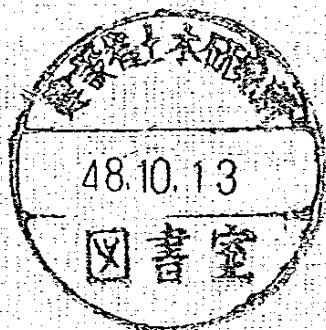




土木研究所資料 第864号

急傾斜地調査指針

昭和48年7月

建設省土木研究所
砂防部急傾斜地崩壊研究室

目 次



まえがき	1
I 調査計画のたて方	3
1. 斜面形成の地質的・地形的解釈	5
2. 崩壊形態の予測	5
3. 崩壊発生時の被災状況の想定	19
II 予備調査	21
1. 災害記録	23
2. 斜面周辺的环境記録	23
3. 水理水文記録	23
4. 地形図・地質図(市販のもの)、空中写真の収集	23
III 概 査	27
1. 概説	29
2. 地形調査	29
3. 地質調査	33
4. 湧水調査	34
5. 植生調査	34
IV 試験又は調査指針	37
1. サウンディング	39
1-1 概説	39
1-2 標準貫入試験	43
1-3 簡易貫入試験	45
1-4 スウェーデン式サウンディング	50
1-5 オランダ式二重管コーン貫入試験	52
1-6 静的円すいコーン貫入試験(コーンペネトロメーター)	55
2. 土層観察・サンプリング	56
2-1 概説	56
2-2 ボーリング	56
2-3 オーガーボーリング	58
2-4 テストピット	59
2-5 サンプリング	60
3. 物理探査	66
3-1 概説	66

3-2	弾性波探査	67
3-3	電気探査	74
4.	地表付近の水の調査	77
4-1	概説	77
4-2	室内透水試験	79
4-3	現場透水試験	85
5.	地下水の調査	89
5-1	概説	89
5-2	地下水位調査	90
5-3	地下水追跡試験	91
5-4	地下水検層試験	99
5-5	水質試験	101
6.	土質常数・強度試験	104
6-1	概説	104
6-2	土質物理試験	104
6-3	土質力学試験	134
6-4	原位置セン断試験	153
6-5	岩石試験	157
6-6	洗掘抵抗試験	170
7.	斜面挙動調査	172
7-1	概説	172
7-2	伸縮計による地表変位調査	172
7-3	地中ひずみ計によるすべり面調査	173
V	対策の着眼点	175
1.	急傾斜地対策工法の種類	177
2.	工法の決定	182
VI	解 説	185
1.	サウンディング	187
1-1	標準貫入試験	187
1-2	簡易貫入試験	190
1-3	スウェーデン式サウンディング	195
1-4	オランダ式二重管コーン貫入試験	201
1-5	静的円すいコーン貫入試験(コーンペネトロメーター)	204

2. 土層観察・サンプリング	205
2-1 ボーリング	205
2-2 オーガーボーリング	209
2-3 テストピット	209
2-4 サンプリング	209
3. 物理探査	214
3-1 弾性波探査	214
3-2 電気探査	226
4. 地表付近の水の調査	229
4-1 室内透水試験	229
4-2 現場透水試験	229
5. 地下水の調査	232
5-1 地下水位調査	232
5-2 地下水追跡試験	232
5-3 地下水検層試験	234
5-4 水質試験	236
6. 土質常数・強度試験	238
6-1 土質物理試験・土質力学試験	238
6-2 原位置セン断試験	238
6-3 岩石試験	240
6-4 洗掘抵抗試験	240
7. 斜面挙動調査	242
7-1 伸縮計	242
7-2 地中ひずみ計	243
あ と が き	245

ま え が き

急傾斜地の調査には、移転適地の有無、移転費用、保全対象家屋などを調べる行政的な面が重点となる調査と対策工法の決定・設計のための調査など技術的な面が重点となる調査とがあるが、斜面の勾配、長さあるいは危険度判定などはそのいずれの調査にも必要で、行政と技術の境がはっきりしないことが多い。このような急傾斜地の性格は、河川砂防技術基準に新たに加わった急傾斜地の章でも明確に打ち出されている。

この指針は、河川砂防技術基準（調査編）にある急傾斜地崩壊対策工事のための調査の部分の詳細な解説あるいは資料としてまとめたものである。

I 調査計画のたて方

1 調査計画のたて方

調査項目は以下に述べる様な種々のものがあるが、このうち、どの項目を実施するかは、急傾斜地対策全体の工費、対策工法決定の難易、調査の時期・目的（概査か精査か）などが関連し、調査目的と調査項目は必ずしも、いつも同じ対応をするとは限らないが、一般的には表Ⅰ－１に示すようになる。

急傾斜地の調査計画をたてるに際して、基礎的な考え方を表Ⅰ－１に示した順に説明する。

1 斜面形成の地質的・地形的解釈

どのようにして現在あるがけ（斜面）ができたかについて、地質的・地形的解釈をたてる。

これには、がけ（自然斜面）を地質および形状から分類し、どのような地質の変遷によって現在に至ったかを考えることである。これは２以下に述べる事項において、大きな誤りをなくするためにぜひ必要である。

現在、急傾斜地の分類基準はほぼできており、崩落と滑落の二つの形態と斜面を構成している地質区分により、急傾斜地を７区分、総数２５の分類に分けている。（表Ⅰ－２及び図Ⅰ－１）昭和４４から４６年にかけて発生したがけ崩れについてみると、約半数が表土の滑落であり、強風化岩（マサ）の滑落、崩積土の滑落、岩Ⅱ（第３紀層）の崩落、火山碎屑物の滑落等がこれに続いている。（図Ⅰ－２）

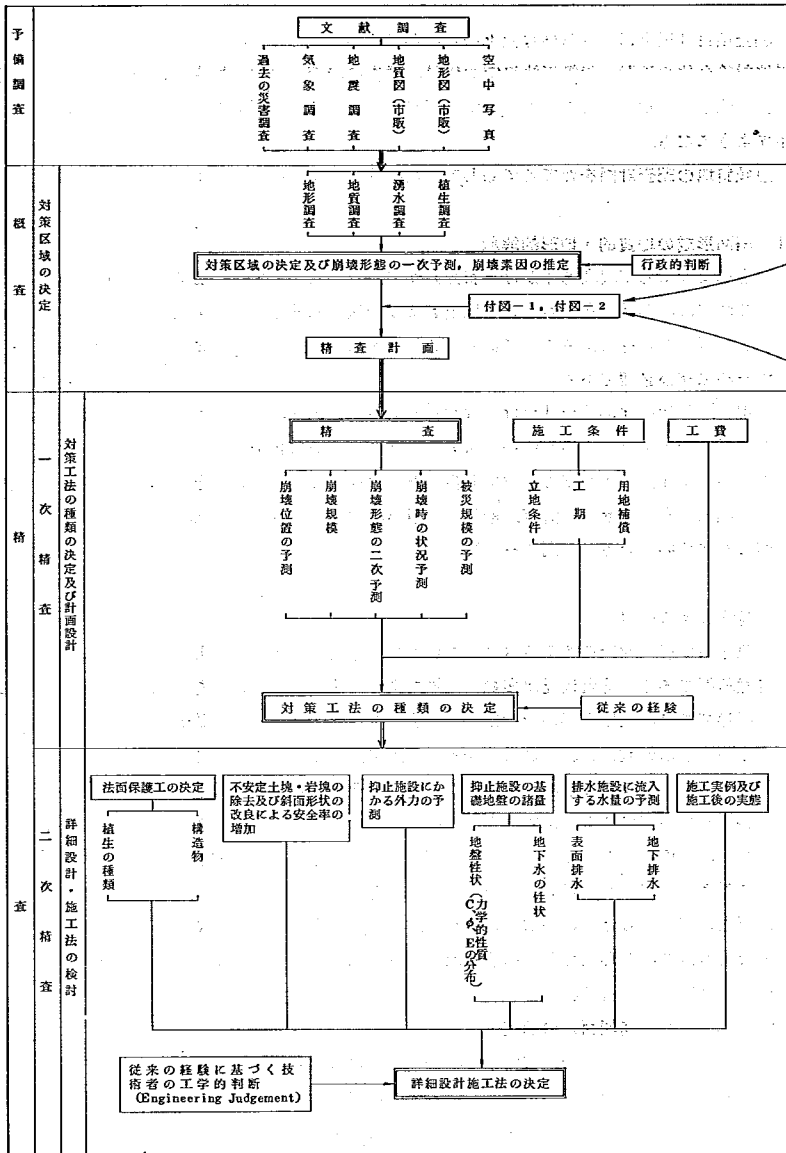
2 崩壊形態の予測

急傾斜地崩壊対策を考えるさい、これが最も重要である。しかし、対象となる斜面は一般に自然斜面であり、地質状況が多様・複雑であり、また崩壊のおもな誘因となる降雨のパターンも多様であり、崩壊形態の予測は一般に決して簡単ではない。最終的には過去の経験、資料にもとづく技術的判断に頼らざるを得ず、各人の主観がはいってくる。地質・地形が同じような近くの所に、これまで崩壊した個所があれば、その性状をよく観察し、これを対象とするがけ（斜面）に当てはめて考えてみることは効果的な方法である。この際、注意しなければならないのは、崩壊しなかった個所も降雨量が多かったなら同じような崩壊を起こしたであろうと単純に考えるのではなく、降雨パターンについても検討し、一見同じに思われる崩壊個所と非崩壊個所とに何か違ったものがないかどうか、もう一度考え直すことである。崩壊形態の予測を少しでも客観的、合理的なものにするためには、次のような事項につき、それぞれ詳細につめていくとよいと思われる。

(1) 不連続面（崩壊面）の想定

強度および透水・浸透に関して、多少ともはっきりした不連続面がどこにあるかを調べることである。よい露頭があれば、踏査・観察でも十分なことが多いが、植生があったりする場合は、ボーリング、サウンディング等が必要である。透水・浸透については、湧水個所を調べたり、簡単な透水試験を実施することになる。これらの不連続面は二つ以上であること

表I-1 急傾斜地調査



付 圖 - 1

調査項目	調査方法	サウンディング	土質観察 サンプリング	物理検査	地下水調査	土質常数 強度試験	斜面挙動 試験
(1) 近隣の崩壊地の性状の調査		●	●			○	
(2) 不連続面(崩壊面)の想定		●	●	△			
(3) 斜面形状より崩壊面の想定		○					
(4) 現在見られる斜面変状より崩壊面の想定		●	●				○
(5) 表面流水による侵食		●	○			○	
(6) 浸透水による間隙水圧の上昇		○			●		
(7) 中間流(湧水)による間隙水圧の上昇		○		△	●		
(8) 土の岩の強度特性(含水比との関係)		○	●			●	
(9) 地盤の間隙比及び単位体積重量(飽和度との関係)		○	○		△	○	
(10) パイピングによる局部崩壊とその進行		△		△	○	●	
(11) 風化		○	△	△	○	○	

◎最も良く用いられる方法 ○しばしば用いられる方法 △場合により用いられる方法

付 図 一 2

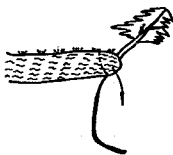
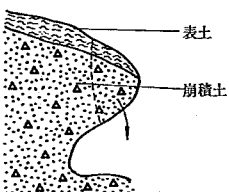
調査法および 対策工法原因		記 号	サウンディング		土質探査サン プリング		鉤探査	地下水調査		土質溶状度試験		斜傾角・地層構造・地質設計・伸縮計						
			簡易貫入試験	スウェーデン式圧入試験	標準貫入試験	オランダ式貫入試験	ポルトランドセメントローラー	不攪乱試料サンプリング	ボーローリソング	電気探査	地下水位調査		浸透水試験	水質試験	土質力学試験	土質物理試験	岩石試験	洗眼抵抗試験
			△	○	△	◎	△	◎	◎	◎	◎		◎	◎	◎	◎	◎	◎
崩 壊 分 類	崩落	1-(1)	△															
	滑落	1-(2)			○	○	△	△	◎	△	◎		○	○		△	△	△
崩 積 土	崩落	2-(1)	◎															
	基盤との境界 崩積土中の滑落	2-(2)-a 2-(2)-b	◎ ○	○ △	○ △	△ ◎	△ ◎	◎ ◎	◎ ◎	◎ ◎	◎ ◎	◎ ◎	△ △	△ △	△ △		△ △	
火山砕屑物	崩落	3-(1)-a					△											
	風化した集塊岩、凝灰角礫岩等の崩落	3-(1)-b																○
段丘堆積物	滑落	3-(2)	○	△	△	△	◎	△	△	◎	△	△	△	△	◎	○	○	△
	シルト層等の不透水層がある場合	4-(1)-a					○											
流風化岩	崩落	4-(1)-b					○											
	樫を埋めループな堆積物からの露の抜け出し <td>4-(2)</td> <td>○</td> <td>△</td> <td></td> <td></td> <td>◎</td> <td>△</td> <td>◎</td> <td>◎</td> <td>◎</td> <td>◎</td> <td>◎</td> <td></td> <td>△</td> <td></td> <td></td> <td>△</td>	4-(2)	○	△			◎	△	◎	◎	◎	◎	◎		△			△
岩	崩落	5-(1)																
	マサの 滑 落	5-(2)-a	◎	△	◎	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△	△	△	△
	温泉 余 土	5-(2)-b	△	○	○	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△	△	◎	△
	削れ目で囲まれたブロック崩壊	6-(1)-a					△			△								
	互層になっている時、下層が侵食に強く上層が弱くされているもの	6-(1)-b							△									
	一部でも下層が侵食に弱く、上部が残っているもの	6-(1)-c							△									
I	崩落	6-(1)-d							△	△	△	△	△	△				
	溶岩の崩理による崩落	6-(1)-e							△	△	△	△	△	△				
	地層の境界面での滑落	6-(2)-a		△			◎		◎	◎	◎	◎	△	△	△			
II	崩落	6-(2)-b								◎	◎	◎	◎	◎				
	断崖、削れ目の組み合わせによる崩落	6-(2)-c					◎		△	◎	◎	◎	◎	◎	△			
	断崖、削れ目の組み合わせによる崩落 溶岩、溶岩の崩理による崩落 溶岩、溶岩の崩理による崩落 溶岩、溶岩の崩理による崩落	7-(1)-a					△											
III	崩落	7-(1)-b					△											
	第三紀層の頁岩の表面剝離による崩落	7-(1)-b																
	頁岩の崩理面に沿った滑落	7-(2)-a	△	○			◎			○	△	△	△	△			△	
IV	崩落	7-(2)-b					◎											
	砂岩頁岩の二層にまたがる滑落	7-(2)-b					◎											

◎ 最も良く用いられる方法

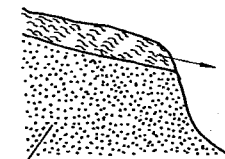
○ しばしば用いられる方法

△ 場合により用いられる方法

図 I - 1 崩壊形式別分類

表 土	1 - (1) 表 土 の 崩 落
	 風，雨，地震力などにより発生する。表土の下層が侵食または人工により，えぐられ，表土が張り出した状態になっている部分が崩壊する。
崩 積 土	2 - (1) 崩 積 土 の 崩 落
	 比較的例の少ないもので，地スベリの末端部などにときどきみられる。

1 - (2) 表 土 の 滑 落

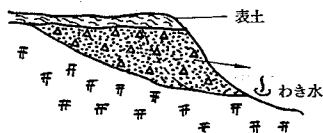


岩（風化岩を含む）、火山
碎屑物、火山放出物（ロー
ム、マサ、シラスなど）、
崩積土、段丘堆積物など

表土のみが滑落するもので、スベリ面は表土と下層（同時にすべらないものとする）との境にある。崩壊で最も例が多い。

2 - (2) 崩 積 土 の 滑 落

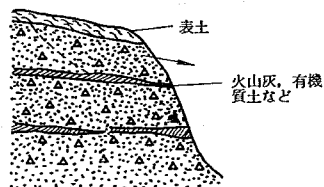
2 - (2) - a 基 盤 の 境



崩積土がその下盤である岩盤または、その風化帯を境界面としてすべるもので小型の地スベリと見ることができる。下盤は層理を有するタイ積岩（ケツ岩、砂岩、レキ岩、片岩など）であることが多い。一般にがけ面全体が一度にすべることが多い。

がけ下にはわき水を見ることが多い。

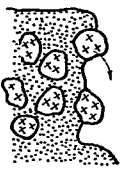
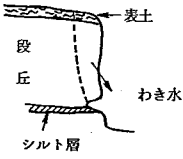
2 - (2) - b 不 連 続 面



崩積土中の不連続面ですべるもの

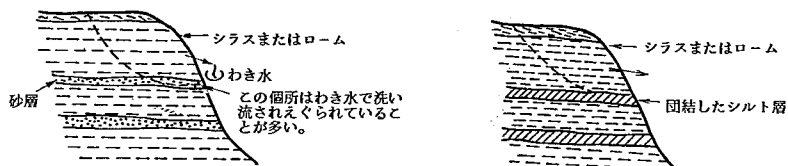
崩積土がその生成の過程において粒度が異なったり、火山灰をはさんだり、有機質土をはさんでおり、これを境界面としてすべるものである。

現地調査においては、これらがけ面内になんらかの不連続面（はさみ層）を見つけたら、その粒度、色調、その個所でのわき水状況を記載するとよい。

火 山 碎 屑 物	3 - (1) 火 山 碎 屑 物 の 崩 落	
	3 - (1) - a シラス, ローム	3 - (1) - b 風化集塊岩, 凝灰角礫岩等
	 シラスの崩落が最も特徴的であるが、ロームでも砂質の層をはさむ場合は同様の現象が見られる。特に地震に対して弱い。 シラス, ロームでも一般に下部にわき水があり、その侵食によってえぐられるのが原因である。また、流水によって下部が侵食されている場合もある。	 岩レキ以外の部分の風化、侵食が進み、残った岩レキが崩落する。
段 丘 堆 積 物	4 - (1) 段 丘 堆 積 物 の 崩 落	
	4 - (1) - a 不 透 水 層	4 - (1) - b 礫 の 抜 け 出 し
	 例が非常に少ないが、シルト分を多く含んだ地層の周辺にわき水のある場合に発生することがある。	 レキ層以外の侵食が進み残ったレキが崩落する。

3 - (2) 火山碎屑物の滑落

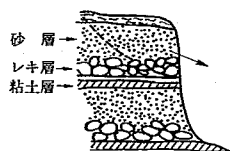
シラス, ローム



シラス, ロームとも滑落は一般に全体が均質でなくて, 砂質のわき水, 透水層があるか, または, 固結したシルト層などの相対的な不透水層がある場合に見られる。

降雨により, 不透水層の上にあるシラスまたはローム中のパイピングや間ゲキ水圧が上昇してすべりを誘発する。

4 - (2) 段丘堆積物の滑落



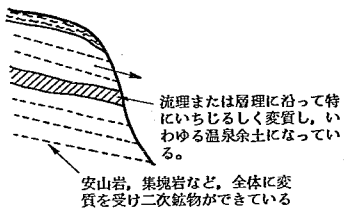
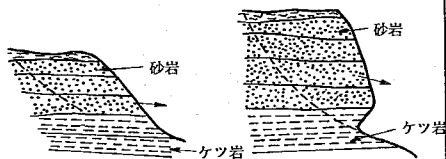
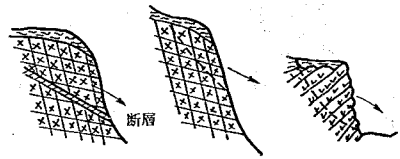
円レキ層が滞水層になっているので, この滞水層で地下水をのみ切れない場合にはスベリを起こす。

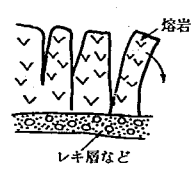
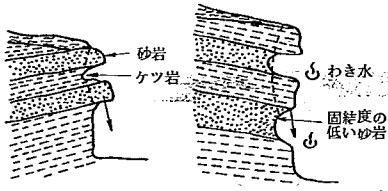
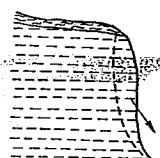
地形的には, 水を集めやすい所に発生しやすい。

(注) 土石流タイ積物の崩壊は, 崩積土または段丘タイ積物とほぼ同じに取扱える。

土石流タイ積物は問題となるようなけ面を形成することが比較的少ない。

強 風 化 岩	5 - (1) 強 風 化 岩 の 崩 落	
	例が非常に少ないが、がけの下部が流水によって侵食された場合に見られる。	
岩 (I) (硬 岩)	6 - (1) 岩 (I) の 崩 落	
	6 - (1) - a ブ ロ ッ ク 状 降雨、凍結などで割れ目がゆるんだとき、ブロックの崩落（落石）が生じる。地震時にはよく起こる。	6 - (1) - b 互 層 互層になっているとき、下層が侵食に弱く、上層が残されているもの

5 - (2) 強 風 化 岩 の 滑 落	
5 - (2) - a マ サ	5 - (2) - b 温 泉 余 土
 マサの滑落は、砂層化した強風化花コウ岩が弱調化した花コウ岩との境界面ですべるもので、その厚さは厚くて2 m以下である。	 流理または層理に沿って特にいちじるしく変質し、いわゆる温泉余土になっている。 安山岩、集塊岩など、全体に変質を受け二次鉱物ができている 温泉変質地帯では熱水、熱気および温泉の作用によって、安山岩、集塊岩などが変質を受け全体に軟弱化しており、このうちでも特にある流理または層理に沿って粘土化（温泉余土）しているとこの層沿いに滑落する。
6 - (2) 岩 (I) の 滑 落	
6 - (2) - a 境 界 面	6 - (2) - b 断 層 , 割 れ 目
 砂岩とケツ岩の組合わせなど、特に強度、透水性の異なる互層に多い。	 断層、割れ目（節理、き裂）の方向性、密度状態がおもな要素で、これらの組合わせによって種々のスベリ面ができる。

6 - (I) 岩 (I) の 崩 落	
6 - (I) - c 下 部 が 弱 い	6 - (I) - d 熔 岩
岩 (I) (硬 岩)  断層などがこのような状態にあれば特に崩落しやすい 同一の地層でも、下部が侵食に弱く、上部が残っているもの。	 溶岩 (特に安山岩質) の末端部などで発生することが多く、非常に高いがけとなっており、その節理 (柱状節理) 面からはく落する。火山地帯の河岸や海岸に見かける。
7 - (I) 岩 (II) の 崩 落	
7 - (I) - a 互 層	7 - (I) - b 第 3 紀 層
岩 (II)  砂岩 ケツ岩 わき水 固結度の低い砂岩 互層になっているとき、侵食に強い層が残る、それが崩落する。	 表面近くに (普通 30cm 以内) 表面乾燥によるクラックが表面に平行して発生し、これを境にして崩落する。

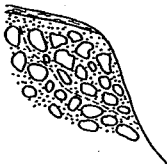
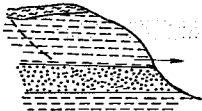
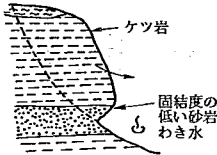
6 - (2) 岩 (I) の 滑 落	
6 - (2) - c 礫 岩 , 集 塊 岩	
 レキ岩, 集塊岩で, レキと粘土, 石灰岩, 火山灰などの膠結部の境界沿いに滑落するもの。	
7 - (2) 岩 (II) の 滑 落	
7 - (2) - a 頁 岩 , 層 理 面	7 - (2) - b 砂 岩 , 頁 岩 の 互 層
 第三紀層のケツ岩は非常に風化しやすい。層理面から風化が進むことが多く、層理沿いにすべることになる。下部に砂岩などの透水性の高い地層があるときは、この傾向が助長される。	 新第三紀層で砂岩の固結度が低くわき水によって洗い流され、えぐられている場合などによく見られる。

表 I - 2 崩壊形式別分類

1. 表土	(1) 崩落	1 - (1)
	(2) 滑落	1 - (2)
2. 崩積土	(1) 崩落	2 - (1)
	(2) 滑落	a 基盤との境界 2 - (2) - a b 崩積土中の滑落 2 - (2) - b
3. 火山碎屑物	(1) 崩落	a シラス・ローム等 3 - (1) - a b 風化した集塊岩、凝灰角礫岩等の崩壊 3 - (1) - b
	(2) 崩落	シラス・ローム等 3 - (2)
4. 段丘堆積物	(1) 崩落	a シルト層等の不透水層がある場合 4 - (1) - a b 礫を含むルーズな堆積物からの礫の抜け出し 4 - (1) - b
	(2) 滑落	4 - (2)
5. 強風化岩	(1) 崩落	5 - (1)
	(2) 滑落	a マサの滑落 5 - (2) - a b 温泉余土 5 - (2) - b
6. 岩 (I)	(1) 崩落	a 割れ目で囲まれたブロック崩壊 6 - (1) - a b 互層になっている時、下層が侵食に弱く、上層が残されているもの 6 - (1) - b c 同一地層でも下部が侵食に弱く上部が残っているもの 6 - (1) - c d 熔岩の節理による崩落 6 - (1) - d
	(2) 崩落	a 地層の境界面での崩落 6 - (2) - a b 断層、割れ目の組み合わせによる滑落 6 - (2) - b c 礫岩・集塊岩で礫と粘土、石灰岩火山灰などの膠着部の境界沿いの滑落 6 - (2) - c
7. 岩 (II)	(1) 崩落	a 互層になっている時、侵食に強い層が残る、それが崩落 7 - (1) - a b 第三紀層の頁岩の表面剥離による崩落 7 - (1) - b
	(2) 滑落	a 頁岩の層理面沿いの滑落 7 - (2) - a b 砂岩・頁岩の二層にまたがる滑落 7 - (2) - b

が多いが、ここでは一つにしばらくしておく。

(2) 斜面形状より崩壊面を想定

つぎに述べるような場合は、斜面形状から崩壊面が想定されやすいが、最終的には、地盤性状など他の要素と合わせて決めることになる。

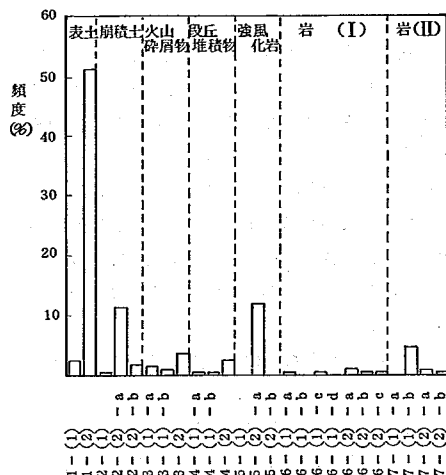


図 I - 2 崩壊型の頻度

(3) 現在見られる斜面の変状より崩壊面を想定

斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合はこれらより崩壊面の形を推定できることが多い。

つぎに、対象とするかけ（斜面）に降雨があった場合について考えていく。崩壊の誘因としては、この他に地震があるがここではとりあげない。

(4) 表面流水による侵食

斜面後背地形より水量、斜面形状より流速、植生・地表状況より侵食に対する抵抗を検討する。当然のことながら、シラス等の侵食に対する抵抗が弱い地盤で特に重要な要素となる。つぎに、雨水が地表面より浸透し、これが崩壊に結びつく場合であり、以下に述べる要因に分けることができる。

(5) 間隙水圧の上昇

湧水個所、付近の井戸あるいはボーリング等より常時の地下水位を推定する。次に、斜面およびその近傍の地表面より浸透した雨水による間隙水圧の上昇を検討する。この場合は、植生・地表状況による浸透の程度、地層の走向・傾斜（流れ盤か受け盤か）、地下の不透水層の形状等がおもな要素である。地表近くに相対的にその上層より透水の地層があり、常時の地下水位がこの地層より下にある場合は、集中豪雨時に地表よりの大量の浸透水で、間隙水圧が地表面近くで局部的に上昇



図 I - 3

図 I - 4

図 I - 3 のようにオーバー・ハングしていれば、その崩壊面は予想しやすい。

図 I - 4 のような縦断形状の斜面では、凸から凹に変わる変換点が崩壊の頭部になりやすい。

横断形状についていえば、はっきりした谷形または沢形よりもわずかに谷形または沢形したものの方が崩壊する割合が高い。

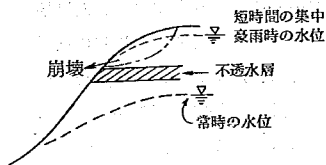


図 I - 5

し、崩壊の原因となることが多い(図I-5)

常時、地下水位より上にある地盤は不飽和の状態であり、これに雨水が浸透すると土の間隙中に占める水の割合が多くなり、空气の割合が少なくなっていくが、不飽和状態においても、間隙圧が発生する場合があることを示す実験データも報告されている。これには、間隙中の空气の量、滲透水の量、速度および間隙から空气が地表へ逃げて行く速度などが関係し、定量的な解析は困難だが定性的には、空气の占める割合が減ってくれば、間隙圧は、間隙が完全に水で満たされたときの間隙水圧に近くなる。長期間降雨があり、その後強い降雨があるとき、斜面が崩れやすいのは、間隙中の空气の割合が長期間の降雨で減っており、この状態で、地表より大量の水が浸透すると、常時、間隙圧がなかった地盤(土)に高い間隙圧が発生することになり、これがおもな原因の一つと考えられる。

なお、間隙水圧は水が流れているときは地下水頭と一致しないので、安定計算を行なう場合は注意を要する。

間隙水圧上昇のもう一つの型として、斜面から遠く離れた範囲に降った雨が地表面より浸透し大量の地下水となり、これによって斜面中の間隙水圧が上昇するものがある。これは斜面と後背地の標高差などの地表面の地形以外に、水道の形状ならびにそれに関連する透水層および不透水層の形状・性状、断層・破碎帯の性状など地下の構造に大きく左右される。これに対しては、単に常時および降雨時の湧水状況を調べるだけでは不十分で、これを地下構造と関連させて検討することが必要である。ボーリング等による地下構造の把握、ボーリング孔での地下水位の変化の測定、さらには地下水検層、地下水追跡、水質試験の実施が望ましい。

(6) 含水率の増加による土および岩の強度低下

崩壊に関連する水の問題としては、間隙水圧以外に、斜面を構成する土および岩が浸透水や地下水によってその含水率が増加し、化学的および物理的变化を受けて強度が低下する問題がある。一般の土および岩でもこの現象は見られるが、シラスや凝灰岩等の火山碎屑物や蛇紋岩等の特殊な岩石では、特にこの傾向が著しい。崩壊に関連して、この強度低下の程度を検討することは重要である。

(7) 飽和度の増加による斜面の地盤の重量増

斜面を構成する地盤に浸透水や地下水が供給されると土の間隙や岩の割れ目に水がはいり、飽和度が増加し、単位体積重量が増すことになる。これは斜面をすべらす力(Sliding Force)の増加となり、斜面崩壊の一つの要因となる。これは、斜面に間隙の多い土や割れ目の多い岩がある場合に特に検討すべき事項である。土の間隙や岩の割れ目を水で満たしていくには、そこにある空气を追い出すことになり、したがって、ある広がりを考える場合、飽和度の増加は時間がかかる。したがって、長期間連続して降雨があるとき、この事項は重要になってくる。

(8) パイピングによる局部崩壊とその進行

地下水あるいは中間流の湧水によって斜面の表面でパイピングが生じ、局部的に地盤の洗

い出しが始まる。この局所的な破壊が進行すると、潜在的なすべり面の足もとをさらう形になり、大きな崩壊につながることもある。常時、湧水のある個所では、降雨時に水量の増加が著しい個所が、また常時は湧水のない個所では、火山灰や風化が進んだ凝灰岩など、流水によって洗い出されやすいものなどが危険度が高い。

(4)～(8)は斜面崩壊の要因になる水の問題のうち、たとえば、一つの集中豪雨の降り始めの少し前から、降り終わってせいぜい数日後の期間を考えればよいような、比較的短期間の現象であるが、これに対して非常に長期間に少くしずつ進行し、崩壊に結びつくものとして風化がある。

(9) 風 化

これは、第三紀の泥岩などに見られる湿潤～乾燥の繰り返しによる表面近くの風化と花崗岩に見られる深部の風化とがある。また、化学的変化による風化と、ひび割れの発生などの物理的な風化にも分けられる。切取りのり面などでは、この他、斜面の応力状態の変化（主として表面近い部分の応力緩和）による強度低下があるが、これも広義の風化に入れる。風化を考える際は、切取りなどの人工が加わっておればそれからの経過日数、凍結など風化が急激に進む気象条件および蛇紋岩、凝灰岩、温泉変質岩など風化しやすい地質があるかどうかがおもな検討事項である。

3. 崩壊発生時の被災状況の想定

つぎに、2 で述べた事項を総合的に検討して、崩壊の形態を想定し得たなら、つぎには、それがどのような災害をもたらすかを想定する。ここでは、まず問題となるのは、崩壊形態は降雨パターンと関連して、一つの斜面で、複数の形態が想定される場合である。堅固な岩の上に薄い表層のみがある場合は、表層の崩壊だけを考えればよいが、このようなケースはむしろまれで、一般には2～3の崩壊形態が予想されるのが普通である。これに対しては、

- i) 集中豪雨等の異常気象の規模とその確率——この際は、過去の異常気象記録とそのときの崩壊の状況が参考になる。
- ii) 今後何年間のことを考えるか。
- iii) 崩壊対策の規模と経費——行政上および社会的制約が、その前提として検討されねばならない。

実際上の取扱い、ある降雨条件（総雨量、単位時間、最大雨量、継続時間等）までのものに対しては崩壊防止工事で、それ以上の降雨に対しては、避難という二段がまえが一般にとられている。

この際の技術的問題は主として次の三つの点である。

- i) 崩落する土砂量
- ii) 崩落する速さ
- iii) 崩落土砂の到達距離

i) は崩壊の形態から概算できる。ii), iii) は崩落土砂の粘性、斜面の形（高さ、勾配）の

他、いったん崩壊した後、土砂にどの程度の衝撃が加わるかが重要な要素となり、理論的にはほとんど解明されていないのが現状である。昭和46年度全国約200例のがけ崩れについての実態調査によると、崩落土砂の到達距離 L は、これとがけ高 H との比 L/H の頻度を求めてみると図I-6のとおり平均0.67で、 $L/H=1.00$ までで全体の70%程度を占め、 $L/H=2.00$ をとると99%までがはいる。

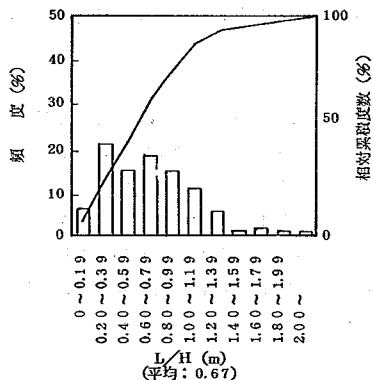


図 I - 6 崩壊土到達距離／高さ 頻度

Ⅱ 予 備 調 査

Ⅱ 予 備 調 査

対象斜面周辺の災害記録、斜面付近の環境、水理水文記録などの調査について次のような項目について調べ、表Ⅱ-1のように整理するとともに必要事項を地形図の上に記入する。

1. 災 害 記 録

- (1) 斜面周辺の過去の災害および崩壊、発生日時、場所
- (2) 被災の区域、被災の規模
- (3) 崩壊時の気象条件
- (4) 崩壊時の状況

2. 斜面周辺の環境記録

- (1) 人家戸数、配列、所帯数、住民数
- (2) 公共建物、公共施設等の位置、数、大きさ
- (3) 斜面下端と人家との距離、その間の防災構造物の位置、種類
- (4) 道路、通路、水路等の配置、規模
- (5) 斜面上の水路、構造物、その他斜面周辺の人為的な改変箇所などの位置、年月、規模

3. 水理水文記録

- (1) 付近の雨量観測所の位置
- (2) 過去の災害または崩壊発生時の時間雨量、日雨量記録
- (3) 過去の大雨時の時間雨量、日雨量記録
- (4) 過去の最大時間雨量、最大日雨量、最大連続雨量等の各年最大値
- (5) その他の気象資料
- (6) 地震に関する資料

4. 地形図・地質図(市販のもの)、空中写真の収集

付近で過去に何度も崩壊が起り、被災をしているような所では、崩壊の危険性の高い地区と考えることができる。

被災の程度、被災区域、崩壊時の状況等についての調査は、その地域での崩壊後の崩土の動き、崩土の拡がりの範囲、崩土の規模、等を知る手がかりとなり、また、被災の恐れのある範囲推定のための資料となる。

過去に付近の斜面が崩壊した時の降雨量の記録、あるいはその他の気象記録、地震によって崩壊した場合は、その地震記録等について調べておく。

降雨量記録は、付近の雨量観測所の崩壊発生時までの最大時間雨量、最大日雨量、最大24時間雨量、崩壊前30日間程度の日雨量、雨の降り始めからの連続雨量、崩壊発生時までの降

雨継続時間等について調べる。一般に崩壊は最大時間雨量と、その時までの累計雨量及びその下地となる前期降雨量等によってその発生が影響される。地形、地質、その他の斜面の条件にどのような降雨条件が加われば崩壊が起きやすいかが推定される。

降雨以外の気象条件には、台風時の風の影響、積雪地帯の融雪水、寒暖の差の激しい地域の水の凍結・融解の繰り返し等が考えられるが、これらの原因の考えられる地域ではこれらの調査が必要である。特に台風時の風は、そのほとんどの場合強雨をとめない、風の力による樹木のゆれと、それにともなう表層付近の土層の攪乱、割れ目の発生、降雨水の浸透を促がし、斜面を不安定にする原因になるので、その地域で卓越する風向、樹木の状況、表層土の状態等と関連して調査をしておく。

地震による崩壊が起きやすい地域では、有感地震の回数、崩壊発生時の震度、震史等についての調査が必要である。

表Ⅱ-1 急傾斜地調査表

急傾斜地名		所在地		人家戸数		公共物建物		公共的施設	
地 質		斜面形成の歴史		急傾斜面の面積 ha		急傾斜地の面積 ha			
地 形	長さ	集水区域の面積 ha		湧水の有無		落石の有無		空中写真の有無縮尺	
	測線 No.								ついでに記す 斜面をいくつかに
	高さ								
	傾斜角 斜面の平面の形状 斜面の縦断の形状 その他の記載事項								
過去の崩壊面の特徴				斜面上の土地利用状況					
植生		植生の種類		植生の樹令		施業の種類及び時期			
湧 水	湧水点の記号								する 湧水点ことに記入
	量 降雨時の量 濁り 降雨時の濁り その他の記載事項								
災 害 記 録	災害又は崩壊 No.								崩壊又は災害の発生で とに記入する
	発 生 日 時 被 災 状 況 発生までの最大時間雨量 " 最大日雨量 " 連続雨量 その他の記載事項								
水 文	既往最大時間雨量	年 月 日 時 ~ 時							
	既往最大日雨量	年 月 日 時 ~ 時							
	既往最大連続雨量	年 月 日 時 ~ 時							
	その他の記載事項								

Ⅲ 概 查

Ⅱ 概 査

1. 概 説

調査計画のたて方のところで、斜面を不安定にする要因、あるいは対策という点から見た調査のポイントとなる項目について説明したが、これらの項目は現地での地形、地質、植生等の細かな観察によってある程度の推定がつけることができるものが多い。むしろ急傾斜地での調査を実施する場合には、現地踏査による概査は必ず実施しなければならないと考えるべきであり、以下の詳細な精査の方法の選択、測線、測点の配置を決める際の条件として、調査の目的すなわち調査項目と関連して重要な判断材料を提供することになる。

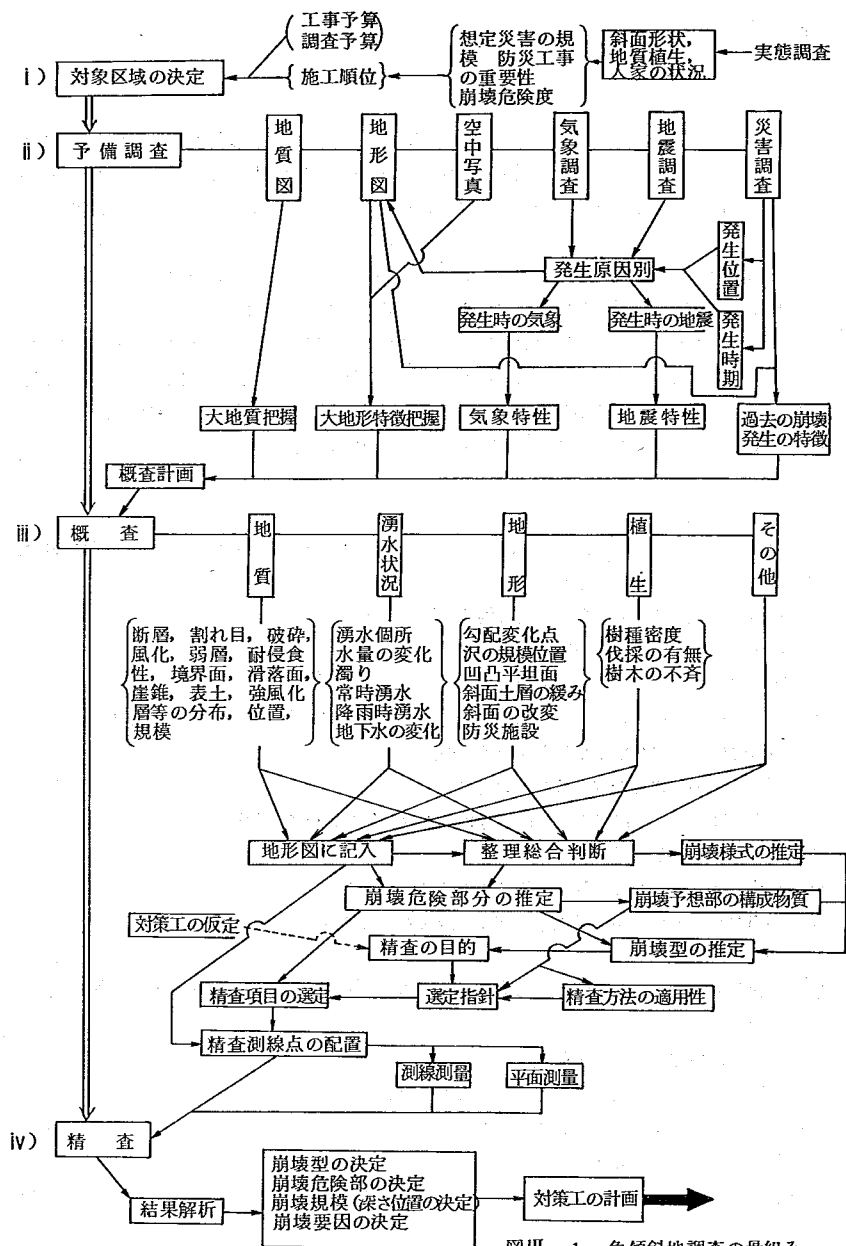
現地踏査による概査は、対象斜面だけにとらわれずに、後背地、あるいは近隣の斜面全般について細かく観察しなければならない。予備調査で準備した地形図、地質図、空中写真、過去の災害記録、気象条件等を参考にして、以下に述べるような諸点に着目して斜面を踏査する。図Ⅲ-1は、精査実施までの調査の手順を示したものである。

2. 地 形 調 査

斜面の形成の歴史、地形図の整備、後背地を含めた斜面周辺の細かな地形上の特徴について次のような項目の調査を行なう。

- ① 斜面の高さ、傾斜角、長さなどの斜面の規模
- ② 斜面の平面的な形状、縦断的な形状
- ③ 後背地（集水区域）の規模・形状
- ④ 沢の位置・方向・規模、尾根の位置・方向・規模、表流水の集りやすさ、表流水の流路
- ⑤ 斜面途中の滞水を生じさせやすい平坦面、凹凸
- ⑥ 斜面の傾斜変化点の位置及びその特徴
- ⑦ 斜面上部及び斜面内での張り出し等の不安定な部分の位置と規模
- ⑧ 斜面土層の緩み及びその原因
- ⑨ 侵食によってできた沢地形、崩壊による凹んだ地形
- ⑩ 平坦な斜面のわずかな沢地形、凹み、段落ち、亀裂等
- ⑪ 崩壊面の特徴
- ⑫ 斜面下端の切り土、斜面上の盛り土、水路のつけ替え、その他の人工的改変個所の位置と規模
- ⑬ 斜面上の構造物の位置と種類
- ⑭ 斜面周辺、地表付近の浸透性、湿地部の位置等
- ⑮ 表土、崩積土等の分布、厚さ
- ⑯ 斜面上の土地利用の状況

以上のような諸点に着目して、それぞれの位置、規模等についての調査を行ない、地形図上に記入する。



図Ⅲ-1 急傾斜地調査の骨組み

斜面形成の過程が、海蝕あるいは河蝕によってできたものか、崩壊あるいは侵食の繰り返しによってできたものか、火山灰あるいは段丘堆積物等の堆積作用によってできたものか、海成か陸成か、あるいは人工的な切り取りによってできたものか等、斜面形成の歴史を知ること、そこでの崩壊の危険性、崩壊の特徴を考える上で重要な手がかりとなる。

現地踏査によって、地形、地質の調査をするには、それらの調査事項を書きこむことのできる地形図が必要であるが、それは少なくとも1/1000以上の縮尺のものが望ましい。地形調査に先立って1/1000程度（以下の対策工事のための調査を考えると1/500程度ならなおよい）の地形図を作っておく必要がある。

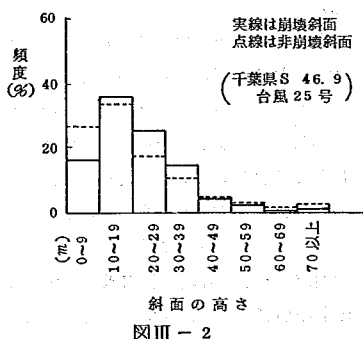
急傾斜地の崩壊は局所的で、ちょっとした地形的な特徴に支配されやすい。したがって地形調査もできるだけ細かな、いわゆる微地形の調査を行なわねばならない。

斜面の高さは、図Ⅲ-2に示すように、現実の斜面の高さ分布に比べ崩壊した斜面の高さ分布は、その傾向が少し異なるという調査例がある。この例では、斜面の高さが10mを越すと崩壊の危険は高くなり、10~40mの斜面に崩壊が集中する傾向がある。

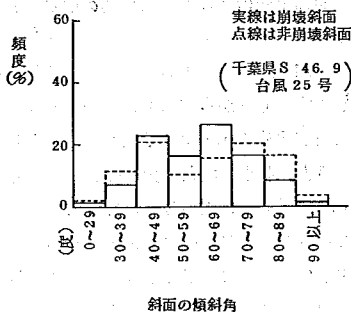
斜面の傾斜角は、同様の調査によると図Ⅲ-3のように $40^{\circ} \sim 70^{\circ}$ 付近の斜面で崩壊の危険性が高いようである。 70° を越すような斜面で崩壊の危険性が低くなっているのは、この調査では、このような急斜面はきりたった岩盤斜面で、岩塊の剥離、落石以外の崩壊は起りにくいからである。

斜面の平面的な形状は、表流水、あるいは地中の浸透水の集り具合を支配し、不安定な土塊の生成、風化の促進等に影響するので、わずかな沢地形なども注意して調べる必要がある。

図Ⅲ-4は、平面的な形状を5つに分けて崩壊の起った場所の平面的な斜面形状を調べた結果であるが、小さな山ひだ程度の沢地形のある平衡な山腹を含めて沢地形の所での崩壊発生率が高く、中でも一見沢などの見られない平衡な山腹での崩壊がきわだって多いようである。大きな谷地形の所では崩壊は案外少なく、これは大きな谷地形では、降雨時の流れなどで絶えず表層土が侵食を受け、崩壊に対する不安定な土塊が小規模であることを示している。このような所での崩壊は一種の溪岸の崩壊のような形の規

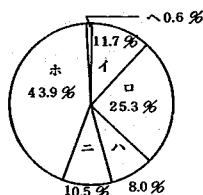


図Ⅲ-2

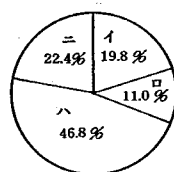


図Ⅲ-3

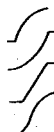
模の小さいものは起っても、あまり大きな崩壊は起りにくいようである。むしろ、不安定土塊の厚いと考えられるわずかな山ひだのような部分での崩壊の危険性に注意を向けるべきである。これと関連して、後背地の規模、形状、沢の位置・規模・方向、尾根の位置・規模・方向、表流水の集りやすさ等についても調べておく必要がある。



イ：大きな尾根部
ロ：小さな "
ハ：大きな谷部
ニ：小さな "
ホ：平衡な山腹
へ：その他



イ 凸型
ロ 凹型
ハ 直線型
ニ 混合型



斜面の縦断形状は図III-5に示すような調査例がある。崩壊の起

図III-4

斜面の平面形状

図III-5

斜面の縦断形状

ったもとの斜面の形状は、直線型のものが最も多いが、凸型～混合型の斜面が次いで多く、凹型の斜面では崩壊は少ないようである。特に斜面上部で凸から凹に変化するような所、あるいは急に傾斜がきつくなるような所は、崩壊の頭となりやすいので、このような傾斜変化点付近の地形的特徴は綿密に調べる必要がある。

上部および斜面内で張り出した状態になっている個所はもちろん危険であり、斜面途中に平坦面があるような場合は滞水しやすく危険な場合が多い。沢の規模がその斜面で異常な大きさのものかどうか、崩壊によってできたものか、侵食によるものか、崩壊によってできた沢があれば拡大するおそれがある。斜面勾配の変換点、小さな沢形地形、凹み、段落ち、亀裂等の細かい地形の変化を調べておく。

斜面土層の緩みは直接崩壊の危険度と位置を決定づけるものであり、念入りに調べなければならない。その原因が人工的（たとえば、表土のはぎとり、樹木の伐採、穴の掘削等）なものか、凍上、降雨、地表流、風による樹木の不斉等による自然のものかを調べる。いずれの場合も危険であるが自然のものはいずれ繰り返して起ることが予想されるので特に注意を要する。落石が頻繁に起るような所も危険であり、その位置を調べる。

盛土、切土、流路変更等の斜面を変える行為があるかどうか、斜面上の盛土、斜面末端の切土、斜面上への水の放流等は特に危険であり、その位置、規模、施工時期等を調べる。また、これらの目的が、危険防止のためか、土地利用のためかを調べる。危険防止のためであれば、完全なものでない限りやはり危険である。

斜面上に自衛の防災工事が施してある場合は、その斜面は昔から崩れた経歴があったか、あるいは危険であった斜面であることが多い。その目的が崩壊予防と、崩壊の復旧のためとあるいは土地利用を行なったためのものかの違いはあるが、いずれの場合でも完全なものでない限り、崩壊の危険性は持っている。防災工事の種類、施工時期、位置、安定度等を調べておく。

斜面全体の特徴から基盤の上のっている表土、崩積土等の分布、厚さ等の大体の見当をつ

け、そこで想定される崩壊タイプの予想をつける。

斜面の縦断形が凹型になっている場合は下部には崩積土がある場合が多く、その境目では勾配変化点がある。また、このような所は谷部に多く、植生も密であり、水分事情もよい。斜面形が凸型になっている場合は崩積土はうすく、表土のみが被っている場合が多い。このような所の崩積土は尾根状になっており水分事情が悪く、植生も比較的疎である。

複雑な形をした斜面では、勾配の変化点（特に凸部から凹部に変るような所）が崩壊の頭部になりやすいのでこの点を連続的に結んでみる必要がある。

地形調査で大縮尺の空中写真があれば利用度は高い。

3. 地 質 調 査

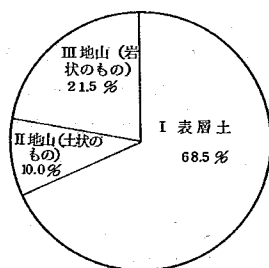
斜面周辺の地質区分及び細かな地質上の特徴について次のような項目の調査を行なう。

- ① 風化の程度、硬さ
- ② 雨滴や流水による侵食に対する抵抗
- ③ 断層、割れ目、破碎層、変質部、その他の弱層
- ④ 節理の方向・間隔・開口部
- ⑤ 土層、地層の境界
- ⑥ 地層の走向・傾斜（受け盤か、流れ盤か）
- ⑦ 表土、強風化層、崖錐性堆積物層等の滑りやすい土塊
- ⑧ 透水性の違い
- ⑨ 落石の起りやすさ

等の分布・位置、規模等の細かな微地質について調べ、地形図上に記入する。

又、近隣の崩壊地ですべった地層の境界面をよく調べる。崩壊は同じような地層の境界面で起ることが多いから、これを対象斜面に適用できる。露頭では、風化の程度、硬さ、雨滴侵食、流水による侵食に対する抵抗度、断層、割れ目の位置、形状、弱層の位置、土層・地層の境界等を調べる。また、境界面がすべり面になったり水の供給源になったりするので、2つ以上の地層があればその境界面が斜面のどこに表われるか、またそれが地形的な境界（たとえば傾斜変換点）として表われているかどうかを調べる。表土、崖錐、強風化層は崩壊しやすいからその規模と分布を調べる。

これまでの崩壊実態調査の結果によると図Ⅲ-6に示すように、崩壊事例190個中表層土の崩壊は130個、約69%を占め、地山にまで達する崩壊に比べ著しく多く、基盤上の表層土についてのその基盤の地質を含めての調査が重要であることが判る。



図Ⅲ-6 斜面構成土質別崩壊発生頻度

4. 湧水調査

斜面周辺の湧水、井戸、池沼、湿地、表層付近の水の状態、地下水の状態などについて、次のような項目の調査を行なう。

- | | |
|-----------------------------|-----------------------|
| (1) 湧水的位置 | { 常時の湧水
降雨時に発生する湧水 |
| (2) 湧水の量 | { 常時湧水の量
降雨時の変化 |
| (3) 湧水の濁り | { 常時湧水の濁り
降雨時の変化 |
| (4) 斜面表層のしめり具合、特に湿っている部分の位置 | |
| (5) 井戸又は池、たまり水の水位の変化 | |
| (6) 後背地形の特徴と地下水の状態 | |

以上の諸点について調べ、地形図上に記録する。

湧水のある場所を中心に崩壊は発生しやすく、湧水的位置・量を調べておく。常時ある湧水では降雨中にその量に変化したり、濁ったりするかを調べる。湧水が濁り、量も急増すれば、その斜面は崩壊の危険性が高いといえる。また、降雨中にのみ発生する湧水についても位置、量、濁りを調べておく。

地表下に浸透した水は、地下水面に達する前に木の根、土層中の間隙などの水みちを通して流れることが多く、これが斜面上にあらわれるとその部分から崩壊が始まる例が多い。

付近に井戸があればその水位の変化を調べておく。特に降雨中に水面が急激に上昇するような場合、その斜面は非常に危険である。

又、斜面下端では地層の境界が観察できる場所が多く、しかも、このような所で湧水が見られることが多いので、特に綿密にどの地層中、あるいはどの境界で湧水が見られるかを調べる。

5. 植生調査

斜面及びその周辺の後背地の植生の状況について次の項目の調査を行ない地形図上に記入する。

- ① 植生の種類及び分布、裸地、草地、竹林、針葉樹、広葉樹、針広混交、その他程度に分ける。
- ② 植生の樹令（又は樹高）
10年未満、10～30年、30～50年、50年以上程度に分ける。
- ③ 植生の密度 粗、中、密程度に分ける。
- ④ 根系の張り具合
- ⑤ 根系付近の土層の緩み
- ⑥ 下草の状態
- ⑦ 伐採の有無とその程度、時期及び伐根の腐植の状況
- ⑧ 植生の状態 植林地か自然林地か、植林地の場合は施業の種類

一般に、竹、杉は地下水の豊富な所にあり、松、ヒノキ等は比較的透水性の良い地盤にある草地等の場合その疎、密は表層土の水分事情を鋭敏に反映していることが多く、表面へのしみ出し水、表土層中の水分保留の状況が判る。植林の場合は経営目的のためか、治山のためか、伐採を最近行なったかどうか、伐採跡地の場合は伐根の腐植がその付近の土層の透水性をよくしており、土層は不安定になっている場合が多い。又、風等のために樹木が不斉になっていないか、あればその付近の土層は攪乱されている場合が多く、水を浸透させやすく危険である。斜面の法肩の大木等は危険である。

IV 試験または調査指針

IV 試験または調査指針

1. サウンディング

1-1 概 説

サウンディングは各種のコーンを取りつけたロッドを地中に貫入、圧入、回転等により挿入したり、あるいは引き抜いたりして、地盤のこれに対する抵抗を測定し、土層の性状を測定する地盤調査の一方法である。サウンディングの種類は極めて多く、その目的、適用性等によって種々改良が加えられてきている。土質工学会編：土質調査法（1972）によるとサウンディングの分類・方法の細目は表IV-1、IV-2のようにまとめられている。（簡易貫入試験をつけ加えた）

表IV-1 サウンディングの分類

荷重	操 作	先 端	ロ ッ ド	サウンディング装置名
静	圧 入	コ ー ン	単 管	WES コーンベネトロメーター、携帯型コーンベネトロメーター、SGIサウンディング(Kallstenius) 装置
			二 重 管	携帯型二重管コーンベネトロメーター、 鹿島技研原位置試験車
			差動二重管	オランダ式コーンベネトロメーター（ダッチコーン） G.C ベネトロメーター
		スリープ付きコーン	差動二重管	ジャケットコーンベネトロメーター（大型ダッチコーン、(Begemann)） WES ロタリーコーンベネトロメーター（Hvorslev）
			圧 入、 引 抜 き	単 管
	分銅載荷 および 急速回転	スクリュー 端	単 管	スウェーデン式ベネトロメーター デンマーク式ベネトロメーター
		角スライ端		
	引 抜 き	抵 抗 翼	ワイヤーロー ープ	SGI 自記式イスキメーター（Kallstenius）、 鉄研型イスキメーター、 鹿島技研原位置試験車
		スクリュー オーガー	単 管	ヘリカルサウンディングボーラー（Sokjer）
			単 管	トルクレンチ型簡易ベーン
きわめて 緩速の回 転		ベ ー ン	単 管 （ボーリング 孔）	スケンプトン型ベーン、 テンションリング式ベーン、 分銅載荷式ベーン、 スプリングバランス式ベーン、 その他大部分のベーン
	二 重 管		SGI-II 型ベーン	
	側壁圧縮	セル(ゴム)	パイプ(ボー リング孔)	プレシオメーター（Ménard）
動	ドロップ・ハンマーによる 衝撃	コ ー ン	単 管	マーク大加勢の貫入試験機 (Mark)、 キャプセル型の貫入試験機 (Cone)、 鉄研型の動的コーン貫入試験機 (CPT)、 西式動的貫入試験機、 簡易貫入試験機
			二 重 管	ブルンナー大型動的貫入試験機 (Brunner)、 スタンブ中型動的貫入試験機 (Stump)
		レイモン ドサンブ ラー	単管（ボー リング孔）	標準貫入試験機
		同形 先端 閉塞型	単管（ボー リング孔）	パルマー式動的貫入試験機 (Palmer)
		ポーターサ ンブラー	単 管	ポーターサンブラー貫入試験機
		スリープ 付きコーン	単 管	プレスラムベネトロメーター（スイスコーン）
的				

土質工学会編：土質調査法 P173

図表IV-2 主なサウンディング方法の概目一覧

方式	名 称	先 端	ロ ッ ド	せん孔	連続性	測定すべき量	測定値から求められるもの	適 応 土 質	有効(可能)深	調査法の性格	備 考
チ ャ ー ジ 型 動 貫 入	標準貫入試験 (Standard Penetration)	レイモンドサンブラー 内径35mm 外径51mm 全長81cm	単 管 ボーリング用ロッド φ40.5mm φ42.0mm			0.35kgのハンマーを75cm自由落下させ、30cm打込むのに要する打撃回数を求めこれをN値とする	砂の相対密度 砂の内部摩擦角(φ) 砂地盤の比下に対する許容支持力 粘土のコンソシデーション 粘土の軸圧縮強さ(q _u) または粘着力(c) 粘土地盤の破壊に対する許容支持力	玉石を除くあらゆる土、ただしきわめて軟弱な粘土・ビート質土ではN=0となり明確な判定ができない	15~20m (50m) 深い場合打撃効率低下の修正が必要	すべての意味でのテストボーリング、支持層の深さおよび支持力の判定、土の砂質の程度、調査深度の判定に適す。粘土の場合中以上硬質粘土に適性あり	JIS A 1219 (1961) 参照
	動的円錐貫入試験 (Dynamic Cone)	60°コーン断面積はレイモンドサンブラーと同じ φ40.5mm	ボーリング用ロッド (単位) φ40.5mm	不 要	連続	標準貫入試験とまったく同様で打撃回数をN _d とする	標準貫入試験のN値に換算する N _d ≈ 1~2 N	同 上	15m (30m)	標準貫入試験の補助法として有効、迅速	同試験法は非常に多いが標準方法は決まっていない
	簡易貫入試験 (Handy Dynamic Cone)	60°コーン面積 4.9cm ²	単 管 φ16mm	不 要	連続	30kgのハンマーを35cm自由落下させ10cm打込むに要する打撃回数をN _c とする N _c ≈ 10	標準貫入試験のN値に換算する N _c ≈ 10 N	玉石・レキを除くあらゆる土質、粘土より砂質土に有効	10m (15m)	同 上 (簡易試験としてより迅速)	同 上
貫 入	ポータブルコーン貫入試験 (Portable Cone)	30°コーン面積 6.45cm ²	単 管 (φ16mm) および二重管	不 要	連続	コーンを人力により圧入するときの指針当りの抵抗値(コーン支持力) q _c kg/cm ²	粘土の軸圧縮強さ q _c ≈ 5 q _u 粘土の粘着力 q _c ≈ 10 c	ごく軟弱な粘土、ビート質土	5m (10m)	軟弱な粘土土の粘着力判定専用(簡易試験)きわめて迅速	米国水路局(WFS)のTrafficability Testerの改良型
	オランダ式二重管コーン貫入試験 (Dutch Cone)	60°コーン面積10cm ² (フリクションスリーブ付あり)	二重管 外径φ36mm	不 要	連続	q ₀ kg/cm ² および局部周面摩擦f ₀ (kg/cm ²) (ただしf ₀ はフリクションスリーブコーンによる)	粘土の粘着力 q _c ≈ 1.4~1.7 c 標準貫入試験のN値に換算 q _c ≈ 1 N (砂)	玉石を除くあらゆる土	2t用: 20 (40m) 10t用: 30 (50m)	粘性土の粘着力判定、基盤の砂・レキ層の支持能力判定	七賢工学会案(1966) 参照
	スウェーデン式サウンディング (Swedish Sounding)	スクリーポイント φ _{max} = 33mm	単 管 φ19mm	不 要	連続	① 5.15, 25, 50, 75, 100kg 載荷による沈下量(W ₀) ② 100kg載荷による1mm当たりの平均転数とする	標準貫入試験のN値に換算非常に多くの実験式が提案されている	玉石を除くあらゆる土・レキは困難	15m (30m)	標準貫入試験の補助法として有効	土質工学会案(1966) 参照
ベ ー ン	簡易ベーン試験	ベーン D = 5cm H = 10cm (標準)	単 管 φ16mm	不 要	測定は不連続	連続する回転モーメントによりせん断する際の最大抵抗モーメントM _{max} を求める	やわらかい粘性土のせん断強さ(τ)	軟弱な粘土シルト、ビート質土	5m (10m)	軟弱な粘性土のせん断強さ測定専用(簡易試験)迅速	「現地せん断試験」ともいわれる
	ベーン試験 (Vane Test)	ベーン H = 2D (標準) D = 5~10cm 各種	回転ロッドはボーリング用ロッドシフト各種	測定深さまでボーリングが必要	測定は不連続	同 上	$\tau = \frac{M_{max}}{\pi \left(\frac{D^2}{2} H + \frac{D^3}{6} \right)}$	同 上	15m (30m)	軟弱な粘性土のせん断強さの精密測定専用	同 上 回転モーメントの測定機構は非常に多く、それぞれ特徴がある
	イスキメータ試験 (Isky-meter)	板状翼(折たたみ式) 面積各種	ワイヤーロープφ6mmによる引抜き	不 要	連続	引抜き時における抵抗翼面積当たりの引抜き抵抗q ₁ kg/cm ² を求める	ベーンのせん断強さまたは軸圧縮強さq _u に換算	同 上	10m (20m)	軟弱な粘性土のせん断強さの炭化の判定に適す	ベーンに比べて連続データが得られる

(注) 1. 本表には路床、路盤試験法に属する炭層試験(C, B, R, K, 値, I, 値, D, 値)を除いてある。
2. ボーリング孔を利用しない車道測定方式では深さが欠ければロッドのスキャンフレーションの修正を必要とする。
土質工学会案・土質調査法 P174

サウンディングの方法には大きく分けて動的な方法と静的な方法がある。動的な方法はほとんどドロップハンマーの落下による衝撃を用いるが、静的な方法には圧入、回転、引き抜き、圧縮等による方法がある。また先端コーン・ロッドの形状、ウェイトの重量、落下高等はそれぞれ異なり、適用土質、調査の目的に応じて種々の型式のものが作成されている。

動的な方法はほとんどドロップハンマーの落下による衝撃でコーン、ロッドを地中に貫入させてその抵抗を測定するものである。最も代表的なものは標準貫入試験であり、支持層の深さ、支持力の判定等を知るには有効であり、その貫入抵抗はN値で表示され、砂の相対密度、砂の内部摩擦角、砂地盤の沈下に対する許容支持力、粘土のコンシステンシー、粘土の一軸圧縮強さまたは粘着力、粘土地盤の破壊に対する許容支持力、等に換算され、その利用価値は極めて高い。先端コーンはレイモンドサンプラーを用い、試験地盤のコアーが得られ、実際に肉眼で観察でき、また、土質試験用の試料としても用いることができる。その他、作業の能率、調査目的、適用土質等によって試験方法、貫入エネルギー、コーン型状を種々変化させ、改良が加えられている。例えば、測定深さまでのボーリングが必要な標準貫入試験に対して、ボーリングを伴わない方法がある。この場合、ロッドの周囲摩擦の影響を軽減するため二重管ロッドを用いたり、あるいはロッドよりもオーバーサイズのコーンを用いたりしている。試験適用地盤が浅く、また、試験精度をあまり高く必要としない試験になるほど、落下エネルギーが小さくなったり、コーンをオーバーサイズにしかだけの簡単な構造になってくる。

一方静的な方法は、一定速度で先端コーンを地盤中に圧入させるものが一般的であり、その他に一定荷重による沈下、一定荷重のもとに1回転貫入させるもの、一定速度で引き抜くもの、回転による破壊から最大回転モーメントを求めるもの等種々のものがある。一般に静的な貫入抵抗は動的な貫入抵抗に比べ、一層正確に測定することができ、土の強度との関連づけはより正確である。特に軟弱層では静的な方法の利用度は高い。最も代表的なものは、オランダ式二重管コーン貫入試験（ダッチコーン）、スウェーデン式サウンディングである。

数多くのサウンディングの中から、どれを選ぶかによって、地盤調査の成果、効率が左右されるので、調査目的、地盤に対する適性、検査能力、経済性等を充分考慮して試験法を選択しなければならない。土質工学会編：土質調査法の次の記述は大変有効である。

- (1) まったく未知の地盤における最初のサウンディングとしては、土層を確認できかつ検査能力にすぐれた型式のものを先行実施するのがよい。この場合の目的は地盤の概況を探ることが主で、各土層の詳細な強さを知ることは副次的に考えてよい。
- (2) 地盤の概況がほぼ明らかなきには、強さ測定の目的に沿ってサウンディングの選択を行なう。この場合にはつぎの2点を考慮する。
 - ① きわめて軟弱な粘性土層には動的なサウンディングは適さない。
 - ② 密な砂レキ、かたい粘土などには静的なサウンディングは適さない。
- (3) 土層の配列あるいは強度分布を探る目的のサウンディングには(2)の要件に合い、連続的に測定データが得られる型式のものが望ましい。深さが大なる場合には、ロッドの周囲

摩擦その他を完全に分離できる型式のものを使用しないと、求められるソイルプロフィールの信頼度は低下する。

- (4) 土層中に玉石や転石などを含む場合にはいずれの方法も適正な結果を示さない。このような場合サウンディングの結果だけに頼ると、おうおうにしてまちがった結論を導きやすい。チェックボーリングあるいはテストピット（試掘坑）などが必要となってくる。
- (5) 一般に調査地盤が比較的軟弱で、その深さがあるサウンディング装置の能力に対して適当な場合、そのサウンディングの効率は最大限に発揮され、きわめて迅速かつ経済的に広大な地域の調査を完遂することができる。
- (6) 測定値の強度換算には、同一地盤で採取した試料による強度試験などを行ない比較検討することが望ましいが、この場合一般に静的なサウンディングのデーターの方が動的のものより強度試験値との相関がよい。
- (7) 一般にサウンディングのデーターだけから土の圧密ないし透水に関する性状を推定することはできないので、土層の弾性的な沈下推定はできても圧密沈下の推定は困難である。

以上の注意事項を考慮して、地盤の土質と強度範囲に適したサウンディングを選んでみると表Ⅳ-3のようになる。

表Ⅳ-3 地盤の土質と強度範囲に適したサウンディング

地 盤	適したサウンディング	備 考
① 未知の地盤	標準貫入試験	土質と概略の強さが同時にわかる。探査能力大で最初の調査手段として最適
② 砂、レキが主体となる地盤（ N 値に関係なく）	1. 標準貫入試験 2. 大型動貫入試験 ----- 1. 10t用ダッチコーン 2. スウェーデン式サウンディング	バルマー式動貫入はレキ層の場合に有利。ボーリングを併用しない単管サウンディングでは周面摩擦で能力低下をきたす
③ 中以上の強さの砂、シルト互層および粘土地盤 $4 < N < 30$	1. 標準貫入試験、大型動貫入試験 2. 中型動貫入試験 ----- 1. 10t用ダッチコーン 2. スウェーデン式サウンディング 2t用ダッチコーン	探査深さが大きい場合は（1）、小さい場合は（2）で可
④ 中以下軟弱なシルト、粘土地盤 $2 < N < 4$	2. 中型動貫入試験 ----- 1. 2t用ダッチコーン、スウェーデン式サウンディング 2. ボータブルコーン（二重管）、ベーン（孔中）	探査深さが大きい場合は（1）、小さい場合は（2）で可。単管サウンディングは周面摩擦が問題
⑤ きわめて軟弱な粘土、シルト、ピットからなる地盤 $N < 2$	1. ボータブルコーン（単管、二重管） 2. ベーン、イスキメーター	静的試験機でも小型のものを使用しうる範囲。ロッドの自重と周面摩擦をともに修正することが必要である

土質工学会編：土質調査法 P. 176

急傾斜地における地盤調査では、地形的な制約が大きいくと、経費を充分かけられないと、探査深度が3～4 m程度、地盤は複雑な自然地盤である等の諸点を考慮して、できるだけ簡便で正確、迅速に測定する方法でないといけな。このような点を考慮すると急傾斜地

に適用できそうな主なサウンディングの方法は標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング、簡易貫入試験、コーンペネトロメーター、オランダ式二重管コーン貫入試験等であり、以下これらを取りあげる。

1-2 標準貫入試験

土質工学会編：土質調査法P176 の基準を用いる。

日本工業規格 土の標準貫入試験法

JIS A
1219-1961

1. 総 則

1-1 適用範囲

この規格は、原位置における土の硬軟、締まりぐあいの相対値を知るためのN値を求める貫入試験について規定する。

1-2 定 義

N値とは、重量63.5kgのハンマーを75cm自由落下させ、標準貫入試験用サンプラーを30cm打込むのに要する打撃数をいう。

2. 試験用具

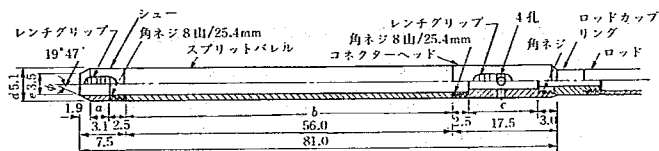
2-1 試験孔掘削用具

所要の大きさの試験孔を掘削できるボーリング機械一式。

2-2 標準貫入試験用サンプラー

シュエー、二つ割りにできるスプリットバレルおよびコネクターヘッドからなる鋼製のサンプラーで図1に示す寸法のもの。

図1 標準貫入試験用サンプラー



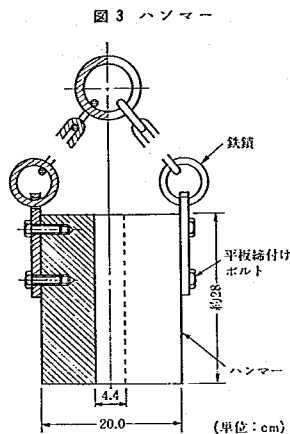
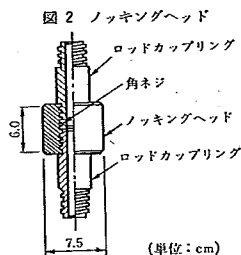
各 部	全 長	a シュエー長さ	b バレル長さ	c ヘッド長さ	d 外径	e 内径	φ シュエー角度
規格	81.0	7.5	56.0	17.5	5.1	3.5	19°47'

(単位: cm)

2-3 ロ ッ ド

JIS M 1409 (試スイ用ロッド) に規定する呼び径40.5または42のもの。

また、ロッドカップリングはJIS M 1410 (試スイ用ロッドカップリング) に規定する。



2-4 ノッキングヘッド

ハンマー打撃を受ける鋼製のもので一例を図2に示す。

2-5 ハンマー

鎖の部分を除いた重量が63.5kgの鋼製ハンマーで、原則として図3に示すような構造のもの。

2-6 落下用具

ハンマーを持ち上げて、自由に落下させることのできるもの。

3. 試験方法

3-1 ボーリング

3-1-1 標準貫入試験のためのボーリング孔は、直径6.5～15cmの範囲を原則とする。

3-1-2 所要の深さまでボーリング孔を掘削する。

3-1-3 ボーリング孔底のスライムをとり除く。

3-1-4 3-1-2および3-1-3の作業においては、孔底以下の地盤を乱さないように注意しなければならない。

3-2 標準貫入試験

3-2-1 サンプラーをロッドに接続し、静かに孔底に降す。

3-2-2 ロッド上部にノッキングヘッドおよびガイド用のロッドをつける。

3-2-3 ハンマーの打撃によって15cmの予備打ち、30cmの本打ち、約5cmの後打ちを行なう。ただし、後打ちは場合によって省略してもよい。

3-2-4 本打ちの場合、ハンマーの落下高は75cmとし、ハンマーは自由落下させる。

3-2-5 本打ちにおいては、打撃1回ごとの累計貫入量を測定する。ただし1回の貫

入量が2 cm未満の場合は、貫入量10 cmごとの打撃数を記録してもよい。

3-2-6 本打ちの打撃数は、とくに必要のないかぎり50回を限度とし、そのときの累計貫入量を測定する。

3-3 試料の観察および整理

3-3-1 地表にサンプラーをあげ、シュエおよびコネクターヘッドをとりはずし、スプリットバレルを二つに割り、採取試料の観察を行なう。

3-3-2 代表的な試料を透明な容器に密封し、所要の記載を行なう。

4. 試験結果の記録

4-1 本打ち開始深さおよび本打ち終了深さを記録する。

4-2 打撃数と累計貫入量の関係を図示する。

4-3 4-2の図から、本打ち30 cmに対する打撃数に近い整数値を読みとり、N値として記録する。

4-4 採取試料の観察結果を記録する。

1-3 簡易貫入試験

1. 総 則

斜面表層地盤内の密度、締り具合、堅さ等の変化を連続的に測定し、基盤面の分布、地盤内の強度の不連続面、透水性の境界位置、地盤構成等を推定するために行う試験である。

2. 試験用具

図-1に示すような構造を有する装置を用いる。

2-1 ロッド： 径16 mmのものを5本程度用いる。その内1本は長さ850 mm、他のものは長さ1000 mmとする。各ロッドは継ぎ足しできるように両端に径9 mmのネジ孔を長さ35 mmにわたってあけ、径9 mm、長さ70 mmのネジ(W3/8、50 mm)をはめこむようにする。

2-2 コーン： 径25 mm、先端角60°の円錐形コーンで、ロッドに取りつけられるように上部にネジ孔をあける。ネジ孔の規格はロッドと同一である。

2-3 ノッキングヘッド： 径40 mm、厚さ15 mm、長さ150 mmで、下側にはロッドに取りつけられるようにネジ孔をあける。ネジ孔の規格はロッドと同一である。上側にはガイドロッドを取りつけられるように、径16 mm、長さ35 mmのネジ孔をあける。

2-4 ガイドロッド： 径16 mm、全長850 mmのものをを用いる。下端は長さ35 mmにわたってネジ切りをし、ノッキングヘッドに取りつけられるようにする。ノッキングヘッド取り付け部から10 cm間隔に目盛をつけ、50 cmの所には明瞭な印をつける。上端にはロッドと同一規格のネジ孔をあける。

2-5 ウェイト： 原則として5 kgの重さとし、長さ140 mmの円柱で、中央部に径17 mmの孔をあける。

2-6 ロッド固定板： 径80 mm、厚さ10 mmの円板で中央に径30 mmの孔をあける。

2-7 その他： ロッド引き抜き用の小型パイプレンチ2個、折尺、又は巻尺を用意する。

2-8 材 質： 全て鋼製とする。

3. 試験方法

- 3-1 ノッキングヘッドにガイドロッドを取りつける。
- 3-2 ノッキングヘッドに長さ850mmのロッドを取りつけ、その先にコーンをつける。
コーン先端よりノッキングヘッド取り付け部まで、1000mmとなる。
- 3-3 ガイドロッドにウェイトをセットする。
- 3-4 ロッド先端にロッド固定板をはめ、装置全体が地盤に鉛直になるように立て、その時の貫入深を測定、記録する。貫入深は常にノッキングヘッド下端取り付け部から、ロッド固定板上面までの間の長さを測定する。
- 3-5 ノッキングヘッド上面より50cmの所にウェイトの下面がくるようにウェイトを持ち上げた後、ガイドロッド沿いにウェイトを自由落下させる。
- 3-6 この操作を繰り返し、コーンが10cm程度貫入するまでウェイトの落下を続け、その時のコーンの貫入深と打撃回数を記録する。
- 3-7 これを繰り返し行ない、ロッド継ぎ目がロッド固定板まで達すると、新しく1mのロッドを継ぎ足し、測定を継続する。
- 3-8 10回のウェイトの落下によって、コーンが2cm程度しか貫入しなくなった場合、又は基岩に達し、貫入不能になった場合作業を打ちきる。
- 3-9 試験中に明らかに軽石又は礫等のため貫入不能になった場合、あるいは他の測点、付近の地盤の状況からみて結果が不適と思われるような場合は、地点をずらせて再試験を行う。

4. 試験結果の記録と整理

- 4-1 図-2に示すような測定値記録表を用意する。
- 4-2 ウェイトの落下は、コーンが約10cm程度貫入するまで続けて行い、これを1回の測定値として、この時の打撃回数と累計貫入量を記録する。(図-2)
- 4-3 それぞれの単位貫入量を求め、これを1.0cm貫入当りの打撃回数になおしてNc欄に記入する。(図-2)
- 4-4 縦軸に貫入深度、横軸にNcをとったグラフに4-2、4-3の値をプロットし、貫入曲線を作成する。
- 4-5 ここでNc値は、径16mmのロッドの先端を径25mm、先端角60°のオーバサイズの内錐形コーンにしたものを5kgのウェイトを50cm落下させることにより地盤中に貫入させ、その時コーンを10cm貫入させるに要する打撃回数と定義する。(回/10cm)
- 4-6 ウェイト及び落下高は原則として5kg、50cmとするが、地盤の状況によってはこれらのいずれか一方を変えて試験を行ってもよい。その時はNcに適宜サフィックスをつけて明示し、測定値をそのままNc欄の左方に記入する。この数字を次式又は図-3によってNcに換算した後、Nc欄右方にその数字を記入し、4-4の貫入曲線を作成する。

この場合、ウェイトの重さを変える場合は落下高を50cmに、落下高を変える場合はウェイトの重さを5kgにして行なわなければならない。またこの時の落下高、又はウェイトの換え得る限界は50cm、5kgとする。

$$N_c = \left(\frac{W_i}{5} \right)^a N_{ci}$$

$$N_c = \left(\frac{H_j}{0.5} \right)^a N_{cj}$$

ここに、 N_c : ウェイト5kgを50cm落下させた時コーンを10cm貫入させるに要する打撃回数 (回/10cm)

N_{ci} : 落下高を50cmとした時に W_i (kg) のウェイトを落下させて試験を行い、コーンを10cm貫入させるに要する打撃回数 (回/10cm)

N_{cj} : ウェイトを5kgとした時に H_j (m) の落下高によって試験を行い、コーンを10cm貫入させるに要する打撃回数 (回/10cm)

W_i : ウェイト重量 (kg)

H_j : ウェイト落下高 (m)

$a : 1.57$

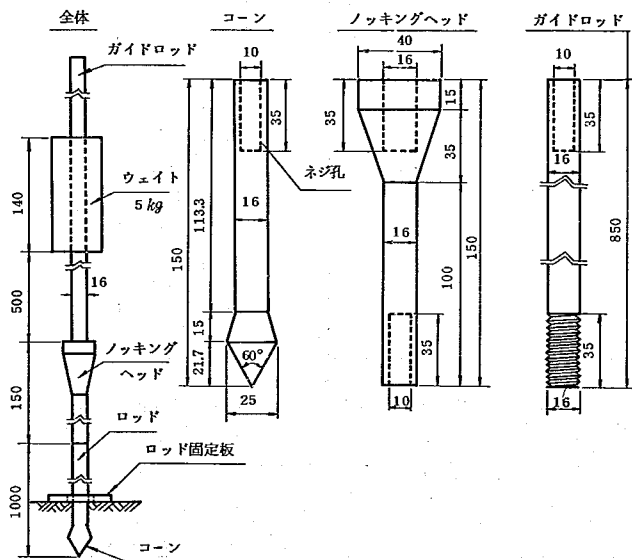


図-1 簡易貫入試験機 (単位: mm)

簡易貫入試験記録用紙

[illegible]

Nc 換 算 表

N	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	12.0	13.0	13.5	14.0	15.0
1	20	10	7	5	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	30	15	10	7	5	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	40	20	13	9	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
4	50	25	16	10	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
5	60	30	20	13	9	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
6	70	35	23	15	10	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
7	80	40	27	18	12	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
8	90	45	31	20	13	9	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
9	100	50	35	23	15	10	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
10	110	55	39	25	16	11	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
11	120	60	43	28	18	12	9	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
12	130	65	47	31	20	13	10	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
13	140	70	51	34	22	14	11	9	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
14	150	75	55	37	24	15	12	10	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
15	160	80	59	40	26	16	13	11	9	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
16	170	85	63	43	28	17	14	12	10	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
17	180	90	67	46	30	18	15	13	11	9	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
18	190	95	71	49	32	19	16	14	12	10	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
19	200	100	75	52	34	20	17	15	13	11	9	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
20	210	105	79	55	36	21	18	16	14	12	10	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
21	220	110	83	58	38	22	19	17	15	13	11	9	7	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
22	230	115	87	61	40	23	20	18	16	14	12	10	8	6	5	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2

Nc換算表の使い方 : N回打撃した時の貫入量がdcmの時のNcを求める。

(例) 5回で8cm貫入の時のNcは6である。

土木研究所 急傾斜地崩壊研究室

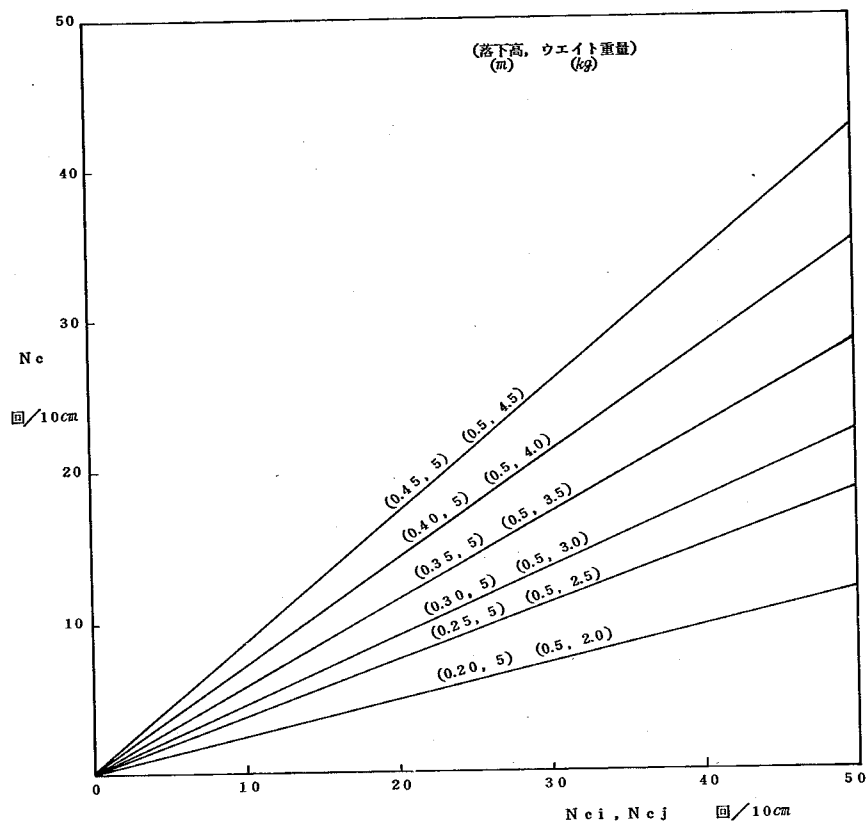


図-3 Nc, Nei・Nejの換算図

1-4 スウェーデン式サウンディング

土質工学会編：土質調査法 P. 234 の基準案を用いる。

土質工学会基準案

スウェーデン式サウンディング試験法

1. 総 則

1-1 適用範囲

この規格はスウェーデン式サウンディング試験機を用いて、原位置における土の貫入抵抗を測定し、その硬軟または締まりぐあい、あるいは土層の構成を判定する試験に適用する。

2. 試験用具（図1参照）

2-1 ハンドル

長短それぞれ1本。

2-2 ロッド

径19mm、長さ1.0mの鋼製ロッドで25cmごとに目盛を有するもの、10本～30本およびスクリーポイントに連結する径19mm、長さ0.8mの鋼製ロッド1本で、ロッド連結端より25cmごとに目盛を有するもの。

2-3 スクリーポイント

耐摩耗性の大きな特殊鋼製で図2に示す形状のもの。

2-4 載荷用クランプ

ロッドの任意の位置に固定し、所要の載荷ができるもので重量は5kgとする。

2-5 おもり

図3に示す鋳鉄製のもので、鋼製のとっ手を有し、重量10kgが2個、25kgが3個とする。

2-6 底 板

載荷用クランプの降下によるめり込みを防止できる鉄板または木板。

2-7 引抜き装置

三又と容量1t程度のチェンブロック、またはこれに類するもの。

3. 試験方法

3-1 長さ0.8mのロッドの先端にスクリーポイントをとり付け、ポイント下端から50cmの所にクランプ下面を合わせて載荷用クランプを固定し、底板を通して調査地点上に鉛直に立てて支える。

3-2 このままでロッドが地中に貫入するかどうかを確かめ、貫入する場合は貫入の止まったとき、基準面からロッドのつぎの目盛線までの長さをはかって貫入量を求め、荷重5kgに対する貫入量として記録する。

3-3 つぎに10kgのおもりを載荷用クランプに載せ、3-2と同じ操作を行ない、荷重15kgの貫入量として記録する。

図1 スウェーデン式サウンディング試験機

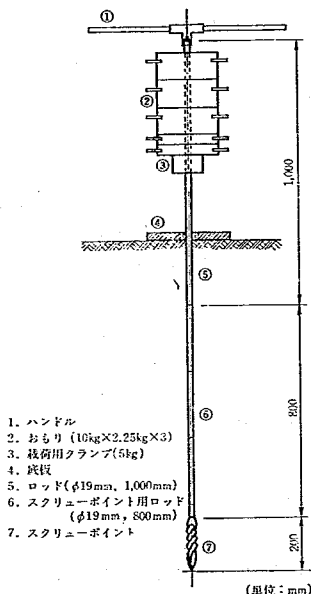


図2 スクリューポイント

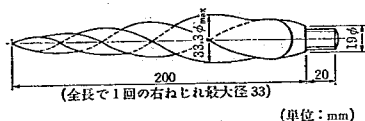
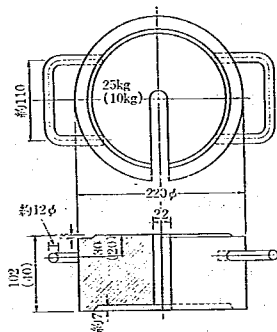


図3 おもり



3-4 つぎつぎと荷重を増加して3-3の操作を繰返す。荷重の段階は、5, 15, 25, 50, 75, 100 kgである。

3-5 載荷用クランプが底板に達したら、おもりをとり除きロッドが足りなければ継足し、クランプを50mm引上げて固定し、3-4の操作を行なう。

3-6 ある荷重段階でロッドの貫入速さが急激に増大した場合はそのまま貫入させ、貫入状況に関する観察記録を詳しくとる。

3-7 載荷荷重100kgでロッドの貫入が止まった場合には、その貫入量をはかったのち、そのままハンドルをとり付け、ハンドルに鉛直方向の力が加わらないように回転し、つぎの目盛線まで貫入させるのに要する半回転数を記録する。なお、これ以後の測定は25cm(目盛線)ごとに行なう。ハンドルの回転方向は右まわりとし、半回転ごとに一時停止する方法をとり、これを1回と数える。

3-8 回転貫入の途中で貫入速さが急激に増大した場合には、回転を停止して100kgの荷重だけで貫入するかどうかを確かめる。貫入する場合には以後の操作は3-6に、貫入しない場合には3-7に従って行なう。

- 3-9 回転貫入の途中で、貫入速さが急激に減少した場合にはいったん回転を中止し、それまでの貫入量に対する半回転数を記録したのち、測定を続ける。
- 3-10 スクリューポイントがかたい層に達し、貫入量 5 cm 当たりの半回転数が 50 回以上となる場合、またはハンドルの反発力が著しく大きくなる場合、あるいは大きな石などに突き当たり、その上で空転する場合には測定をやめる。
- 3-11 測定が終わったらおもりを降ろし、引抜き装置により貫入した全ロッドを引抜き、数を点検し、スクリューポイントの異常の有無を調べる。
4. 試験結果の記録と整理
- 4-1 回転貫入でなく荷重だけによって貫入が進む場合には、荷重の大きさとスクリューポイント先端の地表からの貫入深さを記録し、そのときの貫入量を計算する。
- 4-2 載荷重 100 kg で、ハンドルの回転によって貫入が進む場合には、半回転数 N_a に対応する貫入後のスクリューポイント先端の地表からの貫入深さを記録し、そのときの貫入量 L (cm) を計算する。
- 4-3 L に対応する N_a 値は次式を用いて、貫入量 1 m 当たりの半回転数 N_{sw} に換算して記録する。

$$N_{sw} = \frac{100}{L} \cdot N_a \text{ (半回転数/m)}$$

L がとくに 25 cm の場合には

$$N_{sw} = 4 N_a \text{ (半回転数/m)}$$

なお、 N_{sw} の値は 100 以下の場合にはもっとも近い整数値に、100 を越え 500 以下の場合にはもっとも近い 5 の倍数に、500 を越える場合にはもっとも近い 10 の倍数値に丸めて記録すればよい。

- 4-4 貫入速さが急激に増大したり減少する場合には、貫入の状況に関する記録を詳しくとる。
- 4-5 試験結果は縦軸に地表からの深さ D 、横軸に荷重の大きさ W_{sw} と貫入量 1 m 当たりの半回転数 N_{sw} とをとって図示する。
- 1-5 オランダ式二重管コーン貫入試験
- 土質工学会編：土質調査法 P. 213 の基準案を用いる。

土質工学会基準案

オランダ式二重管コーン貫入試験法

1. 総 則

1-1 適用範囲

この規格はオランダ式二重管コーン貫入試験機を用いて、原位置における土の静的貫

に圧入できる機構を持ち、かつ引抜き装置を併用しなければならない。

2-5 計測装置

各試験機の計測装置は、予想される地盤の強さに応じて、必要な容量と精度をもつものとする。

2-6 固定装置

固定装置は圧入装置を固定するもので、押込みに必要な反力にじゅうぶん耐えうるものとする。

3. 試験方法

3-1 圧入装置の据付け

圧入装置は圧入時に浮き上がり傾斜することのないように固定装置で止め、測点上に設置する。

3-2 貫入先端およびロッドのとり付け

貫入先端をロッドにゆるみのないように接続し、ロッドの上端を圧入装置にとり付ける。

3-3 貫入および測定

測定の際の貫入速度は 1 cm/sec とし、測定間隔は 2.5 cm とする。測定の操作はつぎのとおりである。

- 1) 外管を押し、貫入先端を測定深さまで貫入する。
- 2) その位置で内管を押し、マントルコーンだけ 5 cm 貫入したときに q_c を求めるための貫入抵抗値を読みとる。

3-4 引抜きおよび点検

最終深さまでの測定を終了したら、貫入先端およびロッドを引上げてとりはずし、異常の有無を点検する。

4. 記録および整理

4-1 記録

3-3 で得たマントルコーンの貫入抵抗値を各深さについて読みとり記録する。貫入中に土の硬軟、土質変化があったと思われるとき、あるいはロッドが自重で沈下する場合には、その状況を記録する。

4-2 計算

4-1 の測定値から求めた貫入抵抗値に内管の自重を加えて、マントルコーン貫入力 Q_c とし、1-2 に示した式に従って q_c を計算する。

4-3 作図

計算値を深さに応じてプロットし、これを折線で結ぶ。

1-6 静的円すい貫入試験

建設省編：土木試験基準（案）下巻P.63を用いる。

コンペネトロメータ試験法

静的円すい貫入試験方法

KDK S 0902-1968

1. 試験機は図-1に示すもので、次の各部よりなる。

- (1) 先端コーン 先端角度 30° ，底面の径 20.3mm ，底面積 3.24cm^2 のもの。
- (2) 継足しロッド 径 16mm で 10cm 目盛りがつき 50cm で継足しができる。
- (3) プルービングリング 押込みハンドル，ロッドと連結できるもの。
- (4) 押込みハンドル

2. 操作方法是次のように行なう。

(1) 原位置試験

(a) ハンドル付プルービングリングに所要のロッドおよびコーンを付け，地表面に鉛直に立てる。

(b) 両手でハンドルを握り， $1\sim 5\text{cm/sec}$ の速さで貫入させる。

(c) プルービングリングの読みから貫入抵抗を求め，コーンの底面積で割ってコーン支持力を求める。

(2) 繰り返し試験

特に土工の施工の管理については次に示す。

(a) 粘性土を自然含水比（特に排水工または施工法に注意すれば含水比をさげることができる場合はさげた含水比）のまま，CBRモールドに突き固める。

この場合，有孔底板に薄い鉄板などをしきスペーサーディスクは用いない。

(b) ランマーはJIS A 1210 のものを用い落下高は 30cm にし三層を各層77回突き固める。（突き固め仕事量はJIS A 1210に等しくしてある。）供試体はコーンの貫入に対して障害となるれき等粗粒のものは取り除いて作製する。

(c) このようにして得た供試体の上面中央から鉛直にコーンを $1\sim 5\text{cm/sec}$ の速さで貫入させる。プルービングリングの読みはコーンの先端から 7.5cm ， 10cm ， 12.5cm 貫入したときの値をとりその平均値を求める。

(d) 乱さない試料についてのコーン指数はJIS A 1211，3の供試体に準じて採取したものにつき，コーン支持力を求める。

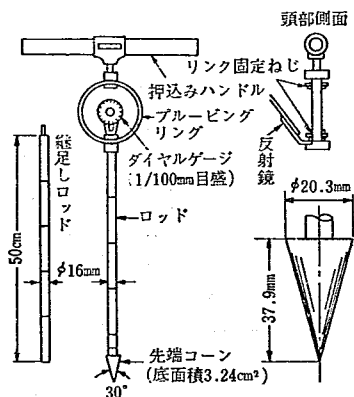


図-1 円すい貫入試験機
(コーン・ペネトロメーター)

2. 土層観察, サンプリング

2-1 概 説

急傾斜地の調査は主として地表面から間接的に地下構造を推定しようとするものであり、これらの結果を肉眼で確かめるために土層観察は必要である。付近に露頭があり、土層断面が見られる所は最も手取り早い、ない場合は、ボーリング、オーガーボーリングによる試料の採取、テストピット掘削等を行なう。

ボーリング、オーガーボーリングの試料は乱されていて、不攪乱試料による土質試験を行なう場合は不向きであるが、標準貫入試験、地下水調査、透水試験等を行なう場合は用途が広く、また、サンプラーを用いることによって不攪乱試料を採取することができる。特にオーガーボーリングは作業が簡単であり、浅い土層の観察を行なう場合は非常に有効である。

テストピットは深さが2 m程度までの土層を観察するには土層配列をあるがままの状態を観察でき、また、不攪乱の土質試験用試料を採取することができるので非常に有効である。掘削によって斜面土層を緩め不安定にしたり崩壊の危険を増すおそれもあり注意を要する。

2-2 ボーリング

1. 総 則

急傾斜地での調査ボーリングは次に示すような目的に従って行なわれる。

- 1) 斜面の地下構造と土質の調査
- 2) 土質試験用不攪乱試料の採取
- 3) 標準貫入試験等の原位置試験
- 4) 各種の地質検層（電気検層、放射能検層、弾性波速度検層等）
- 5) 水質調査、地下水追跡のための採水孔とトレーサの投入孔
- 6) 地下水位観測
- 7) その他、地温測定等

2. 試験調査

- 2-1 いずれの目的による調査も原則として、オールコアリングで行ない、コア採取率を出来るだけあげるようにする。
- 2-2 コア箱に整理する時は、採取率が悪くても空間をつめずに実際の採取状況が正確に分るようにする。
- 2-3 最も重要なコアの判定は、岩種、コアの形（棒状、塊状、砂状、粉状）、大きさ、硬さ、色、岩組織をなるべく個人差のないよう記載する。

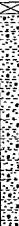
3. ボーリング調査成果品の整理方法

3-1 ボーリング柱状図（表-1 参照）

柱状図に下記の項目を記入する

- a) 調査名、地名、調査期間
- b) ボーリング孔の番号又は名称、孔口の地盤高、場合によっては測点との関係
- c) ボーリング方法名、機械の型式、ボーリング孔径、ボーリング方向及び総掘進長

調査名	地区急傾斜地調査			施工主
地点番号	BV-13	総掘進長	2500m	調査精査者
標高	398.50m	コア採取長	21.40m	責任者
方向角度	鉛直	コア採取率	85.60%	機械操作
調査期間	S42.127~S42.12.12	平均日進長	5.00m	使用機種

月	日	深 度 (m)	厚 度 (m)	柱状図		コア		掘進状況		地下水		標準貫入試験					標 尺						
				記号	色記	硬 さ	形 状	長さ	コア 判定 区分	孔 径	コア 採取 率	地 下 水 位	掘 進 中 の 地 下 水 位	涌 出 水 量	す べ り 面 測 定 器	N cm		10	20	30	40		
12/10	1	0.30	0.30	黄土	褐色	軟	0.30	100	85	280-600mmの間レキ著しく多い	大変柔らかく崩壊容易	12.80 5 (25) 11	12.60 L 全層水	19.80 5 12 12									
	2		レキ点じり砂質ローム	径10-60mmの黄褐色山岩片、亜角レキを多量混入し、全般的に塑性ほとんどなし	軟																		
	3		黄土																				
	4		褐色																				
	5		褐色																				
	6		褐色																				
	7		褐色																				
	8		7.20	6.90	レキ点じり粘土	径10-70mmの黄褐色山岩片、亜角レキを混入し、全般的に大変柔らかく粘性大	軟	6.60	96														
	9		褐色																				
	10		褐色																				
12/11	11		レキ点じり粘土	径10-70mmの黄褐色山岩片、亜角レキを混入し、全般的に大変柔らかく粘性大	軟	3.60	67	一番に径150-300mmの完全コアあり															
	12		褐色																				
	13		褐色																				
	14		褐色																				
	15		褐色																				
	16		褐色																				
	17		褐色																				
	18		褐色																				
	19		褐色																				
	20		褐色																				
	21		褐色																				
	22		褐色																				
	23		褐色																				
	24		褐色																				
	25		褐色																				

- d) サンプル又はコアを採取した深さ、サンプルの採取率、硬さ、形状及び長さ
- e) 採取した物質の分類名、色と層の変わり目の深さ
- f) 観察記事
- g) 地下水位（孔内水位）、掘進中の水位及び漏湧水量
- h) 最終孔底の深さ
- i) その他、標準貫入試験結果の記録とN値の深さ方向のグラフ、掘進中に遭遇した特記事項、すべり面測定器の位置、その他の観測事項の資料

3-2 土層断面図（地質断面図）

調査目的に応じて、利用しやすいようにまとめる。

3-3 調査記録写真

- a) ボーリング調査の補足資料とし、調査地の全景付近の露頭や既設構造物など調査の参考とするものである。
- b) 調査の状況を証拠として残し、掘進状況、試験状況、検尺、採取サンプルの写真などを検査に代用する。
- c) 撮影年月日、調査名、ボーリング番号等を記した標示板を掲げて撮影する。

3-4 試料標本箱

1) 土試料の標本箱

土は、含水比の変化によって見ばえと土性に変化するので、水密性のビンに試料を入れ、ラベルを付して標本箱に収納する。

ラベルには、次の項目について記入する。

- a) ボーリング番号
- b) 標本番号
- c) 採取深度
- d) 土質名

2) 岩石コアの標本箱

岩石コアは仕切り板を備えたコア箱に収納する。

コアは現場で採取した時点で、ただちに整理しないと、あとで採取順序が不明確になる恐れがあるので、現場でコア箱に収納する。

2-3 オーガーボーリング

1. 総 則

オーガーボーリングは、オーガーに回転と推進力を与えながら地中に圧入して掘削する方法である。

掘削方法として、人力で回転と圧入を与える方法と、動力と機械による方法、および両者の中間的な方法の3つに大別できる。急傾斜地の調査においては、地形の制約上持ち運びに便利なことや深さ5～6m以内の地盤調査が主なので、ハンドオーガーボーリングを使用する場合が多い。以下ハンドオーガーボーリングについて述べる。ハンドオーガーボ

ーリングの目的としては次の2点があげられる。

- 1) 一般的な調査と概略調査において代表的試料を採取する。
- 2) 乱さない試料の採取間あるいは孔内原位置試験の試験間のボーリングと清掃。

2. 使用器具

ヘリカル型とスクリュー型は、比較のかたい土や粘り気の強い土に適し、小礫混りの土やかなり締った土の切り崩しに使われる。

ポストホール型は、やわらかい粘性土に適し、スクリュー型などと併用して、小礫や礫土の試料採取に用いる。スパイラル型は粘土やわるい砂質土の柱状試料を採取するのに適する。

特殊な用途として、レキ用のグラベル型オーガー孔底にころがっている礫をとり上げるカニ、固結地盤を切り崩すためのブレードビットなどがある。

一般的にハンドオーガーボーリングの適用土質は、やわらかい～中ぐらいのかたさの粘性土、あるいはゆるい～中ぐらいの相対密度で、いくぶん粘着性のある湿った土である。

(図-1 参照)

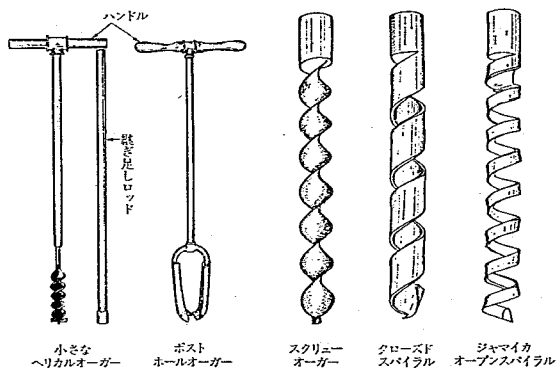


図-5.14 代表的ハンドオーガー

図-1 土質工学会編：土質調査法 P.130

2-4 テストビット

1. 総 則

テストビットの目的をあげると、

- 1) ボーリングによる方法では、良質の乱さない試料を採取するのが困難な場合、良質の乱さない試料の採取。
- 2) 原位置試験や、計測試験を行なうため。
- 3) 急傾斜地の調査において、表層付近の比較的薄い層が問題となるので、一般のボーリ

ング調査の結果だけでは不明瞭な場合が生じるため、不明瞭事項の確認。

4) 岩盤においては、風化の状況や亀裂等が判然としない時の確認。

5) 予想された物がボーリング調査で確認されない場合の確認。

2. 掘削方法

テストピットの大きさと深さは、調査の目的に応じて決定しなければならない。

テストピットの掘削には、人力による方法と、機械による掘削方法があるが、急傾斜地の調査では、人力による掘削でじゅうぶんである。

調査終了後、掘削した箇所を完全に埋め戻し、崩壊に対するじゅうぶんな安全性を確保しなければならない。

2-5 サンプルング

土質工学会編：土質調査法P.265 の学会基準案を用いる。

1. 総 則

土質調査では、土質試験のための乱さない試料の採取がきわめて一般的となってきた。

乱さない試料の採取は、ボーリングに付随して行なわれるのが通常で、野外作業であるために多くの制約を受けやすい。したがって、サンプルングの良否はボーリング作業ときわめて密接な関係を持ち、良い試料を得るためには確実なボーリング作業が前提となる。

サンプラーには、いろいろな種類がある。これらは、それぞれ適応土性や特徴があるので、調査目的および予想される土質に応じて、最適のものを選定しなければならない。ここでは、もっとも一般に普及している固定ピストン式シンウォールサンプラーによる乱されない試料採取法について述べる。

2. 試 験 用 具

2-1 試料採取孔掘削用具

所要の直径のボーリング孔を掘削できるボーリング機械一式

2-2 サンプルングチューブ (図1参照)

ステンレススチール製、または黄銅
製引抜きパイプを加工したもので、下
記の形状・寸法をもつもの。

内径 7.5mm $\pm$ 0.5mm

肉厚 ステンレススチール製 1.5 $\pm$ 0.1mm

黄銅製 2.0 $\pm$ 0.1mm

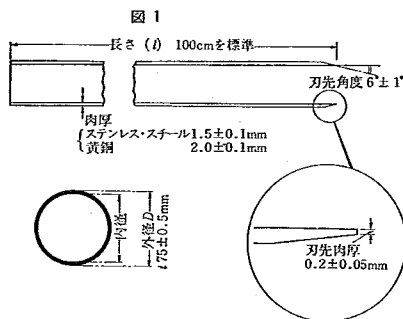
刃先角度 6° $\pm$ 1°

刃先肉厚 0.2 $\pm$ 0.05mm

標準の長さ 1000mm

偏平度 $D_t(\max) - D_t(\min) < 1.5mm$

ただし $D_t(\max)$, $D_t(\min)$ はそ



れぞれ任意の断面における最大外径、最小外径を示す。

2-3 サンプラーヘッド (図2, 図3参照)

上端はボーリングロッドに、下端はサンプリングチューブに接続できるもので、ピストンロッドの移動を1方向にのみゆるすロック装置を内蔵したものの。

2-4 ピストン (図2, 図4参照)

ピストンベースおよびバックリングから成り、上端はピストンロッドに接続でき、通気装置を持つもの。

2-5 ピストンロッドおよびピストンエクステンションロッド (図2, 図4参照)

ピストンを固定するため、地上まで接続できる鋼製のもの。

図2 固定ピストン式シンウォールサンプラー

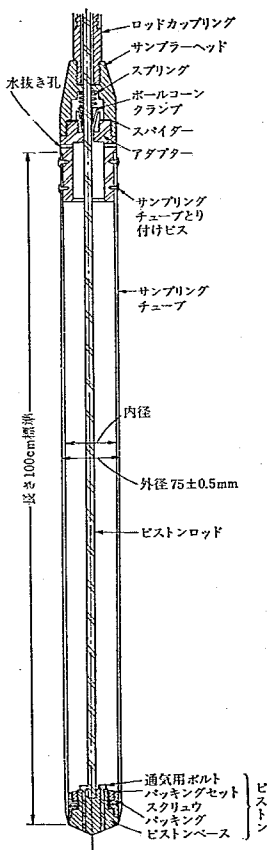


図3 ロッキング装置の例 (ボールコーンクランプ詳細図)

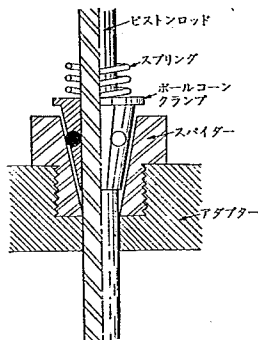
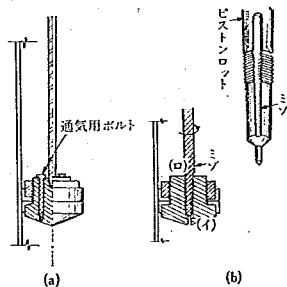


図4 ピストンに付けられている通気装置の例

- (a) 長いボックスパナールを使用してボルトをはずして通気孔をつくる。
- (b) ピストンロッドをまわすと、(イ)のピストンベースと(ロ)のピストンロッドの間にクリアランスが生じ、ピストンロッドのミゾから空気が通るようにする。



2-6 ピストンエクステンションロッド固定器具 (図 5(a), (b)参照)

ピストンエクステンションロッドをやぐらに固定する器具

図 5(a) ピストンロッド上端の固定方法の例

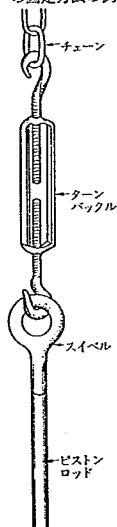
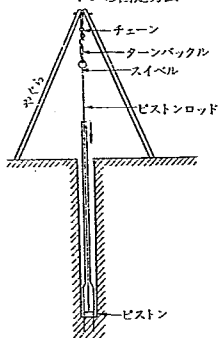


図 5(b) チェーン、ターンバックルを利用したピストンの固定方法



2-7 ボーリングロッド

サンプラーに押込み力を伝達するロッドで、JIS M 1409 (試スイ用ロッド) に規定される呼び径 4 0.5 のもの。

2-8 サンプラー押込み装置

所要の押込みのできるボーリング機械、またはウインチ式

3. 試験方法

3-1 サンプラーの組立ておよび整備

3-1-1 サンプラーの点検・整備

サンプリングに先立って、サンプラーの点検、整備を行なう。とくに、ピストンパッキングのゆるみ、ロッキング装置のゆるみ、サンプリングチューブの変形の有無について点検し、不良個所の修理、不良部品の交換を行なっておかなければならない。

3-1-2 サンプラーの組立て

サンプラーを組立てる際、ピストンはサンプリングチューブ内を往復させ、チューブの変形の有無を再度点検する。また、組立てたサンプラーは、先端にキャップをはめ、使用前にチューブの刃先を損傷しないようにする。

3-1-3 サンプリングチューブの計測

サンプリングチューブは、あらかじめ、長さ、外径、内径、肉厚、刃先角度を計測しておくこと。

外径は刃先より3 cm, 40 cm, 80 cmの3断面について、最大径と最小径を測定し、その平均値を採用する。内径は刃先部で測定する。肉厚はチューブ両端で3箇所ずつ測定し、その平均値を採用する。

3-2 サンプリングの方法

3-2-1 ボーリング

- (1) サンプリングのためのボーリング孔の直径は、8.6 ~ 15 cmの範囲を原則とする。
- (2) 所要の深さまでボーリング孔を掘削する。
- (3) ボーリング孔底のスライムをとり除く。
- (4) (2), (3)の作業においては、孔底以下の地盤を乱さないように注意しなければならない。

3-2-2 サンプリング

(1) サンプラーの降下

あらかじめ組立てられたサンプラーにロッド、および、ピストンエクステンションロッドを接続しながら静かに孔底におろす。サンプラーがボーリング孔底深さに達したら、ロッドホルダーで支える。

(2) ピストンの固定 (図5 参照)

ピストンエクステンションロッドの上端に、スィベル、ターンバックル、チェーンなど (ピストンエクステンションロッド固定器具) を接続し、ボーリングやぐらに固定する。ボーリングやぐらはぐらぐらしないしっかりしたものでなければならない。

(3) サンプラーの押込み

押込み前に、サンプラーの構造・サンプリングチューブの長さから押込み長さを定めておく。押込み長さは、サンプリングチューブ内をピストンが後退しうる長さの90%以内とする

(図6 参照)

サンプラーの押込みは、予定された長さを連続的にすみやかに行なう。

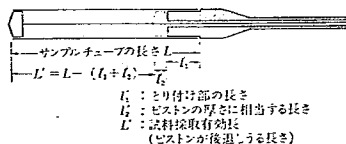
(4) 押込み長さの測定

押込み後、ボーリング機械の固定点に対するボーリングロッドの移動量、すなわち、サンプラーの押込み長さを測定する。

また、ピストンエクステンションロッドのボーリングロッドに対する相対的移動量 (試料採取長) を測定する。

(5) サンプラーの引上げ

図 6 サンプルチューブの有効採取長さ



押込み長さの測定が終わったら、ただちにサンプラーを引上げる。引上げ中は、サンプラーに衝撃を与えないようにじゅうぶん注意する。引上げ前に、いわゆる土との縁切りのための回転は行わないこと。

(6) サンプラーの解体

試料の脱落の有無を確認し、サンプラーを解体する。サンプリングチューブから、ピストンをはずすときは、ピストンの通気装置をゆるめ、チューブに変形を与えたり、試料に衝撃を与えぬよう注意して行なうこと。

(7) スライムの除去

サンプリングチューブ内に採取された試料上端に、スライムの沈積の有無を調べ、スライムのある場合は除去する。

3-2-3 試料の観察

サンプリング操作を終了した試料の長さ（試料採取長さ）を測定記録する。また、試料の両端部を観察してその状態を記録する。

3-2-4 試料のシール

(1) 観察が終わった試料は、膨脹、移動と、水分の蒸発を防ぐために、その両端部でシールする。シールの厚さは、試料の下面で1cm以上、上面で3cm以上とする。

(2) (1)の作業においては、サンプリング

チューブの金属面が、シール材料と密着するよう、じゅうぶん清浄にしておかなければならない。

(3) シール材料が固結したならば、チューブ両端にブリキ製のキャップをかぶせ、ビニールテープなどで密封する。

チューブに試料番号など必要な事項を記載する（図7参照）。

3-2-5 試料の運搬・貯蔵

試料の運搬・貯蔵に際しては、なるべく衝撃・温度変化を与えないようにしなければならない。

4. 試験結果の整理と記録

サンプリングに関しては、つぎの事項を記録する。

- 1) サンプラー押込み方法（押込み途中で停止した場合はその位置を明示する。）
- 2) 全採取変形比

$$\text{全採取変形比} = \frac{\text{採取試料長}}{\text{サンプラーの押込み長さ}}$$

- 3) 実採取変形比

$$\text{実採取変形比} = \frac{\text{採取試料実長}}{\text{サンプラーの押込み長さ}}$$

- 4) 試料の状態
- 5) サンプリングチューブの破損変形状態

図 7 チューブに記載する事項

① 〇〇〇〇地質調査	② 鈴木一郎
③ 47-3-10	④ No. 2-2
⑤ 15.00~15.75m	⑥ 75/75
⑦ シルト質粘土	

(1) 調査名 (2) 採取者
(3) 採取日 (4) 試料No.
(5) 採取深さ (6) 採取変形比
(7) 土質名 (8) 上, 下の区別

6) シールの材料およびシール厚さ

7) 参考として、土質工学会のデータシートを図-3に示す。

サンプリングの記録		報告用紙																																																												
調査名・調査地点 <u>〇〇橋地盤調査</u> ボーリング孔No <u>3</u>																																																														
試料番号・深さ: No <u>3-6</u> (<u>800m~880m</u>) 調査責任者 <u>佐藤 一郎</u>																																																														
I. 現場記録 (採取年月日: <u>昭和46年 10月30日</u> 担当者 <u>田中正雄</u>)																																																														
サンプリングの方法: <u>固定ピストン式シンワオールサンブラー</u>																																																														
サンプリングチューブについての記載(サンプリング前)																																																														
長さ: <u>100</u> cm	外径: <u>78.2</u> mm	内径: <u>75.1</u> mm																																																												
肉厚: <u>1.50</u> mm	刃先肉厚: <u>0.21</u> mm	刃先角度: <u>5.5</u> 度																																																												
材質: <u>ステンレススチール</u>																																																														
サンプリング後の記載																																																														
サンブラーの取込み長さ: <u>H=80</u> cm	ピストンロッドの相対的移動量から求めた採取長さ: <u>L=80</u> cm																																																													
実際に採取長さ: <u>Lg=77</u> cm																																																														
実際に採取変形比: $(Lg/H) \times 100 = \underline{77.0} \%$	全採取変形比: $(L/H) \times 100 = \underline{100} \%$																																																													
土の種類: <u>粘土</u>																																																														
シールの材料: <u>マツダニ 2号流入パラファン</u>																																																														
シールの厚さ: 刃先部 <u>2</u> mm 上部 <u>4</u> mm																																																														
サンプリングにおける異常の記載: <u>(ボーリング機種の浮き上り、刃先の重傷、割れあり)</u> <u>異常なし、押込時とくに抵抗なくスムーズに貫入できる。</u>																																																														
試料の現場での保管方法: <u>運搬用防振箱に格納、シートをかけておく</u>																																																														
試料の輸送方法: <u>運搬用防振箱に入れライトバンにて運搬。(11月1日)</u>																																																														
II. 室内記録 (担当者 <u>鈴木三郎</u>)																																																														
試料到着年月日: <u>46年 11月 1日</u>		室内での保管方法: <u>地下実験室試料保管棚に移納</u>																																																												
試料押出し年月日: <u>46年 11月 2日</u>		試料の押出し方法: <u>全長のまゝ、刃先方向に垂直押出し</u>																																																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>(cm)</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>100</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>A欄記号(供試体選定位置の表示) —— サンプリングチューブの位置関係 —— 試料の位置関係 C 圧密試験 C 一層せん断試験 T 三軸圧縮試験 用試料 P 物理試験 Sp 保存試料</td> </tr> <tr> <td>90</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>B欄記号(試料状態のスケッチ) □ ラフ面、△ 鋭い、▽ 砂 ○ シェル、□ 粘土、△ 土層、粘土</td> </tr> <tr> <td>80</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>全体として均質な暗青灰色を呈する粘土であるが上部に</td> </tr> <tr> <td>70</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>うすい細砂および小さな腐食</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>木片を、先端より20~30cmの</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>向には多量の貝殻を混入する</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>パラファンシールは良好、</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>サンプリングチューブにも変形は</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>みられないが刃先にかすか</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>な及こぼれが生じている。</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>C欄記号(観察記録) 色、粒度、砂の混入、レンズの透過状況、有機物、貝殻の混入量の程度、サンプリングチューブの状況及びシールの状況について記す。 また、同じ位置に於いて断面位置の断面をスケッチする。 注) 刃先方向を縦向きに矢印で表示する。</td> </tr> </tbody> </table>			(cm)	A	B	C	備考	100				A欄記号(供試体選定位置の表示) —— サンプリングチューブの位置関係 —— 試料の位置関係 C 圧密試験 C 一層せん断試験 T 三軸圧縮試験 用試料 P 物理試験 Sp 保存試料	90				B欄記号(試料状態のスケッチ) □ ラフ面、△ 鋭い、▽ 砂 ○ シェル、□ 粘土、△ 土層、粘土	80				全体として均質な暗青灰色を呈する粘土であるが上部に	70				うすい細砂および小さな腐食	60				木片を、先端より20~30cmの	50				向には多量の貝殻を混入する	40				パラファンシールは良好、	30				サンプリングチューブにも変形は	20				みられないが刃先にかすか	10				な及こぼれが生じている。	0				C欄記号(観察記録) 色、粒度、砂の混入、レンズの透過状況、有機物、貝殻の混入量の程度、サンプリングチューブの状況及びシールの状況について記す。 また、同じ位置に於いて断面位置の断面をスケッチする。 注) 刃先方向を縦向きに矢印で表示する。
(cm)	A	B	C	備考																																																										
100				A欄記号(供試体選定位置の表示) —— サンプリングチューブの位置関係 —— 試料の位置関係 C 圧密試験 C 一層せん断試験 T 三軸圧縮試験 用試料 P 物理試験 Sp 保存試料																																																										
90				B欄記号(試料状態のスケッチ) □ ラフ面、△ 鋭い、▽ 砂 ○ シェル、□ 粘土、△ 土層、粘土																																																										
80				全体として均質な暗青灰色を呈する粘土であるが上部に																																																										
70				うすい細砂および小さな腐食																																																										
60				木片を、先端より20~30cmの																																																										
50				向には多量の貝殻を混入する																																																										
40				パラファンシールは良好、																																																										
30				サンプリングチューブにも変形は																																																										
20				みられないが刃先にかすか																																																										
10				な及こぼれが生じている。																																																										
0				C欄記号(観察記録) 色、粒度、砂の混入、レンズの透過状況、有機物、貝殻の混入量の程度、サンプリングチューブの状況及びシールの状況について記す。 また、同じ位置に於いて断面位置の断面をスケッチする。 注) 刃先方向を縦向きに矢印で表示する。																																																										

図-3 学会発行のデータシート (No 23)

3. 物理 探 査

3-1 概 説

物理探査法は、「地下の潜在地質構造と直接または間接に関連して、人為的にまたは自然的に生じている物理的現象を地表において観測しその資料を検討することによって地下の状態を推測する方法」であると定義されている。

表-1 土木関係に用いられる物理探査法一覧

区 分	方 法	測定する物理現象	得られる物理的性質	利 用 面
地 表 探 査 法 (物理探査法)	地震探査	弾性波動	弾性波速度	地盤構造, 力学性
	音波探査	音波の反射	音響インピーダンス	" (海面下の)
	電気探査	地 電 流	自然電位, 比抵抗	" 地下水
孔 内 探 査 法 (物理検層法)	速度検層	弾性波動	弾性波速度	" 力学性
	P S 検層	"	"	" "
	反射検層	音波の反射	音響インピーダンス	孔壁地盤の硬軟, キレツ
	電気検層	地 電 流	自然電位, 比抵抗	地盤構造, 地下水
	放射能検層	放射線強度	密度, 含水量	土 質

土質工学会編：土質調査法 P. 81

土質工学会編：土質調査法では、とくに土木建築関係に利用されている物理探査法をまとめて表-1のように分類している。

物理探査法は、地盤を一つのフィルターと考え、与えた入力に対する応答としての現象、あるいは自然に発生している現象を測定し、これを解析することによって地盤の物理的性質に関する情報を得ることができる。表-1は、地盤の弾性波速度、電気比抵抗、密度などの物理的性質に対応して示されているが、この外にもいろいろな物理的現象に着目した方法が考えられる。さらに、また、これらの方法を組み合わせることによって、調査目的に適合した各種の調査法をつくり出すことも可能である。

物理探査法によって得られた結果は、当然のことながら特定の物理的性質、たとえば弾性波速度などの分布を示すものであるから、地震探査によって得られた地盤構造は速度層構造であって、他の方法によって得られた情報から求めた地盤構造、たとえば比抵抗層構造とは必ずしも一致しない。このことはきわめて重要なことであって、物理探査法を利用しようとするものはその方法の適用性と限界をよく理解し、各種の情報を総合して結果の考察を行なわねばならない。

急傾斜地で使える物理探査は大きく分けて、弾性波探査、電気探査、反射検層である。

人家密集地の多い急傾斜地では火薬を用いることができず、掛矢程度の振源で行なわざるを得ない場合が多く、探査深度は概して小さい。また、急斜面で、地形の起伏も大きく、地形、傾斜の影響も表われやすい。最近よく用いられるようになった簡易な弾性波探査器で小範囲の浅い土層の構造を調べるのはある程度有効である。電気探査も必要な測線長が

充分とれない場合が多く、急傾斜地で使うには改良の余地が多い。反射検層は、未だ急傾斜地で用いた例はなく、今後検討する必要がある。以上では、弾性波探査と電気探査とをとりあげる。

3-2 弾性波探査

1. 総 則

弾性波探査は地震探査とも呼ばれ、地層の動弾性的性質の差異によって得られる情報をもとにして地下構造を調べようとするものである。地層の弾性波伝達速度が一般的に、地層の物理的性質に対応するので、地層の固結程度、きれつ程度、風化程度、変質程度を推定できる。

2. 試験用具

弾性波探査装置は受振器、ケーブル、増幅器、記録器および発火器などからなっており、それらの構成は図-1のとおりである。

地表におかれた数個の受振器により、地動は電気的エネルギーに変換され、それらは多芯ケーブルによって増幅器に接続される。受振器で生ずる電圧は数 μV ～数 $10\mu V$ 程度であるので、最大100db ぐらいの増幅器が用いられる。これら

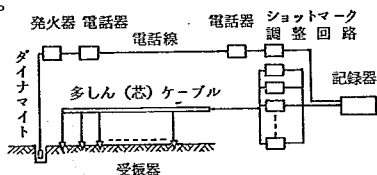


図 - 1

の出力は記録器の電磁ガルバーにつながれ、記録紙のうえに波動としてとらえられる。この際、受振器、増幅器、電磁ガルバーを一組として成分と称し、通常6、12、あるいは24成分のものが使用されている。

3. 試験方法

3-1 現場に出かける前の作業

- (1) 装置を十分に整備し、各部分全てが常に作動することを確認すること、この際、特に各々の受振器について、下から来る波の初動の記録紙上の動きをチェックしておくことが必要である。

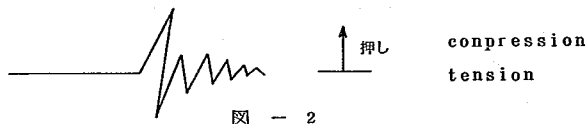


図 - 2

- (2) 地形図、地質図など、すでにある資料をもとに効果的な調査になる様、あらかじめ測線のはり方を決めておく。
- (3) 地元の住民に事前に連絡するとともに、測線配置のため、雑木除去等の必要があれば、そのための準備もすること。

3-2 測線の配置 (位置・方向)

急傾斜地の弾性波探査の測線は、一般的には、(1)等高線沿いに近い方向と、(2)これに直交する方向または、最急勾配の方向とする。(ボーリングやサウンディングの地点があれば、その地点を測線が通るようにするのが望ましい)

測線はなるべく直線になる様にとり、地表の起伏状況を野帳にメモする。妥当な精度の地形図をあらかじめ用意し、場所によっては、簡単な測量を行なって、起震点や受震器の位置を正確に求めておく、測線の端に近いところは解析の精度が落ちるので、特に問題としている場所やボーリング、サウンディングなどの地点は、なるべく測線中央(できれば2測線の交点)に当る様にする。

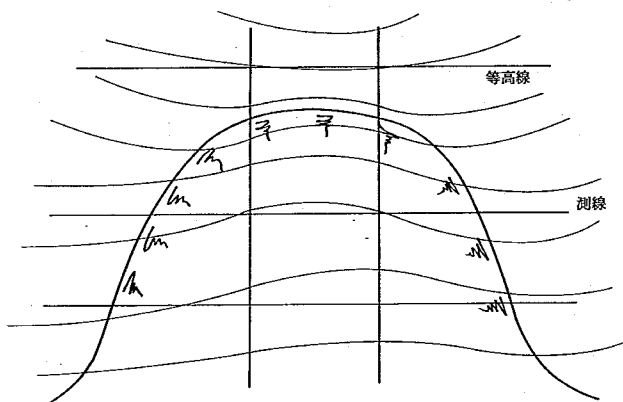


図-3 測線配置例

3-3 測線長

主測線長は、推定すべり面の深さ、水道となる透水層迄の深さ等によって異なるが、普通1測線長は対象となる地下構造の予想測定深度の7倍以上必要である。普通急傾斜地で人力(かけや等)を起震力にする場合は、波の到達時間が読みとれるのは、最大数10m離れた受震器までである。しかし、この場合は、立上りがシャープでない事が多いから、中間に1~2点、副起震点を設けることが望ましい。

3-4 測線の数

要求される精度、地下構造の複雑さの程度、地形の変化の程度、ボーリングなど他の調査の密度により異なるが、急傾斜地では原則的には一般に一辺5~10mの格子状になる様測線を配置する。

図-5に一例を示す。

3-5 測定時の注意

受震器を測線沿いに配置し、人力(かけや等)で起震して図-6の如き記録を各受震

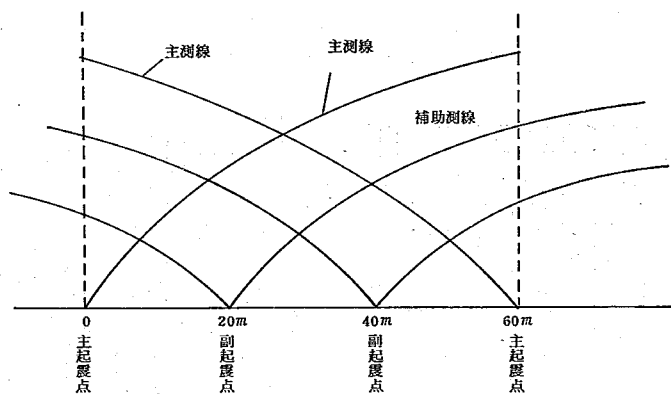


图 - 4

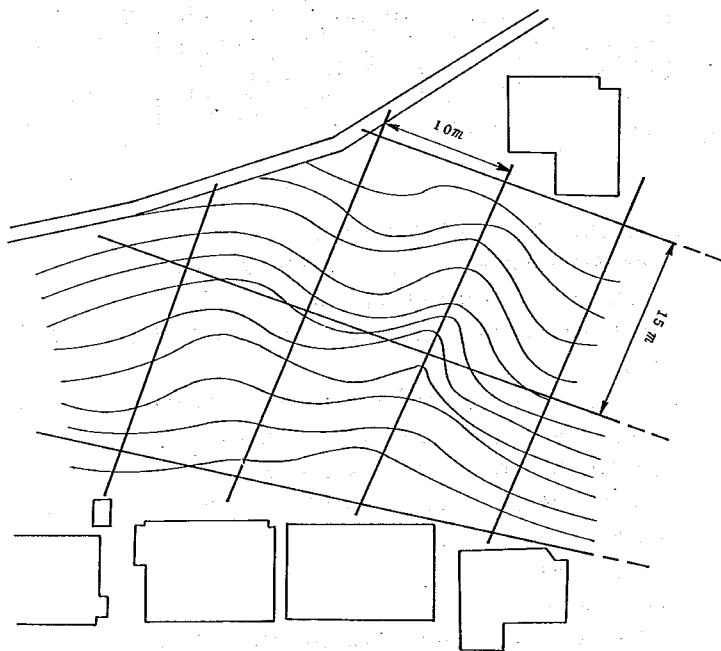


图 - 5

器ごとにとり、この記録から、起震点から弾性波が受震器に入る迄の初動時間を読みとるが、この初動の点を読みとるのが、最も重要で、注意を要する作業である。

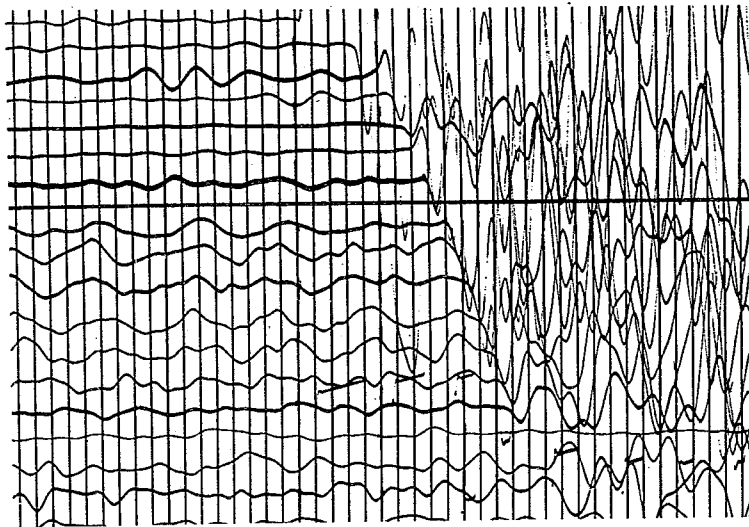


図 - 6

このためには、次の様な注意が必要である。

1. 受震器は局部的に異常な個所、たとえば転石などには置かない。
　　なるべく地面に密着する様に設置する。
2. 弾性波速度は、地盤の含水状態により変わるので、なるべく同一の条件で測定すること。
3. 良い記録、即ち、初動の位置の分りやすいデータを用いること。このためには、常時微動、到達する波の大きさを考えて、測定器の感度を調整すること。また付近を通る車等の震動が入らない時にデータをとること。
4. 現地で、初動を読み、これをプロットして走時曲線を描き、次の3点をチェックすること。
 - (i) 往復走時の一致
 - (ii) 原点走時の一致　　同一点より発射された第2層屈折走時曲線の延長は出発点の1点で交わる。
　　この時間 X_0 を原点走時という。

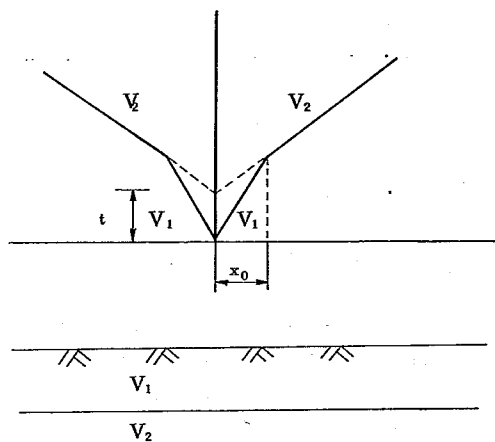


図 - 7

(iii) 山と山、谷と谷とが対応する事

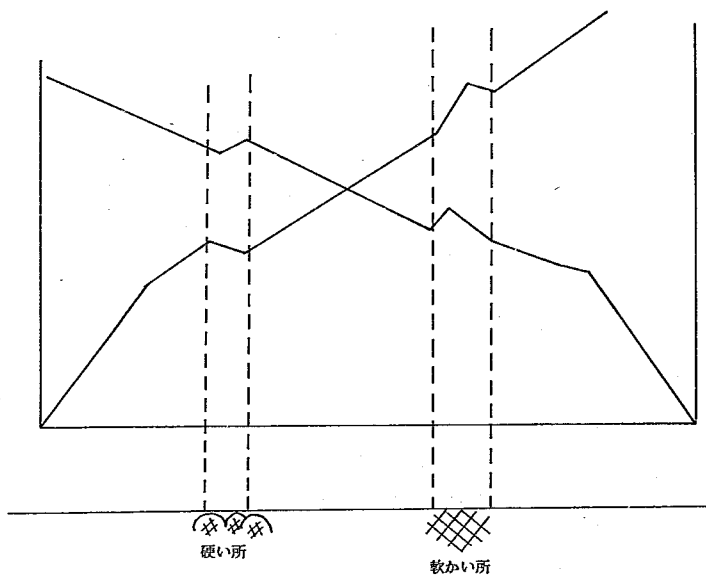


図 - 8

4. 試験結果の記録と整理

4-1 概 説

各受震点での縦波の到達時間をプロットした走時曲線を解析して、各地層の弾性波速度、地層の傾き、深さ等を算定し、地下の地質構造を推定するのであるが、斜面上に弾性波探査を行なう場合は、一般に次の解析方法が用いられる。

(1) 図的解法 (パス計算法)

あらかじめ地下構造のモデルを仮定して、このモデルに従って弾性波の径路を図上に書き、その径路 (パス) に沿って進行するに要する時間、即ち走時を計算する。この計算された走時と実測された走時を比較し、両者が一致しなければ、再びモデルを変形して前と同様の手段を取り、このような操作を何回も繰返して、逐次に計算値と実測値と一致する地下構造のモデルに到達するようにする。図上に弾性波の径路を書くときに基本となることは、屈折の法則である。

(2) はぎとり法

これについては、解説で述べる。

- (3) 受震器の記録に表われた波形から位相を読みとり、これを用いる。記録紙に表われる波には、第1層を伝わってきた直接波、第2層の屈折波、あるいは第3層の屈折波などがあるが、この記録紙上例えば、第1層を伝わってくる直接波、第2層の屈折波、第3層の屈折波のそれぞれの到達点が、波形から読みとれることがある。しかし、急傾斜地での弾性波探査では、この種の記録がとれるのはまれである。

4-2 標準走時曲線と実際の解析の手順

弾性波探査では、走時曲線及びはぎとり走時曲線から、地下構造を推定するが、この方法は、2層構造の地盤に対するはぎとり法と基本的には同じであり、一般には、これをさらに複雑な場合について進めて行く。この詳細については、専門書にゆづるが、図-9に標準走時曲線を示すが、これが一応の目安となる。

次に実際の解析手順であるが、これを簡単にまとめると次の様になる。

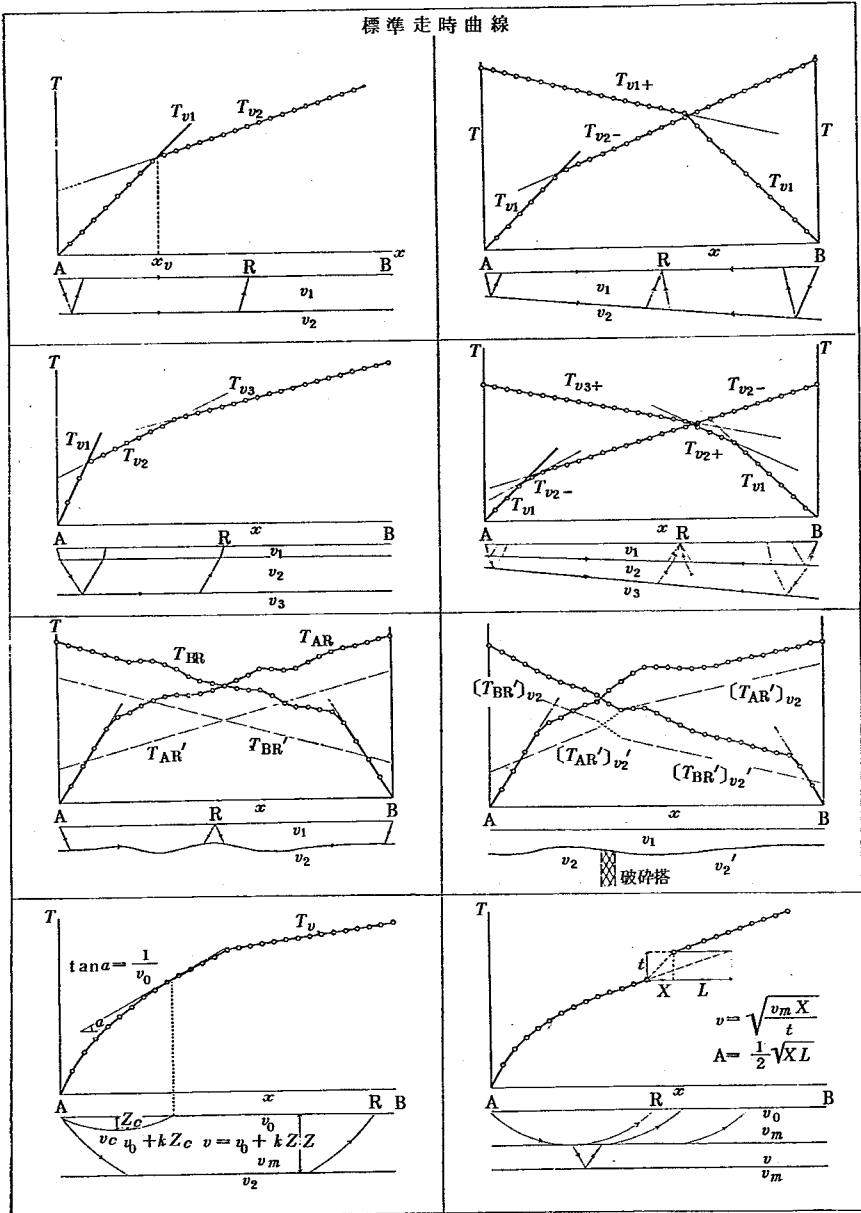
1. まず現場を十分踏査、観察して、地形、地質をおおざっぱにつかみ、地下構造を推定する。
2. 往復走時、はぎとり往復走時を作成し、標準走時と見くらべて、地下構造を推定する。
3. 交叉する2つの測線、及び平行する他の測線の走時からの解析結果を比較する。
4. まず地層を2層構造として、走時曲線から次の6つの内どれかにしぼる。

(i) 水平の層状

(ii) 傾斜した層状

(iii) 境界面はかなりカーブしている。

標準走時曲線



- (iv) 断層あり
- (v) 中間に低速度帯あり
- (vi) ミラージ構造

補助測線がある時は、これと主測線との相対的一致なども使える。

- 5. (i iii)については2層→3層の構造へ再解析
- 6. 解析結果のパス計算による再検討
- 7. ボーリング等によるチェック

3-3 電気探査

1. 総 則

電気探査法は地層の電気的性質の違いを利用して地下の状態を調べるものである。それには自然に生じている地表での電位分布を測定する自然電位法と、測定から得た電気的数値により、地層の平均比抵抗値を計算して地下の状態を判定する比抵抗法がある。そして、一般に行なわれているのは、この比抵抗法による探査であり、地層の比抵抗の水平方向の変化をみる水平探査法と、深さ方向の比抵抗変化を調べる垂直探査法に分けられる最もよく用いられるのは、垂直探査法で、深さに対してすぐれた解析能力をもつので、地層の変化、地下水分分布を知るのが目的である急傾斜地の調査に適している。ここでは、垂直探査法を取り上げる。

2. 試験用具

装置は、電極・電線・電流回路部・電位回路部・電源から成る。電流・電位回路部は主要な部分で、探査深さやその方式に応じて各種のものが実用に供されている。従って調査目的、内容に応じて適切なものを使用しなければならない。

3. 試験方法

垂直探査法では、ある一点を中心に順次電極間隔を増してゆく方法で、その場所の深さ方向の比抵抗変化を調べる。

測線の設定にあたっては、見通しのよい接地状況のよい所を選ぶが、探査対象、探査目的、探査難易等でその基準は一概に決めにくい。急傾斜地では、地形の起伏、凹凸が激しく、かつ急斜面であるので必要な測線長を得られる場合が少ない。原則として斜面上端台地面等では、水平方向に設定し、縦断方向にかなりの測線長が得られそうな所では、縦断方向に探査を試みるのもよい。

測点間隔はなるべく狭くとるのが望ましい。これも探査目的によって異なるが、連続的に地下の状態を調べ、地下の構造を断面図に表示する場合などは細かくとる。

電極間隔 a を変化させて、そのときどきの比抵抗 ρ_a を求めてその点での深さ方向の ρ の変化の模様を知る。

電極間隔を等距離 a に配置するウェンナー法の長所は、電極間隔と深さの関係が認識され易いこと、深所から受ける反応が比較的衰えないこと、公式が単純なこと等である。

が短所として、電極を一直線上に設定しなければならないので、起伏に富んでいる地形等においては、施工不可能か急傾斜の調査にもこの方法を適用するのが良いと思われる。又は、地形上の誤差が大きくなることがあげられる。図-1は、2層構造の電極間隔 a と見かけ比抵抗 ρ_a の関係

($\rho-a$ 曲線)を示した。

(注意事項)

- 測線は必ずしも定方向を守る必要はない。
- 接地情况のよい見通しの利く方向に測線を選ぶ。
- 地面が固くて電極が挿入出来ない場合は横に倒して、その上に泥土を盛るか、充分水をかける。
- 表土が乾燥している所は電極の根元に注水する。

4. 試験結果の記録と整理

測定の結果得られた $\rho-a$ 曲線を解析し、地下の比抵抗分布を求める方法について簡単に説明する。

先に図-1に示したように、簡単な2層構造モデルの場合、 $\rho-a$ 曲線は、電極間隔 a の小さい範囲では、見かけ比抵抗 ρ_a は第I層の比抵抗 ρ_1 に等しく、 a が大きくなるに従って第II層の ρ_2 に漸近する。この漸近の仕方は層厚 h に関係する。したがって、 $\rho_1 \cdot \rho_2 \cdot h$ のさまざまな組合せに対してあらかじめ理論 $\rho-a$ 曲線を求めておき、実測 $\rho-a$ 曲線をこれにあてはめればよい。

実際の解析もこの方法を基本とし、このために作成された理論曲線を標準曲線という。一例としてウェンナーの4極等間隔配置による2層の標準曲線を図-2に示す。以上のように2層構造の解析はきわめて簡単であるが、3層以上の多層構造についてはさほど簡単ではない。この場合の解析法は大きく二つに分類される。

一つは、先の2層の場合と同様、3層・4層それぞれの場合の標準曲線を用意し

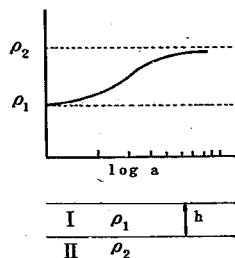


図-1 層構造の場合の見かけ比抵抗の変化

土質工学会編：土質調査法 P91

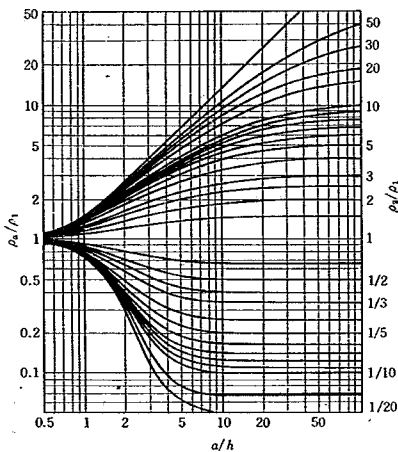


図-2 2層構造の標準曲線

土質工学編：土質調査法 P.92

ておきあてはめる方法であるが、曲線集が多量になり、適合の選択が容易でないことが難点である。もう一つは、先の2層構造の解析法を出発点にして、2層を等価の1層に置き換え、2層の解析法を補助曲線を用いて拡張しつつ多層に及ぼしてゆく方法である。以上のような解析法によって得た結果の一例を図-3に示す。

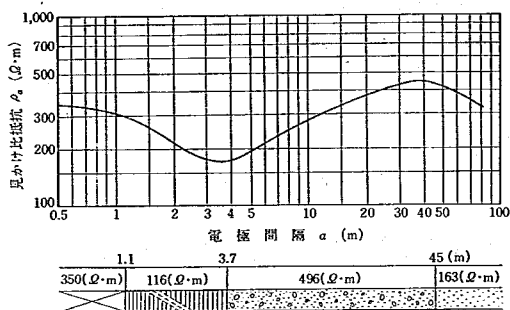


図-3 $\rho-a$ 曲線と解析結果の例 (京都府宇治市)

土質工学会編：土質調査法 P. 92

4. 地表付近の水の調査

4-1 概 説

斜面の崩壊の要因の中で地表流を含めて地表付近の水の挙動は大変ウェイトの高いものである。斜面あるいはその周辺に降雨があった場合、①地表流となって、斜面表面を侵食し、一部は、②土層中に浸透し、土層間隙を埋め、間隙圧を発生させ、あるいは、③含水量の増加によって土および岩の強度低下をもたらす、④飽和度の増加による斜面地盤の重量増をもたらす。一方⑤斜面土層内に浸透した水が、斜面のある部分でパイピングを起こす等の条件によって斜面は不安定となり、崩壊を起こすと考えられる。したがって、斜面中への水の浸透過程、浸透した後の水の挙動等の調査を行なう必要がある、これらのうちの地表流の集中する部分、流向流量等の推定は現地踏査の際にある程度知ることができ、一方、土層中へ浸透した水、及びその挙動は、斜面土層内の地盤の性質によって左右されることが多く、サウンディング、物理探査等の地盤調査の結果が多いに参考になる。ここでは、地表付近浅い部分の土層の透水性などの試験について取り扱う。

透水試験の方法は、比較的小さい寸法、試料について実験室内で行なうものと、野外で実際の地盤について行なうものとの2種類がある。

室内透水試験	定水位透水試験
	変水位透水試験
現場透水試験	ボーリング孔を利用する方法
	オーガー孔を利用する方法
	試験地や小路を利用する方法
	トレーサーを利用する方法
	地下水位変動を解析する方法
	流線網による方法
	揚水試験

室内透水試験及び現場透水試験のうち、急傾斜地で使いやすいものを別に詳しく話すが、ここでは、各種方法の概略を記す。

室内透水試験は、乱した試料、乱されない試料いずれの場合にも行なえる。試料の両端に一定の水位差を与え、試料中の浸透水量を測定して透水係数を求める「定水位透水試験」と試験中に変化する水位差のもとで、試料中の浸透水量を測定して透水係数を求める「変水位透水試験」がある。定水位透水試験は、透水係数の比較的大きい($k=10^{-2} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度)材料の試験に適用し、変水位透水試験は、透水係数の比較的小さい($k=10^{-3} \sim 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 程度)材料の試験に適用される。

室内透水試験は、粗粒のレキを多く含むもの、不均質な土、泥炭などを多く含む土、著しく方向性のある土、試料採取が不可能又は不適当なもの等に対しては、不向きであり、これらの地盤の透水性を知るためには、その地盤の平均化された透水度を求めることのできる現場透水試験が望ましい。現場透水試験は室内透水試験よりも信頼度が高く有用なことが多い。

現場透水試験には

① ボーリング孔を利用する方法

地下水面よりかなり深くまで掘ったボーリング孔又はこれに準ずる鋼管あるいは井戸などをを用いてその中の水を揚水又は水を注入する方法で行なう試験である。この方法によって得られる透水係数は、ボーリング孔先端付近の局所的な透水係数である。

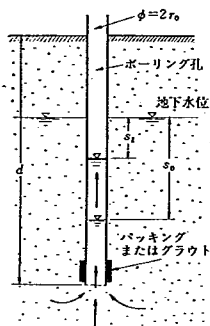


図-1 ボーリング孔を利用する現場透水試験

表-1 E の値 (cm)

深さ 直径 = $\frac{d}{2r_0}$	管 (チューブ) の径 $2r_0$ (cm)						
	2.5	5.1	7.6	10.2	12.7	15.2	20.3
1						39.6	53.1
2					33.2	39.4	52.9
3				26.2	33.0	39.4	52.6
4			19.6	26.2	32.6	39.2	52.1
5			19.6	25.9	32.8	38.9	51.8
6		13.0	19.3	25.9	32.6	38.6	51.6
7		13.0	19.3	25.6	32.2	38.6	51.3
8		13.0	19.1	25.6	32.2	38.4	51.0
10		12.7	19.1	25.2	31.0	37.9	
12	6.4	12.7	18.8	24.9	31.5		
15	6.1	12.5	18.3	24.6			
25	5.8	11.7	17.3				
40	5.3	10.2					
60	4.8						
100	3.6						

$$k = \frac{2.30r_0}{4t} \log_{10} (s_t/s_0)$$

t : 水位低下量が s_t まで回復した時間

$$k = \frac{2.30\pi r_0^2}{Et} \log_{10} (s_t/s_0)$$

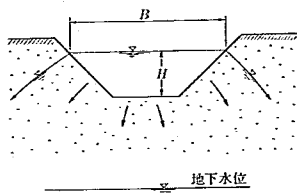
土質工学会編：土質調査法 P. 333

② オーガー孔を利用する方法

オーガー孔に水位を一定に保ちつつ水を注入して、その浸透量を測定して地盤の平均的な透水係数を求めるもので、ボーリング孔による方法では孔先端部分の透水性が求まるのに対して、この方法では孔深さ一帯の平均的な透水性が求まる。この方法は簡単で、しかも地下水が深い場合でも透水係数が求められ、急傾斜地でも使いやすいので以下に詳述する。

③ 試験地や水路を利用する方法

地表面に近い部分の地下水面より上の地盤の透水性を簡単に知るために地表面に造った水路または試験地から水を浸透させて、その浸透水量の大小によって地盤の平均的な透水係数を求める。



$$k = \frac{Q}{B - 2H}$$

もとの地盤の地下水面が比較的
浅い場合

$$k = \frac{Q}{B + 2H}$$

地下水面が深い場合

図 - 2

土質学会編：土質調査法 P. 335

Q：単位時間，単位奥行き当りの浸透水量

④ トレーサーを利用する方法

地下水流のある帯水層中の一点にボーリング孔などを利用してトレーサーを投入し，地下水流の方向，到達時間を測定して地下水流の速度（ V_0 ）を求める方法である。2つのボーリング孔内の水位から，水位勾配を求め，透水係数 k は $k = \beta V_0 / i$ によって求まる。

β ：帯水層の有効間隙率

実際の方法は地下水追跡とほとんど同じである。その項に詳説してある。

⑤ 揚水試験

井戸から地下水を揚水して，その揚水量あるいは，水位低下量から帯水層の透水係数を求める方法である。

4-2 室内透水試験

土質学会編：土質試験法 P. 251 の基準を用いる。

日本工業規格 JIS

土の透水試験方法 A 1218-1961

Method of Test for Permeability of Soils

1. 総 則

1-1 適用範囲

この規格は，土の透水係数を決定する試験について規定する。

1-2 定 義

透水係数とは，浸透流速と動水傾度が比例する場合の比例定数をいう。

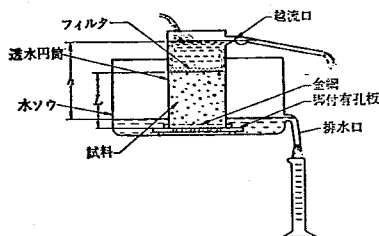
1-3 試験方法

透水試験には，定水位透水試験と変水位透水試験とがあり，前者は透水係数の比較的大きい材料の試験に適用し，後者は透水係数の比較的小さい材料の試験に適用する。

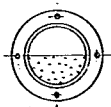
1-4 定水位透水試験

一定の径と長さをもつ試料の中を，一定の水位差によって，一定時間内に浸透する水

量を測定する試験で、その原理を付図1 a に示す。



付図1 a 定水位透水試験の概念図



付図1 b 脚付有孔板

1-5 変水位透水試験

一定の径と長さをもつ試料の中を浸透することによって生ずる水位の降下と、その経過時間との関係を観測する試験で、その原理を付図2 に示す。

2. 定水位透水試験

2-1 試験用具

2-1-1 試料容器

(1) 透水円筒 上端に越流口をもったプラスチックまたは金属製の円筒で、内径10cm 越流口までの高さ15cmのものを原則とし、内径は少なくとも試料の最大粒径の20倍以上とする。

(2) 脚付有孔板 透水円筒を載せる脚付の板で、直径約12cm、厚さ約5mmの黄銅板に小孔をあけたものとする(付図1 b 参照)。

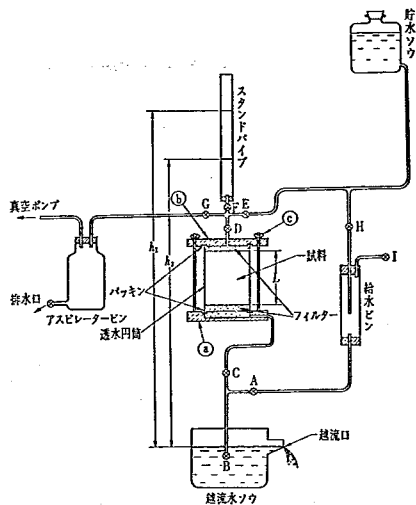
(3) 黄銅金網 透水円筒の内径より、やや小さい直径に切った円形の黄銅金網で、フルイ目の開きは420μ程度で、試料が通過しないようなものとする。

2-1-2 水ソウ

試料容器を入れるのに適当な大きさをもち、有孔板の上面から約1cmの高さに水面を保ちうるような排水口を設けたプラスチックまたは金属製の水ソウとする(付図1 参照)。

2-1-3 突き棒

試料を容器の中で突固める棒で、一端にゴムをかおせた金属棒とする。



付図2 変水位透水試験の概念図

- 2-1-4 棒状寒暖計
- 2-1-5 ストップウォッチ
- 2-1-6 定規 長さ約30cmの鋼製のもの。
- 2-1-7 ハカリ ヒョウ量10kg, 感量10gのもの。
- 2-1-8 メスシリンダー 容量1000cm³で、10cm³目盛のもの。
- 2-1-9 フィルター 径2mm内外の均等な粒度をもった粗砂または細レキ。
- 2-1-10 土粒子比重測定用具〔JIS A 1202 (土粒子の比重試験方法) 参照〕
- 2-1-11 含水量測定用具〔JIS A 1203 (土の含水量試験方法) 参照〕

2-2 試料の準備および調製

- 2-2-1 約2kgの試料を準備し、その重量をはかる。
- 2-2-2 透水円筒の内径をはかり、断面積A (cm²) を計算する。
- 2-2-3 透水円筒を金網でおおった有孔板に載せて固定し、試料を突き棒で突固めながら透水円筒に均等に詰める。高さ約10cmまで試料を入れ、定規で試料の高さL (cm) をはかる。
- 2-2-4 透水円筒に投入する前の試料の重量から投入した残りの試料の重量を差し引いて、円筒内の試料の重量W (g)を求める。
- 2-2-5 残りの試料の比重Gs および含水比w (%) を、おのおのJIS A 1202およびJIS A 1203によって測定する。
- 2-2-6 JIS A 1210 (土の突固め試験方法) によってモールド中に突固めた試料を、そのまま透水試験用試料として使用することができる。
- 2-2-7 サンプルチューブ中に採取した乱さない試料もそのまま透水試験用試料として使用することができる。
- 2-2-8 透水円筒より径の小さい乱さない試料を使用して透水試験を行なう場合は、試料と円筒とのすき間をベントナイトなどで密封して、すき間からの漏水を防止しなければならない。この場合には、試料の断面積A (cm²) をあらかじめ測定しておく必要がある。

2-3 試験方法

- 2-3-1 試料の表面を、厚さ約1cmだけフィルター用の砂レキでおおう。
- 2-3-2 試料容器に入れた試料を、排水口を閉じた水そうの中に静置し、水槽に注水して試料の底部から上部に向かって徐々に水浸し、飽和させる。
- 2-3-3 透水円筒の上端から静かに注水し、円筒の上部の越流口から越流させ、一定の水位を保たせながら水槽の排水口を開く。
- 2-3-4 円筒上部の水は試料に浸透し、付図1aのように水槽の排水口から越流する。越流量がほぼ一定となるのを待って、時刻t₁ からt₂ までの一定時間(秒)内に越流する水量Q (cm³) をメスシリンダーではかる。
- 2-3-5 水槽の中の水の温度T°Cをはかる。

2-3-6 付図1 a の水頭 h (cm) をはかる。

2-4 試験結果の整理

2-4-1 測定時温度 $T^{\circ}\text{C}$ に対する透水係数 k_T を次式で計算する。

$$k_T = \frac{L}{h} \cdot \frac{Q}{A(t_2 - t_1)} \quad (\text{cm/sec}) \quad (1)$$

2-4-2 温度 15°C に対する透水係数 k_{15} は、温度 $T^{\circ}\text{C}$ に対する水の粘性係数による補正係数 μ_T/μ_{15} を表1によって求め、次式によって計算する。

$$k_{15} = k_T \cdot \frac{\mu_T}{\mu_{15}} \quad (\text{cm/sec}) \quad (2)$$

2-4-3 試料の重量を W (g)，含水比を w (%)，断面積を A (cm^2)，高さを L (cm) として試料の乾燥単位体積重量 γ_d を次式によって計算する。

$$\gamma_d = \frac{W}{A \cdot L \left(1 + \frac{w}{100}\right)} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (3)$$

2-4-4 (3)式によって求めた γ_d 土粒子の比重 G_s および水の単位体積重量 γ_w から試料の間ゲキ比 e を次式で計算する。

$$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (4)$$

表1 透水係数の温度 $T^{\circ}\text{C}$ による補正係数 μ_T/μ_{15}

$$\mu_{15} = 11.45 \text{ ミリポアーズ } \left(\text{cm/sec} \times \frac{1}{1000} \right)$$

$T^{\circ}\text{C}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.567	1.513	1.460	1.414	1.369	1.327	1.286	1.248	1.211	1.177
10	1.144	1.113	1.082	1.053	1.026	1.000	0.975	0.950	0.926	0.903
20	0.881	0.859	0.839	0.819	0.800	0.782	0.764	0.747	0.730	0.714
30	0.699	0.684	0.670	0.656	0.643	0.630	0.617	0.604	0.593	0.582
40	0.571	0.561	0.550	0.540	0.531	0.521	0.513	0.504	0.496	0.487
50	0.479	0.472	0.465	0.458	0.450	0.443	0.436	0.430	0.423	0.417

3. 変水位透水試験

3-1 試験用具

3-1-1 試験容器

(1) 透水円筒 プラスチックまたは金属製の円筒で、内径 10 cm ，高さ 12 cm のものを原則とし、内径は少なくとも試料の最大粒径の 20 倍以上とする。

(2) 上ぶたおよび底板 透水円筒の両端を固定するもので、付図2のような注排水口を有するものとする。

- (3) 黄銅金網 透水円筒の内径より、やや小さい直径に切った円形の黄銅金網で、フルイ目の開きは 420μ 程度のもの1枚と 75μ 程度のもの2枚とする。
- 3-1-2 ビニール管 水槽および真空ポンプと試験装置とを接続する管で、管内が真空になったとき、大気圧に耐えることのできる内径 10mm 程度のものとする。
- 3-1-3 バルブ ガラスまたは金属製で、気密で漏水をしないもの。
- 3-1-4 スタンドパイプ 長さ約 1m のガラス管に目盛を付けるか、または標尺をとり付けたもので、ガラス管は試料の透水性に応じて内径が 5mm 、 20mm 、 50mm 程度のものを選ぶものとする。
- 3-1-5 真空ポンプ 真空度 600mmHg 以上を保ち得るもの。
- 3-1-6 貯水ソウ 脱気した水をたくわえるふた付きの水ソウまたはビン。
- 3-1-7 給水ビン ガラス製のビンで、気密なふたを付けたもの。
- 3-1-8 越流水ソウ 越流口のある水ソウ
- 3-1-9 アスピレータービン ガラス製のビンで、底部に排水口を付けた気密なふた付きのもの。
- 3-1-10 ハカリ ヒョウ量 10kg 、感量 10g のもの。
- 3-1-11 棒状寒暖計
- 3-1-12 ストップウォッチ
- 3-1-13 定規 長さ約 30cm の鋼製のもの。
- 3-1-14 巻尺
- 3-1-15 突き棒 試料を容器の中で突固める棒で、一端にゴムをかぶせた金属棒。
- 3-1-16 フィルター 砂または砂レキで、その粒径は、試料中の微粒土が透水試験中に流失しないように適当に選んだもの。
- 3-1-17 土粒子比重測定用具〔JIS A 1202 (土粒子の比重試験方法) 参照〕
- 3-1-18 含水量測定用具〔JIS A 1203 (土の含水量試験方法) 参照〕
- 3-2 試料の準備および調製
- 3-2-1 透水円筒の内径をはかり、断面積 $A(\text{cm}^2)$ を計算する。
- 3-2-2 透水円筒を底板(付図2の㉔)に載せ、厚さ約 1cm だけフィルター用の砂を敷き、その上をフルイ目の開き 75μ の黄銅金網でおおう。
- 3-2-3 試料約 2kg を準備し、その重量をはかったのち、突き棒で突固めながら均等に透水円筒に詰める。高さ約 10cm まで試料を入れ、定規で試料の高さ $L(\text{cm})$ をはかる。
- 3-2-4 試料の上にフルイ目の開き 75μ の黄銅金網を載せ、その上に厚さ約 1cm だけフィルターを置き、フィルターの上面が透水円筒の上端にはば一致するようにその上面をならす。
- 3-2-5 フィルターの上面にフルイ目の開き 420μ の黄銅金網を載せ、試料容器の上ぶた(付図2の㉕)を載せてナット(付図2の㉖)を締め、上ぶたおよび底板を

透水円筒に固定する。

3-2-6 透水円筒に投入する前の試料の重量から、投入した残りの試料の重量を差し引いて、円筒内の試料の重量を求める。

3-2-7 残りの試料の比重 G_s および含水比 w (%)をおおのJIS A 1202 およびJIS A 1203によって測定する。

3-2-8 JIS A 1210 (土の突固め試験方法)によって、モールド中に突固めた試料をそのまま透水試験用試料として使用することができる。

3-2-9 サンプルチューブ中に採取した乱さない試料もそのまま透水試験用試料として使用することができる。

3-3 試験方法

3-3-1 試料容器を水平な台に静置し、付図2に示すように配管し、すべてのバルブを閉じる。

3-3-2 一度沸騰させて脱気した水を貯水ソウにたくわえる。

3-3-3 バルブH, Iを開き、貯水ソウの水を給水ビンに満たし、バルブH, Iを閉じる。

3-3-4 バルブA, C, D, Gを開き、真空ポンプを作動し、試料の真空度を600 mm Hg以上に保って約10分間放置する。

3-3-5 バルブGを閉じ、バルブIをわずかに開いて給水ビンの水を試料に浸透させる。

水が試料の間隙きを満たしてバルブDに達したとき、バルブDを閉じる。

3-3-6 バルブIを開き、試料を大気圧にもどしてから、バルブAを閉じる。

3-3-7 バルブE, Fを開き、貯水ソウの水をスタンドパイプに満たし、バルブEを閉じる。

3-3-8 管路の気ほうが残留しているときは、3-3-4 から3-3-7 までの操作を繰返し、管路の空気が完全に排除されたことを確かめなければならない。

3-3-9 越流水ソウに水を満たし、水ソウの越流水面からスタンドパイプの標尺の零点までの高さ H (cm)を巻尺ではかる。

3-3-10 バルブB, Dを開き水面がスタンドパイプのある R_1 まで降下したとき、ストップウォッチを始動する。その後、一定経過時間ごとに数個の読み $R_2, R_3, \dots$ などを記録する。

3-3-11 水面がスタンドパイプの下端まで降下しないうちに測定を打ち切り、バルブDを閉じる。

3-3-12 バルブEを開き、ふたたびスタンドパイプに水を満たす。

3-3-13 バルブEを閉じ、バルブDを開き、3-3-10 の測定を繰返す。

3-3-14 前項と同様に第3回以後の測定を行なう。

3-3-15 越流水ソウの水温 $T^\circ C$ をはかる。

3-4 試験結果の整理

3-4-1 時間 t (秒) を横軸にとり、スタンドパイプの読み R (cm) を縦軸にとって、時間に対応するスタンドパイプの読みをプロットする。

3-4-2 時刻 t_1 , t_2 に対応するスタンドパイプの読み R_1 , R_2 から 3-3-9 ではかった H を参照して、おのこの時間に対する水頭 h_1 , h_2 (cm) を計算する。

3-4-3 測定時の温度 $T^\circ\text{C}$ に対する透水係数 k_T を次式で計算する。

$$k_T = 2.3 \frac{a \cdot L}{A (t_2 - t_1)} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{cm/sec}) \quad (5)$$

ここに a : スタンドパイプの断面積 (cm^2)

3-4-4 2-4-2 と同様の方法によって、温度 15°C に対する透水係数 k_{15} を求める。

3-4-5 試料の乾燥単位体積重量 γ_d および間ゲキ比 e は、2-4-3 および 2-4-4 と同様の方法によって求める。

4. 試験結果の報告

透水試験結果の報告は、温度 15°C に対する透水係数とともに、土粒子の比重、試料の含水量、乾燥単位体積重量および間ゲキ比を報告する。

4-3 現場透水試験 (オーガー孔を利用する方法)

1. 総 則

この方法は、円筒形の浅い試験孔からの透水量を測定し透水係数を求めるものである。アメリカの開拓局で広く使用されている。

2. 試験用具

アメリカ開拓局で使用している装置の一例は図-1に示すように、定水位を保てるように給水できるものである。

実際に急傾斜地で適用するには、このような大がかりな装置は不適であるので、簡単に、5 cm 程度の水位の変動があってもこれを定水位と考えて、給水を行なう方法をとるとよい。

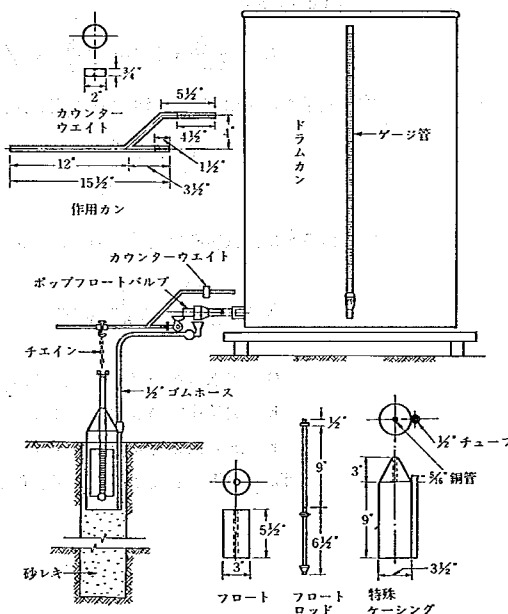


図-1 米国開拓局による方法の例
土質工学会編：土質調査法 P 334

3. 試験方法

- 3-1 透水係数を実施しようとする地盤に直径10~15cm(10cmと統一する)、深さはこれらの5~50倍(孔内水深を1mと統一する)の試験孔を掘る。試験孔は径100mmのハンドオーガーで掘る。
- 3-2 試験孔の孔壁はきれいに削り、孔内には砂レキを詰める。あらかじめ砂礫をつめ、ストレーナを設けた塩化ビニール管を挿入して試験を行なうようにした装置(図-2)を使用することもある。
- 3-3 この試験孔の水位を一定に保つように給水を繰り返し、注水時刻、給水量(又は、減水位)を測定する。
- 3-4 給水量が一定になってから数回の測定を行なった後測定を終了する。

4. 試験結果の記録と整理

- 4-1 測定記録は、図-3のような様式の表に記録、整理する。
- 4-2 測定時間を横軸に、単位時間当りの給水量を縦軸にとって、その関係をプロットする。
- 4-3 試験孔内の水位と地下水位又は不透水層との距離との関係から(図-4)次式によって透水係数を算定する。
- ① 試験孔内水位と地下水位又は不透水層との距離 T_u が孔内水深の3倍以上のとき。

$$(T_u > 3h)$$

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left\{ \log_e \left\{ \frac{h}{r} + \sqrt{1 + \left(\frac{h}{r} \right)^2} \right\} - 1 \right\}$$

- ② 地下水位又は不透水層の位置が高いが、試験孔底より深いとき ($h \leq T_u \leq 3h$)

$$k = \frac{3Q \log_e \frac{h}{r}}{\pi h (h + 2T_u)}$$

- ③ 地下水位が試験孔底より高いとき ($h > T_u$)

$$k = \frac{Q \log_e \frac{h}{r}}{\pi T_u (2h - T_u)}$$

Q : 給水量が一定になった後の単位時間当りの給水量(透水量) (cm^3/sec)

h : 試験孔内の水深 (cm)

r : 試験孔の有効半径 (cm)

T_u : 地下水面又は不透水層から孔内水面までの距離 (cm)

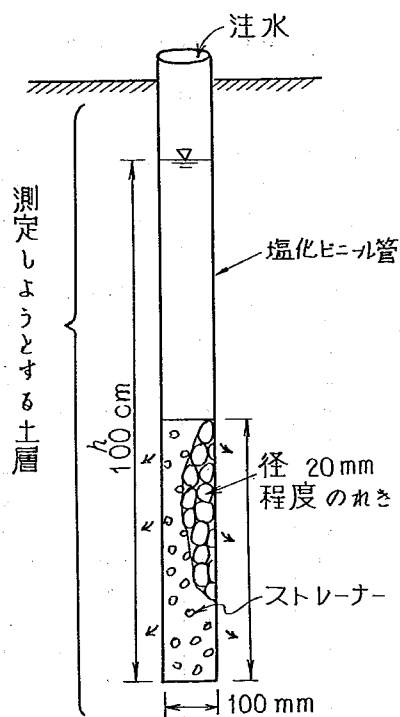


図 2

透水試験（オーガー孔による方法）

測定月日： 46・

初期水位： 1 0 0 cm

測定場所： 多 摩

測定者

径： 116 mm 断面積(S) : 1056 cm²

測点No : 4

a	b	c	d	e	f	g	h
時刻 t (sec)	所要時間 ti-ti-1 (sec)	注水前の 水位 hi (cm)	減水深 hd=ho-hi (cm)	$\frac{ho+hi}{z}$ (cm)	注水量 q=s ₀ hd (cm ³)	単位時間 当り 注水量 Q=q/b (cm ³ /sec)	備 考
0							
1167	1167	95	5	97.5	528	0.45	
2256	1089	"	"	"	"	0.48	
3792	1536	"	"	"	"	0.34	
5303	1511	"	"	"	"	0.35	
6880	1577	"	"	"	"	0.33	
8400	1520	"	"	"	"	0.35	
9932	1532	"	"	"	"	0.34	
11532	1600	"	"	"	"	0.33	
13129	1597	"	"	"	"	0.33	
17407	4278	90	10	95.0	1056	0.25	
21643	4236	"	"	"	"	0.25	
25883	4240	"	"	"	"	0.25	
30199	4316	"	"	"	"	0.24	
34916	4717	"	"	"	"	0.22	
39252	4336	"	"	"	"	0.24	
46428	7176	85	15	92.5	1584	0.22	
53706	7278	"	"	"	"	0.22	kを計算
60925	7219	"	"	"	"	0.22	

図-3 オーガー孔による透水試験記録様式

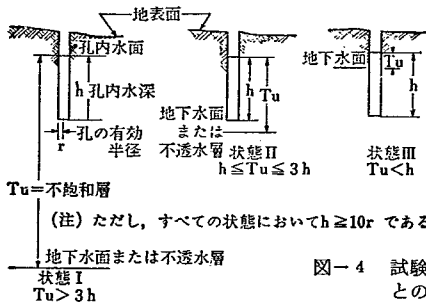


図-4 試験孔内水深と地下水位（または不透水層）との関係

5 地下水の調査

5-1 概 説

一般に地下水は地層水 (Stratum Water) とキレツ水 (Fissure Water) に分けられる。

地層水は地層の物理的な性質の差異、特に透水性の不均一さによって難透水層の上にある透水層に、ある厚さと平面的な広がりを持って分布する地下水であるのに対し、キレツ水は緻密な岩盤中に発生した断層や節理やキレツの中に分布するので、水脈状を呈している。

地層水は、その地下水包蔵体の中に自由水面を持つ (空気を持つ) ものとそれ全体が水で満たされて通気性を欠くものに分けられ、前者は自由面水 (Free Surface Water) といわれ、後者は被圧面水 (Piezometric Surface Water) と呼ばれる。被圧面水は常に静水圧を受けており、その上部の不透水面をつき破ると、その水面は不透水面の上にあられる。

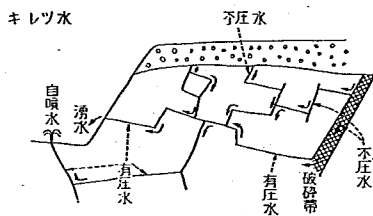
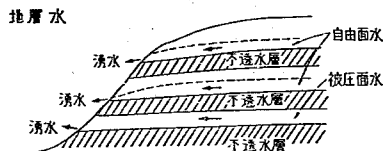


図-1 地下水の種類

キレツ水も同様にその通気性の有無によって不圧地下水 (Non-pressure Ground Water) と有圧地下水 (Pressure Ground Water) に分けられるが、これらは、そのキレツの規模によって同一水脈中でも交互に表われる場合がある。

一般に基岩中のキレツの分布は複雑で、それらが互いに連絡して水脈を形成するわけであるが、たまたま有圧水の静水面が地表より高い場合に、そこに掘った垂直ボーリング孔から自噴する。

自由面地下水の中で地表土の中では、その粒度が不均一であることと、粘性土の膨潤性のために、降雨後地表付近の透水性が変化して、砂質土の所に滲透水が滞留することがある。これは降雨後ある程度の時間を経過すると、粘性土もある程度乾燥して透水性を回復するので、この滲透量は急激に減少する。このほかに土の中には、その土粒子間の間隙に毛管作用によって保持される水分と分子間引力によって土粒子表面に付着する水とを合わせて土壌水と称する。また一般に土層中にもある程度の透水性の差異があり、滲透水の一部がそのようなレンズ状の難透水層の上に滞留されることがある。

以上の地下水はその水の補給が降水の滲透によってのみ行なわれるのに対し、それより深い広い広がりを持った難透水層上面の自由面地下水は、他の地域の地下水からその水の補給を受けるので、その滲透量の変化が比較的少ない。これらが深くなればなるほどその傾向が大きくなる。

これらの滞水層や水脈が地表付近に分布した場合にはここに湧水を見ることになるわけである。

地下水の急傾斜地の崩壊に及ぼす影響は急傾斜地の背後が広大で斜面から遠くはなれた部分からの地下水の流動が崩壊に大きく関係している場合もあり、一方、斜面上に降った雨によって、一時的に急激な間隙圧の上昇が発生し、重量増、パイピング等によって崩壊を起す場合など、種々複雑である。後者についてはすでに述べた。地下水自体も広がりをもった滞水層状で見られる場合や、水脈あるいは単なる水みちのような状態で分布する場合もあり、さらには常時地下水が見られなくても降雨時、特に短時間に強い雨が降った場合に一時的に地下水が見られる場合などがある。従って地下水に関係する調査を行なう場合は、単に地下水がどの付近にあり、どういう方向に流れをもっているかを見るだけでなく、降雨時の変化についても注意して調べなければならない。

先述したように地下水が崩壊に影響を及ぼす場合は、斜面地盤中のどの部分に地下水面があり、どういう方向に流れているか、そして、それは広がりをもった滞水層か、あるいは、水脈ないしは水みち状の地下水か、さらに、常時の地下水面が、崩壊に対して関係のない場合でもあって、これが降雨時にどういふ変化をするか、また、降雨時に水脈がどう変化し、どこに現れるか、斜面中のどこでパイピングが生じ、また、斜面地盤中に不透水層がある場合は、降雨時にその上部に地下水が発生するか、斜面に湧出する地下水がどの部分（斜面後背地が広大である場合）に由来するか、等についての注意が必要である。さらに、崩壊が明瞭に広がりをもった、又は、水脈状の地下水により影響されているのか、または、降雨時の一時的な斜面から土層中への水の浸透にもとづくか、——この場合、例えば斜面地盤中のわずかな透水性のちがいによって、相対的な不透水層上に浸透水がたまり、その部分を飽和度を局部的に上昇させる——等についての判断をもって、調査を行なう必要がある。

常時からある、地下水の調査には、地下水の流向、流速、地盤中の地下水の主流動層の位置、地下水の分布、地下水位の変化、地下水の由来等について調査を行なう。

以下に述べる地下水の調査は主として広がりをもったあるいは水脈をもった地下水についての調査である。地下水関係の調査を行なう場合には以下に述べるいずれか一つのみでは不十分であり、系統的な調査が必要である。第一段階としては調査斜面周辺の湧水、井戸、池沼、植生、地形等の状況から、地下水が豊富かどうか、といったような概略の性質をつかみ、もし、地下水の影響が大きいと考えられる場合には、まず、斜面上主要な位置でボーリングを行ない、そこでの地下水の状況を調べる。ボーリング孔を用いた地下水の調査では、その調査の順序としては、まず、地下水検層を行ない、地下水流動層を調べ、この結果にもとづいて、地下水追跡を行ない、地下水流向、分布、流速を調べる。一方、地下水位の降雨時の変化を調べる。

5-2 地下水位調査

1. 総則 本試験はボーリング孔等を利用して、その地点での地下水位の変動状況を調べるために行なう。

2. 試験用具

2-1 ボーリング孔内の水位を測定できる方法により行なう。普通テープの先に電気接点を設け、接点が水面に達すれば電気回路を形成して電流が流れ、これを電流計・ランプの点灯等で水面の位置を測定する方法が用いられる。

2-2 連続的に水位変化を測定する場合は自記水位計を用いる。これは、ボーリング孔用の特殊なフロートを用いるものである。

3. 試験方法

3-1 測定は、毎日定時に測定し、降雨量、斜面変形、間隙水圧の変化等と対比できるようにする。

3-2 連続測定の場合は、自記水位計を取り付けるが、0点の位置、すなわち、地下水面の標高又は、地表面からの位置が明確になるように調整する。

3-3 自記水位計には、ペン書きのものと、自記記録器によるものがあるが、いずれもあらかじめ、地下水位変動の最大巾を考慮して、それに応じた、記録比率のものを用いる必要がある。

3-4 また、地下水位変動最大巾に応じて、フロート及び錘の長さも調整する必要がある。

3-5 記録は30日間、5日間等種々あるが、記録用紙の取り替え、インクの補充等はよく行ない、計器の正常な作動を維持する必要がある。

3-6 地下水位計が正しい水面を表わしているか、フロートが孔壁にふれていないかどうか等を、3-1の方法で時にチェックする必要がある。

4. 試験結果の記録と整理

4-1 記録は、自記水位計の場合は自記紙に記録され、定時観測の場合は、水位変化の状況が明瞭に分かるような方法で行なう。

4-2 測定結果は、縦軸に水位変化、横軸に時間をとって、折線で図示する。

4-3 同じ用紙に降雨量、あるいは他の間隙水圧、斜面変形等の変化状況も図示できるようにしておけば、便利である。

5-3 地下水追跡

1. 総則 本試験は地下水脈を確認し、地下水の流速を測定するために行なう。

2. 試験用具

2-1 採水器 容量500CC程度の採水器を用いる。

2-2 採水ビン 容量100～500CC程度のポリビニール容器を用意する。
個数は採水箇所数、採水回数によって決まる。

2-3 薬品 次のような種類があるがそれぞれの特徴を考慮して選択する。

a 無機薬品 硫酸マンガン（マンガン）、重クロム酸ソーダまたはカリ（クロム）、水酸化アンモニウムまたは塩化アンモニウム（アンモン）、亜硝酸ソーダまたはカリ（亜硝酸基）、食塩、塩化カリ（塩素、電気伝導度）

b 蛍光剤および着色剤 フルオレッセンソーダ、ウラン、ローダミン、食紅等

c 放射性同位元素 トリチウム, リン

() 内は検出因子

2-4 分析定量機器 用いる薬品あるいは, 検出因子によって異なるが次のようなものを用いる。

a 電気水質計

b 光電光度計又は光電分光光度計

c 比色管

d 蛍光光度計

投入薬品

食 塩

硫酸マンガンを, 重クロム酸カリ,

水酸化アンモン

水酸化アンモン (フルオレツセン)

2-5 試薬 投入薬品によって異なるが次のようなものを用いる。

試 薬

N/50 硝酸銀滴定液

5 %クロム酸カリウム指示薬

過マンガンのカリ指示薬

ホルムアルドキシム溶液

E・D・T・A溶液

塩化アンモニウム — アンモニア緩衝液

ジフェニルカルバチド溶液

クロムイオン標準液

ネスラー試薬

アンモニウムイオン標準液

投入薬品

食 塩

"

"

硫酸マンガンを

"

"

重クロム酸カリ

"

水酸化アンモン

"

2-6 その他機器

分析に必要なピペット, メスシリンダー, フラスコ, 遠心分離器, ロ紙, ビニレット等

2-7 薬品投入機器

100ℓ程度以上入る容器

3. 試験方法

3-1 追跡用薬剤の選定

2-3に掲げた薬剤からそれぞれの特質に応じて, また, 現場の条件も考慮して決める。

3-2 バックグラウンドの測定

薬剤投入前の陸水の持っている溶存量を測定しておき, 薬剤投入によるトレーサーの検出を確認する。バックグラウンドの測定は投入前5〜10日間毎日1〜2回の採水を行なって溶存量を調べる。

3-3 薬剤投入量の決定

次式によって得られた結果の1.3倍程度を見込む。

$$V = C \cdot K \cdot d \cdot n \cdot l \cdot W \times 10^{-3} \text{ kg}$$

一般に $K = 0.6$, $d = 6 \text{ m}$, $n = 0.3$ とすると

食塩以外の無機物 $V = 1.08 C \cdot l \cdot W \times 10^{-3} \text{ kg}$

食塩の場合 $V = 0.71 \bar{D} \cdot l \cdot W$

ここで $C = 3 \lambda \times \frac{\text{トレーサーの分子量}}{\text{トレーサー因子の原子量}} \text{ (mg/l)}$

K : 薬剤の調査期間内の浸透率

d : 滞水層の厚さ (m)

n : 間隙率

l : 最長到達距離 (m)

W : 地すべりの幅 (m)

λ : バックグラウンド平均値の標準偏差

$\bar{D}$: バックグラウンドの最大平均値

3-4 薬剤の投入

投入点にはボーリング孔や深さ 2 m 程度の掘削孔が用いられるが、事前に水を投入して充分浸透速度が大きいことを確かめる必要がある。

投入時には 100 l 以上入る容器に水を入れて薬剤を適当量ずつとかし（食塩の溶解度は 35 % 程度で、温める必要はない）連続的に投入する。

3-5 採水点

採水点は垂直ボーリング孔、池沼、井戸、湧水、溪流などで、その地域一帯の地下水の露頭のすべてから採水することが望ましい。

3-6 採水期間

最低 1 日以上で地すべりの場合は大体 1 ~ 2 ヶ月続ける

3-7 採水間隔

採水の時間間隔は最低限度次の間隔を必要とする。

投入直後、30 分後、2.5 時間後、5 時間後、第 2 日目からは毎日定時に 1 回ずつ。できればさらに間隔を密にすることが望ましい。

3-8 採水方法

採水方法は、ボーリング孔の場合は、あらかじめ地下水検層を行ない、地下水流動層を確認して、その主流動層より採水する。採水容器は各採水点とも別々に備える。特に投入直後は入念に手を洗い、投入時に付着した薬剤が採水瓶中に入らないよう配慮する。採取された水は 100CC ~ 500CC 入りのポリビンに入れる。地名、採水月、日時刻を記入してよく栓をし、持ち帰る。

3-9 分析定量

a 食塩

〔a〕化学的な分析法

モール (mohr) の滴定法とする。

1. 試 薬

(a) N/50 硝酸銀 (AgNO_3) 滴定液 N/10 硝酸銀溶液 (一般に市販されておりファクター f (溶液濃度の補正係数) もきまっているのでそのまま滴定液として使用できる) を 100CC のホールピペットで採り 100CC の蒸溜水で希釈する。この場合正確に計らないと (100CC のメスフラスコを用いよ。メスシリンダーでは不正確) ファクターが変化する。

(b) 5% のクロム酸カリウム指示薬 クロム酸カリ (K_2CrO_4) 特級を上皿天秤で 2.5g とり、メスシリンダーで蒸溜水にうすめる。

2. 試水の Cl^- 濃度の測定 試水 20CC をホールピペットで三角フラスコにとり、これに過マンガン酸カリ K_2CrO_4 指示薬 1 CC をコマゴメピペットで加え、液を静かに、かきまぜながらビュレットから AgNO_3 滴定液を滴下し、試水の色が黄色から微赤色がかった黄色になる所を終点としてそのときのビュレットの目盛が滴定値となる。

3. Cl^- 濃度の計算 滴定値を $x\text{cc}$, N/50 AgNO_3 の溶液濃度の補正係数を f (ビンに記してある) とすれば Cl^- 濃度は次式で示される。

$$\text{Cl}^- \text{ meq/l} = \frac{1000}{20} \times f \times 0.02 \times x = f \cdot x$$

(試水採水量)

$$\text{Cl}^- \boxed{\text{mg/l}} = \text{Cl}^- \text{ meq/l} \times \text{塩素原子量 (35.5)}$$

→ = p.p.m

meq : ミリグラム当量

4. 試験における注意

(i) Cl^- 濃度範囲 0.3mg/l ($\rightleftharpoons 10\text{p.p.m}$) $< D < 2.0\text{meq/l}$ ($\rightleftharpoons 70\text{p.p.m}$) 以外では試水を蒸発濃縮するか希釈するかしないと精度がわるくなる。

(ii) 濁った水は口紙により口過または遠心分離器にかける。

(iii) 着色液は希釈して試験し、換算する。

(b) 電気水質計の場合

電気水質計のコードが充分長ければ、採水点にそのまま挿入して直接その地下水包蔵体の電気伝導度の変化を読みとるが、採水した場合は採水容器内に静かに電気水質計のプロープを挿入して読みとる。

b 硫酸マンガ (マンガニイオンの定量)

1. 試 薬

(a) ホルムアルドキシム溶液 塩酸ヒドロキシルアミン ($\text{NH}_2\text{OH} \cdot \text{HCl}$) (結晶粉末市販) 4 g を 10 cc の蒸溜水に溶かし、これにホルマリン溶液 2 cc を加え、水を加えて 100 cc とするこの溶液は褐色ビンに入れ冷暗所に保存すれば約 1 カ月は使用できる。ホルムアルドキシム溶液は古くなると鉄ホルムアルドキシムの分解がおそくなる。

(b) E・D・T・A 溶液 (0.1 M) エチレンジアミン四酢酸・2 ナトリウム (粉末市販)

3.72gを水に溶かし100cc のメスフラスコで全量を100ccとする。

- (c) 塩化アンモニウム-アンモニア緩衝液 塩化アンモニウム 68g を 28%アンモニア水 (市販のもの 28% 溶液) 570cc に溶かし 1000cc メスフラスコで全量を 1ℓ とする。

2. 試験操作 検水を 20cc のホールピペットで採水し、ホルムアルドキシム溶液 1cc と、塩化アンモニウム-アンモニア緩衝液 1cc を加え、(ビュレットで計って入れる) よくふりまぜて 3 分間放置し完全に発色させる。次に 10% 塩酸ヒドロキシルアミン溶液 2cc (ビュレットで計って入れる) を加え、よく振りまぜながら E・D・T・A 溶液 (0.1M) 1cc (ビュレットで計って入れる) を加え 30 分間放置する。この溶液を吸収セルに移し、波長 470m μ 付近でその吸光度を測定し、あらかじめ作成した検量線からマンガン量を求める。

3. 機器 光電光度計または光電分光光度計

4. 試験操作上の注意 検水に鉄の濁りや沈澱物がある場合、マンガンは鉄の濁りや沈澱物に含まれるので、この場合は検水の適量 (約 50cc) をとり塩酸 (1+1) 1cc (コマゴメピペットで入れる) を加えて静かに加熱溶解させ、必要ならば口過して冷却後 20cc 採水したのち以下 (b) と同様に操作する。

c. 重クロム酸カリ (クロム酸イオン定量)

この方法は、クロム酸イオンがジフェニルカルバチドと作用して呈する紫紅色を吸光度法によって定量する方法である。

定量範囲は、光電光度計では 0.001 ~ 0.5 ppm Cr⁶⁺ で、精度は 5% である。

1. 試薬

(a) ジフェニルカルバチド溶液 (0.4%) ジフェニルカルバチド [OC(NH $\cdot$ NH $\cdot$ C₆H₅)₂] 0.4g をとりアセトン 100mℓ に溶かし、カッ色ビンに入れ密セシて冷却暗所に保存する。この溶液はカッ色をおびたら使用してはならない。

(b) クロムイオン標準液 クロム酸カリウム (K₂CrO₄) を 110°C $\pm$ 2 deg で約 1 時間乾燥したのち、K₂CrO₄ 100% に対してその 0.374g をとり水に溶かし、メスフラスコ 1ℓ に入れ、水で全量を 1ℓ とする。その 10mℓ をメスフラスコ 1ℓ にとり、水を加えて全量を 1ℓ とする。この溶液 1mℓ は、クロムイオン (Cr⁶⁺) 0.001mg を含む。

2. 機器 光電光度計または光電分光光度計

3. 試験操作 検水 50 ~ 100mℓ⁽⁵⁾ をとり、ビーカー 200mℓ に入れ、加熱蒸発して 10 ~ 20mℓ に濃縮し、硫酸 (1+20) 2.5mℓ を加える。よくかき混ぜながらジフェニルカルバチド溶液 1mℓ を加えて発色させたのち、水を加えて正確に 25mℓ とする。これを 10mm のセルに移し、波長 545m μ でその吸光度をはかり、あらかじめ作成した検量線からクロムイオンの含量 (mg) を求め、クロムイオンの ppm を算出する。

検量線の作成にはクロムイオン標準液を用い、上記の操作を行なって作成する。

別に空試験を行なってその結果を補正する。

d 水酸化アンモン (アンモニウム基の定量)

この方法は、アンモニウムイオン (NH_4^+) にアルカリ性ヨウ化第二水銀カリウム溶液 (ネスラー試薬) を作用させてカッ色の錯塩を生成させ、その色を比色定量する方法である。

定量範囲は光電光度計では $0.01 \sim 0.32 \text{ ppm}$ であり、 $0.01 \sim 0.06 \text{ ppm NH}_4^+$ では精度は $\pm 10\%$ で、 $0.06 \sim 0.32 \text{ ppm NH}_4^+$ では $\pm 6\%$ である。

1. 試 薬

(a) ネスラー試薬 ヨウ化カリウム (KI) 5 g を水 5 mL に溶かし、これに塩化第二水銀 (HgCl_2) 2.5 g を熱水 10 mL に溶かした溶液を少量ずつ加えてよくふり混ぜる。生じた沈殿の一部が溶けずに残る程度としたのち放冷する。つぎにこれに水酸化カリウム 15 g を水 30 mL に溶かした溶液を加え、水を加えて全量を 100 mL とする。さらに上記の塩化第二水銀溶液 0.5 mL を加えてふり、遠心分離し、その上澄み液を用いる。この試薬はカッ色ビンに密栓して保存する。保存期間は1カ月である。

(b) アンモニウムイオン標準液 塩化アンモニウム ($\text{NH}_4 \text{Cl}$) 2.97 g を水に溶かしてメスフラスコ 1 L に入れ、水を加えて全量を 1 L とする。その 10 mL をメスフラスコ 1 L にとり、水で全量を 1 L とする。

この溶液 1 mL は、アンモニウムイオン (NH_4^+) 0.01 mg を含む。

2. 器具および機器 比色管 50 mL 、光電光度計

3. 試験操作 検水 100 mL をメスシリンダー 200 mL にとりカルシウムイオン、マグネシウムイオン、遊離炭酸などを除くため、これに水酸化ナトリウム溶液 (30%) 0.5 mL 、炭酸ナトリウム溶液 (25%) 1 mL および水を加えて 200 mL とし、よくふり混ぜたのち冷所に静置する。つぎにその上澄み液 50 mL をホールピペットを用いるか、またはデカンテーションによって沈殿物を入れないように注意して比色管にとる。別に数個の同形比色管にアンモニウムイオン標準液 $0.1, 0.2, 0.3 \dots 1 \text{ mL}$ をとり、水を加えてそれぞれ 50 mL とする。つぎに検水および標準液の各管にネスラー試薬 1 mL ずつを加えてよくふり混ぜそのまま 10 分間放置したのち白紙上に置いて比色する。

該当するアンモニウムイオン標準液の mL 数 (a) から、次式によってアンモニウムイオンの ppm を算出する。

$$A = a \times \frac{1000}{I} \times 4 \times 0.01$$

ここに A : アンモニウムイオン (NH_4^+) (ppm)

I : 検 水 (mL)

硬度約 50 ppm 未満で遊離炭酸や鉄分が少なく濁りがない検水の場合は、ただちにネスラー試薬を加えて試験してもさしつかえない。検水をロ紙でとして用いてはならない。

光電光度計を使用する場合は、 $425 \text{ m}\mu$ 付近の波長のフィルターを用いる。

e フルオレッセンソード

定性的な検出には、この方法の方が蛍光光度計よりはるかに精度がよい。溶存量の比較を行なうには蛍光光度計が用いられる。

4-1 試験結果の記録及び分析結果の整理は図-1のように行なうと便利である。

試 験 地 名	縣 郡 村 字											
投 入 年 月 日	年	月	日	時	分	採水期間	投入前	月	日	～	月	日
投 入 薬 剤	kg						投入後	月	日	～	月	日
最適採水点距離 (ℓ)	m	投 入 者					バックグラウンド最大濃度 (㉒)	mg/ℓ				
斜 面 平 均 幅 (w)	m	採 水 者					同 上 標 準 偏 差 (λ)	mg/ℓ				
遇 水 層 厚 度 (n)	m	分 析 法					投 入 量 計 算 値 (F')	kg				
透 水 層 間 隙 率 (n)		分 析 者					実 際 投 入 量	kg				

[illegible]

(註) 2 検出には溶存量が $\bar{D} + 3\lambda$ を越えたものをもって検出されたと判定する。

4-2 各採水点ごとに図-2のように時間濃度曲線を作り、また検出表を図-3のように作り
検出されたか否かを判定し、検出されるまでの時間(T)を求め、 $v = L/T$ (L : 投入点
からの距離) (cm/sec)によって流速を求め、平面図上に図-4のごとく、地下水等速
線図か、地下水流線図を作り、地下水流動経路を明確にする。

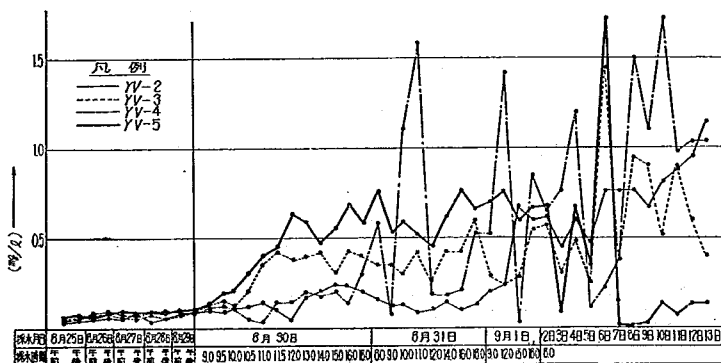


図-2 マンガンイオン時間濃度曲線

投入孔 Y_v1号孔 (掘進長 30 m)

硫酸マンガンを投入日時 昭和 41 年 8 月 30 日 (午前 8 時 30 分)

採水地点	検 出 日 時	経過時間	投入孔からの距離 (m)	流 速 (cm/sec)	地下水流速状況		
					m/h	m/5h	m/10h
W1			59				
W2			0				
W3			143				
W4			123				
Y _v -2	8/30 (15.00)	6.30 ¹	67	0.28	10.08	50.4	100.8
Y _v -3	8/30 (11.00)	3.00 ¹	125	1.15	41.40	207.	414
Y _v -4	8/30 (13.20)	4.30 ¹	167	1.03	37.08	185.4	370.8
Y _v -5	8/30 (10.00)	3.30 ¹	127.5	1.01	36.36	181.8	363.6

図-3 マンガンイオン検出表

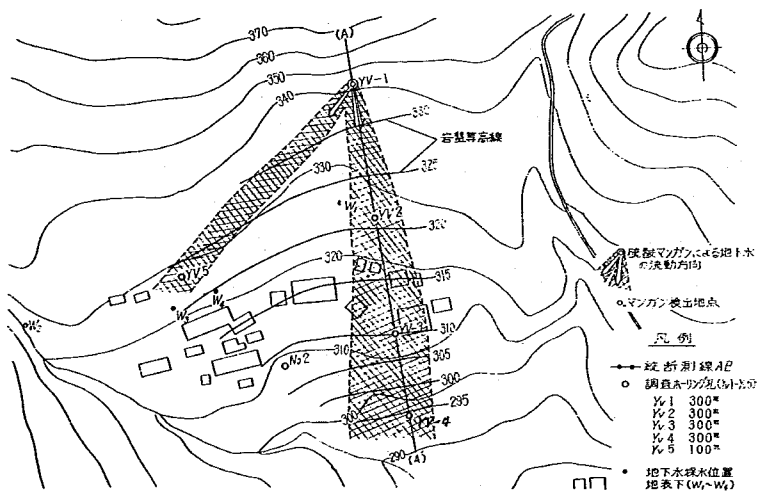


図-4 マンガンイオンによる推定地下水流向

5-4 地下水検層

1. 総則 本試験は、ボーリング孔を利用して、その地点の地下水の垂直的な流動状況を知るために行なう。

2. 試験用具 (図-1 参照)

2-1 ピックアップ (検層コード) : 151 芯

151 芯 (1 芯は共通) のビニールコードの表面に幅 20mm、長さ 1m の塩化ビニール板を固定し、それに $10 \times 10 \times 1$ mm の金属板を固定し、これを 25cm 間隔に 150 箇所、リード線束に結びつけ、全長 49.5m、重量 30kg のものである。

2-2 測定器 (切替器内蔵)

横 350mm × 縦 200mm × 厚さ 145mm、重量 4kg、切替点数 150 点、抵抗測定範囲 $2k\Omega$ 、 $10k\Omega$ の 2 段切替である。

3. 試験方法

3-1 ボーリング孔内の水位・

水温等の測定を行なう。
現場での測定に用いる野帳は図-4 のようなものが解折整理を行なうときに便利である。

3-2 検層コードを挿入・計

器の調整を行ない (長時間使用すると零点がずれるため)、孔内水のバックグラウンドの抵抗値

(電解質投入前の孔内水の電気抵抗値) を測定する。

3-3 検層コードを引き上げ、

食塩を投入する。

(イ) 食塩の投入量

食塩投入により高いバックグラウンドの水の抵抗値を低下させる必要がある。バックグラウンドの値は地域により相当の違いがあり、一概に投入量を決めることはできな

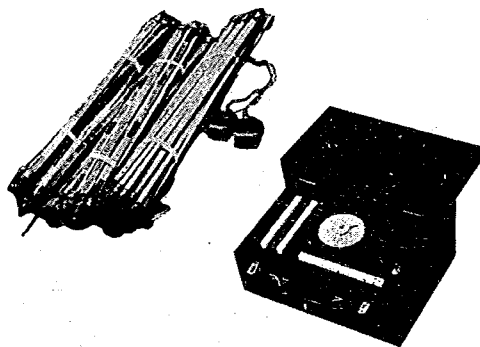
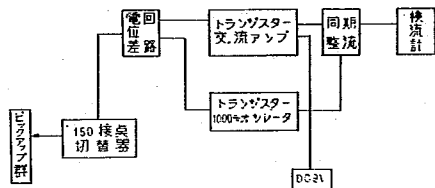


図-1 地下水検層器



電圧差回路原理図

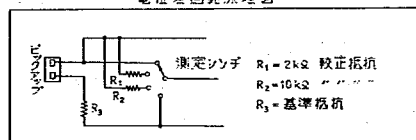


図-2 地下水検層器回路構成

い。しかし検層器の測定可能な範囲が $0 \sim 10 \text{ k}\Omega$ であり、目盛りが対数的であることを考えると食塩投入によって抵抗値を $0.1 \sim 0.3 \text{ k}\Omega$ 程度に下げるのが適当である。普通のボーリング孔内水に食塩を投入して 0.5% 程度の溶液にすると $0.2 \text{ k}\Omega$ 程度に抵抗値を下げることができる。しかしあらかじめ適当に標準液を作り $0.1 \sim 0.3 \text{ k}\Omega$ に抵抗値を下げるように食塩の投入量を決めるのが良い。またバックグラウンドの非常に低い所では蒸留水などを投入して検層を行なう。

(ロ) 食塩の投入方法

食塩の投入はなるべく簡単に、迅速に、ボーリング孔内水が均一な溶液になるように投入する必要がある。そのため図-3のような簡単な装置を利用すると便利である。3 入りのポリビンの底にパイプをゴム栓とともに取り付け $\phi = 4.0 \text{ mm}$ のビニールホースを接続させ、その先端に錘をつけたものである。ビニールホースの径は一度に多量の食塩水を通して、また少量でも不適当なので $\phi = 4.0 \text{ mm}$ にする。ホースの長さは検層を行なうボーリング孔底に十分

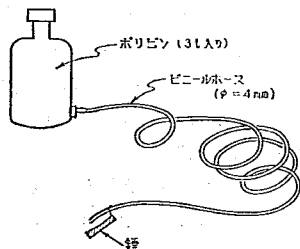


図-3

達する長さが必要なことはいうまでもない。ポリビンの中に必要量の食塩を入れ、それが溶解できる以上の水を（ NaCl 溶解度は 26% ）を入れ、十分溶かし、錘のついた先端をボーリング孔に挿入し、ポリビンの高さを一定に保ちつつ、ゆっくりとホースを数回孔底から水面まで上下させると、各水深一様に一定量の食塩水を投入することができる。

- 3-4 検層コードを挿入して、計器の調整を行ない、一定時間間隔で抵抗値変化を測定する。抵抗値の低いときは $2 \text{ k}\Omega$ の測定レンジを用い、大きくなったら $10 \text{ k}\Omega$ 測定レンジに切替える。

測定は原則として 10 分間隔程度に速やかに 8 回程度測定するとよい。しかし地下水の流動状況が激しい場合は抵抗変化も速いので測定時間の間隔を短くし、抵抗変化のおそい場合は測定時間間隔を延ばす。また測定開始直後の抵抗変化は重要な意味を持つのであるべく時間間隔を短く、ていねいに測定するのが好ましい。

- 3-5 測定後は検層コードを引き上げ、良く洗浄し、他所での測定に使用する。

検層コードに食塩等が付着していると良い測定値を得ることができないのでよく洗浄してから測定に使用する必要がある。

4. 試験結果の記録と整理

- 4-1 測定値を整理し、流動層の判定を行なう。

現場での測定に用いる野帳は図-4のようなものが便利である。

測定結果は図-5のように縦軸に深度、横軸に比抵抗値をとった図上に、比抵抗の時間変化を記入する。

比抵抗値が累積的に増加する所が地下水の流動層と考えられる。

測定場所

後層地点, 測定年月日 年 月 日, 天候, 測定者, 水温, 水位, m.

ボーリング掘進長 m, 有効水深 m, 塩ビ管内径 インチ, 水の体積 cm³, 食塩量 % , 食塩投入量 g.

測定開始時間 b m.

調査 番号	地表から の深度	投入前 測定値	投入直後 測定値	分後 測定値	変化量	分後 測定値	変化量	分後 測定値	変化量	分後 測定値	変化量	分後 測定値	変化量	分後 測定値	変化量	分後 測定値	変化量	分後 測定値	変化量	備考
1																				
2																				
3																				
4																				
5																				
6																				
7																				
8																				
9																				
10																				
11																				
12																				

図-4 地下水検層野帳

4-2 流動層の流速を算定する。

流動層における地下水の流速は
次式により算定できる。

$$v = 5744RH^{1/3} \left(\frac{I_n}{r_2} \right)^{2/3} \cdot \frac{1}{t} \quad (\text{cm/min})$$

v : 地下水の流速 (cm/min)

R : 比抵抗値 (kQ)

H : 2 流動層の間隔 (cm)

t : 食塩投入直後からの経過
時間 (min)

r_n : ボーリング掘削口径 (塩
ビ管挿入の場合はその直
径) (inch)

r_2 : 2 (inch)

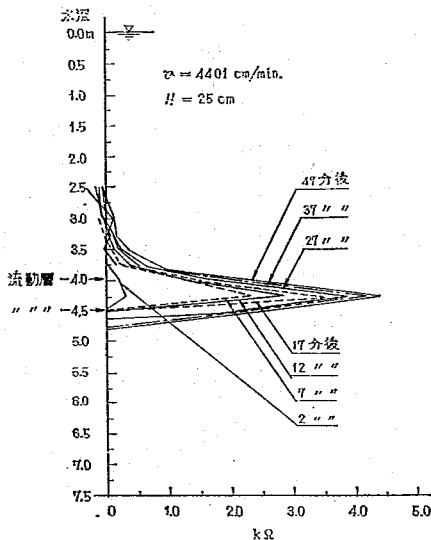


図-5

5-5 水質試験

1. 総則 地下水の露頭から採水してそ

の成分を分析定量し, 成分比によってその成因別分類を行ない, これによって地下水の分布を推定する方法である。

2. 試験用具

国土調査法水質調査作業規定準則にしたがって行なう定量に必要な器具

3. 試験方法

3-1 地下水露頭（湧川，河川水，井戸，沼，ボーリング孔等）からそれぞれ1ℓ程度採水する。

3-2 普通，試験される因子は，水温，PH，BCGアルカリ度（又はM. oアルカリ度），Cl，SO₄，SiO₂，Ca，Mg，Na，Kで，定量は国土調査法水質調査作業規定準則にもとづいて行なう。

4. 試験結果の記録と整理

4-1 定量の結果は表-1のように整理する。

4-2 各成分間相互の関係を見るには，図-1.2の菱形図表，三角図表を作成すると便利である。

表-1 寺尾地すべり地の地下水の化学分析値

採水地点名	採水番号	化 学 分 析 値								組 成 比 率				水温	採水年月日		
		M.O mg/l (mg/l)	Ca mg	Mg mg	SO ₄ mg	Cl mg	SiO ₂ mg/l	Na mg	K mg	Na/K	SO ₄ /M.O	Cl/M.O	Ca+Mg /MO+SO ₄			mg/Ca	
湧	水	1	1.63	1.95	0.37	0.87	0.28	10.6	0.39	0.003	130.0	0.53	0.17	0.93	0.19	15.6	36.5.27
湧	水	1	1.55	2.10	0.30	0.90	0.27	10.8	0.45	0.023	19.6	0.57	0.17	0.97	0.14	15.7	36.6.18
上 部 湧	水	2	1.61	1.96	0.34	0.82	0.27	11.2	0.44	0.005	88.0	0.51	0.17	0.95	0.17	15.7	36.6.18
"	"	2	1.74	2.02	0.02	0.39	0.91	12.0	0.39	0.005	76.0	0.52	0.13	1.22	0.19	15.8	36.5.26
寺 尾 水 源	3	1.33	1.40	0.52	0.44	0.20	18.4	0.39	0.008	43.8	0.33	0.15	0.97	0.23	15.5	36.5.26	
"	3	1.24	1.33	0.33	0.65	0.18	19.8	0.38	0.013	5.7	0.49	0.13	0.86	0.24	15.3	36.6.18	
中 之 沢	No. 1	4	1.01	2.12	0.65	0.73	26.1	0.57	0.005	114.0	0.72	0.36	1.59	0.30	15.5	36.5.26	
"	No. 3	5	1.02	2.14	0.64	0.70	25.5	0.57	0.005	114.0	0.69	0.31	1.63	0.30	16.1	36.5.26	
中之沢地すべり内排水	6	1.31	2.35	0.53	0.70	0.35	17.7	0.67	0.015	44.7	0.53	0.27	1.43	0.22	17.7	36.5.26	
寺 尾 地 区 湧 水	7	1.16	2.83	0.52	0.87	0.38	8.5	0.58	0.005	116.0	0.75	0.33	1.64	0.18	17.4	36.5.26	
地すべり地内都行区域	8	1.86	55.7	0.63	41.7	13.5	15.7	0.90	0.013	69.2	1.91	0.13	0.97	0.18	17.4	36.6.18	
湧 水	No. 1	9	1.70	37.2	0.80	165.7	8.9	0.97	0.013	66.9	2.03	0.15	0.97	0.15	17.8	36.6.18	
"	"	2	2.39	4.79	1.10	3.48	0.28	15.6	0.79	0.018	43.9	1.29	0.11	0.95	0.18	16.8	36.6.18
"	"	4	1.72	32.2	0.97	148.4	8.9	1.89	0.018	105.0	2.02	0.15	1.12	0.23	17.9	36.6.18	
"	"	5	1.56	4.32	0.83	4.09	9.2	1.96	0.015	130.6	2.62	0.15	0.93	0.18	17.8	36.6.18	
"	"	6	1.33	2.58	0.58	186.4	8.5	0.65	0.008	81.3	1.24	0.15	0.85	0.19	15.6	36.6.18	
"	"	7	1.47	37.1	0.67	105.6	8.6	0.74	0.013	56.9	2.62	0.17	0.80	0.16	17.8	36.6.18	
"	"	8	1.54	3.89	0.12	184.9	8.9	0.91	0.033	27.6	0.05			0.03	17.6	36.7.27	
水	一	10	10.22	2.93	3.74	3.11	23.8	3.37	0.14	24.0	0.30	0.07	0.50	1.28	15.3	36.7.27	
中之沢不動地	B-1	17	1.85	38.7	0.55	149.4	23.8	77.5	0.56	128.0	0.29	0.15	1.46	0.38	15.0	36.7.27	
水すべりリング	B-1	18	1.30	24.0	0.29	97.0	6.22	14.5	0.05	210.0	0.54	0.17	0.75	0.24	18.0	36.7.27	
中之沢不動地	B-2	19	1.30	24.0	0.35	33.7	6.22	21.2	0.2	85.0	0.34	0.13	1.07	0.38	16.7	36.7.28	
水すべりリング	B-2	20	1.45	62.7	0.13	48.7	14.2	17.1	0.05	52.0	0.84	0.09	0.64	0.40	16.0	36.7.28	
北 傾 斜 面 湧 水	20	1.45	1.20	0.49	0.22	4.13	17.1	0.65	0.015	56.2	0.47	0.16	1.23	0.31	15.6	36.7.28	
薬 師 湧 水	21	1.55	2.14	0.67	0.73	0.25	12.8	0.45	0.008								
			(42.9)	(8.1)	(35.2)	(8.9)		(10.3)	(0.5)								

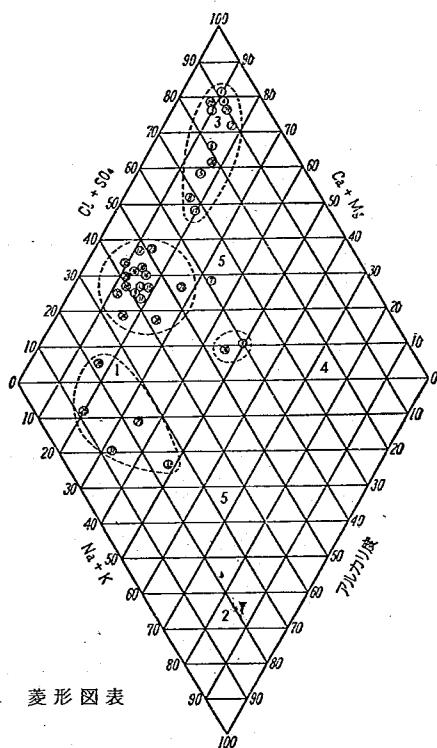


図-1 菱形図表

1. Carbonate Hardness
重炭酸カルシウム、マグネシウムを
主成分とする水
2. Carbonate Alkali
重炭酸カリウム、ナトリウムを
主成分とする水
3. Non Carbonate Hardness
塩化上類、硫酸上類を
主成分とする水
4. Non Carbonate Alkali
塩化アルカリ、硫酸アルカリを
主成分とする水で海水の混成
化石塩水など
5. 1と2の区分に属する中間的なもの

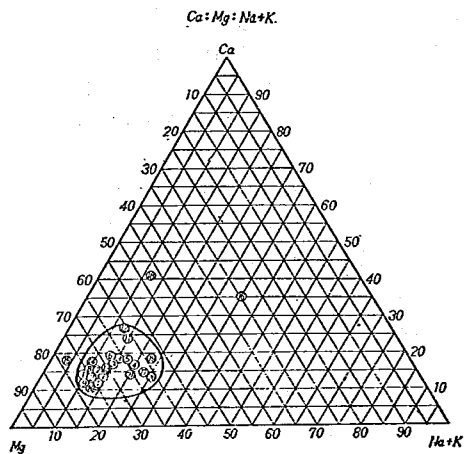


図-2 Ca : Mg : Na : Kの三角座標による分類

6 土質常数、強度試験

6-1 概 説

斜面の安定計算を行なう場合は土質常数を求めおく必要がある。しかし急傾斜地のように自然斜面の場合、斜面土層から試料を採取して土質試験を行なったとしても、その土層の不均質さのために、結果が斜面全体の土の強度を代表するものと考えたと誤差が大きく、斜面を構成する物質の平均的な土質常数を決定することが非常に困難となり、安定計算上でも非常に大きな安全率を採用せざるを得なくなるという結果になる。したがって安定計算は対策工設計のための数量的取扱いの根拠として用いられても崩壊の予測としては用いられない。

6-2 土質物理試験

土質工学会編：土質試験法の基準及びそれに準じる方法を用いる。

6-2-1 土の粒度試験および物理試験のための試料調製（土質試験法 P.16）

日 本 工 業 規 格

JIS

土の粒度試験および物理試験のための試料調製方法 A 1201-1970

Method of Preparing Soil Samples for Grain-Size Analysis and Physical Tests

1. 適用範囲 この規格は、土を空気乾燥して土の粒度試験および物理試験⁽¹⁾を行なう際に用いる試料の調製方法について規定する。

注 (1) ここでいう物理試験とは、液性限界、塑性限界、速心含水当量および収縮定数の試験をさす。

2. 試験用具

2.1 ハカリ ハカリは、感量 0.1～5 g で、測定しようとする試料の重量の約 0.1 %の感量のものとする。

2.2 ときほごし器具 ときほごし器具は、乳ばちとゴムをかおせた乳棒、または土粒子を破損せずに土のかたまりをときほごすのに適した器具とする。

2.3 フルイ フルイは、JIS Z 8801（標準フルイ）に規定する標準網フルイ 2000 μ および 420 μ のものとする。

2.4 試料分取器 試料分取器は、土全体から必要な重量の試料をむらなく分取するのに適したものとする。この装置によらずに円スイ四分法によって土を分ける場合には、ハンドショベルその他の器具を用いてもよい。

3. 試料の採取

3.1 現場から採取した土はじゅうぶんに空気乾燥し、土のかたまりは、ときほごし器具でときほごす。

つぎに試験に必要な重量の試料を、分取器または円スイ四分法によってとり出す。

3.2 各試験に必要な試料の最少重量と、その試料をとり出すために使用するフルイは、表 1 に示す。

表1 試験に必要な空気乾燥試料重量

試 験		フルイの呼び寸法(μ)	必要最少重量 ⁽²⁾ (g)
粒 度 試 験 ⁽³⁾		2000	砂質土: 115 シルト質土または粘土質土: 65
物理試験	液 性 限 界	420	100
	塑 性 限 界	420	15
	遠心含水当量	420	10
	収 縮 定 数	420	30

注(2) この重量は、各試験を1回行なうのに必要な最少重量を示す。

注(3) この粒度試験は、標準網フルイ2000 μ 通過資料についてのもので、それぞれの重量は、含水量測定のための約15g の試料を含む。

一般の場合については、JIS A 1204 (土の粒度試験方法)に規定する表1に示す。

4. 試 料 調 製

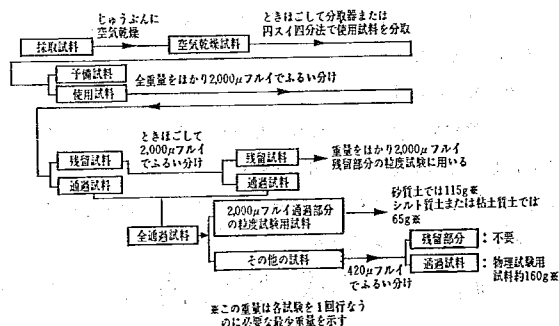
4.1 3.1でとり出した試料の全重量を記録する。つぎに標準網フルイ2000 μ でふるい分け、残留部分はときほごし器具で、さらに個々の粒子になるまでときほごす。

これをふたたび標準網フルイ2000 μ でふるい分け、残留した部分を除いて2回の通過部分を合わせて、じゅうぶんに混合する。

4.2 2回のフルイ分けで残留した全試料は、その重量をはかり、標準網フルイ2000 μ に残留する試料の粒度試験に用いる。

4.3 標準網フルイ2000 μ を通過した部分から、試料分取器または円スイ四分法によって表1の粒度試験の項に示す重量の試料をとり出し、標準網フルイ2000 μ 通過試料の粒度試験に用いる。

図1 試料調製の順序



4.4 標準網フルイ 2000 μ を通過した部分から粒度試験にとり出した残りを標準網フルイ 420 μ でふるい分け、通過した部分を物理試験に用いる試料とする。

残留した部分は不要である。

4.5 試料調製の順序を一括して示すと、図 1 のとおりである。

6-2-2 土粒子の比重試験（土質試験法 P.23）

日 本 工 業 規 格

JIS

土 粒 子 の 比 重 試 験 方 法 A 1202-1970

Method of Test for Specific Gravity of Soils

1. 適用範囲 この規格は、土粒子の比重を求めるための試験方法について規定する。

2. 用語の定義 土粒子の比重とは、ある示された温度において土粒子が空気中で示す重量と、ある示された温度において土粒子と同体積の蒸留水が空気中で示す重量との比をいう。

3. 試験用具

3.1 比重ビン 比重ビンは、JIS R 3505（ガラス製化学用体積計）に規定する呼び容量 100mL 以上のメスフラスコ、または JIS R 3503（化学分析用ガラス器具）に規定する呼び容量 50mL 以上のゲーリュサック形比重ビンとする。

3.2 ハカリ ハカリは、メスフラスコを用いる場合は感量 0.01g のもの、ゲーリュサック形比重ビンを用いる場合は感量 0.001g のものとする。

3.3 温度計 温度計は、精度 1℃ のものとする。

4. 試験方法

4.1 比重ビンの検定

4.1.1 比重ビンを洗ってかわかしたのち、その重量 W_f (g)をはかる。比重ビンに蒸留水を満たし、その全重量 W_a' (g)と水温 $T'^{\circ}\text{C}$ をはかる。

4.1.2 測定の結果から任意の温度 $T^{\circ}\text{C}$ における蒸留水を満たした比重ビンの重量 W_a (g)を、つぎの式から求める。

$$W_a(T^{\circ}\text{C}) = \frac{T^{\circ}\text{Cにおける水の比重}}{T'^{\circ}\text{Cにおける水の比重}} \times \{W_a'(T'^{\circ}\text{C}) - W_f\} + W_f$$

ただし水の比重は表 1 による。

表1 温度4～30℃における水の比重と補正係数 K

温度℃	水の比重	補正係数 K	温度℃	水の比重	補正係数 K
4	1.000000	1.0009	18	0.998625	0.9995
5	0.999992	1.0009	19	0.998435	0.9993
6	0.999968	1.0008	20	0.998234	0.9991
7	0.999930	1.0008	21	0.998022	0.9989
8	0.999877	1.0007	22	0.997800	0.9987
9	0.999809	1.0007	23	0.997568	0.9984
10	0.999728	1.0006	24	0.997327	0.9982
11	0.999634	1.0005	25	0.997075	0.9979
12	0.999526	1.0004	26	0.996814	0.9977
13	0.999406	1.0003	27	0.996544	0.9974
14	0.999273	1.0001	28	0.996264	0.9971
15	0.999129	1.0000	29	0.995976	0.9968
16	0.998972	0.9998	30	0.995678	0.9965
17	0.998804	0.9997			

4.2 試料

4.2.1 試料は湿ったままのもの、空気乾燥したもの、または炉乾燥したものでもよいが、その量はメスフラスコを用いるときは炉乾燥重量で25g以上、ゲーリュサック形比重ビンを用いるときは同じく10g以上とする。

4.2.2 湿ったままのもの、または空気乾燥したものを試料として用いるときには、測定試験が終わってから炉乾燥して重量 $W_s(g)$ を求める。この場合、粘土質土では比重ビンに入れる前に JIS A 1204 (土の粒度試験方法) に規定する分散装置を用いて、蒸留水の中で粒子をよく分離させておかなければならない。

4.2.3 炉乾燥した試料を用いるときには、110℃で一定重量になるまで少なくとも12時間炉乾燥し、デシケーターの中で室温までさましたのちに重量 $W_s(g)$ をはかる。その後この試料を12時間以上蒸留水に浸しておく。

4.3 試験順序

4.3.1 試料を比重ビンに入れ、さらに蒸留水を加えてその全量がメスフラスコなら約3/4、ゲーリュサック形比重ビンなら約1/2になるようにする。その場合に重量をあらかじめはかった試料では、その微量をも失わないように注意しなければならない。

4.3.2 比重ビン中の気ほうを除くには、気圧を水銀柱で100mm以下に下げるか、10分以上静かに煮る。ときどき比重ビンを振り、気ほうの抜け出すのを助ける。気圧を急に下げたときに内容物が激しく沸き立たないように注意しなければならない。

加熱した試料は室温になるまで放置する。

4.3.3 比重ビンに蒸留水を満たし、外面を洗い、かわいた布でふいてから、全重量 $W_b(g)$ と内容物の温度 $T(°C)$ をはかる。

5. 計算

5.1 温度 $T(°C)$ の水に対する温度 $T(°C)$ の土粒子の比重 $G_s(T(°C)/T(°C))$ は、つ

きの式から求める。

$$G_s (T^{\circ}\text{C}/T^{\circ}\text{C}) = \frac{W_s}{W_s + (W_a - W_b)}$$

ここに W_s : 炉乾燥した試料の重量 (g)

W_a : 温度 $T^{\circ}\text{C}$ の水を満たした比重ビンの重量 (4.1.1 の測定値から
4.1.2 によって換算した値) (g)

W_b : 温度 $T^{\circ}\text{C}$ の水と土を満たした比重ビンの重量 (g)

$T^{\circ}\text{C}$: W_b をはかったときの比重ビンの内容物の温度

5.2 とくに指定されないときは温度 15°C の水に対する土粒子の比重 $G_s (T^{\circ}\text{C}/15^{\circ}\text{C})$ を、つぎの式から求める。

$$G_s (T^{\circ}\text{C}/15^{\circ}\text{C}) = K \times G_s (T^{\circ}\text{C}/T^{\circ}\text{C})$$

ここに K : 補正係数, すなわち温度 $T^{\circ}\text{C}$ における水の比重を 15°C の水の比重で割った数 (表 1 参照)

5.3 温度 4°C の水に対する土粒子の比重を求めるには、温度 $T^{\circ}\text{C}$ における土粒子の比重に温度 $T^{\circ}\text{C}$ における水の比重をかければよい。

6-2-3 土の含水量試験 (土質試験法 P. 43)

日 本 工 業 規 格

JIS

土 の 含 水 量 試 験 方 法 A 1203-1970

Method of Test for Moisture Content of Soils

1. 適 用 範 囲 この規格は、土の含水量を実験室で求めるための試験方法について規定する。

2. 用 語 の 定 義 土の含水量とは、温度 110°C の炉乾燥によって湿潤土中から除去される水量をいい、一般には含水比で表わす。

土の含水比とは、土の含水量と炉乾燥土の重量との比を、重量百分率で表わしたものをいう。

3. 試 験 用 具

3.1 容 器 容器は、重量測定中に水分が逃げないように密閉できるふた付きのものとする。

3.2 恒温乾燥炉 恒温乾燥炉は、温度を 110°C に保ちうるものとする。

3.3 ハカリ ハカリは、ヒョウ量 100g 未満の場合には感量 0.01g、ヒョウ量 100g 以上 1000g 未満の場合には感量 0.1g、ヒョウ量 1000g 以上の場合には感量 1g のものとする。

3.4 デシケーター デシケーターは、JIS R 3503（化学分析用ガラス器具）に規定するデシケーター 240mmまたは300mm で、シリカゲル、塩化カルシウムなどの吸湿剤を入れたものとする。

4. 試験方法

4.1 試料 試料は、試験の目的に応じて適量をとる。

4.2 試験順序

4.2.1 試料を容器に入れ、その重量をはかる。用いるハカリは、測定重量に応じたヒヨウ量のものとする。

4.2.2 試料を110℃で一定重量になるまで炉乾燥する。炉乾燥した試料をデシケーターの中で室温になるまでさまし、炉乾燥土と容器の重量をはかる。用いるハカリは、測定重量に応じたヒヨウ量のものとする。

5. 計算

含水比 w は、つぎの式から求める。

$$w = \frac{\text{湿潤土中の水の重量}}{\text{炉乾燥土の重量}} \times 100$$
$$= \frac{W_a - W_b}{W_b - W_c} \times 100 \quad (2)$$

ここに W_a : 容器と湿潤土の重量 (g)

W_b : 容器と炉乾燥土の重量 (g)

W_c : 容器の重量 (g)

6-2-4 単位体積重量試験（土質試験法 P.52）

1. 総則

土の単位体積重量とは土の単位体積当たりの重量をいう。その場合、重量として土粒子と含まれている水との両者を考える場合を湿潤密度 γ_t 、土粒子だけを考える場合を乾燥密度 γ_d という。

ここでとり扱う土の単位体積重量はサンプリングされた乱さない試料を対象とし、乱した土については試験方法を紹介するにとどめた。また、原位置での単位体積重量の測定は含まない。

単位体積重量の測定法は体積と重量をはかるきわめて単純な測定操作であるが、現在JIS化できるような画一的方法はなく、標準的に示されたいくつかの方法から土質あるいは、土の状態（乱さない、乱したなど）に応じて適格な方法を選択するが、その選択に当っては試験技術者の判断にゆだねられている。

測定において試料重量をはかる場合、調整された所定の精度を有したハカリを用いればよく、測定方法あるいは測定技術によって生ずる誤差は少ない。

しかし、体積を求める形状寸法の測定においては測定方法および、技術的差異によっ

て測定精度にかなり大きく影響を与えることが考えられる。

表－１に試験法の種類と適応土質の概要を示す。

表－１ 試験方式の種類と適応土質

試験方法の種類	適 応 土 質
4.2.2 成 形 法 (1) ノ ギ ス 法	成形しやすく試料表面が比較的なめらかに仕上げられる 粘性土および砂質土（一軸圧縮試験などの供試体）
(2) テ ー プ 法	ノギスでは測定が困難なほどやわらかい粘性土で試料表面がなめらかに仕上げられるもの（一軸圧縮試験などの供試体）
4.2.3 体積置換法（液置換） (1) ケ ロ シ ン 法	あらゆる飽和粘性土、および成形状態と飽和状態が保てる砂質土（一軸圧縮試験などの供試体）
(2) 水 銀 法	主として粘性土に適用 （試料が少ない場合、かたくて成形が困難な場合、単位体積重量および含水比の測定だけを目的とした場合）
(3) パラフィン塗布法	あらゆる土質に適用できる（飽和、不飽和粘性土、砂質土、乾燥土）
4.2.4 非 成 形 法*	あらゆる土質に適用できる。とくに、成形しにくい極めてやわらかい粘性土。貝殻の多量混入した成形できない土、成形するとくずれやすい砂質土
4.2.5 CBRおよび突固めモールド法	乱した土

* サンプリングチューブおよびコアカッターなどで採取した試料をそのままの状態あるいは押出したままの径で、両端面を平滑に仕上げ、成形法あるいは体積置換法の手順に従って測定する方法。

2. 試 験 用 具

各試験法に必要な試験用具を一括して表－２に示す。

表-2 各試験法に必要な試験用具

成 形 法	試 験 法	
	体 積 置 換 法	
	ケ ロ シ ン 法	水 銀 法
(1) マイターボックスおよびトリマー (JIS A 1216 参照)	(1) ケロシン (1号) 1~2 L	(1) 水 銀: 1.0~1.5kg
(2) ワイヤソー, ナイフ, ヘラ	(2) パラフィン 約1kg	(2) メスシリンダー:
(3) ノギス (1/20mm)	(3) 金属性洗面器または鍋	i) 容量 25mL, 0.2mL 目盛
(4) テープ	(4) ヒーター (パラフィン溶解用)	ii) 容量 1000mL, 1mL 目盛
(5) スケール (三角スケールなど)	(5) ワイヤソー, ナイフ, ヘラ	(3) ハカリ:
(6) ハカリ:	(6) ペイントブラシ	i) ヒョウ量 200g
i) ヒョウ量 200g	(7) メスシリンダー: 1000mL	感 量 0.01g
感 量 0.01g	最少目盛: 1mL	ii) ヒョウ量 1kg
ii) ヒョウ量 500g	(8) ホーロービーカー: 1L容量	感 量 0.5g
感 量 0.1g	(9) ハカリ:	(4) ワイヤソー, ナイフ, ヘラ
	i) ヒョウ量 1kg	(5) 体積測定容器:
	感 量 0.5g	a) 収縮定数試験器兼用の場合
	ii) ヒョウ量 500g	(JIS A 1209 参照)
	感 量 0.1g	i) ガラス容器
	(10) 温度計: 精度 1℃のもの	ii) 受けザラ
		iii) 脚付きガラス板
		iv) 蒸発ザラ 3~5個
		(6) 温度計: 精度 1℃のもの

3. 試 験 方 法

3-1 成 形 法

(1) ノギスによる測定法

i) 供試体の作製

a. 成形法では主として一軸圧縮試験, あるいは三軸圧縮試験などの円柱供試体を利用する。

角柱供試体の場合は一般的なトリマーでもよいが, チャンネルの側壁にワイヤソーがはいるミゾをもったチャンネル型のマイターボックスを用いると便利である。

b. 供試体表面に付着した成形時の切りくずをきれいにとり除く。

c. 成形時の残りから含水比を求める。

ii) 供試体寸法および重量の測定

a. 成形された供試体の重量をはかる。

b. ノギス (精度 1/20mm) を用いて供試体の寸法をはかる。

円柱供試体の場合は, その直径と高さを測定する。直径は供試体の上部, 中央部および下部の 3 箇所について直交する 2 方向を測定し, 高さはノギスのディプスパーを用いて円周を等分した 2 箇所以上をはかって, それぞれの平均値をとる (写真-1 参照)。

角柱供試体の場合は各りょうをはかり, 平行する四辺のりょうを平均して立方体の

辺とする。

iii) 測定上の注意事項

やわらかい試料では、ノギスが試料の表面にくい込んで実際より直径を小さく測定したり、逆に注意のあまりノギスが供試体表面に接してなく直径を大きめにはかることがあるので注意が必要である。なお形状寸法測定後、一軸圧縮試験などに供されるものは乱したりすることのないよう取り扱いに注意し、かつ迅速に処理することが大切である。

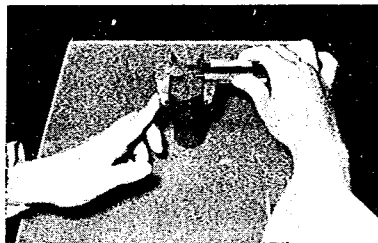


写真-1 ノギスによる測定

(2) テープによる測定法

i) 供試体の作製

- a. 供試体表面に付着した成形時の切りくずをきれいにとり除く。
- b. 成形時の残りから含水比を求める。

ii) 供試体寸法および重量の測定

- a. 成形された供試体の重量をはかる。
- b. テープ（非伸縮性の紙テープまたはビニール製テープ）を供試体の円周に巻き付け印をしてはずしたのち、精密なスケール（ノギスまたは三角スケールなど）で測定する（写真-2 参照）。
- c. 測定箇所については 3.1(1)ii) b) のノギス法による円柱供試体の場合と同じである。
- d. 高さの測定は 3.1(1)ii) b) と同じようにノギスのディプスパーを用いてはかる。



写真-2 テープ法による測定

iii) 測定上の注意事項

- a. 水分などの付着によって伸縮しないテープを使用することが大切である。
- b. 目盛付きの布テープまたはビニールテープなどではかる方が便利であるが、伸縮などによる誤差が大きく、精度的に問題があるのでさけた方がよい。

3-2 体積置換法（液浸法）

(1) ケロシン法

i) 供試体の作製

- a. 供試体表面に付着した成形時の切りくずをきれいにとり除く。
- b. 供試体作製時の残りから含水比を求める。

ii) 供試体寸法および重量の測定

- a. 供試体の空气中重量をはかる。
- b. 供試体をケロシン液中につり下げ、そのときの液中重量とケロシン温度（または単位体積重量）をはかる。（写真-3参照）。
- c. 測定後、供試体の表面に付着したケロシンをやわらかい布などで押えおきする。

iii) 測定上の注意事項

- a. ケロシンは引火性が強いので（引火点 $35 \sim 50^{\circ}\text{C}$ ）火気の近くでは絶対に測定しない注意が大切である。
- b. ケロシンの単位体積重量は温度による変化が大きいので温度を必ず測定し、その温度に対応した単位体積重量で計算しなければならない。

参考までにケロシンの温度と単位体積重量の関係を図-1に示しておく。

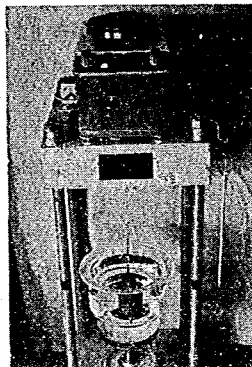


写真-3

(2) 水銀法

i) 供試体の作製

- a. 試料をワイヤソー、またはナイフを用いて直径 3.5 cm 、厚さ 1.0 cm 程度の円形状または多角形状に成形する。
- b. 試料の比較のかたい場合は、体積測定器（収縮定数試験用具使用図-1参照）のガラス製脚付き試料押込み板を用いるので、試料端面はガラス面に接しない程度に平らに仕上げればよいが、試料がやわらかい場合には、試料押込み板の脚のないものを使用するので、試料と押込み板の接する端面はできるだけおとなないよう、平滑に仕上げなければならない。
- c. 供試体作製時の残りから含水比を測定する。

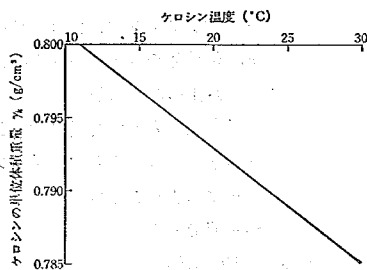


図-1 ケロシン（1号）の温度と単位体積重量の関係（実測値）

ii) 供試体寸法および重量の測定

- a. 供試体の重量をはかる。
- b. 体積測定容器（直径約 5 cm 、高さ約 4 cm ）を受けザラ（直径約 15 cm 、高さ約 3 cm ）の中に置き、水銀を満し試料押込み板に気ほうが残らないよう注意しながら体積測定器の上縁に密着させ余分の水銀を除いておく。
- c. 容器の水銀上に供試体をおき、押込み板を用いて供試体を沈める。この操作は余分の水銀を除いたときと同じ指圧力によって容器の上縁に密着させる。このとき排除された水銀の重量、あるいは容器に残った重量をはかる。

iii) 測定上の注意事項

- a. この方法は比重の大きい水銀中に押込むので、砂質土ではくずれやすくまた、透水係数が大のため間引き水が移動しやすいことなどにより、測定精度が低下するので適応土質に注意することが大切である。
- b. 容器に残った水銀重量をはかる場合、ヒョウ量 1kg 以上の天ビンが必要である。したがって、感量も 0.5 g 程度となることに注意する。

(3) パラフィン塗布法

i) 供試体の作製

- a. ワイヤソー、またはナイフなどを用いて立方体が円柱に近い適当な大きさに成形する。
- b. 成形時付着した切りくずをていねいにとり除く。
- c. 供試体表面に融解したパラフィンを気ほうを封じ込めないよう、また供試体表面が露出することのないよう注意しながらできるだけ均等に薄く塗るか、融解したパラフィン中に供試体をつけて被膜をつくる。
- d. 供試体作製時の残りから含水比を求める。

ii) 供試体寸法および重量の測定

- a. パラフィン塗布前の供試体空气中重量をはかる。
- b. パラフィン塗布後の供試体空气中重量をはかる。
- c. 供試体を水中につり下げ、そのときの水中重量をはかる。

iii) 測定上の注意事項

融解点付近の温度（約 60 °C）でパラフィンを塗布した供試体をすぐ 10 ~ 20 °C 程度の水中に入れるとパラフィンが急激に冷却されてクラックを生じ、そのクラックから水が浸透することがあるのでパラフィンを水の温度近くまで冷却してから測定する必要がある。

3-3 非成形供試体法

(1) 供試体の作製

i) サンプリングチューブから試料を押し出し、適当な長さごとにチューブの刃先面にそって試料の端面を平滑に仕上げ、これを供試体とする。

ii) 供試体用試料の押し出しの際、含水比測定用として少量とっておく。

(2) 供試体寸法および重量の測定

供試体寸法および重量の測定は 3.1 の成形法の各種方法と何ら変わるところなく、同じ方法および手順に従って行なえばよい。

4. 試験結果の整理

4-1 測定上の誤差

各試験方法における測定精度についての筆者の実験結果によれば、各試験方法ともおよそ ± 2 % の誤差はさけることはできないものと思われる。また単位体積重量、約 1.4 g/cm³

以下のやわらかい土および、約 1.65 g/cm^3 以上の砂質系の土はさらに測定誤差が大きくなるのでじゅうぶん注意して測定する心がけが必要である。

4-2 試料の膨張に伴う誤差

サンプリングされた土のほとんどは土カブリ荷重の除去による膨張が生ずることが知られている。この膨張は土質によって異なるが、一般的にいて比較的早い時間に生ずることが経験的に知られており、サンプリングしてから試験までの間にすでに生じている場合が多い。

シールしたチューブ内で生ずる膨張の原因として、チューブの内径比が考えられる。

いま、かりにチューブの内径比を 2% (サンプリング指針^①) による最大値) とするが、土がチューブの長さ方向には変形しないで、内径比分だけ直径方向に膨らんだと考えて単位体積重量を計算すると膨張のない場合に比べて 6% 小さな値を求めることになる。

したがって、内径比を有したチューブによってサンプリングした土の単位体積重量試験はサンプリング後のできるだけ早い時間に処理することが大切である。

注) サンプリングチューブの内径比とはチューブ刃先のしほりの度合いを示すもので次式により表わされる。

$$C_i = \frac{D_s - D_e}{D_e} \times 100 (\%) \quad (4.1)$$

ここに C_i : 内径比

D_s : チューブの内径 (cm)

D_e : チューブの刃先内径 (cm)

4-3 計算方法

土の湿潤密度 γ_t は土塊の重量 W と間げきも含めた土の全体積 V の比によって表わされる。さらに含水比 w を得て土の乾燥密度 γ_d を求めることができる。その計算式をつぎに示す。

$$\gamma_t = \frac{W}{V} \text{ (g/cm}^3 \text{)} \quad (4.2)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + w/100} \text{ (g/cm}^3 \text{)} \quad (4.3)$$

式中、 W は各試験において最初にはかる重量そのものであるから、とくに計算の必要はない。したがって、ここでは各試験法における体積 V の計算式のみについて述べる。

4-4 成 形 法

(1) ノ ギ ス 法

$$V = A \cdot L = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot L = 0.7854 D^2 \cdot L \text{ (cm}^3 \text{)} \quad (4.4)$$

ここに V : 供試体の体積 (cm³)

A : 供試体の断面積 (cm²)

L : 供試体の高さ (cm)

$$D = \left(\frac{D_t + D_c + D_b}{3} \right) \text{ (cm)}$$

ここに D : 供試体の平均直径 (cm)

D_t : 供試体上端の直径 (cm)

D_c : 供試体中央の直径 (cm)

D_b : 供試体下端の直径 (cm)

注 1) 一般に一軸圧縮試験などの供試体によって測定することが多いので圧縮試験に必要な供試体の平均断面積が計算過程で求められると共通して利用できるので便利である。

注 2) 角柱供試体はあまり利用されないので算法は省略する。

(2) テーブル法

体積 V の計算式はノギス法と同じであるから、ここでは直径 D の求め方を示す。

$$D = \frac{(R_t + R_c + R_b) / 3}{\pi} \quad (\text{cm}) \quad (4.5)$$

ここに R_t : 供試体上端の円周 (cm)

R_c : 供試体中央の円周 (cm)

R_b : 供試体下端の円周 (cm)

4-5 体積置換法

(1) ケロシン法

$$V = \frac{W_1 - W_2}{\gamma_k} \quad (\text{cm}^3) \quad (4.6)$$

ここに W_1 : 供試体の空气中重量 (g)

W_2 : 供試体の液中重量 (g)

γ_k : ケロシンの単位体積重量 (g/cm^3)

ここで、一軸圧縮試験に必要な平均断面積を求める場合はノギスによって供試体高さ L をはかり次式から求められる。

$$A_0 = \frac{V}{L} = \frac{(W_1 - W_2) / \gamma_k}{L} \quad (\text{cm}^2) \quad (4.7)$$

(2) 水銀法

供試体体積によって排除された水銀の重さ W_{Hg} 、水銀の単位体積重量 γ_{Hg} とすると、次式により体積 V が求められる。

$$V = \frac{W_{\text{Hg}}}{\gamma_{\text{Hg}}} = \frac{W_{\text{Hg}}}{13.55} \quad (\text{cm}^3) \quad (4.8)$$

注) ここで、水銀の単位体積重量 γ_{Hg} $13.55 \text{ g}/\text{cm}^3$ (20°C) を用いたのは、通常水銀温度は $10 \sim 30^\circ\text{C}$ の範囲で測定されることが多く、この範囲では求める土の単位体積重量 (小数点以下 2 位まで) に影響を与えない。したがって、ここでは測定時の平均温度 20°C の水銀の単位体積重量を用いた。

しかし、土の単位体積重量を特別に小数点以下 3 位まで算出しなければならないような場合には水銀を測定して、その温度に対応した水銀単位体積重量によって計算しなければならない。

(3) パラフィン塗布法

i) パラフィンを塗布した試料から土の体積 V はつぎのようにして求める。

$$V = V_1 - V_p \quad (\text{cm}^3) \quad (4.9)$$

ここに V_1 : パラフィン塗布後の供試体体積 (cm^3)

V_p : パラフィンの体積 (cm^3)

ii) パラフィン塗布後の供試体体積 V_1 は

$$V_1 = \frac{W_1 - W_2}{\gamma_w} \quad (\text{cm}^3)$$

ここに W_1 : パラフィン塗布後の供試体空气中重量 (g)

W_2 : パラフィン塗布後の供試体水中重量 (g)

γ_w : 水の単位体積重量 (g/cm^3)

iii) 供試体に塗布したパラフィン重量 W_p は

$$W_p = W_1 - W_0 \quad (\text{g})$$

ここに W_0 : パラフィン塗布前の空气中重量 (g)

iv) パラフィン体積 V_p は

$$V_p = \frac{W_p}{\gamma_p} = \frac{W_p}{0.869} \quad (\text{cm}^3)$$

ここに γ_p : パラフィンの単位体積重量 (約 $0.869\text{g}/\text{cm}^3$)

4-6 非 成 形 法

4-4 および 4-5 の計算法に準拠して求めればよい。

4-7 データシート例

表-3, 4 に各試験方法によるデータシート例を示す。

表-3 計 算 例

供 試 体 番 号			1	2	3
成 形 法	ノ ギ ス 法	供試体重量 $W(\text{g})$	119.56		
		供試体平均高さ $L(\text{cm})$	8.00		
		供試体上部平均直径 $D_t(\text{cm})$	3.51		
		供試体中央部平均直径 $D_c(\text{cm})$	3.50		
		供試体下部平均直径 $D_b(\text{cm})$	3.52		
		供試体平均直径 $D = (D_t + D_c + D_b)/3(\text{cm})$	3.51		
		供試体平均断面積 $A = \pi D^2/4(\text{cm}^2)$	9.67		
		供試体体積 $V = A \cdot L(\text{cm}^3)$	77.36		
		湿润密度 $\gamma_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.55		
		平均含水比 $w(\%)$	73.5		
		乾燥密度 $\gamma_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	0.89		

供 試 体 番 号			1	2	3
成 形 法	テ ー プ	供試体重量	W (g)	111.11	
		供試体平均高さ	L (cm)	8.00	
		供試体上部平均円周	R_t (cm)	11.05	
		供試体中央部平均円周	R_c (cm)	11.04	
		供試体下部平均円周	R_b (cm)	11.06	
		平均円周	$R = (R_t + R_c + R_b) / 3$ (cm)	11.05	
	法	供試体平均断面積	$A = \pi \left(\frac{R}{\pi} \right)^2 / 4$ (cm ²)	9.72	
		供試体体積	$V = A \cdot L$ (cm ³)	77.76	
		湿潤密度	γ_t (g/cm ³)	1.43	
		平均含水比	w (%)	110.9	
		乾燥密度	γ_d (g/cm ³)	0.68	

表 - 4 計 算 例

供 試 体 番 号			1	2	3
体 積 置 換 法	ケ ロ シ ン 法	供試体の空気中重量	W_1 (g)	111.43	
		" の液中重量	W_2 (g)	49.68	
		供試体で置換されたケロシン重量	$W_k = W_1 - W_2$ (g)	61.75	
		ケロシンの単位体積重量	γ_k (g/cm ³)	0.796	
		供試体の体積	$V = W_k / \gamma_k$ (cm ³)	77.58	
		湿潤密度	γ_t (g/cm ³)	1.44	
		平均含水比	w (%)	108.4	
		乾燥密度	γ_d (g/cm ³)	0.69	
	水 銀 法	供試体の湿潤重量	W (g)	14.23	
		供試体で置換された水銀重量	W_{Hg} (g)	146.07	
		水銀の単位体積重量	γ_{Hg} (g/cm ³)	13.55	
		供試体の体積	$V = W_{Hg} / \gamma_{Hg}$ (cm ³)	10.78	
		湿潤密度	γ_t (g/cm ³)	1.32	
		平均含水比	w (%)	112.4	
		乾燥密度	γ_d (g/cm ³)	0.62	
	パ ラ フ ィ ン 塗 布 法	パラフィン塗布前の供試体重量	W_0 (g)	100.54	
		パラフィン塗布後の供試体重量	W_1 (g)	108.32	
		塗布したパラフィン重量	$W_p = W_1 - W_0$ (g)	7.78	
		パラフィンの単位体積重量	γ_p (g/cm ³)	0.869	
		パラフィンの体積	$V_p = W_p / \gamma_p$ (cm ³)	8.95	
		パラフィン塗布した供試体の水中重量	W_2 (g)	28.32	
		パラフィン塗布した供試体体積	$V_1 = (W_1 - W_2) / \gamma_w$ (cm ³)	80.00	
		供試体体積	$V = V_1 - V_p$ (cm ³)	71.05	
		湿潤密度	γ_t (g/cm ³)	1.42	
		平均含水比	w (%)	110.5	
		乾燥密度	γ_d (g/cm ³)	0.67	

4-8 試験結果の利用法

湿潤密度は土の基本的性質を示す指標の一つであり、その値の大きい ($1.6 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$) ことは地盤が堅い (締まっている) ことを意味し小さい ($1.3 \sim 1.6 \text{ g/cm}^3$) ことは軟弱な (ゆるい) 地盤であることを示す。またきわめて小さい (1.2 kg/cm^3 以下) 場合は有機物 (廃植物) を多量に含む粘土であることがわかるなど、含水比および間ゲキ比とともに、その地盤の性状を表わしている。

一方、設計数値として、基礎地盤の支持力、沈下計算における土カブリ重量の算定、斜面の安定計算および土圧計算における自重の算定などに欠くことのできない重要な値である。

また、単位体積重量から、間ゲキ比 e および飽和度 S_r が次式により求められる。

$$e = \frac{r_w \cdot G_s (1 + w/100)}{r_t} - 1 \quad (4.1.0)$$

$$S_r = \frac{G_s \cdot w/100}{e} (\%) \quad (4.1.1)$$

ここに G_s : 土粒子の比重

w : 含水比 (%)

r_w : 水の単位体積重量 (g/cm^3)

6-2-5 土の粒度試験 (土質試験法 P.67)

日 本 工 業 規 格 JIS

土 の 粒 度 試 験 方 法 A 1204 - 1970

Method of Grain-Size Analysis of Soils

1. 適 用 範 囲 この規格は、土の粒度を求めるための試験方法について規定する。

この場合 74μ より大きな試料 (標準網フルイ 74μ に残留した試料) の粒度はフルイ分けにより、また 74μ より小さな試料 (標準網フルイ 74μ を通過した試料) の粒度は、比重浮ヒョウによる粒度測定方法によって求める。

2. 用 語 の 定 義 土の粒度とは、土粒子の大きさが分布する状態を重量百分率によって表わしたものをいう。

3. 試 験 用 具

3.1 ハカリ ハカリは、標準網フルイ 2000μ を通過した試料の重量測定に用いる感量 0.01 g のもの、および標準網フルイ 2000μ に残留した試料の重量測定に用いる感量 $0.1 \sim 5 \text{ g}$ のものであって、測定しようとする試料の重量の約 0.1% の感量のものであるとする。

3.2 分散装置 分散装置は、写真 1 に示すようなもので、図 1 に示すような翼を備えたカクハン装置と、図 2 に示すような分散容器とからなるものとする。

3.3 比重浮ヒョウ 比重浮ヒョウは、図 3 に示すような $0.995 \sim 1.050$ の範囲に目盛がしてあり、 15°C の水中で 1.000 の読みを示すものとする。

3.4 メスシリンダー メスシリンダーは、高さ約 450 mm 、内径約 60 mm で、 1 L

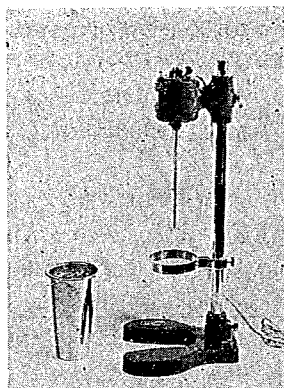


写真1 分散装置

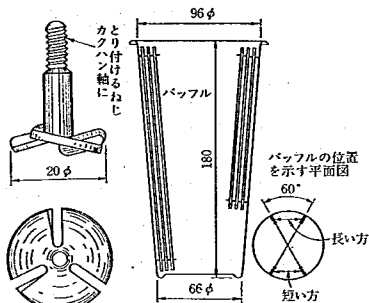


図1 カクハン翼
単位 mm

図2 分散容器
単位 mm

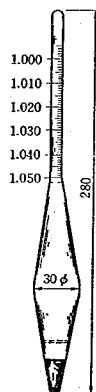


図3 比重浮ヒョウ
単位 mm

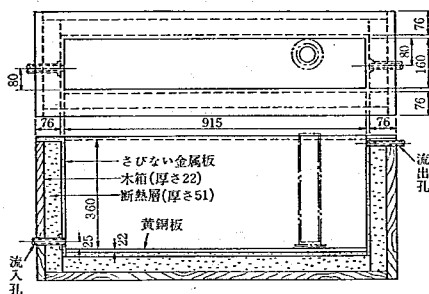


図4 恒温水ソウの一例 単位 mm

の容量に対してだけ目盛したものとする。

3.5 温度計 温度計は、精度 1°C のものとする。

3.6 フルイ フルイは、JIS Z 8801 (標準フルイ) に規定する標準網フルイ 50.8mm, 38.1mm, 25.4mm, 19.1mm, 9.52mm, 4760 μ , 2000 μ , 840 μ , 420 μ , 250 μ , 105 μ および 74 μ とする。

3.7 恒温水ソウ 恒温水ソウは、比重測定の際に土の懸濁液を一定温度に保ちうるもので、たとえば図4のように断熱装置付き水ソウの下方から一定温度の水を流入できるものとする。

3.8 ビーカー ビーカーは、JIS R 3505 (化学分析用ガラス器具) に規定する呼

び容量 500mL のものとする。

3.9 含水量測定用具 含水量測定用具は、JIS A 1203（土の含水量試験方法）に規定するものとする。

4. 試料

4.1 試料は、JIS A 1201（土の粒度試験および物理試験のための試料調製方法）によって準備する。試験に必要な空気乾燥試料の重量は、試料に含まれる最大粒径に応じて表 1 に示すとおりとする。

表 1 粒度試験に必要な空気乾燥試料重量

	試料の最大粒径	必要最少重量 (g)
標準網フルイ 2000 μ に残留した試料	50.8mm	4,000
	38.1mm	3,000
	25.4mm	2,000
	19.1mm	1,000
	9.52mm	500
	4760 μ	250
標準網フルイ 2000 μ を通過した試料	2000 μ	砂質土: 115 シルト質土 } または } : 65 粘土質土 }

4.2 粒度試験に用いる空気乾燥した全試料の重量をはかったのち、これを標準網フルイ 2000 μ を用いて残留分と通過分とに分け、おのおのの部分の重量をはかる。

5. 標準網フルイ 2000 μ に残留した試料のフルイ分け

5.1 標準網フルイ 2000 μ に残留した試料を、標準網フルイ 50.8mm, 38.1mm, 25.4mm, 19.1mm, 9.52mm および 4760 μ を用いてふるい分ける。

5.2 フルイ分け作業に際しては、フルイに振動を与えながら上下および水平方向に動かし、試料が絶えずフルイ面に広がっているようにする。フルイ分け作業は 1 分間ふるっても通過分が残留分の 1% を越えなくなるまで続ける。

5.3 各フルイに残留した試料および標準網フルイ 4760 μ を通過した試料の重量をはかる。

備考 これらの重量の和は、すでにはかってあった標準網フルイ 2000 μ に残留した試料の全重量とほとんど等しい。

6. 標準網フルイ 2000 μ を通過した試料の比重浮ヒョウによる粒度測定方法およびフルイ分け

6.1 比重浮ヒョウ定数の決定

6.1.1 比重浮ヒョウの球部をメスシリンダーの中の水に浸してその体積 V_B を決定し、これに対応する球部の長さ L_2 をはかる。

6.1.2 メスシリンダーの断面積を求める。

6.1.3 比重浮ヒョウの球部の上端から下記の見盛りまでの距離をはかる。

1.000, 1.015, 1.035, 1.050

6.1.4 メニスカス補正 C_m は、比重浮ヒョウを蒸留水に浸し、メニスカスの上下端双方における比重浮ヒョウの読みをとって決定する。土の懸濁液において得た比重浮ヒョウの小数部分の読み r にメニスカス補正值 C_m を加えて、比重浮ヒョウの小数部分の正しい読み r' とする。

6.2 空気乾燥試料の含水量の決定

標準網フルイ 2000 μ を通過した空気乾燥試料の 10～15g をとって含水比を求める。

6.3 試料の分散

6.3.1 標準網フルイ 2000 μ を通過した空気乾燥試料から、砂質土では約 100g、シルト質土または粘土質土では約 50g をとり、重量をはかる。JIS A 1206 (土の塑性限界試験方法) によって求めたその土の塑性指数に応じて、つぎに示すいずれかの方法によって分散させる。

6.3.2 分散方法 A (土の塑性指数が 20 未満の場合) 試料をビーカーに入れ、試料が完全に浸るまで蒸留水 (200ml またはそれ以上) を静かに加えながら一様にかきまぜ、少なくとも 18 時間放置したのち内容物を分散容器に注ぎ、上から 5cm の深さまで蒸留水を加える。このとき試料の綿毛化を防ぐため、ケイ酸ナトリウム結晶⁽¹⁾の溶液 20 ml を加える。その溶液の比重は 3.3 に規定する比重浮ヒョウで 15℃ において 1.023 とする。容器の内容物をカクハン装置で 1 分間かきまぜる。

注(1) ケイ酸ナトリウム結晶 ($\text{Na}_2\text{SiO}_3 \cdot 9\text{H}_2\text{O}$) が得られない場合には、カ性ソーダの 1 規定液 10ml を加える。

6.3.3 分散方法 B (土の塑性指数が 20 以上の場合) 試料をビーカーに入れ、試料が完全に浸るまで過酸化水素の 6% 溶液 100ml を静かに加えながら一様にかきまぜる。つぎにガラス板などでビーカーのふたをし、110℃ の炉の中に入れ、1 時間後にとり出し、100ml の蒸留水を加え、少なくとも 18 時間放置したのち、内容物を分散容器に注ぎ、分散方法 A と同じ方法で分散させる。

6.4 比重浮ヒョウによる粒度測定方法

6.4.1 分散後内容物をメスシリンダーに移し、恒温水ソウとはほぼ同じ温度の蒸留水を全量が 1 l になるまで加える。つぎにこのシリンダーを恒温水ソウ中に入れ、懸濁液をししばしガラス棒でかきまわし、浮遊している粒子の沈降を防ぐ。懸濁液が水ソウの温度と等しくなったときにシリンダーをとり出し、シリンダーの口をふたをして、1 分間じゅうぶんに振とうする。

6.4.2 この振とうの終わりの時刻を記録し、シリンダーを水ソウ中に入れ、振とう終了後 1 分、2 分、5 分、15 分、30 分、60 分、240 分および 1440 分の各時間に比重浮ヒョウの読みをとる。その場合に比重浮ヒョウは、各測定時刻の直前にシリンダー中に静かに入れて静止させメニスカスの上端で 0.0005 まで読む。また同時に恒温水

ソウに入れた温度計の読みもとらねばならない。

6.5 フルイ分け

6.4.2の操作ののち、メスシリンダーの内容物を標準網フルイ74 μ の上で水洗いし、フルイに残った部分を炉乾燥し、標準網フルイ840 μ 、420 μ 、250 μ 、105 μ および74 μ によってふるい分け、各フルイの残留分の重量をはかる。

7. 計 算

7.1 標準網フルイ2000 μ に残留した試料のフルイ分け結果

7.1.1 各フルイごとに残留した試料の重量百分率を、標準網フルイ2000 μ 残留試料重量および全試料重量に対して求める。

7.1.2 各フルイを通過する試料の重量百分率を、全試料重量に対して求める。

7.2 懸濁土粒子の直径

7.2.1 懸濁している粒子の最大直径 d は、つぎの式から求める。

$$d = \sqrt{\frac{30}{980} \times \frac{\eta L}{(G_s - G_T) t \cdot r_w}} \quad (\text{mm})$$

ここに η : 水の粘性係数 (ポアーズ)

L : 比重浮ヒョウの有効深さ (cm)

G_s : 土粒子の比重

G_T : $T^\circ\text{C}$ の水の比重

t : 沈降時間 (分)

r_w : 水の単位体積重量 (g/cm^3)

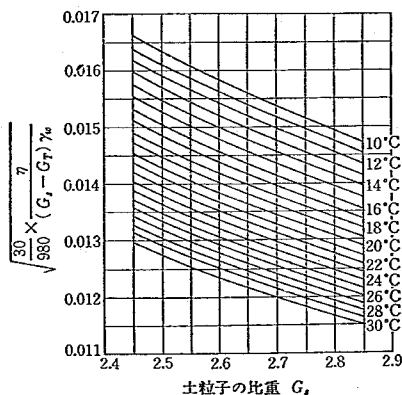


図5 種々の温度と比重に対する $\sqrt{\frac{30}{980} \times \frac{\eta}{(G_s - G_T) r_w}}$ の値

7.2.2 比重浮ヒョウの有効深さ L は、つぎの式から求める。

$$L = L_1 + \frac{1}{2} \left(L_2 - \frac{V_B}{A} \right) \text{ (cm)}$$

ここに L_1 : 比重浮ヒョウ球部の上端から軸上で読みとった点までの距離 (図6)
(cm)

L_2 : 比重浮ヒョウ球部の全長 (cm)

V_B : 比重浮ヒョウ球部の体積 (cm³)

A : メスシリンダーの断面積 (cm²)

比重浮ヒョウの各読みとりに対して L の値を記録しておく。

この目的で図7のような比重浮ヒョウの正しい読みと有効深さとの関係図をあらかじめ用意しておけば便利である。

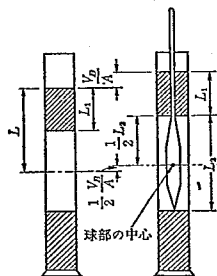


図6 比重浮ヒョウの有効深さ算定の説明図

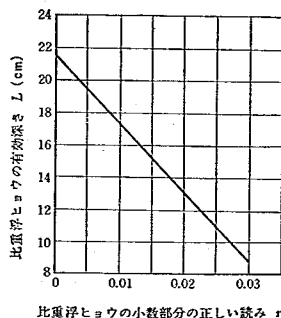


図7 比重浮ヒョウの正しい読みと有効深さとの関係図

7.3 懸濁している土の百分率

7.3.1 各読みとりに対して、深さ L における1ml中に懸濁している土の百分率 P (試料の炉乾燥重量の百分率で表わす)は、つぎの式から求める。

$$P = \frac{100}{W_s/V} \cdot \frac{G_s}{G_s - G_T} (r' + F) \cdot r_w (\%)$$

ここに、 W_s/V : 懸濁液1ml当たりの炉乾燥試料重量 (g/cm³)

W_s : 炉乾燥試料重量 (g)

V : 懸濁液の体積 (cm³)

G_s : 土粒子の比重

G_T : $T^\circ\text{C}$ の水の比重

r' : 比重浮ヒョウの読み的小数部分 (メニスカス補正をした比重浮ヒョウの読み)

F : 補正係数 (表2)

表 2 温度 4 ~ 30 °C における補正係数⁽²⁾

温度°C	補正係数 F	温度°C	補正係数 F	温度°C	補正係数 F	温度°C	補正係数 F
4	-0.0006	11	-0.0004	18	+0.0004	25	+0.0018
5	-0.0006	12	-0.0003	19	+0.0006	26	+0.0020
6	-0.0006	13	-0.0002	20	+0.0008	27	+0.0023
7	-0.0006	14	-0.0001	21	+0.0010	28	+0.0025
8	-0.0006	15	0.0000	22	+0.0012	29	+0.0028
9	-0.0005	16	+0.0001	23	+0.0014	30	+0.0031
10	-0.0005	17	+0.0003	24	+0.0016		

注(2) この表では比重浮ヒヨウの測定温度は 15 °C である。比重浮ヒヨウガラスの体膨張係数は、0.000025 とした。

表 3 $\frac{G_s}{G_s - G_T}$ の値

温度 °C	比 重 G_s								
	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
15	1.689	1.666	1.644	1.624	1.605	1.587	1.571	1.555	1.540

7. 3. 2 全試料に対する重量百分率は、これらの値につぎの式を乗じて求める。

$$\frac{100 - (\text{標準網フルイ } 2000\mu \text{ に残留した試料の全試料に対する重量百分率})}{100}$$

7. 4 標準網フルイ 2000 μ を通過した試料のフルイ分け結果

7. 4. 1 各フルイごとに残留した炉乾燥試料の重量百分率を、標準網フルイ 2000 μ を通過した試料の炉乾燥重量に対して求める。

7. 4. 2 全試料に対する重量百分率を、7. 3. 2 と同様求める。

7. 4. 3 各フルイを通過した試料の重量百分率を、全試料重量に対して求める。

8. 図 示

半対数用紙の対数目盛に粒径を、算術目盛に通過重量百分率をとって、図 8 のような粒径加積曲線を描く。

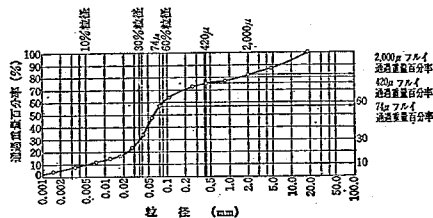


図 8 粒径加積曲線の一例

9. 均等係数および曲率係数

均等係数 U_c と曲率係数 $U_{c'}$ をつぎの式から求める。

$$U_c = D_{60}/D_{10}$$

$$U_c' = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$$

ここに D_{10} : 10% 粒径 (mm)

D_{30} : 30% 粒径 (mm)

D_{60} : 60% 粒径 (mm)

であり、粒径加積曲線から読みとる。

10. 報 告

つぎの事項について報告する。

- (1) 最大粒径
- (2) 粒径加積曲線を図示するのに用いた粒径とその粒径より小さな土粒子重量の百分率との関係表、および粒径加積曲線
- (3) 土粒子の比重
- (4) 使用した分散剤
- (5) 粒径加積曲線から読んだつぎの重量百分率

{	4.76mm 以上の粒子.....	(%)
	4.76~2mm の粒子.....	(%)
	2~0.42mm の粒子.....	(%)
	0.42~0.074mm の粒子.....	(%)
	0.074~0.005mm のシルト分.....	(%)
	0.005mm 以下の粘土分 (コロイド分を含む).....	(%)
{	0.001mm 以下のコロイド分.....	(%)
- (6) 粒径加積曲線から読んだつぎの粒径および重量百分率

{	60% 粒径.....	(mm)
	30% 粒径.....	(mm)
	10% 粒径.....	(mm)
	2000 μ フルイ通過重量百分率.....	(%)
	420 μ フルイ通過重量百分率.....	(%)
	74 μ フルイ通過重量百分率.....	(%)
- (7) 均等係数
- (8) 曲率係数

6-2-6 土の液性限界試験 (土質試験法 P. 90)

日 本 工 業 規 格 JIS

土 の 液 性 限 界 試 験 方 法 A 1205-1970

Method of Test for Liquid Limit of Soils

1. 適 用 範 囲 この規格は、土の液性限界を求めるための試験方法について規定する。

C



4.2.2 試料をガラス板の上に置き、蒸留水を加えてパテ状になるまでじゅうぶんに練合わせ、蒸発を防ぎながら少時間放置する。

4.3 試験順序

4.3.1 4.2.2で準備した試料を黄銅ザラへ、ヘラを用いて最大厚さが約1cmになるように入れ、図2のように形を整える。

4.3.2 ミゾキリを黄銅ザラの底に直角に保ち、カムのあたりの中心線を通る黄銅ザラの直径に沿って、試料を二つに分ける。

4.3.3 黄銅ザラを台にとり付け、クランクFを回転して1秒間2回の割合で黄銅ザラを持ち上げては落とす。そして、ミゾの底部で土が約1.5cmほど合流するまでこの操作を続ける。

4.3.4 ミゾの下端が合流したときの黄銅ザラの落下回数を記録し、合流したミゾの周囲から試料を取り出し、JIS A 1203（土の含水量試験方法）によって含水比を求める。

4.3.5 試料に蒸留水を加えて、さらに4.3.1～4.3.4の操作を繰返すが、この際落下回数35～25回のもの2個、25～10回のもの2個が得られるようにする。

5. 報告

5.1 流動曲線 半対数用紙の対数目盛に落下回数を、算術目盛に含水比をとって、上で求めた結果をプロットする。

これらの点にもっともよく適合する直線を求め、これを流動曲線とする。

5.2 液性限界 流動曲線において落下回数25回に相当する含水比を液性限界とする。なお液性限界が前記の操作で求められない場合には、NPの記号で報告する。

6-2-7 土の塑性限界試験（土質試験法P.93）

日 本 工 業 規 格 JIS

土 の 塑 性 限 界 試 験 方 法 A 1206-1970

Method of Test for Plastic Limit of Soils

1. 適用範囲 この規格は、土の塑性限界を求めるための試験方法、および塑性指数の計算方法について規定する。

2. 用語の定義 塑性限界とは、土のかたまりをころがして直径3mmのヒモ状にしたとき、ちょうどきれぎれになるような含水比をいう。

3. 試験用具

3.1 ガラス板 ガラス板は、試料を練合わせるための厚い板ガラス、および土のヒモをころがすための厚いスリ板ガラスとする。

3.2 ヘラ ヘラは、JIS A 1205（土の液性限界試験方法）の3.2に規定するものとする。

3.3 含水量測定用具 含水量測定用具は、JIS A 1203（土の含水量試験方法）に規定するものとする。

4. 試験方法

4.1 試料

4.1.1 試料は、JIS A 1201（土の粒度試験および物理試験のための試料調製方法）の4.4で得られたもののうち、よく混じったところから約15gをとる。

4.1.2 この試料をガラス板の上に置き、蒸留水を加えて、かたまりにしやすくなるまでじゅうぶんに練合わせる。

4.2 試験順序

4.2.1 じゅうぶんに練合わせた土のかたまりを、手のひらとスリ板ガラスとの間で押えつけながらころがし（写真1参照）、写真2(a)のようにヒモ状にする。この土のヒモが直径約3mmになったとき、ふたたびこね合わせて前記の操作を繰返す。

4.2.2 4.2.1により土が砕けやすくなって写真2(b)のようにヒモ状にすることができなくなったとき、きれぎれになった土を集めてJIS A 1203（土の含水量試験方法）によって含水比を求める。

5. 報告

5.1 塑性限界 4.2.2で求めた含水比を塑性限界とする。

5.2 塑性指数 土の塑性指数 I_p とは、土の液性限界 w_L と塑性限界 w_p との差をいい、つぎの式から求める。

$$I_p = w_L - w_p$$

なお、つぎの場合はNPの記号で報告する。

- (1) 塑性限界が求められない場合
- (2) 塑性限界が液性限界と等しいか、または塑性限界が液性限界より大きい場合

写真 1

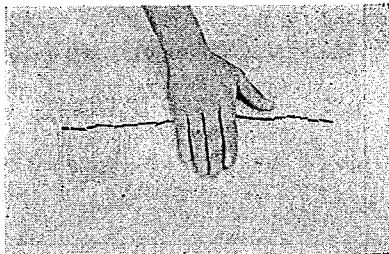
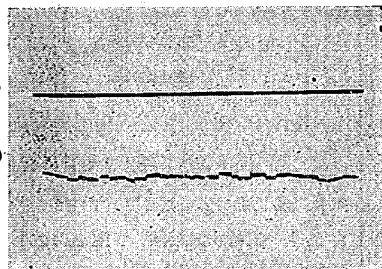


写真 2



日 本 工 業 規 格 JIS

土の遠心含水当量試験方法 A 1207-1970

Method of Test for Centrifuge Moisture Equivalent of Soils

1. 適用範囲 この規格は、土の遠心含水当量を求めるための試験方法について規定する。
2. 用語の定義 土の遠心含水当量とは、水で飽和された土が、重力の1000倍に等しい力を1時間受けたときの含水比をいう。
3. 試験用具
 - 3.1 グーチルツボ グーチルツボ (以下ルツボという) は、底にあなのある磁器製などのもので、高さ約38mm、外径は頂部で約25mm、底部で約19mmのものとする。
 - 3.2 ロ紙 ロ紙は、ルツボの内側の底に入れる円形のものとする。
 - 3.3 耳付きコップ 耳付きコップは、ルツボを入れ、ここから出てくる水を受けて、ルツボが水に浸らないようにしたものとする。
 - 3.4 遠心分離機 遠心分離機は、試料の重心に重力の1000倍に等しい力を作用させることができるものとする。
 - 3.5 ハカリ ハカリは、感量0.01gのものとする。

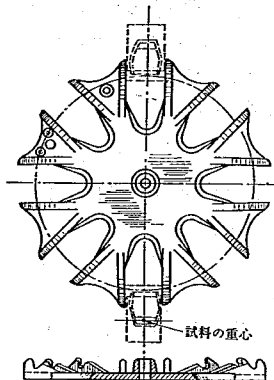
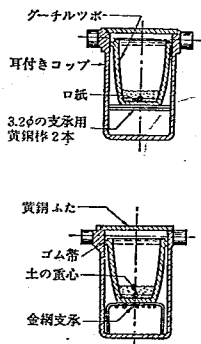


図1 遠心含水当量試験装置 単位mm 図2 遠心分離板

4. 試験方法

4.1 試料 試料は、JIS A 1201 (土の粒度試験および物理試験のための試料調製方法) の4.4で得られたもののうち、よく混じったところから約5gをとる。

4.2 試験順序

4.2.1 ルツボの底にロ紙を湿らせて入れ、その上に試料を入れる。つぎに、そのル

ツボを蒸留水の入った容器中に浸し、試料の表面に自由に水が上がってきて、試料がじゅうぶん飽和するまで水を吸収させる。これを12時間以上湿気箱の中に置いて水分を試料全部に様にゆきわたらせる。その後、試料の表面の水を捨て、ルツボを耳付きコップの中に入れる。

4.2.2 これを遠心分離機にかけて試料の重心に重力の1000倍の遠心力が働くようにする。

4.2.3 1時間遠心分離したのち、試料の表面に水がたまって、この水は除去しないで試料とともに重量をはかる。試料を110°Cで一定重量になるまで炉乾燥して重量をはかる。

備考 水がたまった場合は、ウォーターロギングと付記する。

5. 計 算

遠心含水当量 w_c は、つぎの式から求める。

$$w_c = \frac{(W_a - W_d) - (W_b - W_e)}{W_b - (W_c + W_e)} \times 100 (\%)$$

ここに W_a : 遠心分離したのちのルツボおよび内容物の重量 (g)

W_b : 炉乾燥後のルツボおよび内容物の重量 (g)

W_c : ルツボの重量 (g)

W_d : 湿った口紙の重量 (g)

W_e : かわいた口紙の重量 (g)

6-2-9 土の収縮定数試験 (土質試験法 P.121)

日 本 工 業 規 格 JIS

土の収縮定数試験方法 A 1209-1970

Method of Test for Shrinkage Factors of Soils

1. 適用範囲 この規格は、土の収縮限界と収縮比を求めるための試験方法と体積変化、線収縮および土粒子比重 (近似値) の計算方法について規定する。

2. 用語の定義

2.1 土の収縮限界とは、含水量をある量以下に減じてもその土の体積が減少せず、含水量がその量以上に増せば土の体積が増大するような含水量を含水比で表わしたものをいう。

2.2 土の収縮比とは、収縮限界以上の部分における体積変化とそれに対応する含水量の変化量との比をいう。

これは乾燥土の見かけの比重に等しい。

2.3 土の体積変化とは、ある含水量から収縮限界まで含水量を減じたときの体積の

変化量を、土の乾燥体積の百分率で表わしたものをいう。

2.4 土の線収縮とは、ある含水量から収縮限界まで含水量を減じたときの線収縮量を、もとの長さの百分率で表わしたものをいう。

3. 試験用具

3.1 水銀受けザラ 水銀受けザラは、底が平らで直径約150mmの磁器あるいはガラス製のものとする(図1参照)。

3.2 ヘラ ヘラは、JIS A 1205(土の液性限界試験方法)の3.2に規定するものとする。

3.3 収縮ザラ 収縮ザラは、底が平らで直径約45mm、深さ約13mmのまるい形のものとする(図1参照)。

3.4 ストレートエッジ ストレートエッジは、長さ約300mmの鋼製のものとする。

3.5 ガラス容器 ガラス容器は、内径約50mm、深さ約25mmで、上縁を水平になめらかにすってあるものとする。

3.6 ガラス板 ガラス板は、試料を練合わせるための厚い板ガラス、および収縮ザラの容量測定用の約2mm×80mm×80mmの薄い板ガラスとする。

3.7 脚付きガラス板 脚付きガラス板は、水銀の中へ供試体押し込むのに便利な金属製の3個の脚のあるガラス板とする(図1参照)。

3.8 メスシリンダー メスシリンダーは、JIS R 3505(ガラス製化学用体積計)に規定する呼び容量25mℓの無せみ形のものとする。

3.9 ハカリ ハカリは、ヒョウ量100g未満、感量0.01gのものとする。

3.10 水銀 水銀は、約50mℓ用意する。

3.11 含水量測定用具 含水量測定用具は、JIS A 1203(土の含水量試験方法)に規定するものとする。

4. 試験方法

4.1 試料

4.1.1 試料は、JIS A 1201(土の粒度試験および物理試験のための試料調製方法)の4.4で得られたもののうち、よく混じったところから約30gとする。

4.1.2 この試料をガラス板の上に置き、完全に試料の間げきを満たすだけの蒸留水

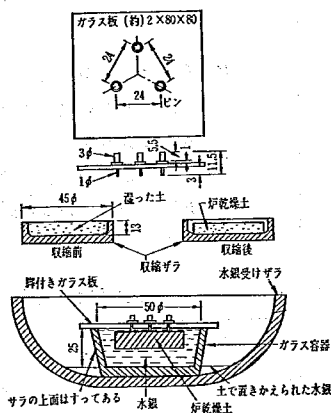


図1 収縮試験用具と試験方法

単位mm

を加えてよく練合わせ、気ほうを含まないで収縮ザラに詰め込みやすいペーストを作る。

4.2 試験順序

4.2.1 収縮ザラ（以下サラという）の内面に、ワセリンまたは濃いグリースなどを薄く塗って、土がサラにつくのを防ぐ。サラの容量の約 $1/3$ のペースト状の試料をサラの中央に入れ、そのサラを数枚の吸収紙または同じようなものをクッションにしてかたい面に打ちつけ、土をサラの縁の方に流動させる。つぎに前と同量ぐらいの土を加え、気ほうが表面に追い出され、土がよく締まるまで打ちつける。なお土を加えて、サラが完全に満たされ、余分の土が縁からあふれるまで打ち続ける。

余分の土はストレートエッジで切りとり、サラの外側についた土をふきとり、ただちにその重量をはかる。

4.2.2 このサラの試料を、土が暗色から明色になるまで空気乾燥する。つぎに 110°C で一定重量になるまで炉乾燥して重量をはかり、サラだけの重量を差し引いて炉乾燥土の重量 W_s とする。湿潤土の体積は、つぎのようにして求める。

水銀をサラにあふれるほど入れ、ガラス板をサラの上部にしっかりと押しつけながらずらして余った水銀をとり去り、残った水銀の体積をメスシリンダーではかる。これを湿潤土の体積 V とする。

4.2.3 ガラス容器に水銀をあふれるほど満たし、脚付きガラス板をしっかりと容器の上縁に押しつけて余分の水銀を除く。ガラス容器の外側についた水銀もよくふきとる。これを水銀受けザラの中に入れてから、炉乾燥した供試体を水銀の表面に置く。それを水銀の中に押し込み、脚付きガラス板を容器の上縁に押しつける。このとき供試体の下面に気ほうが残らないようにしなければならない。

排除した水銀の体積をメスシリンダーではかり、炉乾燥土の体積 V_0 とする。

5. 計算

5.1 収縮限界

$$w_s = w - \left\{ \frac{(V - V_0) r_w}{W_s} \times 100 \right\} (\%)$$

ここに w_s : 収縮限界 (%)

w : 湿潤土の含水比 (%)

V : 湿潤土の体積 (cm^3)

V_0 : 炉乾燥土の体積 (cm^3)

W_s : 炉乾燥土の重量 (g)

r_w : 水の単位体積重量 (g/cm^3)

また土粒子の比重 G_s および 5.2 の収縮比 R が求まれば、収縮限界はつぎの式から求めることもできる。

$$w_s = \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{G_s} \right) \times 100 (\%)$$

5.2 収縮比

$$R = \frac{W_s}{V_0 \cdot \gamma_w}$$

ここに R : 収縮比

5.3 体積変化

$$C = (w_1 - w_s) R \quad (\%)$$

ここに C : 体積変化 (%)

w_1 : ある含水比 (%)

5.4 線収縮 つぎの式または図2から求める。

$$L_s = \left(1 - 3 \sqrt{\frac{100}{C+100}} \right) \times 100 \quad (\%)$$

ここに L_s : 線収縮 (%)

5.5 土粒子の比重 体積変化の試験から得た資料を用いて近似的につぎの式から求める。

$$G_s = \frac{1}{\frac{1}{R} - \frac{w_s}{100}}$$

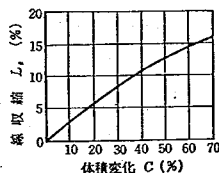


図2 線収縮を求める曲線

6-3 土質力学試験

土質工学会編：土質調査法の基準及びそれに準ずる方法を用いる。

6-3-1 土の一軸圧縮試験（土質試験法P.338）

土の一軸圧縮試験法

土質工学会セン断試験法委員会案（1969）

1. 総 則

1.1 適用範囲 この規格は土の一軸圧縮強さを決定する試験について規定する。

1.2 定義 土の一軸圧縮強さとは側圧を受けない供試体の最大圧縮応力をいう。

2. 試験用具

2.1 一軸圧縮試験機（図1参照） 土の一軸圧縮試験にはつぎに示す性能の装置および器具を備えた、ヒズミ制御式一軸圧縮試験機を用いる。

2.1.1 圧縮装置は供試体に対し高さの15%まで連続して圧縮ヒズミを与えうるものの。

2.1.2 力計は供試体の大きさおよび予想される一軸圧縮強さに応じて、容量は20kg～100kgで感量はその1/200以下のもの。

2.1.3 ダイヤルゲージは供試体の高さの15%までの圧縮量を0.01mm以上の精度ではかりうるもの。

2.2 供試体作成用具（図2参照）

2.2.1 マイターボックス 二つ割りにできてその内径が供試体の直径より0.5mm大

きく、両端が軸方向に直角なもの。

2.2.2 トリマー

2.2.3 ワイヤソーおよび直ナイフ

2.3 その他の用具

2.3.1 定規

2.3.2 ノギス

2.3.3 分度器

2.3.4 ストップウォッチまたは時計

2.3.5 ハカリ 感量0.1gのもの

2.3.6 含水量測定用具〔JIS A 1203（土の含水量試験方法）参照〕

(この図は参考のために示すもので規格の一部ではない)

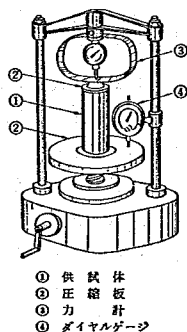


図1 一軸圧縮試験機

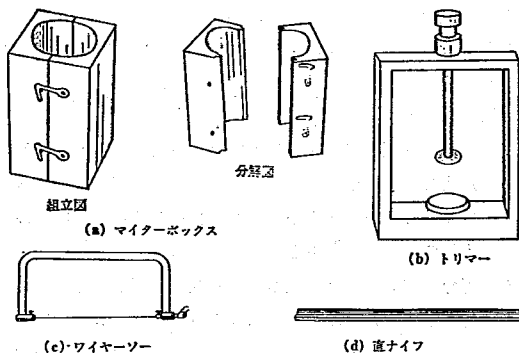


図2 供試体作成用具

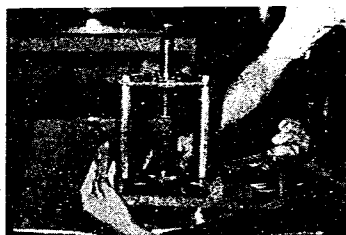
(この図は参考のために示すもので規格の一部ではない)

3. 供試体

写真 1

3.1 供試体の形状、寸法 供試体の形状は円柱形とし、その直径は3.5cmまたは5cmを、高さは直径の2倍を標準とする。

3.2 供試体の作成 供試体の作成は土の含水量を変化させないために湿度の高い室内で行ない、試料に乱れを与えないようにじゅうぶん注意する。



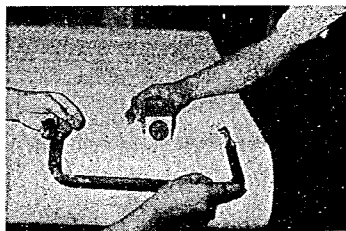
3.2.1 与えられた試料のかたまりから乱された部分を除き、供試体の直径および、高さより約 20 %大きく切りとる。切りとりはワイヤーソーまたは直ナイフを使用して静かに行なう。

3.2.2 試料をトリマーの上に立て、ワイヤーソー（試料がかたくてワイヤーソーが使用できない場合は直ナイフ）で周面を削りとり、所要の直径を有する円柱にする。

（写真 1 参照）

3.2.3 試料成形の際、削りとした土の中から供試体を代表する 3 個の試料をとり、JIS A 1203（土の含水量試験方法）に規定する方法でその含水量を決定する。

3.2.4 削り終わった円柱形試料をマイターボックスに入れて横たえ、ワイヤーソーまたは直ナイフで両端をマイターボックスの端面に沿って切りとる。この際、両端面は側面に直角で、かつ、平行であることが必要である（写真 2 参照）。



写 真 2

3.2.5 成形し終わった供試体の重量をはかる。

4. 試 験 方 法

4.1 供試体を試験機の圧縮板の中央に置く。

4.2 定規で供試体の高さをはかり、ノギスで直径をはかる。

4.3 供試体の圧縮量測定用ダイヤルゲージをとり付け、最初の読みをとる。

4.4 力計の最初の読みをとる。

4.5 毎分 1 %の圧縮ヒズミが生ずる割合を標準として、供試体を圧縮する。

4.6 圧縮中は一定の圧縮量ごとに圧縮力を測定する。測定はピークを越えるまでは圧縮量 0.25mm ごとに行ない、それ以後は 0.50mm ごとに行なうことを標準とする。

4.7 力計の読みが最大となってから引続き 3 %以上圧縮を続ける。ただしヒズミが 15 %に達したらやめる。

4.8 試験の終わった供試体の破壊状態を記録し、供試体の破壊スベリ面が水平方向となす角を分度器ではかる。

5. 試験結果の整理

5.1 単位体積重量の求め方 供試体の単位体積重量 γ はつぎの式によって計算する。

$$\gamma = W / L_0 A_0 \quad (\text{g/cm}^3)$$

ここに W : 供試体の重量 (g)

L_0 : 圧縮する前の供試体の高さ (cm)

A_0 : 圧縮する前の供試体の断面積 (cm²)

5.2 一軸圧縮強さの決め方

5.2.1 供試体の圧縮ヒズミ ϵ をつぎの式によって計算する。

$$\epsilon = \Delta L / L_0 \times 100 \quad (\%)$$

ここに ΔL : 圧縮量 (cm)

5.2.2 圧縮ヒズミ ϵ に対する供試体の断面積 A をつぎの式によって計算する。

$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon / 100} \quad (\text{cm}^2)$$

5.2.3 圧縮ヒズミ ϵ に対する圧縮応力 σ はつぎの式によって計算する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここに P : 圧縮ヒズミが ϵ になったときに供試体に加えられた荷重 (kg)

5.2.4 圧縮ヒズミ ϵ を横軸にとり、 ϵ に対する圧縮応力 σ を縦軸にとって応力-ヒズミ曲線を描く。

5.2.5 圧縮ヒズミが 15% に達するまでの応力-ヒズミ曲線から求めた最大圧縮応力を一軸圧縮強さとする。

5.3 変形係数の決め方 土の変形係数 E_{50} はつぎの式によって計算する。

$$E_{50} = \frac{q_u \times 1/2}{q_u \text{ の } 1/2 \text{ に相当するヒズミ } (\%) / 100} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここに q_u : 一軸圧縮強さ (kg/cm²)

6. 報 告

一軸圧縮試験の結果はつぎの事項について報告する。

- (1) 供試体の寸法、含水量、単位体積重量
- (2) 圧縮速さ
- (3) 供試体の破壊状況
- (4) 応力-ヒズミ曲線
- (5) 変形係数
- (6) 一軸圧縮強さ

6-3-2 土の一面せん断試験

建設省編：土木試験基準（案）下巻 P.126 を用いる。

土の一面せん断試験方法

KDK S 0912 - 1968

1. 適用範囲

この規格は上下2箱からなるせん断箱に入れた土の供試体を上下いずれかの箱を水平に移動して上下箱の境界に沿った面でせん断するときの土のせん断抵抗強さを求める試験について規定する。

2. 試験用具

2.1 一面せん断試験機

2.1.1 せん断箱 (図-1)

直径 5cm ~ 10cm ϕ 厚さ 1cm ~ 2cm の供試体を試験しう一面せん断型のせん断箱を標準とする。せん断箱は上下 2 箱からなり、上下いずれかの箱が水平に移動して上下箱の境界に沿う面で供試体にせん断破壊を生ぜしめるようになっているものを標準とする。せん断箱の底板からとりはずし可能なポーラスストーンまたはポーラスメタルを通して、供試体からの排水ができることが望ましい。

2.1.2 載荷板

供試体に垂直荷重を加える板で、せん断箱の内面に沿ってなめらかに、傾斜せずに動き、供試体から出る水をポーラスストーンまたはポーラスメタルを通して外に排水できるものとする。ポーラスストーンまたはポーラスメタルはとりはずしできることが必要である。

2.1.3 垂直荷重載荷装置

せん断面の垂直荷重を供試体の上下から加える装置である。載荷板に直接分銅を載せる方法、またはてこ式によって載荷することを原則とする。供試体をせん断する間この垂直荷重は一定の大きさを保たなければならない。

垂直荷重の大きさは 0.5 kg/cm^2 から 3.0 kg/cm^2 までの間は 0.5 kg/cm^2 きざみに 0.1 kg/cm^2 から 0.5 kg/cm^2 までの間は 0.1 kg/cm^2 または 0.25 kg/cm^2 きざみに載荷できなければならない。

2.1.4 せん断力載荷装置

せん断力の載荷方法は応力制御、ひずみ制御の 2 方法がある。応力制御型では滑車と分銅などを用いて一定のせん断力を加えられるものとする。ひずみ制御型ではせん断箱の変位速度は $0.5 \text{ mm/min} \sim 2 \text{ mm/min}$ に調節できるものを原則とする。粘性土の排水試験を行なうためには $5 \times 10^{-3} \text{ mm/min}$ 以下に調節できなければならない。

なおせん断箱の水平変位は試料直径の 20% までは可能でなければならない。

2.1.5 荷重および変位量の測定装置

せん断力を与える際のせん断箱の水平変位ならびに垂直荷重載荷板の垂直変位とは、それぞれダイヤルゲージにより測定するものとする。ダイヤルゲージの最小目盛は 0.01 mm とする。

垂直荷重およびせん断力はブルーピングリングまたはロードセルなどの力計によって測定するものとし、力計は 0.01 kg/cm^2 の応力まで読みとれるものを標準とする。

2.2 供試体成形用具

- ・トリマー
- ・ワイヤーソー、直ナイフまたはヘラ
- ・供試体採取円筒 (図-2)
- ・プッシャーおよびスペーサーディスク

- ・突き棒〔砂質土の供試体に用いる〕

2.3 その他の用具

- ・はかり 秤量 200gr 感度 0.01gr のもの
- ・ノギス
- ・ストップウォッチ
- ・含水量測定用具〔JIS A 1203 “土の含水量試験方法”参照〕
- ・ゴム手袋
- ・ろ紙

3. 供試体の作製

3.1 乱さない試料

せん断箱の内径および深さを測定する。乱さない試料からせん断箱の内径および高さよりそれぞれ 10mm 程度大きく切り出し、トリマーを用いてせん断箱内径より 3mm 程度大きい直径の円板に削る。削り取った試料を用いて試験前含水比を測定する。この円板に、下端に刃のついた供試体採取円筒を押し込んで所要直径の円筒に仕上げ、断面の 1 つを仕上げた後スぺーサーディスクを用いて反対側に押し出し、所要の厚さに仕上げた後、供試体採取円筒と共に重量を測定する。

プッシャーを用いて底にろ紙を敷いたせん断箱に供試体を設置する。

鋭敏な粘土では供試体採取円筒を用いなくてトリマーとワイヤーソーまたは直ナイフで成形することを標準とする。

3.2 乱した試料

3.2.1 ねり返した試料

せん断箱の内径および深さを測定する。乱した試料の適量を供試体採取円筒に空気が入らないように注意してつめる。このとき供試体採取円筒は平らなガラス板などの上におき、採取円筒の底にはろ紙を敷いておく。乱さない試料と同様にして、 ϕ の試料を所要寸法の供試体に仕上げせん断箱に設置する。含水比、重量の測定も乱さない試料の方法に準じて行なう。

3.2.2 締固めた試料

供試体直径と同じ内径を有する成形モールドを用いて、動圧または静圧で締固める、供試体の仕上げは上の方法に準じて行なうものとする。

3.2.3 飽和した砂（「参考」参照）

せん断箱の内径および深さを測定する。あらかじめ重量を測定した炉乾燥試料をせん断箱につめる。試料をつめ終ったのちに、残りの試料重量を測定して供試体密度を求める資料とする。試料をつめるときは一樣な密度になるよう注意して行ない、所要密度が大きいときには 3 層くらいに分けて突き棒で突き固める。ゆるくつめる場合は、漏斗などを用いて一定の高さから静かに落としてつめる。つめ終ったのち、せん断箱上端に沿って上面を平らに仕上げる。

4. 試験準備

上下のせん断箱をそろえてせん断試験機の所定の位置に試験機付属のくさびまたはピンを用いて予めセットしておき、これに前項の〔3.供試体の作製〕によって成形した供試体を設置する。次に供試体上面に載荷板をのせる。このとき供試体が粘性土の場合は載荷板と供試体との間におくる紙は供試体下面に敷いたる紙と同様あらかじめ水に浸しておく。

供試体が水で飽和しているときは水分の蒸発を防ぐような処置を講じなければならない。

次に、水平および垂直変位量測定ダイヤルゲージをとりつけ、垂直荷重載荷装置をセットして、載荷板を通して供試体に垂直に荷重が載荷できるよう準備する。

5. 試験方法

5.1 垂直荷重の載荷

抵抗荷重載荷装置によって供試体に垂直荷重を加える。

垂直荷重の段階は供試体の土質と試験目的に応じて適当に定める。（「参考」参照）

垂直変位量をダイヤルゲージで読みとる。せん断に先立って圧密を完了させるときには、垂直荷重による垂直変位量を読み取って、一次圧密の完了したことを確かめてから、次に述べるせん断を開始する。圧密過程の進行は $\sqrt{t}$ 法で整理する方が便利である。

〔JIS A 1217 “土の圧密試験方法”参照〕

5.2 せん断

圧密せん断では圧密が完了した後、および圧密を要しない砂質土試料の場合には、垂直荷重を載荷した後に垂直変位がとまったことを確かめてからせん断を開始することを原則とする。

せん断箱の可動箱にせん断力を加える装置をセットする。

上下のせん断箱を固定するくさびあるいはピンをとり除きせん断を開始する。ひずみ制御の試験において、せん断速度は非排水試験では1mm/minを標準とし、排水試験では充分ゆつくり行なわねばならない。（土質試験方法P・276）

せん断はせん断力が最高値を示して、一定値を示すが、または下降し始めてから後1分間くらい継続して行なう。

この間、垂直変位、およびせん断力を水平変位の最初の2mmは0.25mmごとに、それらは水平変位0.5mmごとにとる。

水平変位が試料直径の15%をすぎてもなお、せん断力が増加するときは15%をすぎてもなお1分間試験を継続する。

応力制御法では予想されるせん断強さの1/10ごとの段階で荷重を増大し、各段階の荷重を加える前に一連の読みをとり、破壊に至るまでこれを続ける。

試験を終った試料はその全部あるいは一部を用いて含水比を測定する（JIS A 1203 “土の含水量試験方法”参照）

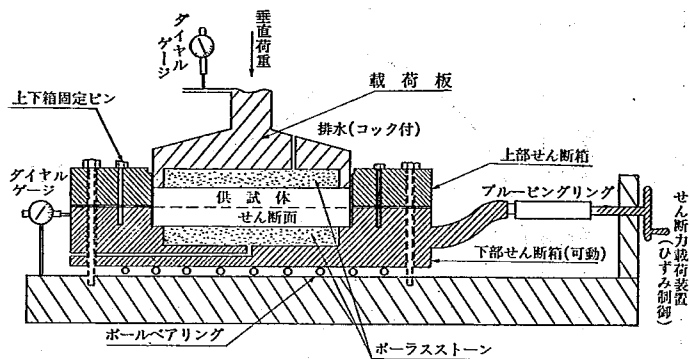


図-1 一面せん断試験

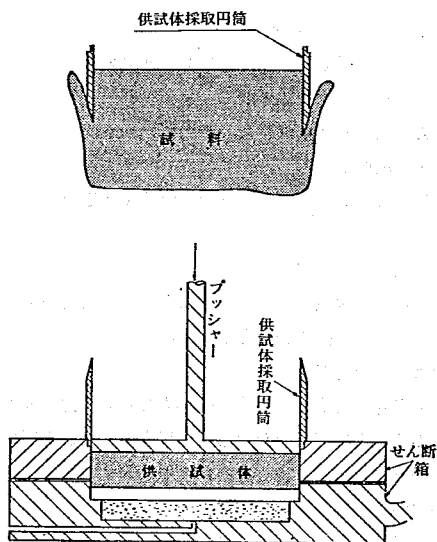


図-2 試料成形法

6. 試験結果の整理

6.1 せん断応力

せん断応力は次式により求める。

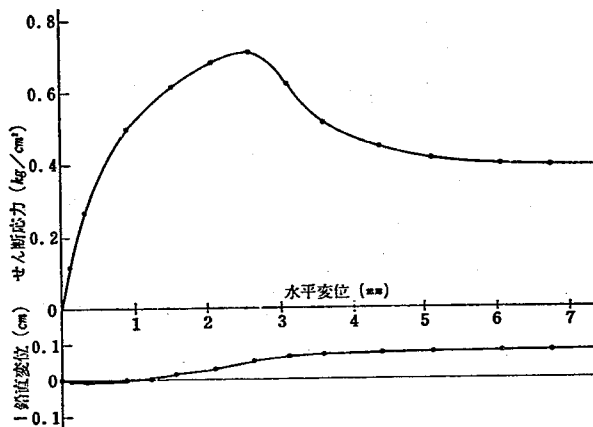


図-3 試験結果例

$$\tau = \frac{S}{A} \quad (1)$$

ただし τ :せん断応力 (kg/cm^2)

S :せん断力=(プルービングリングまたはロードセルの読み-最初の読み)×(換算係数) (kg)

A :試料断面積(最初の断面積) (cm^2)

6.2 応力-変位曲線

水平変位を横軸に(9.73)式により求めたせん断応力をたて軸にとり、試験結果をプロットする。

6.3 垂直変位-変位曲線

水平変位を横軸に、垂直変位をたて軸にとって試験結果をプロットする、6.2 応力-変位曲線と上下に並べて描くと都合がよい。

6.4 ϕ および c の計算

各垂直応力 σ に対して応力-変位曲線からせん断応力の最大値すなわちせん断強さ S を求める。せん断応力に最大値が生じない場合は、たとえば水平変位量が直径の15%に相当する場合というように適宜定めた変形に対する強さを用いる。

6.4.1 図式解法

垂直応力 σ を横軸に、せん断強さ S を縦軸にとって試験結果を図示して直線を求める。この直線から次式によって ϕ および c を計算する。

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{S - c}{\sigma} \right)$$

$$c = S \quad (\sigma = 0) \quad (2)$$

6.4.2 最小自乗法による解法

試験値の σ , S から σ^2 , $\sigma \cdot S$ を計算し、それぞれの和 $\{\sigma\}\{\sigma^2\}\{S\}\{\sigma S\}$ を求める。 ϕ および c は次式によって求める。

$$\phi = \tan^{-1} \frac{N(\sigma \cdot S) - \{\sigma\}\{S\}}{N(\sigma^2) - \{\sigma\}^2}$$

$$c = \frac{\{\sigma^2\}\{S\} - \{\sigma\}\{\sigma \cdot S\}}{N(\sigma^2) - \{\sigma\}^2} \quad (3)$$

ただし N : 試料の個数

6-3-3 土の三軸圧縮試験

建設省編：土木試験基準（案）下巻 P.133 を用いる。

土の三軸圧縮試験方法

KDK S 0913-1968

1. 適用範囲

この規格は円柱形の土の供試体に既知の液圧を加えておき、これに軸方向の圧力を加えて圧縮し、軸方向ひずみ、間げき水圧、体積変化および圧縮強さを測定して土のせん断抵抗角、粘着力および変形係数を求める試験について規定する。三軸圧縮試験はその排水条件によって次の3通りの方法に分類され、求められた強度常数 ϕ と c には用いた試験法を表わす添字をつけてこれを区別しなければならない。

非圧密非排水試験	u テスト
圧密非排水試験	C.u テスト
排水試験	D テスト

2. 試験用具

2.1 三軸圧縮試験機（図-1, 2参照）

次のものから構成される。

三軸室
液圧の載荷装置
軸方向力の載荷装置
計測機器

2.1.1 三軸室

供試体を設置して液圧によってこれを圧縮し、さらに軸方向にこれを圧縮できるように装置で、次に述べる性能の装着および器具を備えたものとする。（図-3, 4参照）

(1) 圧力円筒

圧力円筒は、試験目的に応じて $2\text{kg}/\text{cm}^2 \sim 5\text{kg}/\text{cm}^2$ の耐圧能力を有するものを標準とし、また三軸室内の供試体が観測できるように透明な材料で造られたものが望ましい。

(2) 三軸室底板

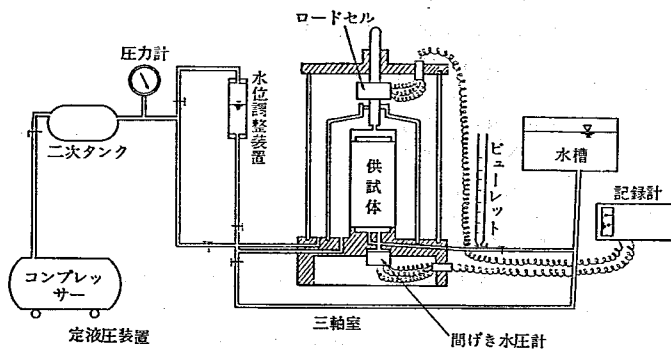


図-1 三軸圧縮試験装置（土研式）

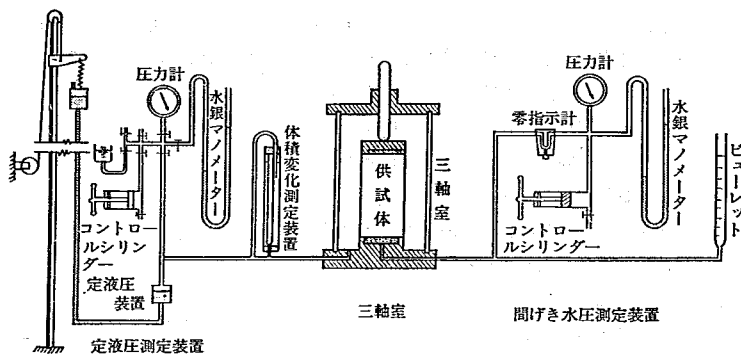


図-2 三軸圧縮試験装置

三軸室底板には供試体を設置できる突起（供試体受台）があって、圧力円筒、三軸室上ふたと組み合わせて三軸室を構成するものとする。供試体受台は供試体直径と同一な直径を有する円柱状のものとする。供試体との接触面にはポーラスストーンを設置して、これを通して排水するための管路および間けき水圧測定用の管路が外部に通じていなければならない。このポーラスストーンはとりはずしできることが必要である。

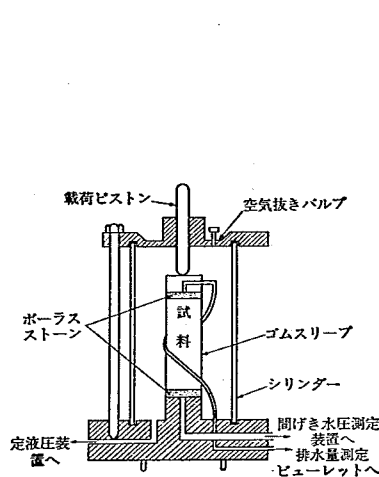


図-3 三軸室

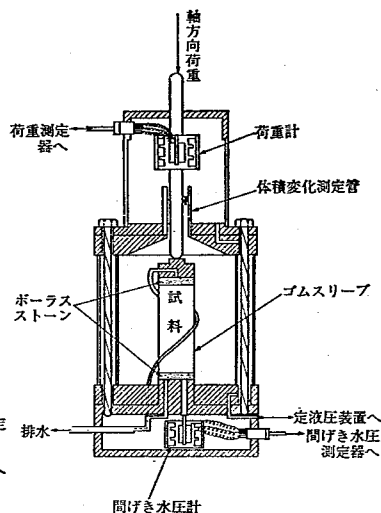


図-4 三軸室(土研式)

なお供試体受台の外側部にはゴムスリーブを緊結するゴムひもまたはOリングのはまる溝があるのが望ましい。

(3) 载荷板

供試体上端に接して軸方向荷重を加える载荷板は、供試体受台と同様、ゴムスリーブをとめる溝を有していなければならない。試験目的によっては、供試体上部からの排水が可能のように、ポーラスストーン、および三軸室外部に通じる管路がとりつけられていなければならない。

(4) 三軸室上ぶた

三軸室上ぶたには供試体に接した载荷板に軸方向荷重を加えるためのピストンが付属していなければならない。

ピストンはなめらかに動き、かつすり合わせ部分からの漏れのないことが必要である。

2.1.2 定液圧装置

液圧を载荷して一定に保つ装置で、試験目的に応じて $2\text{kg}/\text{cm}^2 \sim 5\text{kg}/\text{cm}^2$ の加圧能力を有するものを原則とする。試験中の液圧の変動は $\pm 0.02\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下に調節できるものでなければならない。(図-5、図-6および「参考」参照)

2.1.3 軸方向荷重载荷装置

供試体に上下圧を加えて軸方向に圧縮する装置で、荷重の制御方法はひずみ制御、または応力制御のいずれでもよいが次のような性能を有していなければならない。

供試体高さの20%まで圧縮ひずみを与え得るもので、軸方向荷重の最大値は $10 \text{ kg/cm}^2 \sim 25 \text{ kg/cm}^2$ まで加えられるものとする。

軸方向荷重の大きさはブルーピングリングまたはロードセルなどの力計によって読みとり、力計の感量は最大荷重の $1/200$ 以下まで測定し得るものを標準とする。

圧縮ひずみの測定はダイヤルゲージ等により、供試体高さの20%までの測定容量を有し、 0.01 mm の圧縮変位を読みとれるものを用いることを原則とする。

2.1.4 間げき水圧測定装置

零指示計 (Null Indicator) を用いた零点法によって測定するか (「参考」参照) あるいは受圧面のたわみ量の小さい間げき水圧計を用いることを原則とする。間げき水圧計の受圧計の受圧面のたわみによる容積変化は単位圧力当り

$$\Delta V / \Delta P = 10^{-3} \text{ (cm}^3\text{/kg/cm}^2\text{)}$$

以下としなければならない。

零点法における圧力計あるいは間げき水圧計の感量は、 0.02 kg/cm^2 とする。

2.1.5 体積変化測定装置

供試体の飽和状態および試験等の排水条件によって次に挙げる型式の装置のうち適当なものを選んで測定しなければならない。(「参考」参照)

(1) ビューレット

供試体からの排水管をビューレットに接続し、排水量を測定して供試体の体積変化とする。

(2) 体積変化測定装置

三軸室内の水の流出入量を測定する装置で、構造は図-7に示す。

(3) 土研式三軸室を使う場合

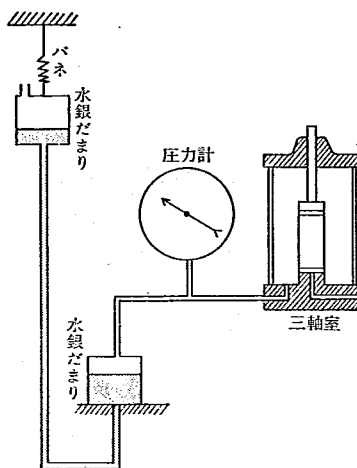


図-5 定液圧装置 (英国製)

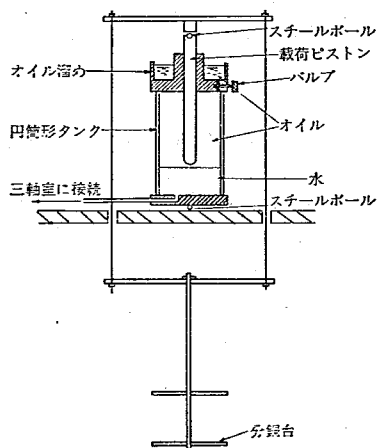


図-6 定液圧装置 (オスロー型)

図 - 4 に示す土研式の三軸室では、主三軸室内の水の体積変化は水面の昇降として現れる。この水位変化によって供試体の体積変化を求めることができる。

2.2 その他の装置および用具

2.2.1 ゴムスリーブ

供試体直径と同じ内径を有し、厚さは 0.2mm を原則とする。

2.2.2 試料成形用具

- (1) トリマー
- (2) ワイヤソーまたはヘラ、直ナイフ
- (3) ゴム手袋
- (4) マイターボックス
- (5) 金属ジャケツト
- (6) 真空ポンプ
- (7) ノギス

2.2.3 はかり

容量 2kg 感量 0.1 g のもの 1 台

容量 0.2kg 感量 0.01g のもの 1 台

2.2.4 ストップウォッチ

2.2.5 含水比測定装置〔JIS A 1203 “土の含水量試験方法”参照〕

3. 供試体の作製

供試体は、直径 3cm ～ 7cm の円柱形として、高さは直径の 2 ～ 2.5 倍とする。乱さない試料の供試体の作製は含水比を変化させないよう湿度の高い室内で、ゴム手袋を用いて行なう方がよい。

3.1 乱さない試料

採取した試料から乱された部分をとりぞき、直径、高さとも所要の寸法より 20% くらい大きく切り取る。

トリマーおよびワイヤソー（試料が固いときは直ナイフ）を用いて所要直径の円筒形に仕上げ、マイターボックスを用いて所要高さになるよう両端をワイヤソーまたは直ナイフで切り取る。両端面は側面と直角でかつ互いに平行であることが必要である。試料を成形するときに削り取った試料を用いて JIS A 1203 の方法に従って供試体の試験前含水比を求める。

3.2 乱した試料

3.2.1 締め固めた試料

成形モールドで動圧または静圧を加えて締め固めた試料を所要の寸法に成形する。成

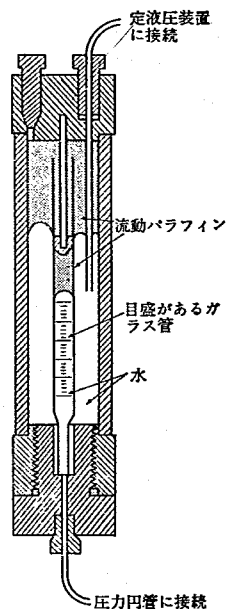


図 - 7 体積変化測定装置

形モールドは供試体寸法と同じ大きさのものとする。最大粒径の大きくない試料を突固めによって締め固めるときにはマイターボックスを用いてもよい。締め固めた供試体の端部は側面に直角な平面に仕上げる。

3.2.2 砂質土

供試体受台にゴムスリーブをとりつけ金属ジャケット（図-8）をかぶせて、ゴムスリーブはその中を通し、上部はジャケットの上端におりかえしておく。その底にろ紙を敷き、一様な密度になるように試料をつめる。供試体の所要密度が大ききときには、試料を5層くらいに分け、突き棒を用いて突き固める。試料をつめ終った後、ろ紙を置いて載荷板のをせジャケットの外側に折りかえしておいたゴムスリーブを載荷板に緊結する。飽和試料の必要ときは、ここで透水飽和させるか、あるいはあらかじめゴムスリーブの内側は水を満しておき、水中に試料を落し込んで供試体を成形する。

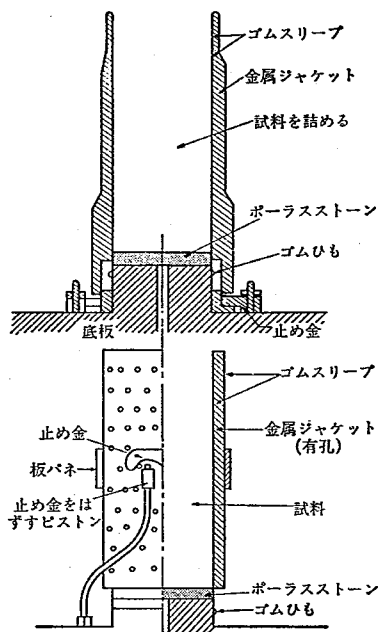


図-8 砂質土供試体成形用金属ジャケット

供試体がそのまま形を保つようならジャケットをとりはずす。形を保たないようなら真空ポンプによって供試体に負圧をかけてから金属ジャケットをとりはずす。

3.3 供試体寸法の測定

乱した試料の自立しない供試体以外は次のように供試体寸法を求める。

供試体直径はノギスを用いて上、中、下の3箇所て2回づつの測定を行ない平均値をとり、ゴムスリーブの厚さの倍を引いて供試体の直径とする。供試体の高さは直径の両端で、供試体受台の下端から載荷板の上面までの高さを測り、供試体受台と載荷板の高さを差し引いて供試体の高さとする。

4. 試験準備

供試体を設置し、ゴムスリーブを緊結したなら、続いて圧力円筒の組立て、および諸配管の接続を行なう。

諸配管の接続のうち予め接続し得るものは供試体の設置に先立ってこれを行なってよい。このとき間げき水圧測定系路、体積変化測定ビューレット、圧力円筒内に気ほうを残留させてはならない。

供試体の設置は必要ならば、水中で行なう。

三軸室内の液圧を所定の大きさに調節する。圧縮試験に先立って必要ならば圧密を行なう。

5. 試験方法

圧密が完了してから、または非圧密試験では液圧を所定の大きさにしてから少なくとも30分程度以上放置した後軸方向荷重の載荷によって圧縮を開始する。

圧縮に先立って、圧縮ひずみ測定ダイヤルゲージ、間げき水圧計体積変化測定装置、その他の計測器の初期値を読みとっておかねばならない。

排水試験をひずみ制御で行なうときは、供試体内に間げき水圧が生じないように充分ゆっくりした載荷速度で試験を行なわなければならない。

非排水試験をひずみ制御で行なうときは、毎分供試体高さの1%程度の圧縮ひずみを生ぜしめる載荷速度を標準とする。

応力制御で試験を行なうときは予想される供試体強さの1/10ごとの段階で荷重を増大し、各段階の荷重を加える前に一連の読みとり、破壊に至るまでこれを続ける。

供試体高さの1/500～1/200の圧縮ひずみ毎に、圧縮ひずみ、上下圧、間げき水圧、体積変化（飽和試料の非排水試験では不要）を測定して上下圧が最大値を示して平衡するか、下降し始めてさらに圧縮ひずみが供試体高さの1%増加するまで試験を継続する。最大値が生じないで、圧縮ひずみが供試体高さの15%を過ぎてもなお増加するときは16%で試験を打切る。

試験中は液圧を一定に保たねばならない。

試験は液圧の大きさを変えて少くとも3回以上行なう

試験が終わった供試体の破壊状況をスケッチし、重量含水比の測定を行なう。

6. 試験結果の整理

（表-1、図-9参照）

6.1 供試体断面積

初期断面積を次式によって算出する。

$$A_i = \frac{\pi}{4} D_i^2 \quad (1)$$

ただし A_i : 初期断面積

$$D_i = \frac{D_1 + 2D_2 + D_3}{4} \quad \text{: 初期直径}$$

D_1 : 供試体上部直径

D_2 : " 中央部直径

D_3 : " 下部 "

軸方向荷重を載荷する直前の断面積は次式によって算出する。

$$A_0 = \frac{V_0}{H_0} = \frac{V_i - \triangle V_0}{H_i - \triangle H_0} \quad (2)$$

表 - 1

供試体寸法: $h = 125\text{ cm}$ $A_0 = 19.69\text{ cm}^2$ 含水比: 圧密前 129.9% $\sigma_2 = 1.5\text{ kg/cm}^2$

時間	ヒズミダイヤル ゲージ読み	間げき水 圧	荷重計ダイヤル ゲージ	軸 差 応 力				有効 側圧	有効 軸応力	主応力	間げき水係 数	間げき圧 係数
分	$\Delta l \frac{1}{100}$	$\epsilon (\%)$	$u \frac{1}{100}$	$\Delta R \frac{1}{100}$	P (kg)	$1 - \epsilon$	P/A (kg/cm^2)	$\sigma_1 - \sigma_3$	σ_3'	σ_1'	σ_1'/σ_3'	$A = u$ ($\sigma_1 - \sigma_3$)
0	0	0	0.032	0	0	1.000	0		1.468	1.468	1.000	
2	71.3	0.57	0.081	71	3.63	0.994	0.185	0.185	1.419	1.604	1.131	0.438
4	141.3	1.13	0.137	141	7.16	0.989	0.365	0.361	1.363	1.724	1.264	0.379
6	210.0	1.68	0.194	210	10.80	0.983	0.550	0.551	1.306	1.857	1.422	0.352
8	281.3	2.25	0.249	281	14.30	0.978	0.729	0.714	1.251	1.965	1.569	0.349
10	352.5	2.82	0.292	352	17.53	0.972	0.894	0.869	1.208	2.077	1.720	0.338
12	422.5	3.38	0.331	423	20.52	0.966	1.045	1.011	1.169	2.180	1.866	0.328
14	492.5	3.94	0.336	493	23.24	0.961	1.185	1.149	1.134	2.283	2.015	0.319
16	565.0	4.52	0.397	565	25.70	0.955	1.310	1.250	1.103	2.353	2.132	0.309
18	636.3	5.09	0.424	636	27.86	0.949	1.418	1.343	1.076	2.419	2.225	0.317
20	706.3	5.65	0.450	707	29.62	0.944	1.520	1.427	1.050	2.477	2.361	0.316
22	776.3	6.21	0.473	777	31.62	0.938	1.611	1.521	1.027	2.548	2.482	0.311
24	861.3	6.89	0.495	848	32.52	0.931	1.657	1.542	1.005	2.553	2.539	0.321
26	918.8	7.35	0.512	919	32.99	0.927	1.681	1.559	0.988	2.547	2.560	0.329
28	990.0	7.92	0.528	990	32.68	0.921	1.666	1.532	0.972	2.504	2.578	0.345
30	1062.5	8.50	0.541	1061	31.55	0.915	1.608	1.470	0.959	2.429	2.537	0.368
32	1132.5	9.06	0.553	1132	29.05	0.909	1.481	1.348	0.947	2.295	2.425	0.411
34	1231.3	9.85	0.564	1203	23.77	0.902	1.221	1.101	0.936	2.037	2.172	0.512

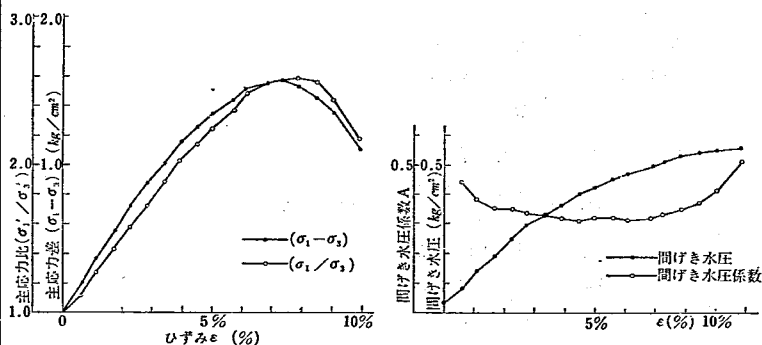


図 - 9 ひずみ試験結果例

ただし A_0 : 試験前断面積

V_0 : 試験前体積

H_0 : " 高さ

V_i : 初期体積 ($V_i = H_i \times A_i$)

H_i : 初期高さ

ΔV_0 : 圧密あるいは液圧 σ_3 の載荷によって生じた軸方向荷重載荷前の体積変化

ΔH_0 : 圧密あるいは液圧 σ_3 の載荷によって生じた軸方向荷重載荷前の高さの変化

6.2 単位体積重量

初期単位体積重量を次式によって算出する。

$$r_i = \frac{W_i}{V_i} \quad (3)$$

ただし r_i : 初期単位体積重量

W_i : 初期供試体重量

軸方向載荷する直前の単位体積重量は次式によって求める。

$$r_0 = \frac{W_0}{V_0} \quad (4)$$

ただし r_0 : 試験前単位体積重量

W_0 : 試験前供試体重量で

($W_i - r_{w0} \Delta V_0$) により求める。

6.3 圧縮ひずみ

圧縮ひずみは次式によって算出する。

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100 (\%) \quad (5)$$

ただし ε : 圧縮ひずみ

ΔH : 軸方向の圧縮変位量

6.4 主応力差

圧縮ひずみ ε に対する主応力差は次式によって算出する。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A_0} \left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (6)$$

ただし σ_1 : 軸方向応力 (kg/cm^2)

σ_3 : 液圧 (kg/cm^2)

P : 軸方向力 (kg)

6.5 有効液圧

有効液圧 (側圧) σ_3' は次式により算出する。

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (7)$$

ただし σ_3 : 液 圧 (kg/cm^2)

u : 間引き水圧 (kg/cm^2)

6.6 有効軸応力

有効軸応力は次式によって算出する。

$$\sigma_1' = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3' \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (8)$$

ただし σ_1' : 有効軸応力 (kg/cm^2)

6.7 応力-ひずみ曲線

圧縮ひずみを横軸にとり主応力差を縦軸にとって試験結果をプロットする。

6.8 間引き水圧-ひずみ曲線

圧縮ひずみを横軸にとり、間引き水圧を縦軸にとって試験結果をプロットする。応力ひずみ曲線のグラフと一緒にプロットするとよい。

6.9 体積変化-ひずみ曲線

圧縮ひずみを横軸にとり、縦軸に体積変化をとって試験結果をプロットする。応力ひずみ曲線と上下にならべて描くと都合がよい。

6.10 ϕ , C および ϕ' , C' の計算

各液圧 σ_3 に対して応力ひずみ曲線から主応力差の最大値、すなわち圧縮強さ $(\sigma_1 - \sigma_3) f$ を求める。圧縮強さに最大値が生じないときはたとえば圧縮ひずみが供試体高さの 15% に相当する場合というように適宜定めた変形に対する強さを求める。

なお、たとえば圧密非排水試験によって求めた ϕ および C は ϕ_{eu} および C_{eu} のように添字をつけて試験の排水条件を明示しなければならない。

6.10.1 図式解法

横軸に σ 縦軸に τ をとり、主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3) f$ を直径とし、液圧 $\sigma_3 f$ を直径の左端とするモールの応力円をこのグラフに描く。

各液圧に対するモールの応力円群を包絡する直線をひく。この直線から次式によって全応力表示による ϕ および C を計算する。

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{\tau - C}{\sigma} \right) \quad (9)$$

$$C = \tau \quad (\sigma = 0)$$

ここで用いた全応力 $\sigma_3 f$ の替りに有効応力 $\sigma_3' f$ を用いて上記と同様にして有効応力表示による ϕ' および C' を次のように求めることができる。

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{\tau - C'}{\sigma'} \right) \quad (10)$$

$$C' = \tau \quad (\sigma = 0)$$

6.10.2 最小自乗法による解法

横軸に液圧 $\sigma_3 f$ 、縦軸に $(\sigma_1 - \sigma_3) f$ をとって試験結果をプロットすると一本の

直線が得られる。

最小自乗法によってこの直線を定める。

$$M_0 = \frac{N(\sigma_3 f (\sigma_1 - \sigma_3) f) - [\sigma_3 f] \{ (\sigma_1 - \sigma_3) f \}}{N(\sigma_3 f^2) - [\sigma_3 f]^2}$$

$$f_0 = \frac{[\sigma_3 f^2] \{ (\sigma_1 - \sigma_3) f \} - [\sigma_3 f] \{ \sigma_3 f (\sigma_1 - \sigma_3) f \}}{N(\sigma_3 f^2) - [\sigma_3 f]^2}$$

これから ϕ と C を次のようにして求める。

$$\phi = \sin^{-1} \frac{m_0}{2 + m_0}$$

$$C = \frac{f_0}{2 \sqrt{1 + m_0}} \quad (11)$$

ここで用いた $\sigma_3 f$ の替りに有効液圧 $\sigma_3' f$ を用いることによって有効応力表示による ϕ' および C' が求められる。

6-4 原位置セン断試験

1. 総則 現場で成型した原位置にある供試体を、定まった面でセン断し、その面上のセン断応力とセン断強さを調べる。

土圧、斜面安定等の問題を取り扱う際、土の変形と破壊に関する諸々の現象の解明は非常に重要である。現在、その全てを把握することは困難だが、安定計算のために必要な、土の強度定数 C (粘着力)、 ϕ (内部摩擦角) を求める試験法に関しては一応確立されていると考えられる。そして、原位置セン断試験の目的は、自然斜面を構成している土の強度、強度定数を簡単な操作で手早く求め、斜面の力学的性質を調べ、並びに安定計算に役立たせることである。

2. 試験用具

2-1 水平荷重装置

能力約 5 t、セン断速度 0.5 ~ 1.0 mm/min、スクリュージャッキ、又はこれと同等の性能を有するジャッキ

2-2 垂直荷重装置

スウェーデン式サウンディングウェイトを用いるが、これに代る荷重を用いてもよい。荷重使用範囲は 200 kg 程度迄とする。

2-3 供試体

20 cm × 20 cm × 10 cm (高さ)

2-4 プルービングリング

荷重範囲 5 t 程度迄のものを用いる。

2-5 ダイアルゲージ

水平歪用 2 個、垂直歪用 3 個、反力による歪用 1 個を用いる。最少目盛 0.01 mm、

測定範囲 30mm のものを用いる。

2-6 供試体セン断箱 (図-1 参照)

外寸法 22cm × 22cm × 9cm (高さ)

内寸法 21.4cm × 21.4cm × 9cm (高さ)

厚さ 3mm の鋼製のものを用いる。

先端 1cm にわたってブレードをつける。

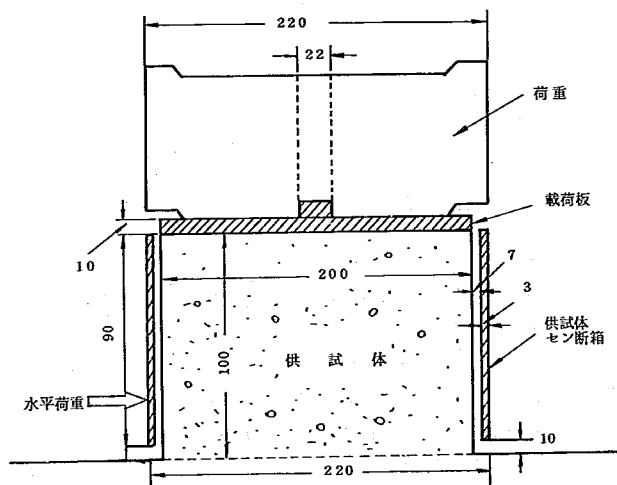


図-1 供試体セン断箱設置図

2-7 载荷板 (図-2 参照)

20cm × 20cm × 1cm (厚さ) の鋼製のものを用いる。垂直荷重が偏心しないよう図-2のような形にする。

2-8 水平荷重反力支持装置

水平荷重载荷による装置全体の後退のないように、又、ジャッキ、ブルーピングリング等が正しくセン断方向に向くように浮き上がり等の生じないようにする。

3. 試験方法

3-1 試験を行なおうとする土層の深さまでテストピットの堀削を行なう。

3-2 一断面内に最低4個の試験を行ない得るような大きさのピットとする。

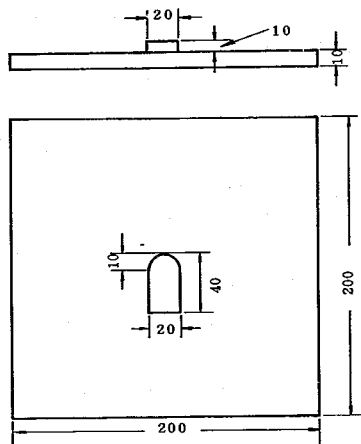


図-2 载荷板

- 3-3 試験断面に供試体を切り残す供試体は規格寸法より大き目にしており、実験段階で整形する。
- 3-4 供試体は完全に水平になるようにする。
- 3-5 整形の終わった供試体にセン断箱をかぶせる。セン断箱と現地盤の間には、約1cmの隙間を明け、試験開始までの間、セン断箱の沈み込みのないように支えをしておく、又、供試体とセン断箱の間にあく隙間には、水平荷重が偏心しないように標準砂、又は速乾性の充てん剤を入れる。
- 3-6 セン断箱の片面を出来るだけセン断面に近づけて、供試体中央に荷重点が来るようにブルーピングリンクジャッキをセットする。荷重方向は供試体に垂直になるようにしなければならない。
- 3-7 水平荷重装置は試験中浮沈の生じないよう、常に供試体に対して垂直方向に荷重を与え得るよう地盤に固定する等の方法を講じる。
- 3-8 水平荷重の反力支持のためアンカーを設置する。
- 3-9 セン断箱をかぶせた供試体には載荷板を供試体中央に置き、その上に所定の垂直荷重をのせる。その際偏心の起こらないように供試体中央にのせる。垂直荷重はその土層の全土かぶり重量付近のものとす。
- 3-10 ダイアルゲージを水平方向に2個、垂直測定用に3個、反力歪測定用に1個セットする。それぞれの位置は図-3、4に示す。

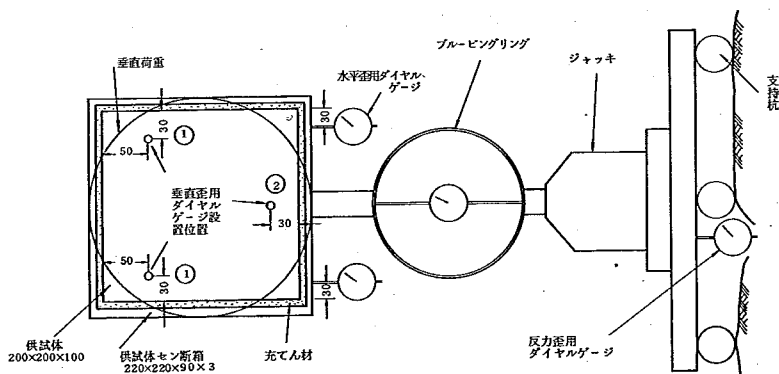


図-3 原位置せん断試験平面図

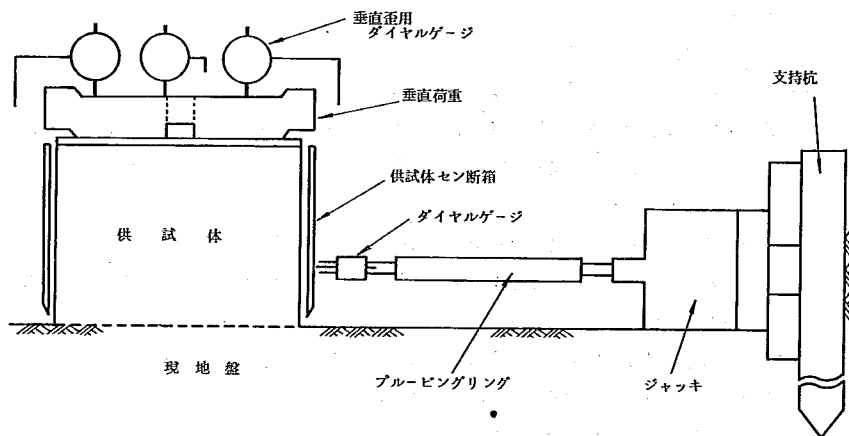


図 - 4 原位せん断試験側面図

3-11 垂直荷重は、試験土層での全土かぶり重量付近のものについて最低4段階の荷重を用いる。根系、礫等による試料変化がある時は再試験を行ない、有効な試験結果は少なくとも4個得るようにする。

3-12 セン断の方法は、等圧セン断、歪制御で行なう。

セン断速度は、0.5～1.0 mm/min程度とする。

4. 試験結果の記録と整理

4-1 試験土層付近の地質観察図、写真撮影を行ない、所見を記入する。

4-2 試験位置図を記入する。

4-3 供試体の礫根系、夾雑物、クラック等の有無、含水の程度を記録し写真撮影を行なう。

4-4 図-5に示すような測定記録表を用い、必要なデーターを記入する。

4-5 記録用紙は供試体1個について一枚用いる。

4-6 供試体の体積、単位体積重量、含水比を測定する。

単位体積重量、含水比は供試体近くの試料を用いる。

4-7 セン断応力 τ 、垂直応力 σ は次式で求める。

$$\tau = \frac{S}{A} \cdot (\text{kg/cm}^2) \quad \sigma = \frac{N}{A} \cdot (\text{kg/cm}^2)$$

S：セン断力 (kg)

N：垂直力

A：供試体断面積

4-8 ある垂直応力の時のセン断応力と垂直変位を水平変位に対してプロットし、なめらかな曲線でつなぐ。

原位セン断試験測定記録表

試験箇所				供試体№				試験年月日				年	月	日
供試体付法 縦 × 横 × 高				面積 単位体積重量		$\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^3}$ $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$		含水比 %		深度 m		ブルーピングリング№ 補正係数		
垂直荷重 kg kg/cm ²		最大セン断強さ kg/cm ²				その時の 水平変位 垂直変位				mm mm		セン断速さ mm/min		
時刻	水平変位①		水平変位②		セン断応力		垂直変位①		垂直変位②		垂直変位③		反力変位	
	DGより 1/100mm	変位mm	DGより 1/100mm	変位mm	DGより 1/100mm	応力 kg/cm ²	DGより 1/100mm	変位mm	DGより 1/100mm	変位mm	DGより 1/100mm	変位mm	DGより 1/100mm	変位mm

図-5

4-9 横軸に垂直応力 σ ，縦軸にセン断強さ τ_f をとって試験結果をプロットし，直線あるいは曲線でむすぶ。

4-10 セン断応力，垂直変位と水平変位のグラフから，セン断応力にピークがある場合はその時の τ の値をセン断強さ τ_f とし，このときの諸数値を記録する。その値のある垂直応力 σ の時のセン断強さ τ_f とする。

4-11 垂直応力 σ と，セン断強さ τ_f のグラフより，強度定数 C ， ϕ を求める。

6-5 岩石試験

建設省編：土木試験基準（案）上巻 P98～108 及びそれに準じる方法を用いる。

6-5-1 供試体についての記載事項

試験を実施する前に供試体に関して次の事項を調べ明らかにしておく必要がある。

- (1) 採取場所 単に地点名のみでなく，採取位置や深さなどを示した図面を備える。
- (2) 岩石名
- (3) 風化の程度
- (4) 割れ目の有無と状態
- (5) 層理面，片理面の記録
- (6) 供試体の色・粒度（粗粒，中粒，細粒）・多孔質・ち密の程度・構成鉱物などの肉眼観察で判明できるもの

6-5-2 岩石の密度・含水比・飽和度・有効間隙率・吸水率試験

岩石の密度・含水比・飽和度・有効間隙率・吸水率試験方法 KDK S 0501-1968

(1) 定った形の供試体を用いない場合

(a) 試験用具

本試験に用いる天びんは図-1に示すようなもので、供試体の水中重量をはかる装置を施したもので、その感度は0.01g位のものがよい。

(b) 試験方法

自然状態の空中重量を W_1 ，強制乾燥状態の空中重量を W_2 ，強制湿潤状態の空中重量を W_3 ，強制湿潤状態の水中重量を W_4 とすれば，

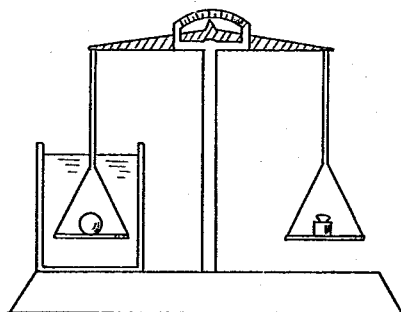


図-1 天びん

- ① 自然状態の密度 $= \frac{W_1}{W_3 - W_4} \dots\dots(1)$
- ② 強制乾燥状態の密度 $= \frac{W_2}{W_3 - W_4} \dots\dots(2)$
- ③ 強制湿潤状態の密度 $= \frac{W_3}{W_3 - W_4} \dots\dots(3)$
- ④ 自然状態の含水比 $= \frac{W_1 - W_2}{W_2} \dots\dots(4)$
- ⑤ 自然状態の飽和度 $= \frac{W_1 - W_2}{W_3 - W_2} \times 100 (\%) \dots\dots(5)$
- ⑥ 有効間げき率 $= \frac{W_3 - W_2}{W_3 - W_4} \times 100 (\%) \dots\dots(6)$
- ⑦ 吸水率 $= \frac{W_3 - W_2}{W_2} \times 100 (\%) \dots\dots(7)$

で表わされる。

水中重量を測定するには、図-1で水につける方の皿（皿をつける金具も含めて）の水中重量をあらかじめ知っておかなければならない。この場合、皿をつる金具の太さが無視できなければ、水につかっている量によって水中重量は変るから、つり金具に目盛りをつけるなどして、これを求めなければならない。

粘土を含む供試体については、その取扱いに注意を要する。

強制乾燥状態や自然乾燥状態の供試体を水中につけると、急激に吸水するような岩石では、体積及び重量の分っているコーティング剤をその表面にぬって、水の浸入を防ぐなどしなければならない。

注1) (1)で述べた方法は、自然状態、強制乾燥状態、および強制湿潤状態での体積が変わらないとみなし得る場合にのみ有効で、そうでない場合は、4.自然の状態の含水比、および7.吸水率を求める式のみが使用でき、他のものについては、土質試験でなされているように、実質部分の密度、それぞれの状態での全体の体積を何らかの方法で求めて、その結果を用いて計算しなければならない。

(2) 円筒形状や直方体などの定まった形に成形した供試体を用いる場合

この場合は、(1)の方法によるほか、供試体の断面積および高さを各々3点でノギスで測定して体積を求め、空中重量を感度0.01gのはかりでひょう量して求めることができる。

自然状態の空中重量を W_1 、体積を V_1 、強制乾燥状態の空中重量を W_2 、体積を V_2 、強制湿潤状態の空中重量を W_3 、体積を V_3 とすれば

① 自然状態の密度 $= \frac{W_1}{V_1}$ (8)

② 強制乾燥状態の密度 $= \frac{W_2}{V_2}$ (9)

③ 強制湿潤状態の密度 $= \frac{W_3}{V_3}$ (10)

④ 自然状態の含水比 $= \frac{W_1 - W_2}{W_2}$ (11)

⑤ 自然状態の飽和度 $= \frac{W_1 - W_2}{V_1} \times 100$ (%) (12)

⑥ 有効間げき率 $= \frac{W_3 - W_2}{V} \times 100$ (%) (13)

⑦ 吸水率 $= \frac{W_3 - W_2}{W_2} \times 100$ (%) (14)

注2) 自然状態の飽和度は、各状態において、実質部の体積は変わらないとしている。

注3) 有効間げき率は、各々の状態で全体の形状が変わるとみなされる場合は、その供試体の状態を規定しなければならない。

注4) 供試体の状態を次のように定義する。

(1) 自然含水状態

試料採取時における含水の状態で、これらの岩石が構成する岩盤の力学的性質と密接な関係がある。この状態の密度を自然密度又は湿潤密度といい、これに含まれる水の重量に対する岩石の強制乾燥状態重量の比を自然含水比という。

(2) 強制乾燥状態

供試体を温度105～110℃にて24時間以上乾燥させた状態

(3) 強制湿潤状態

供試体を水中に72時間以上つけて十分含水させた状態

6-5-3 岩石の一軸圧縮試験

岩石の一軸圧縮試験方法 KDK S 0502-1968

(1) 試料

供試体を切り出す原料は、パラフィン・コーティングなどしてできるだけためぬよう、もとの含水比が変らぬようにする。

(2) 供試体

(a) 供試体の形状、寸法：供試体の形状は円柱形とし、その直径は2.5～10cm、高さは直径の2倍とする。

(b) 供試体の作製

採取された原試料から、ダイヤモンド・クラウンまたは、メタル・クラウンで円柱形に切り出し、上下両端を、カッターで切断する。供試体の上・下面すなわち試験機の加圧板に接触する面のおうとつ（凹凸）は試験結果に大きな影響を与えるから平滑な平行平面になるように十分留意して仕上げなければならない。

ボーリング・コアは、周囲がいたんで、ぼろぼろになっていたり、おうとつ（凹凸）が多い場合は、直径を小さくして、ダイヤモンド・クラウンか、メタル・クラウンで切り出す必要がある。そうでない場合は、上下面だけをカッターで切断して、そのまま供試体とする。

また、いわゆる軟岩などでは、ダイヤモンド・クラウンやメタル・クラウンで切り出そうとしても、くずれて成形できないものがある。このような場合は、ナイフなどで、周囲を少しずつ削り、最後に所定の形にする。

(3) 試験準備

自然含水状態で試験する場合は成形が終り次第、強制乾燥状態で試験する場合は、供試体を乾燥炉に入れ、105～110℃ 温度で十分乾燥した後、デシケーター内で冷却し、冷却後試験を行なう。また強制湿潤状態で試験する場合は72時間以上常温清水中に浸した後取り出して、表面の水分をふきとって手早く試験を行なう。供試体の表面を傷つけないように注意しながら、ノギスで直径を3箇所以上、高さを2方向以上で0.1mmまではかり、その平均値を供試体の直径および、高さとする。

(4) 試験方法

供試体は、その中心軸を試験機の上下加圧板の中心に一致してすえ試験機と供試体の間には、球接面をもつ伝圧装置を用い、試験機の伝圧板と供試体の端面とは原則として、直接、接着させ、なじみを良くするためクッション材を用いるときでも、ろ紙1枚だけを入れる。

加圧は、衝撃を与えないように、硬岩では0.1kg/cm²/sec～3kg/cm²/secの速さで、第3紀層などの軟岩では、0.5kg/cm²/min～6kg/cm²/minの速さで加圧する。加圧速度は、1試験10分程度で終るぐらいにするのが適当である。ただし、一連の試験に際しては所要時間が多少違ってても、加圧速度を一定にするのが望ましい。

圧縮ひずみ量の計測は、供試体が軟岩ならダイヤルゲージで、供試体が硬岩で乾燥していれば、ストレイン・ゲージ（ゲージ長約20mm程度）3枚を供試体の側面に等間隔（120°づつ）に接着し、ひずみを測り、供試体が湿潤状態にある場合 $\frac{1}{100} \sim \frac{1}{1000}$ mm 感度のダイヤルゲージなどで計測する。

(5) 試験の結果

一軸圧縮強度をつぎの式で計算する。

$$q_u = \frac{P}{S} \quad (1)$$

ただし, q_u : 一軸圧縮強度 (kg/cm²)

P : 試験機が示す最大荷重 (kg)

S : 供試体の断面積 (cm²)

注) 試験前の供試体の断面積を S_0 とすると, 軸方向のひずみが ϵ になった時の断面積 S は $S = S_0 \times (1 + 2\mu\epsilon)$ となる。ただし, これは, 完全弾性体とした場合であり, μ はポアソン比である。

$$\text{したがって, } q_u = \frac{P}{S_0 (1 + 2\mu\epsilon)} = \frac{p (1 - 2\mu\epsilon)}{S_0} \quad (2)$$

いま, $\epsilon = 5\%$, $\mu = 0.25$ とすると係数 $(1 - 2\mu\epsilon) = 1 - 2 \times 0.25 \times 0.05 = 0.975$ となる。 μ (静的なとき) は通常 0.25 (第三紀層の軟岩などでは 0.3 を用いることもある) が用いられる。

(6) 報 告

報告には, つぎの事項を記載する。

- ① 供試体番号
- ② 日時
- ③ 供試体の寸法
- ④ 石目と加圧方向との関係
- ⑤ 試験時の供試体の状態 (試験前のスケッチ, 自然乾燥, 湿潤などの別)
- ⑥ 圧縮速さ
- ⑦ 破壊荷重
- ⑧ 荷重-ひずみ曲線および破壊時の変位量
- ⑨ 圧縮強さ
- ⑩ 最大圧縮応力時の変位量
- ⑪ 供試体の破壊状況

6-5-4 岩石の弾性 (変形) 係数試験

岩石の静弾性および動弾性係数測定方法 KDK S 0503 - 1968

(1) 静弾性係数測定方法

KDK S 0502 - 1968 岩石の一軸圧縮試験方法による一軸圧縮試験を行ない, その結果得られる応力-ひずみ曲線のうち, 最大荷重に達するまでの直線部分を取り, 切線を引いて, そのこう配を求め, これを静弾性係数 (E_s) とする。

(2) 動弾性係数測定方法 (弾性波速度測定方法)

岩石用超音波測定器を用い, 弾性波速度を測定し, これより, 弾性係数 (E_d) を求める。

$$E_d = V_p^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1+\sigma)(1-2\sigma)}{(1-\sigma)} \cdot \frac{1}{g} \cdot 10^7 \quad (1)$$

ただし, E_d : 動弾性係数 (kg/cm²)

V_p : 縦波速度 (km/sec)

ρ : 密度 (kg/cm^3)

μ : ポアソン比

g : 重力加速度 (980 cm/sec)

また、横波速度 V_s を測定すれば、ポアソン比 μ は次式より求められる。

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad (2)$$

このポアソン比 (動的なとき) は、通常 0.2 (第三紀層の軟岩などでは 0.25 を用いることもある) と仮定して計算しても実用上大きな支障はない。

超音波の周波数は 20KC~500KC 程度のものを使用する。

動弾性係数の測定には、共振を利用する方法もあるが、供試体の形状に制限があり測定技術の点でも超音波によるものより煩雑である。比較的空げき率の大きい岩石では含水量の多少によって測定結果にかなり差異があらわれることがある。

それゆえ、試験の目的に応じて、乾燥、湿潤、自然乾燥状態のいずれかの状態について試験を行なう。

6-5-5 岩石の三軸試験

岩石の三軸圧縮試験方法は、“岩石の三軸圧縮試験方法”の規定によるものとする。

岩石の三軸圧縮試験方法

(1) 三軸圧縮試験機

岩石の三軸圧縮試験機は、岩が非常に弱い場合は、土の三軸圧縮試験機がそのまま用いられる。軟岩などは、側圧、軸圧とも、土の場合より大きいから、土の三軸圧縮試験機をそのまま使用するわけにはいかず、これをまわて、容量を大きくした試験機が使用される。

(2) 試料

供試体を切り出す原試料は、パラフィン・コーティングなどしてできるだけいためぬよう、もとの含水比が変らぬようにする。

(3) 供試体

(a) 供試体の形状、寸法

供試体の形状は円柱形とし、その直径は 2.5 ~ 10 cm、高さは直径の 2 倍とする。

(b) 供試体の作製

採取された試料から、ダイヤモンド・クラウンまたは、メタル・クラウンで円柱形に切り出し、上下両端をカッターで切断する。供試体の上下面すなわち試験機の加圧板に接触する面のおうとつ (凹凸) は試験結果に大きな影響を与えるから平滑な平行面になるように十分留意して仕上げなければならない。

ボーリングコアは周囲がいたんでぼろぼろになっていたり、おうとつ (凹凸) が多い場合は直径を小さくして、ダイヤモンド・クラウンかメタル・クラウンで切り出す必要がある。そうでない場合は、上下面だけをカッターで切断して、そのまま供試体とする。

また、いわゆる軟岩などでは、ダイヤモンド・クラウンやメタル・クラウンで切り出そうとしても、くずれて成形できないものがある。このような場合は、ナイフなどで、周囲を少しずつ削り取り、最後に所定の形にする。

いずれの方法で成形するにしても、土などに比べて、クラックが入りやすいから、十分注意して成形しなければならない。また成形時の湿度条件にはできるだけ注意し、可能ならば湿度 100 % の恒湿室で成形するのが望ましい。

また、供試体の成形後、試験までに時間がある場合はパラフィンシールしておくといよい。

(4) 試験準備

- (a) 自然含水状態で試験する場合は、成形が終り次第、乾燥状態で試験する場合は、供試体を乾燥炉に入れ、 $105 \sim 110^{\circ}\text{C}$ の温度で十分乾燥した後、デシケータ内で冷却し、冷却後試験を行なう。また飽和状態で試験する場合は 7 2 時間、常温清水中にひたした後、取り出して表面の水分をふきとって、手早くセットする。

供試体の表面を傷つけないように注意しながら、ノギスで直径を 3 箇所以上高さを 2 方向以上で 0.1mm までばかり、その平均値を供試体の直径および高さとする。

- (b) 供試体をゴムスリーブでつつみ供試体の中に試験中、油または水が入らぬように上・下端に、载荷板をあてて、緊結する。これを、試験機（三軸試験ベッセル）の中央に設置し、諸配管の接続を行ない、セットを完了する。

(5) 試験方法

三軸試験ベッセルを、油または水で満たし、次に側圧をかけないで、上下方向の加圧棒を、これが、供試体の載荷面に、接触するまでおろす。

次に所定の圧まで、側圧をかけ、その後、側圧を一定に保ちながら衝撃を与えないように、上下方向の圧力をかける。

岩石の強度は非常に幅があるので、加圧速度を一律に定めるのは、むずかしいが硬岩で $0.1\text{kg}/\text{cm}^2/\text{min} \sim 3\text{kg}/\text{cm}^2/\text{min}$ 、第三紀層などの軟岩で $0.5\text{kg}/\text{cm}^2/\text{min} \sim 6\text{kg}/\text{cm}^2/\text{min}$ が一応の目安で、1 試験約 1 5 分程度で終るのが適当である。ただし、一連の試験に際しては所要時間が多少違ってても、加圧速度を一定にするのが望ましい。また、三軸応力状態におけるクリープなど岩石の変形特性を調べる場合は、加圧方式を別途考慮しなければならない。

試験中は側圧を一定に保たねばならない。圧縮ひずみの測定は KDK S 0502-1968 “岩石の一軸圧縮試験方法” に準ずる。

試験は側圧の大きさを覚えて少くとも 3 回以上行なう。

試験に先立って、各供試体の密度、含水比などは KDK S 0501-1968 “岩石の密度・含水比・飽和度・有効間びき率・吸水率試験方法” にもとづいて行なう。また 6.5.4 で規定した超音波速度（縦波）を測定する。これは供試体の均一性をチェックするためでもあり、また岩石の非弾性的性質を判断する手がかりともなる。

試験後の供試体の破壊状況をスケッチし、重量、含水比の測定を行なう。

(6) 試験の結果 (非弾性的性質)

(a) 圧縮ひずみ

圧縮ひずみは次式によって算出する。

$$\varepsilon = \frac{\Delta H_0}{H_0} \quad (1)$$

ただし, ε : 圧縮ひずみ

H_0 : 試験前の供試体の高さ

ΔH_0 : 載荷によって生じた軸方向の長さの変化量

(b) 主応力差

圧縮ひずみ ε に対する主応力差は次式によって算出する。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A_0} (1 - 2\mu\varepsilon) \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (2)$$

ただし, σ_1 : 軸方向応力 (kg/cm^2)

σ_3 : 側 圧 (kg/cm^2)

P : 軸方向力 (kg)

A_0 : 試験前・断面積 (cm^2)

μ : ポアソン比・岩石に対して通常 0.25 (第三紀層の軟岩などは 0.3 を用いることもある) が用いられる。

(c) 有効液圧

有効液圧 (側圧) σ_3^1 は次式により算定する。

$$\sigma_3^1 = \sigma_3 - u \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3)$$

ただし, σ_3 : 側 圧 (kg/cm^2)

u : 間げき水圧 (kg/cm^2)

土に近い方の軟岩でも供試体より出る水は、土に比べてわずかであるから、間げき水圧を測定するのがむずかしいことがある。そのため試験は非排水条件として間げき水圧を無視し、全応力で結果を整理することが一般である。間げき水圧の測定が可能な場合は排水試験または非排水試験を行ない有効応力で整理する。

(d) 有効軸応力

有効軸応力は次式によって算定する。

$$\sigma_1^1 = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3^1 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (4)$$

ただし, σ_1^1 : 有効軸応力 (kg/cm^2)

(e) 応力-変位曲線

圧縮ひずみ (ε) を横軸にとり、主応力差 (圧縮応力) を縦軸にとって試験結果をプロットする。

(f) ϕ , C の計算

横軸に主応力を、縦軸にせん断応力をとり、主応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) を直径とし、側圧 σ_3

を直径の左端とするモールの応力円をこのグラフに描く。各側圧に対するモールの応力円群を包絡する直線をひく。この直線から全応力表示による ϕ および C を計算する。

資料が多い場合は次のべる最小自乗法によって C 、 ϕ を求める。

$$\sin \phi = \frac{m_0}{2 + m_0}, \quad C = \frac{f_0}{2 \sqrt{1 + m_0}} \quad (5)$$

$$\text{ただし, } m_0 = \frac{N \sum (\sigma_3) \cdot (\phi_1 - \sigma_3) - \sum \sigma_3 \cdot \sum (\sigma_1 - \sigma_3)}{N \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2}$$

$$f_0 = \frac{\sum \sigma_3^2 \sum (\sigma_1 - \sigma_3) - \sum \sigma_3 \cdot \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)}{N \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2}$$

$\sigma_1 \cdot \sigma_3$ は破壊時の主応力

ここで用いた $\sigma_1 \cdot \sigma_3$ の代りに有効応力 $\sigma_1^1 \cdot \sigma_3^1$ を用いると有効力表示による ϕ^1 および C^1 を求めることが出来る。

6-5-6 岩石の直接せん断試験

岩石のせん断強度試験は、岩石のせん断強度を調べるために行なう。試験方法は、“岩石の直接せん断試験方法”の規定によるものとする。

岩石の直接せん断試験

(1) 硬い岩石に対して行なわれる直接せん断試験

この試験は図-1に示されるような二面せん断試験方式で行なわれることが多い。この場合曲げによる破壊を防ぐために、せん断時に左右の鉄板が広がらぬように、左右の鉄板を適当にしめつけておかねばならないが、このしめつけによって、固定板と可動板との間に摩擦が生じ、これによって、測定値が大きくなることがある。

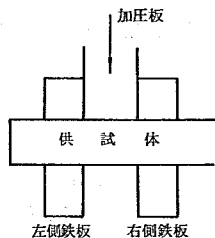


図 - 1

(2) 軟かい岩石に対して行なわれる直接せん断試験

土質で使用されている試験機、または、それに類した試験機による直接せん断試験が行なわれる。

試験方法は、土質での試験に準じている。まず、下箱に、供試体を設置し、まわりを石こうでかためた後、加圧板と、上箱を重ね、境界面にグリースをぬり上箱の供試体のまわりを石こうでかためる。せん断速度は1 mm/min程度とする。

同一の試料から、4~5個供試体を切り出し、各々垂直荷重を変えて試験し、垂直荷重(σ)と、破壊時水平荷重(τ)をプロットして、岩のせん断強度が $\tau = C + \sigma \tan \phi$ で表わされるとしたときの結合力(粘着力) C 、およびせん断抵抗角 ϕ を求める。

6-5-7 岩石の引張り試験

岩石の引張り試験は“引張り試験方法”の規定によるものとする。

引張試験方法

(1) 供試体

供試体の成形は、KDK S 0502-1968 “岩石の一軸圧縮試験方法”によるものとする。

(2) 試験準備

供試体の荷重を加える方向における直径を3箇所以上で0.1mmまではかり、その平均値を供試体の直径とする。

(3) 荷重を加える方法

(a) 試験機の一方向の加圧板は球接面をもつものとする。

(b) 供試体を試験機の加圧板の上に偏心しないように図-1のようにする。この場合、加圧板と供試体との接触線にどこにもすきまが認められないようにしなければならない。

上下の加圧板は荷重を加えている間、平行を保つようにしなければならない。

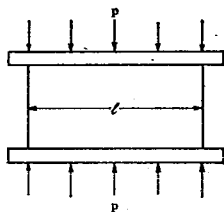
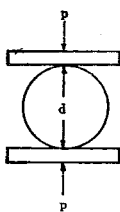


図 - 1

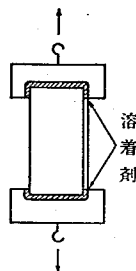


図 - 2

(c) 荷重は、衝撃を与えないように一様に加えなければならない。

荷重を加える速度は、硬岩では、引張応力度 $2 \sim 10 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ で第3紀層などの軟岩では、 $0.2 \sim 2 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ を標準とするが岩石の引張り強度は、幅があるので、試験時間を10分程度で終るようにし、これから、速さを決めているのが現状である。

(4) 試験の結果

(a) 供試体のわれた面における長さを3箇所以上で、0.1mmまではかり、その平均値を供試体の長さとする。

(b) 引張り強度をつぎの式で計算する。

$$\sigma_A = \frac{2P}{\pi d \ell} \dots\dots\dots (6)$$

ただし σ_A : 引張強度 (kg/cm^2)

P : 試験機が示す最大荷重 (kg)

d : 供試体の直径 (cm)

ℓ : 供試体の長さ (cm)

(5) 報告

報告には、つぎの事項を記載する。

- ① 供試体番号
- ② 日時
- ③ 供試体の寸法
- ④ 試験前のスケッチ
- ⑤ 加圧速度
- ⑥ 試験時の供試体の状態（自然・乾燥・湿潤の別）
- ⑦ 最大荷重 (kg/cm^2)
- ⑧ 引張強度 (kg/cm^2)
- ⑨ 供試体の破壊状況、荷重の偏心の有無・その他

6-5-8 岩石のじん性試験

じん性試験は岩石の衝撃による破壊に対する抵抗力を調べるために行なう。試験方法は“岩石のじん性試験方法”の規定によるものとする。

岩石のじん性試験方法

(1) 試験用機械

ページ衝撃試験機を使用する。これは図-1に示すようなもので、鉄床は、重量50kg以上、プランジャー(P)は硬鋼製で重量1kg、その下端は半径1cmの球面をなす。かなづち(H)は重量2kgを有し、2本の鉛直な導かんによって、1~90cmの高さからプランジャー上に落下することができるものとする。

(2) 供試体

試料より、直径2.5cmの円筒形状供試体を使用する。これをよく水洗し、乾燥して冷却した後試験を行なう。

(3) 試験方法

試験体はその軸がプランジャーの軸と一致するように衝撃試験機の鉄床上に載せ、かなづちを最初1cmの高さから落下せしめ逐次その高さを1cmずつ増加せしめ、供試体の破砕したとき、その落下の高さを表わすcm数をもって供試体のじん性をあらわすものとする。

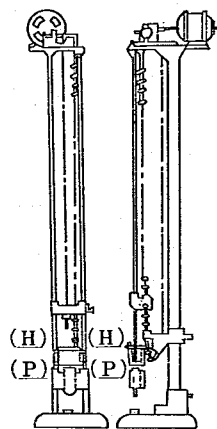


図-1 ページ衝撃試験機

6-5-9 岩石のショア硬度試験

ショア硬度試験は岩石のショア硬度を調べるために行なう。試験方法は“岩石のショア硬度試験方法”の規定によるものとする。

岩石のショア硬度試験方法

(1) 試験用機械（図-1参照）

JIS B 7727 に規定されるショア硬度試験機を用いる。これは主に金属材料試験に使用され、C型、SS型、D型の3種がある。はね返り高さをダイヤルゲージで直読できるD型が操作も簡単で岩石には適当である。D型のハンマーの形は先端が少し曲率のついた円錐形である。ハンマーの重量および落下高さはJIS規格で定められておらず、JISで定められた硬さ基準片を用いて機械を調整し正しいショア硬度を示すように落下高さを定めて固定する。普通ハンマーの重さは10g程度、落下高さは2.5cm程度である。

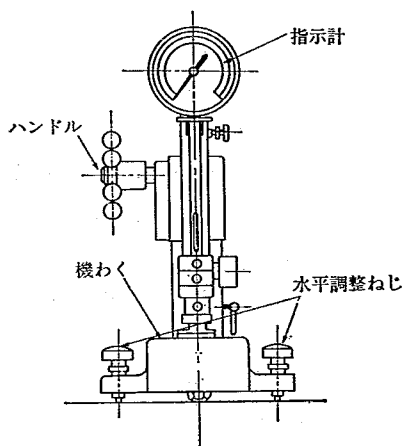


図-1 ショア硬度試験機 (D型)

(2) 供試体

使用し得る供試体の最大直径は7.0cm、最大高さ8.7cmなのでそれ以下の大きさの供試体を用いる。じん性試験に用いられる直径2.5cm、高さ5cmの供試体かまたは一軸圧縮試験によく用いられる直径5cm、高さ1.0cmの供試体を2分した直径5cm、高さ5cmの供試体が一般に用いられる。

乾燥、湿潤の程度によって測定値が異なってくるので6.5.1で述べたように試験時の供試体の状態を明確にする必要がある。

(3) 試験方法

試験機に供試体を設置し、ハンマーを落下させそのはねかえり高さを記録する。測定回数はいはど良いが、50～70回くらい行なうのが普通である。同一個所でくり返して測定したり、ごく接近して行なってはならない。測定値の平均値ならびに最高、最低値をもってショア硬度を表わす。

6-5-10 岩石のドリリーすりへり摩耗試験

ドリリーすりへり摩耗試験は石材または岩石のすりへりに対する抵抗力を比較するために行なうもので試験方法は“ドリリーすりへり摩耗試験”の規定によるものとする。

ドリリーすりへり摩耗試験

(1) 試験用機械

(a) ダイヤモンドドリル

試料より径2.5cm長さ1.0cmの表面の平滑な供試体を切りぬくことのできるもの。

(b) ドリリーすりへり試験機

試験機は図-1に示すような構造を有し、円板(A)は鋳鋼製で垂直軸のまわりに毎分約28回の速さで回転できる装置を有し、リング(G)は円板の中心より2.6cmの距

離に在りつかみ金物 (F) は真ちゆう製で重量 1250g, その中軸に沿ひ供試体 (E) を保持する孔を有する。ロート (H) はリングに接して円板の回転と逆方向の位置にあり, その底部の直径約 0.6cm の開閉自由な孔から絶えず石英砂を散布することができる。

(2) 供試体

試料をつかみ金物など適当な方法によりダイヤモンドドリルの台上に据えつけ, 注水管からコア・チューブを経てダイヤモンド刃先に注水しつつ削孔し直径 2.5cm, 長さ 1.0cm あまりの円筒形コアを切り抜き, その両端をダイヤモンド・カッター

で切断, 各面を研摩板で軸に直角な平面に仕上げ (長さを約 1.0cm にする) 石粉その他の付着物を洗い去り, 空気炉に入れ 105 ~ 110°C の温度で完全に乾燥したのち, 乾燥器中で冷却したものを供試体とする。石目の判然としているものについては, 石目に垂直および並行な供試体を切り抜き各供試体について試験を行なう。

(3) 試験方法

2 個の供試体をそれぞれ, つかみ金物に取り付けその下端を金物より 3cm 位突き出し, これをリング内にそう入して, 供試体の下面を円板に接し, ろとより石英砂 (0.6mm ふるい通過 0.3mm ふるい止り) を散布しながら円板を回転し, 30 ~ 50 回転したのち供試体を取り出し, 羽毛をもって付着物を除去したあとその長さおよび重量を測り, 再びこれを取り付け, 円板を 1,000 回転したのち, その付着物を除去してひよう量する。

すりへり量は mm で表わし, 重量の減少率から換算し小数点以下二位まで算出する。

硬度は次式により算出する。

$$\text{硬度} = 20 - \frac{W_1 - W_2}{3} \quad (1)$$

ただし, W_1 …第一回のひよう量した重量 (g)

W_2 …第二回のひよう量した重量 (g)

硬度は小数点以下 1 位まで算出するものとする。

さらに一度試験を行なった供試体を上下転倒して前記と同じ試験を行ない, すりへり量および硬度を算出し, 試料のすりへり量および硬度は両試験の結果の平均をもって表わすものとする。

(4) 注 意

ドリー摩耗試験に用いる石英砂は 0.6mm ふるい通過 0.3mm ふるい止めのものを標準とするが, このような砂を得ることは実際上はなほ困難な場合があるので, 0.6mm ふるいに残留する分 2% 以下, 0.3mm ふるい通過する分 10% 以下の範囲にある石英砂を使用して

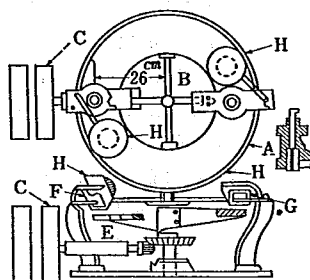


図-1 ドリーすりへり摩耗試験機

も差支えないものとする。一回の試験に使用する石英砂の量は約 8.2kg とする。

6-5-11 岩石の凍結融解試験

凍結融解試験

凍結融解試験は、岩石の凍結融解のくり返しに対する耐久性を調べるために行なう。

凍結融解試験は、コンクリートの凍結融解試験方法を準用する。

供試体の大きさは $10 \times 10 \times 10\text{cm}$ の立方体のものを標準とし、場合によっては、一軸圧縮試験で定める形状の供試体を使用する。

凍結融解による岩石の損傷の程度を次の方法により判定する。

- (1) 凍結融解繰り返し回数と動弾性係数比（凍結融解試験開始前の動弾性係数 $E\alpha_0$ と各測定時における動弾性係数 $E\alpha_n$ との比、すなわち $\frac{E\alpha_n}{E\alpha_0} \times 100$ ）
- (2) 凍結融解繰り返し回数と重量減少率（凍結融解試験開始前の供試体重量 W_0 と各測定時における供試体の重量 W_n との比、すなわち $\frac{W_0 - W_n}{W_0} \times 100$ ）

6-5-12 岩石の湿潤乾燥試験

各種岩石の湿潤-赤外線照射の繰り返しにより、湿潤乾燥の回数と破壊状態とを比較する。

試験方法

供試体は一軸圧縮試験方法で定める方法により成形し、吸水される時間は 30 分とし供試体を浸水と同時に赤外線（900W 供試体表面温度を約 $50 \sim 60^\circ\text{C}$ とする）を 2 時間照射する。

この操作を繰り返して行ない、適当な回数毎に（5 回）重量を計り試料の表面の状態を観察又は写真に撮影し、さらに重量減と回数を求める。

吸水膨脹する供試体については崩壊の状態と回数を写真・写図などによって記録する。

試験の目的によっては供試体に噴霧状に注水したり、又酸アルカリなどの薬液を含んだ溶液に供試体を浸けることもある。

6-6 洗掘抵抗試験

土質工学会編：土質試験法 P. 722

1. 総則 斜面崩壊の問題を取り扱う際、まず調査検討しなければならない事項に、水流の洗掘に対する抵抗の問題があげられる。表層を構成している土質の種類によって、それぞれ洗掘に対する抵抗は違ってくる。そしてその抵抗の差異が斜面崩壊に影響を与える。特に南九州に広い分布をもつシラスにおいては洗掘に対する抵抗性は極めて乏しく、それが崩壊に対して重要な問題となっている。

この試験ではシラスを含めて表土層の水流の洗掘に対する抵抗性を求めようとするものである。ここでいう洗掘に対する抵抗とは水流に対する土の抵抗力をさし、一定水深の細い水流で、一定時間に対する洗掘深さで表わす。

2. 試験用具

2-1 ポンプ装置

吐出能力 $10\text{ℓ}/\text{min}$, $0.1 \sim 2.0\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の範囲で一定水圧の連続した吐出水を得ることが可能なような圧力制御装置を有するもの。

2-2 噴射ノズル装置

ノズルの先端は近似内径 3mm のパイプを直角切断し、試験面に対して 15cm の距離から直角に水流を吐出できるようなホルダーを有するもの。

パイプ端と試験面の間にはシャッターを置く。

ノズルとポンプ装置はビニール管などで連絡する。

2-3 ピトー管式圧力計

$0.05\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の目盛, $1 \sim 2\text{kg}/\text{cm}^2$ まで測定可能

3. 試験方法

3-1 試験を行なう地山や斜面をスコップや整形定規などを使用して、乱さない鉛直な試験面を露出させる。

3-2 図-1 に示すように試験を行なう点と同じ高さにホルダーを保持し試験面以外の水平方向に水流を飛ばし、ノズル先端にピトー管式圧力計を当てて、ノズル先端水圧が $0.5\text{kg}/\text{cm}^2$ になるようにポンプ装置を調整する。調整が完了したらシャッターを立てて試験に移る。

3-3 試験面にホルダーをあててシャッターを倒し、水流を試験面に飛ばす。水流を一定時間噴射させたらシャッターをたてて水流をシャ断する。

3-4 水流によって洗掘された穴の深さをデプスノギスまたは適宜な針金などで、 mm の精度で測定する。

3-5 試験面付近の自然状態での含水比を計測する。

4. 試験結果の整理と解析

4-1 試験結果は、図-2 のグラフにプロットする。

4-2 シラスの場合、一般に火山レキや軽石などが混入しているので1ヶ所の試験個数は10個とし、その平均値を求める。

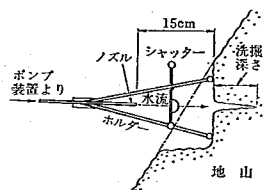


図-1 洗掘抵抗試験機の原位置試験用噴射ノズル装置

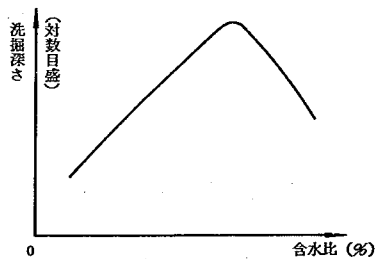


図 - 2

7. 斜面挙動調査

7-1 概 説

崩壊する前には斜面上になんらかの変位が表われるが、地すべりと異なり、変位が表われてから崩壊に至るまでの時間がきわめて短かく、ほとんど測定することは不可能である。測定し得たとしても対策を行なう時間的余裕もなく、むしろ警報装置を取りつけ斜面変位が起った場合避難を行なうような利用を考えるのがよい。

また、いわゆる崩壊の場合は、地すべりと異なり、常時すべり面に沿う動きが見られることが少なく、あるいは、すべり面はその時々気象条件とそれともなう地盤内の性質の変化によってそのあらわれる位置が決まてこないことが多い等のため、一般に崩壊の場合、あらかじめすべり面を検出して、その移動状況を観測したとしても、その後の調査、対策に有効に使いにくいというのが現状である。

その他地すべりでは斜面変位を調べるには、地盤傾斜計、空中写真、測量等による方法が用いられているが、崩壊に適用するには、上記の理由で必ずしも効果的な方法であるとは言えない。

急傾斜地では、いずれにしても現地斜面の踏査を綿密に行ない、斜面の異常を確かめることが重要である。

7-2 伸縮計による地表変位調査

1. 総 則

地すべりの変動は地表でのクラック発生によって発見されるのが通常で、これに続いておこる地すべりの移動を観測するには、伸縮計によるのが最も正確な方法である。

しかしがけくずれでは、地すべりの様に常時移動が見られるものでなく、崩壊の少し前に、クラック発生とこれに続く移動が見られるのが普通である。即ち、伸縮計によって地表変位が観測されても、これから崩壊迄の時間が短かいので、地すべりにおけるほどの効果はない。しかし、すべり面が深く、地すべりと崩壊の中間的な現象が見られるところでは有効である。

2. 試験用具

地表変位測定に用いる伸縮計は現在のところ、地すべり地と同様のものである（図-1 参照）。

機構的には単純で一方を不動地において亀裂をはさんだ2点間に張ったワイヤ（温度変化の少ないインパル線が多く用いられる）の一端を固定し、他端を記録器に結線する。亀裂の発達によるインパル線の引張りは記録器のギヤ機構を通じて5倍に拡大されて、ドラムの回転となって記録される。

3. 試験方法

現地に設置した記録器のデーター用紙を読むわけだが、直視型の記録紙の読みは1mmであるから精度0.2mmとなるが、ドラムの回転を摺動抵抗器に伝えれば精度をさらにあげることが可能であるが、ドラムのパネの強さ、風、伝達機構の精度、設置方法（ワイヤの張

り方、防護管のつけ方など)を考えれば、これ以上の精度をとったとしても誤差の入る可能性が強いし、また現在のところこのような細かいデータの必要がない。

4. 試験結果の記録と整理

測定結果の解析は、通常の崖くずれでは動きが見られてから崩壊迄の時間が短かくて、不可能であるが、地すべりと崩壊の中間的なものは、地すべりと同じ様な使い方が可能な場合もある。

7-3 地中ひずみ計によるすべり面調査

1. 総 則

地中ひずみ計によるすべり面調査は地すべりにおいて広く用いられている方法である。がけくずれ(急傾斜地)では、

① 地すべりの様に常時にすべり面に沿う動きがないこと。

② すべり面に沿う動きが生じてから崩壊迄の時間が短いこと。

③ すべり面が浅いこと。

などにより、その効果は少ない。しかし、すべり面が深く、地すべりと崩壊の中間的な現象が見られるところでは有効である。

2. 試験用具

地中ひずみ計は図-2に示すように塩化ビニルパイプにペーパーストレインゲージを貼布したもので、パイプの外径は約52mm、これの挿入のために必要なボーリング孔径はゲージ数による測定コードの多少によるが66~76mm、孔壁との間隙は砂で填充される。

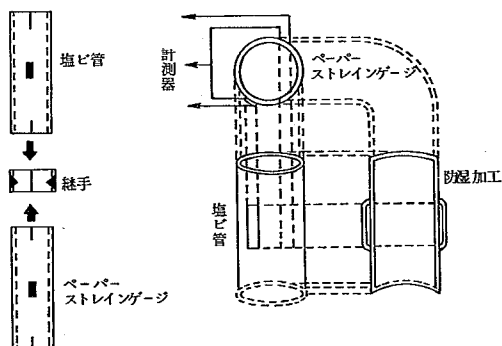


図-2 パイプ地中ひずみ計

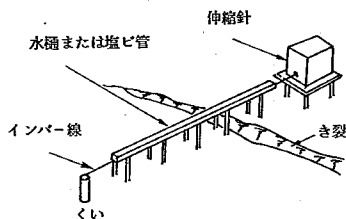


図-1 伸縮計設置概略図

3. 試験方法

地盤がすべり面を境界として移動を生ずると、この近辺のパイプが曲げられてゲージにそのひずみを伝える。ゲージは通常裏表2枚が組で、温度変化などのゲージ変化を相殺して、正負のひずみによりパイプの変化の圧縮側、引張り側が測定でき、また一断面に4枚を貼布して直交する2方向の変化によって最大ひずみ量とその方向を理論上計算し得るが、地中での運動が正確にそのまま伝わらない故かパイプのひずみ方向が、すべり方向に一致しないことが多く、最近では2枚1方向の測定によってすべり面の位置確認だけを目的としている。

測定方法は通常のストレインゲージのものと同様であるが、伸縮2枚のゲージのひずみ差の測定となるので、正確を期してコードを差しかえた裏表2回の測定を行ない、ゲージは通常この裏表測定値の和がほぼ2万マイクロになるようになっていて測定の正誤がチェックできる。

これ迄述べた地中ひずみ計は、がけくずれに対しては、滑り土塊の厚さが薄いから、地すべりに比して相対的に剛性が強く、パイプよりフレキシブルなものにストレインゲージを貼りつけたものを工夫する必要もあろう。

4. 試験結果の記録と整理

解析の方法は地すべりにおける方法に準じて行なっているのが現状である。

V 対 策 の 着 眼 点

V 対策の着眼点

まず、急傾斜地の対策工法にはどのようなものがあるかについて述べる。

1. 急傾斜地対策工法の種類

降雨による崩壊を防止するという見方から、工法は次のように大別される。

- (A) 雨水が崩壊をもたらす要因については I の調査計画のたて方の所で述べたが、これらに対する防護を目的とするもの、

これは I の(4)から(8)に対するものとなる。

(i) 表面流水による侵食防止工

① 植生工(種子吹きつけ、張り芝、筋芝)

植生工は斜面を植物で被覆して、侵食を防止する工法で、植物を使用するという点に特色がある。コンクリートや石材などを使用する工法に比べると、工費が低廉で美観上も好ましい。しかし、植物は生き物であるから施工時期や施工場所に制約があり、施工後の維持管理が必要である。

② 人工材料による表面侵食防止工

本工法は、セメント系、アスファルト系、合成樹脂系、合成繊維系、金属系などの人工材料を使用した保護工で、おもな工法としては被覆工、吹付工、ブロック工、格子わく工、柵工、蛇カゴ工などがある。個々の工法については、ここではふれないが、これら自体のすべり止めには留意しなければならない。また、これらの工法は、表面侵食防止の他、雨水の浸透防止、パイピングによる局部崩壊の防止等の効果もあるので、崩壊のおもな要因がなんであるかという点と美観、経済性から工法を決めればよい。

(ii) 雨水の浸透防止工

- ① ②で述べた工法のうち、柵工、蛇カゴを除いては浸透防止効果をもつが、ここでは省略する。

② 表面排水工

表面排水路を設置するときには、斜面の地形に応じて水路を設け、地域内の雨水や表流水をすべて吸収して、排水できるような水路網を形成することが望ましい。容量が不足すると越流して逆効果になるので注意すること。斜面の背後地からの表流水も排除されねばならないが、集中豪雨時にり肩部の排水溝の水が溢れてかえって崩壊につながった例もあるから、逆効果にならぬよう配慮が必要である。水路の安定のため、10～20m程度の間隔に帯工を設け、地盤が悪い場合は杭によって排水管を固定することがある。

(iii) 間隙水圧の上昇の防止工

- ① (ii)で述べた雨水の浸透防止工は、間隙水圧の上昇防止につながるが、ここでは省略する。

② 浅層地下水排除工

地下水は斜面崩壊と深い関係にあるが、自然地山の地下水は水道として分布しており、その探査および処理は簡単でない。この地下水を分類すれば、浅層地下水と深層地下水に分かれる。前者は流速が比較的小さく(10^{-2} cm/sec 以下程度)、降水の直接浸透したもので、その水位は降水に敏感に影響され、水質も降水のそれに近い特質をもっている。この地下水は土の中の小さな亀裂、礫と土のすき間、および相対的に不透水層の上にある透水層(これも透水係数はどちらかといえば小さいことが多い)を通るため、排水効果を上げることが困難な場合が多い。

③ 暗渠工および明暗渠工

地表から1~3 m付近までに分布する地下水を排除するには最も適当な工法である。浅層地下水の分布は地表の地形に左右され、地表の凹部等集まることが多いので、暗渠網は地表排水路網と一致することが多い。そこで図V-1に示すような明暗渠工が用いられる。



図V-1 明暗渠

④ 深層地下水排除工

深層地下水は、斜面の後背地に降った雨水が地下の滞水層に達し、水道を通して流れる。その水位は短期間の降水に対しては鈍感で、長期間連続した降雨や融雪に影響される。深層地下水には基盤の表面を流れるものと基盤内を流れるものの2種があり、前者は基盤の地形に従ってその凹部に沿って流れ、後者は基盤の中の断層や破砕された部分や亀裂をその通路としている。斜面の規模が大きい場合は、この深層地下水が崩壊に関係することが多いが、斜面の規模が小さい場合は、浅層地下水と深層地下水の間にある、いわゆる中間流が問題となることが多い。工法としては横ボーリング工がほとんどで、集水井工、排水トンネル、地下水遮断工は特殊な場所以外は使用されない。

(Ⅳ) 含水率の増加による土および岩の強度低下の防止工

これは地表よりの浸透水や地下水の供給によりもたらされるものであるから、これに対する防護としては、(ⅱ)の浸透防止工および(ⅲ)の間隙水圧の上昇の防止工となる。ただ、水を含むことによって急激に強度が低下する土や岩がある場合は、これに水がはいらないようにするよりも、これを取り除いたり、土やコンクリートで置換えたり、あるいは、擁壁等で強度が低下しても力のバランスがくずれないようにすることを検討した方がよい。

(Ⅴ) 飽和度の増加による地盤の重量増の防止工

これは上述の(Ⅳ)と同じ条件にある。将来の方向としては、間隙の多い土や岩に対しては、その間隙を合成樹脂などの軽い物質で充填することが検討されるだろう。

(Ⅳ) パイピングによる局部崩壊とその進行の防止工

パイピングによる局部崩壊を防止するには、地下水の流れが地表近くである個所で集中しないようにすることで、もし常時湧水している個所などに降雨時湧水が集中し水量、流速とも増大する時はこれによる土や砂の粒子の流出を防止しなければならない。前者の目的では横ボーリング等で他の個所に排水させるが、この際は岩が出ている所があれば、そこからボーリングするなど、新たな流出がないようにしなければならない。後者の目的では湧水個所に透水性のマットや蛇籠を置いて、流出を防ぐ。いずれにしても土粒子や砂粒子の流出を防ぎ、かつ間隙水圧の上昇をきたさない配慮が必要である。なお、(Ⅲ)で述べた間隙水圧の上昇の防止工は間接的にパイピングに対しても有効である。

(Ⅴ) 風化の進行防止工

風化の原因としては、熱、水、湿潤～乾燥の繰り返し、凍結、応力緩和がある。したがって、前述した雨水の浸透防止工、地下水排除工等いずれも風化の進行防止に役立つ。また、つぎに述べる押さえ盛土あるいはアンカー工等は応力緩和を防ぐ効果がある。したがって、実際は第三紀の泥岩など特に切り取った後風化しやすいものや、あるいは冬季凍結が著しい場合に、風化の進行防止を検討するのが現状である。

(B) 雨水の作用を受けても崩壊が生じないようにするもの

斜面が降雨により崩壊する要因およびそれに対する防護工についてはすでに述べたが、つぎに、これらの雨水による作用を受けても崩壊が生じないようにする工法が考えられる。これは、各種の構造物や押さえ盛土等で崩壊しないように力のバランスをとる方法とグラウト等による地盤改良を行なう方法とに大別される。

(1) 抑止施設

① 擁壁

急傾斜地などの斜面では、斜面全体にわたるような大きなすべりを直接擁壁で抑えることは不可能で、次のような目的をもつことが多い。

(a) すべり土塊をその下部でおさえる(図Ⅴ-2)

斜面上に基礎をとるので高い擁壁はできず、その地盤は岩など良好であることが望ましい。

(b) 抑え盛土のためのもの(図Ⅴ-3)

(c) 斜面の下部(脚部)の安定(図Ⅴ-4)、(図Ⅴ-5)

もたれ擁壁は場所をとらないので急傾斜地ではよく使われる。壁体と裏の土圧とが押し合うことによって均衡を保っているから、基礎地盤の沈下、壁体のすべり出し等が起こらぬことはもちろん壁体の移動がないことが大切である。このためには、排水に注意する必要がある。

なお、擁壁の種類としては、コンクリート、ブロックおよび石積み、枠の他最近では施工法の面から鋼製のものが注目されている。

また、斜面上に基礎をもつ擁壁では、滑動抵抗が不足することが多くキイ(底面

突起)をつける他、アンカー
ーやテンションタイを用い
るので、自重で土圧を支え
るとされる擁壁というより
はむしろ外部より支柱で支
えられた土留め壁に近い場
合もある。



図 V-2

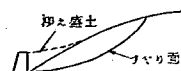


図 V-3

② 杭工

これは限られた用地で大き
な横抵抗力をもつ構造物とし
て、①の擁壁の代りとして用
いられることが多い。杭の根



図 V-4



図 V-5

入れ深さは杭の全長の $1/3$ 以上がすべり面の下の基礎地盤にはいることが必要とされ
ている。直接杭を打ち込むよりボーリングを行なって拡孔した後、管鋼、H鋼鉄筋コン
クリート杭を挿入して、まわりをグラウト等で固める方法がとられることが多い。

また、杭と杭との間に矢板等をわたして、薄い表層滑落等に対して土留めの効果
を期待することもある。

斜面の形状を変えることなく施工できるので、急傾斜地には適した工法であり、将来
はますます使われるであろう。

(ii) 斜面形状の改良

これは斜面の勾配をゆるくしたり、斜面の途中に平場を設けて階段状にしたりして、斜
面の安定性を高めるものである。後に述べる不安定土塊の除去に伴って施工されることが
多い。急傾斜地では、けが面だけに人家がなくて、その上部と下部の平坦地には人家があ
ることがあるが、このような所では、用地の制約を受けて施工が困難なことが多い。また、
排土作業、排土の運搬にも種々の制約を受けがちである。斜面が続いている場合は、ある
範囲だけ斜面形状改良を行なってもそれに接する部分が新たに危険になったりするので注
意を要する。

(iii) 押え盛土

これは①-(b)に示したように、すべり面の下部に盛土し、力のバランスによりすべりを
抑止するものである。盛土の量によっては、それ自体の安定のため、広い用地やあるいは
擁壁等の構造物が必要であったりして採用できないことが多い。また斜面上で小さなすべ
りを押え盛土で止めようとするときは、盛土自体の安定性以外に盛土部の下方に潜在性
すべりが存在するか否かと、もしあれば、すべりを誘発するか否かの検討が必要である。

(iv) 地盤改良

セメントモルタル、コンクリートモルタルあるいは薬液の注入により地盤を強化する注
入工と、ロックボルト、アンカー等によってプレストレスを導入してせん断抵抗力を増加

する工法がある。注入工は、不安定土塊の重量増を伴うので、これが著しい土や砂から成る地盤に用いられることはまれで、主として岩から成る斜面が対象となる。ダム の 基盤などと異なって斜面の表面近くでは注入時に圧力がかけられないこと、強度増加の効果がはっきりしないこと、薬液の場合は特に時間経過による劣化等の問題があり、あまり用いられていないのが現状である。ロックボルト工、アンカー工は岩自体は堅硬であるが、割れ目があるものに用いられている。アンカー工は地盤改良効果を目的にするよりもむしろ斜面安定構造物、たとえば擁壁に作用する土圧をアンカーで受けもたせる目的で用いられることが多い。

(C) 雨水の作用を受けて崩落する可能性が高いものを除去する工法

これは斜面にある不安定土塊の除去で、一般に排土工と言われるものである。この工法は、最も確実な効果を期待できる工法の一つで、急傾斜地対策工ではよく用いられる。すべり土塊の全部を排除する場合と一部を排除する場合があるが普通は後者の方法が用いられる。

排土は上部より始めて下部に及ぶ施工方法を採用する。住居が近くにあるときは、施工中落石等で被害がないようにしなければならない。このため、一度に排除せず少しずつ区切って施工する。施工時期は乾季が最も適当で、降雨時には土の粘性が増して、排土の能率も悪く災害が発生する可能性が高い。土塊の排除がそれより上部のすべりを誘発してすべりが拡大する可能性がないことを事前に十分検討しておかねばならない。もし上方のすべりが小規模なら、これについての排土が必要だし、規模が大きい場合には本工法の採用を見合わせるべきである。排土後ののり面は、地形および地質（土質）に応じて、表面排水工あるいはのり面保護工を行なう。表層滑落型の斜面で、表層を排除した後基岩が露出する場合があるが、このときでも、割れ目などが発達して風化されやすい岩質であれば吹きつけ工等を施す。土塊の排除は斜面形状を整形して全体の安全率を高める効果も合わせてもつ場合がある。

2. 工法の決定

工法を考えるには、まず崩壊形態の予測で述べた各事項を個別のおよび総合的に検討して、どのような崩壊要因で、どのような形態で斜面が崩壊するかを想定することが必要である。繰り返し述べたように、対象となる斜面が自然斜面であり、崩壊の誘因となる降雨、地震もきわめてその条件がとりにくいので調査結果より崩壊の形態を予測する際も従来の資料、経験によるところが多い。

崩壊形態も2種以上のものが予想されることが多いが、この場合は可能性の多少とともに用地、工費などの制約を考慮して、対策工事が行なえるものと、行なえないものに分け、後者に対しては対策工事完成後の避難方法を検討する。

崩壊形態が予測されたら、これを起す要因、崩壊の規模を考えて対策工法を決める。この際の基本的な考え方は

(I) 降雨によっても斜面自体は全体的に見て安定であるようにする。

その後

(II) 表面侵食、風化、部分的崩落の防止をする。これは主としてのり面の保護工になる。対象とする急傾斜地にどのような工法を組合せて工事を行なうかは、工法の適不適の他、施工法の制約も考慮せねばならないが、一つの典型としては次の様になる。

I-1 最小限の不安定土塊の除去—除去する以外に方法がないか、あるいは除去した方が明らかに工費がかからないものが対象となる(工法C)。

I-2 これに伴う斜面形状の改良(工法B)。

I-3 斜面のうち部分的に不安定な所があれば、これに対して抑止施設を設置する(工法B)。

I-4 斜面全体の安定性を考えて適当な抑止施設を設置する(工法B)。

I-5 崩壊に最もつながる要因の排除(工法A)—この段階では前に述べた工法Aのうち(i)、(ii)、(vi)は問題になってなく、また、(iv)、(v)が非常に問題となるものはI-1、およびI-2で取り除かれていることが多いので、(iii)と(vi)が対象となる。

I-6 のり面保護工を助けること—IIで述べるのり面保護工だけでは、表面侵食、風化、部分的崩落の防止が不完全と考えられる場合のもので、おもに豪雨時に斜面の背後地からくる表面流に対する工事になる。

以上の工事により降雨によっても斜面自体は全体的に見て安定であるようにする。実際はI-1～I-6のうちすべてを行なうのではなく、崩壊形態、おもな崩壊要因および用地などから判断して、このうちいくつかを行なうことになる。

つぎに、IIののり面保護工を行なう。これは表面侵食、浸透防止、および風化防止を目的とするもので、この工法については工法(A)ですでにふれた。

前にも述べたように、実際の工事では工費および用地等の制約の他、人家に近い、重機械が搬入しにくい所で施工することなどにより、行ない得る対策工事には限界があることに留意しなければならない。図V-6は、崩壊型の分類が行なわれた場合、それぞれの分類毎に適した工法を参考までに示したものである。

崩壊分類	対策工法原因	崩壊型 記号	対策工法原因														その他
			擁壁 ブロック コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	擁壁 コンクリート	
表土崩落	崩落	1-11															△
		1-12															△
崩落	崩落	2-11															
		2-12-a	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
崩落	崩落	2-12-b															△
崩落	崩落	3-11-a															△
		3-11-b															△
崩落	崩落	3-12	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
崩落	崩落	4-11-a	△														△
		4-11-b	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
崩落	崩落	4-12	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
崩落	崩落	5-11	△														△
		5-12-a	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
崩落	崩落	5-12-b	△	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
崩落	崩落	6-11-a															△
		6-11-b															△
崩落	崩落	6-11-c															△
		6-11-d															△
崩落	崩落	6-12-a	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
		6-12-b	○	△		○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
崩落	崩落	6-12-c	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
崩落	崩落	7-11-a	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
		7-11-b	△														△
崩落	崩落	7-12-a	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
		7-12-b	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△

○最も良く用いられる方法 ○しばしば用いられる方法 △場合ににより用いられる方法

VI 解 説

VI 解 説

1. サウンディング

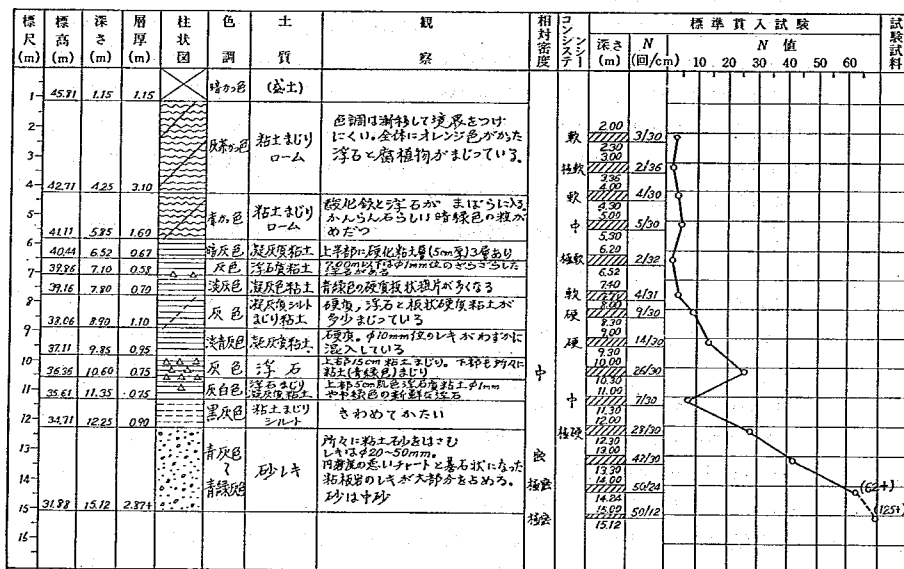
1-1 標準貫入試験

標準貫入試験によって得られる30cm貫入に要する打撃回数N値は、砂の相対密度、砂地盤の沈下に対する許容支持力、粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強さ、または粘着力、粘土地盤の破壊に対する許容支持力、等との諸関係が求められており、その利用価値は極めて高い。また、試験と同時に土の試料が採取されるので肉眼で実際に確かめられること、および土質試験試料として用いられること等も大きな特徴である。N値を上述のような諸常数に換算することによって構造物の基礎としての地盤の構成及び強度を知る上で最も適切な方法であり、現在このような目的に使用される原位置での地盤調査の方法としては標準貫入試験にまさるものはない。

試験結果は一般に図Ⅶ-1のように整理する。

調査地点 阿倍谷～森屋内18×5929m上緯線6772m
調査 No. 21 調査年月日昭和33年3月19日-22日

標高 46.962m (RL-0.177m)
孔内水位 1.62m



土質学会会編：土質調査法 P. 184

図Ⅶ-1 標準貫入試験結果一覽図例

標準貫入試験の使い方はN値の利用に集約されるが、土層構成の変化も知ることができる。

標準貫入試験は原位置地盤調査としては、我国では初めて日本工業規格として制定された。現在一般に用いられているサウンディングの中では最も適用土質範囲は広いが、全ての場合に標準貫入試験が最も適切な地盤調査の方法であるという訳ではなく、その適用にあたっては充分考慮が必要である。次に標準貫入試験を急傾斜地で行なう場合の留意点を掲げる。

- ① 平面的な調査間隔は、建設される構造物の規模、重要度、下層土の一樣性等によって決められる。

急傾斜地では大規模な構造物があるという前提ではなく、崩壊の規模を規定する地盤内土層の変化位置、N値の大小の変化による地盤内の不規則性及び地盤の強度を調べるために行なう場合が多い。また、対象とする斜面が狭く、基盤が比較的浅い尾根状部、深い谷状部が細かく別れていることが多く、全体的に基盤、基盤上の土層等が一樣性を持っていることが少ない。従って本来なら、このような特徴をできるかぎり精細に知るために試験間隔は密にとらなければ意味がなく、経費の高いボーリングを伴う標準貫入試験を数多く行なうことは、急傾斜地の地盤調査としては適切な調査計画とは言えず、むしろ、これに代る簡易貫入試験、あるいはスウェーデン式サウンディング等を細かく行ない、標準貫入試験はこれらの結果のチェック程度にするのがよい。急傾斜地の調査では、普通ボーリングを行なうが、このような場合はもちろん標準貫入試験を併行して行なうのがよい。

- ② 深さ方向の試験間隔は、従来の標準貫入試験では30 cm毎の累計打撃回数からN値を求めるようになっていたが、最近これが改められ、打撃1回ごとの累計貫入量を測定するよう規定され30 cm間の土層の変化を細かく求められるようになった。しかし、標準貫入試験を1回行なうためには予備打ち15 cm、後打ち5 cmを含めて最低50 cm必要であり、これが標準貫入試験のもっとも密な間隔である。

急傾斜地では対象とする地盤が比較的浅く、かつ土層のわずかな変化が問題になる場合が多いので、試験間隔はできるだけ50 cm毎の連続貫入が望ましい。谷部下端のように土層が厚くなるような場合、連続貫入では試験点数が多くなるので、深い部分では間隔は少し離してもよいが、この場合でも1 m以上離さないのがよい。またできるだけ細かな土層構成を知ろうとする場合には、打撃1回ごとの累計貫入量を図示して比較するのがよい。

- ③ 調査深度とその限界は、構造物に対する支持層まで、あるいは斜面地盤ではその基盤面までの深さによって異なり、それぞれの支持能力、あるいはN値で表わされる強度を確かめる必要がある。必要な探査深度はこれらの要件から決められるべきであって、単に深度が大きくなったからといって途中で打ち切るのは好ましくない。

探査深度の限界はボーリング及び試験法そのものの性能に基づくもので、これまでに100 mの調査の記録が残っている。しかし標準貫入試験の有効な探査深度は15 m程度までと言われている。

急傾斜地では、基盤面までが浅く、深層までの調査は必要ないが、少なくとも基盤面に達するまでの試験は必要である。転石の多い所では、基盤面か転石かの判断を誤まらないた

めに、ボーリングは少なくとも基盤面に達した後2～3mは、掘進するが、転石であった場合は、さらにその後の試験は継続する。特に構造物の基礎としての地盤の支持力が必要な場合は転石かどうかの判定は綿密に行なって、誤ったN値を得ないようにしなければならない。

- ④ 標準貫入試験は玉石を除く他のあらゆる土質に対して適応性があるが、レキ層に適用する場合は粒径が問題で、サンプラーの口径を越える場合、あるいは径1cm程度以上のレキ層ではN値の評価はむづかしい。
- ⑤ ボーリング孔掘削を先行するので、ロッドと孔壁との間の周面摩擦の累積はない。ただし深度が大きくなるとロッド重量増加による打撃効率の低下、ロッドの弾性圧縮やバックリング、振動による打撃エネルギーの損失等が大きくなり、N値は過大となってくる。しかし、15m程度までは、試験法自体の精度も考えてこれに対する修正を行なわないのが普通である。また一般に、試験そのものに多くの、例えばハンマー落下法、落下高の精度、スライムの除去、予備打ち等の問題を含んでいるので、これらのN値の修正以前の問題の解決が先であると言われている。
- ⑥ ウェイトの落下エネルギーが大きいので、薄層の存在、硬軟互層等はつかみにくく、急傾斜地のような比較的、基盤上のうすい土層の構成の小さな変化を調べるためにはあまり有効ではない。
- ⑦ 土の試料を採取できるので、構成土質を適格につかむことができ、また、必要に応じて土質試験も可能である。したがってこの特性を生かして急傾斜地の表層付近の細かな土層構成を調べるためには他の簡易なスウェーデン式サウンディング、簡易貫入試験等の方法で対象地盤をできるだけ詳しく調べ、標準貫入試験はこれらのチェックのために用いると有効であり、一方ボーリングが必要な場合、あるいはボーリングを利用した他の調査を行なうような場合には必ず標準貫入試験を併行して行なうという方針が望ましい。
- ⑧ 砂地盤の相対密度・内部摩擦角・沈下に対する許容支持力・支持力係数・弾性係数、粘土地盤のコンシステンシー・一軸圧縮強さ・粘着力・破壊に対する極限及び許容支持力がN値から直接推定される。しかし全ての土質に対してN値が一樣な精度で強さや密度に換算可能であるという訳ではなく、これらの換算を行なう場合には、その適用土質に充分注意しなければならない。
- ⑨ 標準貫入試験を行なうために掘削したボーリング孔は、ボーリング本来の目的の他に、地下水関係の調査、透水試験、間隙水圧の測定、各種計器の埋設、載荷試験、弾性波探査、土質試験試料の採取その他の他の調査のためにその用途は広い。急傾斜地では、むしろ標準貫入試験はこれらの調査又はボーリング自身の目的でボーリングを行なう際に随時的に行なうと考えた方がよい。ボーリングは対象斜面内の最も代表的な地点に掘削されるので、この結果だけから対象斜面全域を類推することはできず、他の方法との併用を行なって、対象地域内でN値に一般性をもたせることが必要である。

<実 施 例>

図Ⅵ-2は秋田県男鹿市の第三紀頁岩の風化土層で実施したものである。試験間隔は50cm毎の連続貫入である。

30cm貫入に要する打撃回数で表わされるN値は

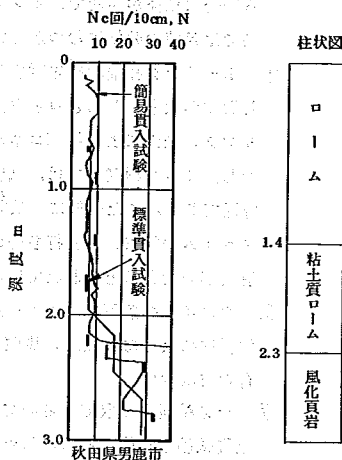
2.15m～2.45mで17になっているが、この打

撃回数の内訳を見ると2.15～2.25mで2回、

2.25～2.35mで5回、2.35～2.45mで10

回となり、30cm全体としてN値が17となっている。

しかし最初の10cmと最後の10cmでは打撃回数に5倍のひらきがあり、少なくともこの間で土層に変化があることは明らかである。図の簡易貫入試験の結果からも、2.20mあたりでNc値は急増している。したがって最初の10cm区間にある土と最後の10cm区間の土とはもしそれぞれの土が少なくとも30cmにわたって分布した時のN値として考えると、それぞれ $N=6$ 、 $N=30$ であるはずであり、これが17として表わされる。であるから明瞭な土層の境界をまたいで試験が行なわれた場合のN値は真の土のN値ではないことになる。このような場合、新しく定められたように、打撃1回ごとの累計貫入量を測定すれば、土中で土層がわずかに変化した場合のN値の推定を容易に行なうことができる。



図Ⅵ-2 N値との比較

1-2 簡易貫入試験

簡易貫入試験の結果はNc値で表示し、スウェーデン式サウンディング等と同様に斜面地盤の土層構成の変化状態及び各土層の平面的分布状況を調べるのに用いる。試験結果から貫入抵抗の変化する部分を連続的につないでいて土層構成断面図を作成する。断面図は、斜面の縦断方向及び横断方向に作成するが、縦断方向の測線からは基盤あるいはその上の不安定土層の厚さを知ることができ、崩壊に対して不安定な土塊の位置を知ることができる。一方、横断方向に作成した土層構成断面図からは基盤の凹みの状況、その上にのる不安定土塊の規模を知ることができ、これにより地中への浸透水の集中のしやすさ、崩壊予想位置の推定を行なえる。

一方、Ncの値は土質によって、あるいは対象斜面の特性によって異なるが、これまでの調査結果では大体の規準として次のような値が得られている。

$N_c < 5$	有機質土を含めた表土
$5 \sim N_c \sim 10$	軟かい崩積土（レキをあまり含まない）
$10 \sim N_c \sim 20$	若干のレキを含み、粘性土化した崩積土あるいは強風化岩
$N_c > 20$	弱風化岩～岩

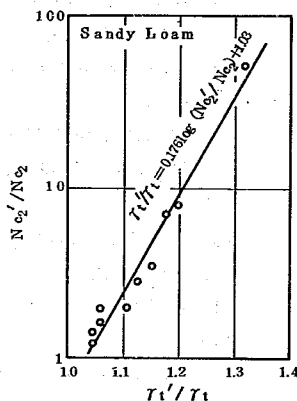
この規準は大体の見当をつける時に用いられるが、実際に判断を下す場合は、対象斜面毎に露頭観察、オーガーボーリング等でチェックしておくことが望ましい。

簡易貫入試験はうすい表層土の下の明瞭な基盤の位置を迅速に調べる場合に最も効果を発揮するが、土層が漸変していて N_c 値の明瞭な変化が得られない場合が多い。このような場合は N_c 値から土層構成の判定がむづかしく他の方法の併用が望ましい。

N_c 値は、室内実験の結果によると、土質の密度と明瞭な関係を有していることがわかった。図Ⅵ-3は N_c 及び密度の変化率で相対的に比較したもので、 N_c 値は土層の密度の変化を適格に反映しているのが分る。一般に締り具合、堅さという言葉で表わされている因子は、その一つの表示法として密度が考えられるので、 N_c 値の変化は、土層の締り具合、硬軟の変化を表わしていると考えてよい。しかし、現地では、土層は不均一、複雑であり、レキもあれば有機物も含まれており、このような場合は単純に N_c 値の変化が密度の変化によるものとするのは早計であり、充分注意が必要である。

本試験を急傾斜地の地盤調査に適用する場合の特質、あるいは留意点は、

- ① 試験機は総重量約10kgで、小型、軽量である。試験作業は最低2人ででき、据付、撤去、移動も容易である。足場の悪い急傾斜地では試験作業の他にこれに附随する据付、撤去、移動等が、作業全体の効率に影響する。本試験では1点当りの貫入深度が3～4m程度であることも考慮して1点当りの作業時間は30分以内である。したがって試験点数は多くとれ、元来“点”の調査法であるサウンディングを“面”の調査法に拡大でき、対象斜面の土層構成の面的な詳しい調査を行なうことができる。急傾斜地のような複雑な地形の所では、特にこのような細かな面的な調査が望まれる。
- ② 探査限界深度はせいぜい4m程度である。急傾斜地の崩壊はその地層、土層の特性にもよるが、表層土の滑溜型のものが圧倒的に多い。このような場合は崩壊土層厚はせいぜい2m程度までで、この付近の土層構成が問題になる。本試験法は、この付近の土層構成状態を調べるために作成されたものであり、深い崩壊が予想されるような、例えば崩積土の崩壊等の場合には、他の例えばスウェーデン式サウンディング等の方法を用いる方がよい。



図Ⅵ-3 $r_t' \sim N_{c2}$ 変化率の関係

コーンはロッドよりも径を大きくして、ロッドの周面摩擦の影響を除いて、コーン先端のセン断破壊による抵抗を測定できるようにしてあるが、探査深度が大きくなるとロッドのたわみ、孔の膨れ出し等により、ロッドの周面摩擦の影響は累積してくる。

- ③ レキ、転石等を多く含む土層、崩積土層等では試験結果から誤った解釈を行ないやすい。また、地下水位以下の砂地盤、砂層、軟弱な粘性土等の場合はロッドの周面摩擦の影響が大きくなり、結果の解釈には注意を要する。

本試験法は、比較的堅い粘性土質、あるいは砂質土層では他の静的方法に比べて有効である。特に堅い基盤上の表層土の厚さを調べる場合は、特にその効果を発揮する。

- ④ 深度が増すと、ロッドの周面摩擦の他に、ロッドのたわみ、横振動等によるエネルギー損失が大きくなり、 N_c 値は、大きく目に出てくる。
- ⑤ 地盤の状況によっては、貫入エネルギーを任意に変えることができ、その場合の結果は、統一的な N_c 値に換算可能である。

本試験法による急傾斜地の地盤調査計画をたてる場合、次のような諸点に留意すべきである。

- 1) できるだけ斜面全域を面的に調査するのがよく、対象区域全域に格子状に試験点を配置するのがよい。
- 2) 特に崩壊の起りやすい谷地形等では、縦断測線上の試験点は密にとるべきで、2 m 間隔程度が適当である。
- 3) 前もって地形地質の概査を行なっておき、主測線を中心に、試験点の配置の疎密を考慮する。
- 4) できれば代表的な個所でのボーリングコアの判定、テストビットによる土層の観察を行ない、試験結果と対比させるのがよい。同時に土質の力学試験、物理試験を行なっておくとよい。
- 5) 簡易貫入試験だけでは適切な結果が得られない場合、スウェーデン式サウンディング、その他の方法の併用を試みるのもよい。

簡易貫入試験と同じ動的な試験法である標準貫入試験による N 値とを比べてみると図 VII-4 のように

$$N_{c30} = (3 \sim 10) N$$

ここで N_{c30} : 簡易貫入試験、30 cm 貫入させるに要する打撃回数、隣り合う N_c を 3 個累計したもの

なる関係が得られた。(N 値との直接の比較、及び他の方法をパラメーターとして求めたものである)。しかし、これは、コーンの大きさ、形状、打撃エネルギーが異なるもの、あるいは、貫入機構の異なる動的、静的な方法の比較により求めたものであり、その関係は明瞭なものではなく、むしろ N_c は N に比べてもっと細かな部分の土層の硬軟、締め具合の変化を知るために有効であり、 N 値への換算は無理と考えてよい。

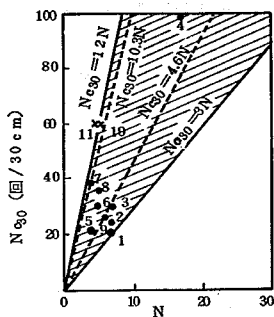
一方、スウェーデン式サウンディングとの関係を調べた一例を示すと図 VII-5 のようにな

る。これは、関東ローム及び砂層からなる土層と比較したものである。ここでの土層構成は、

表 層 土	$W_{sw} < 100 \text{ kg}$	$N_c < 5$
砂質ローム土層	$N_{sw} < 80$	$5 \sim N_c \sim 15$
砂 層	$N_{sw} > 100$	$N_c > 15$

となっている。両者の関係は比較的明瞭であるが、バラツキも大きい。

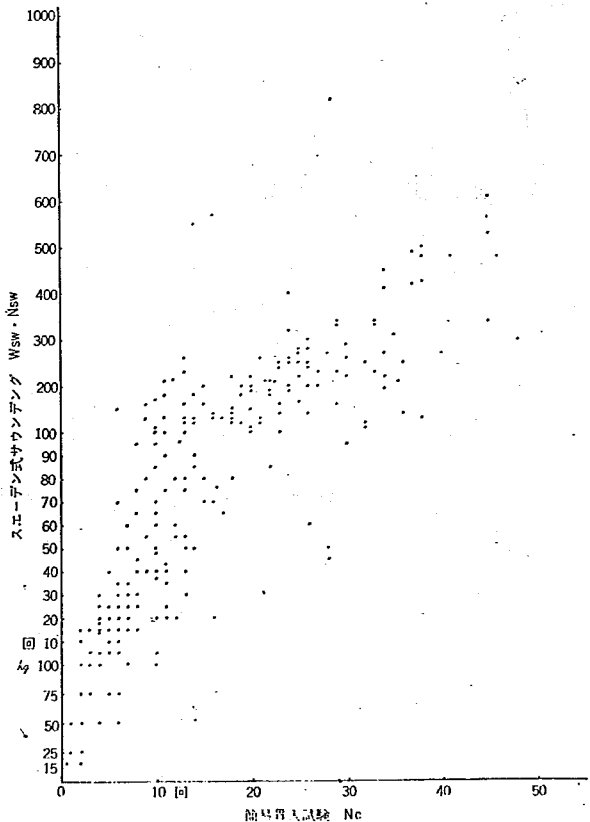
これらの比較の例はまだ少なく、土質毎に異なると考えられるが、その大略の傾向はそんなに変化はないであろう。しかし、実際にこの両者の試験を併用する場合は、その斜面毎、同一場所での両者の比較試験を行なうのが望ましい。



図VI-4 $N_{c30} \sim N$

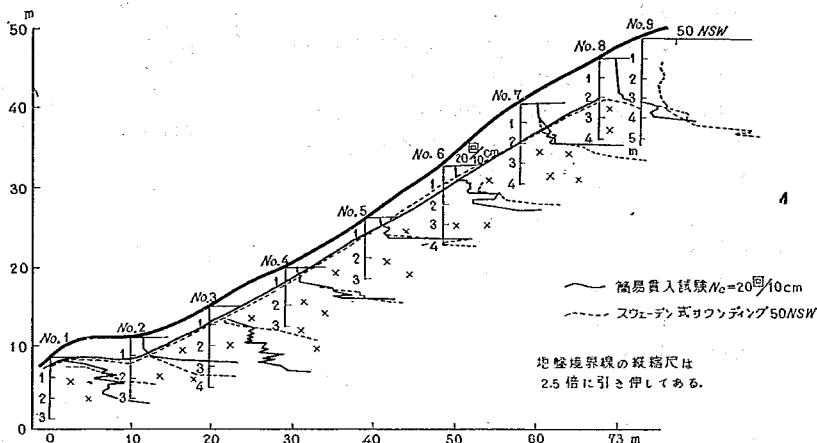
<実施例>

図VI-6は茨城県筑波の花崗岩地域の例である。この地域はうすい表層土（表土および崩積土層）、およびその下の花崗岩風化層、その下部の基岩となっている。風化層は径5～10cm程度の風化してボロボロになった礫を若干含む細粒の 마사 であり、基岩は礫の表面が風化している巨礫状の花崗岩である。実線、点線はいずれもこの風化層と表層の境界をとらえたものであり、ここで貫入



図VII-5 簡易貫入試験とスウェーデン式サウンディング試験の関係

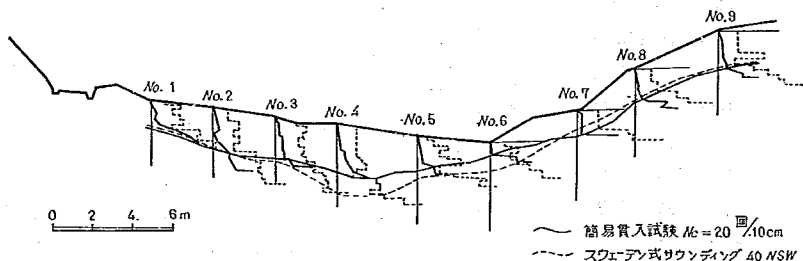
抵抗が急変する。スウェーデン式サウンディング，簡易貫入試験ともにこの境界を良くとらえており，同一地点で得られる深度の差は小さい。基岩の巨礫は時には内部までほとんど風化している場合があり，このような所では簡易貫入試験ではこの巨礫をときどき貫入することがあるが，スウェーデン式サウンディングではほとんど貫入不能である。打撃による貫入と荷重と回転だけによる貫入の差があらわれる。



図VI-6 筑波（花崗岩）での調査例

図VI-7は，神奈川県葉山の第三紀泥岩の地すべり地域の例である。土層は表土，礫を含む粘土質の崩積土層，粘土化の傾向を示す風化泥岩からなる強風化帯，亀裂の発達した泥岩～砂岩，堅固な泥岩～砂岩となっている。

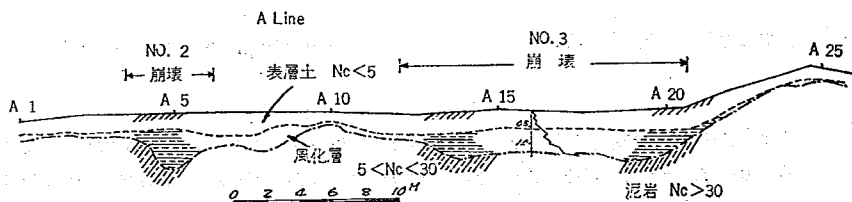
図に示した地盤境界線は強風化帯の上部の境界をとらえていると思われる。2方法によって求めた境界は，この部分でいずれも貫入抵抗は急変するが，探査深度は，斜面両端ではよ



図VI-7 葉山（第三紀泥岩）での調査例

く合っているが、中央部では合わなく、スウェーデン式サウンディングの方が深目に表われている。これは、斜面中央部では土塊の移動が行なわれ、土層の disturb が激しく、粘性土化しているためと思われる。先端コーンの貫入は、簡易貫入試験の場合、静的な荷重と回転による場合より塑性的な土塊の破壊に対して大きな抵抗を受けるからであろうと思われる。

図Ⅶ-8は、千葉県南部の第三紀泥岩の分布する斜面での例である。測線は、崩壊の頭の上、斜面勾配の変化点付近を横に連ねて設けた。試験の結果、土層は上から表層土、泥岩、の強風化層、泥岩という順になっており N_c 値であらわすと、それぞれ、 $N_c < 5$ 、 $5 \sim N_c \sim 30$ 、 $N_c > 30$ となる。崩壊上部 (No. 2, No. 3) では、基盤である泥岩面は凹んだ形をしており、この部分では泥岩風化層は厚くなっている。このような地盤中の地形の凹みは浸透水を集中させやすく、風化も促進され、崩壊に対して不安定土塊の規模も大きくなると考えられる。従って、地形的な凹凸の他に地盤中、特に相対的不透水層となり得る基盤面の凹凸が崩壊発生に対して、その位置的な条件を左右しやすいと考えられる。



図Ⅶ-8 大原 (第三紀泥岩) での調査例

1-3 スウェーデン式サウンディング

スウェーデン式サウンディングは、現在我国で用いられている静的貫入試験の代表的なものであり、ウェイトの载荷による静的な沈下を測定するものと、100 kgの静荷重をのせて回転による貫入量を測定するものから成っている。静荷重による沈下量は荷重の大きさ W_{sw} 、回転による貫入の場合は貫入量 1 m 当りの半回転数 N_{sw} で表示する。

本試験法はスウェーデンの軟弱地盤及び地すべり地等の不良地盤を調査するために作製されたものであるが、その適用土質はかなり広く、玉石を除くあらゆる土質に適用可能である。

本試験の最も大きな利用法は土層の硬軟、締り具合、あるいは土層の構成及びそれらの変化を調べることにある。 W_{sw} または N_{sw} 値のみからその土層が何であるかの判定は下せないが、同一貫入抵抗を示す土層の分布を知ることができる。一方、 W_{sw} 、 N_{sw} から土の強さを推定する方法はこれまでにいくつか確かめられている。例えば、 W_{sw} 、 N_{sw} と一軸圧縮強さ q_u (kg/cm^2) の関係、標準貫入試験の N 値との関係等、図Ⅶ-9、Ⅶ-10 に示すような関係が得られる。これらの関係は標準からのちらばりも多く、これらから得られる値はあ

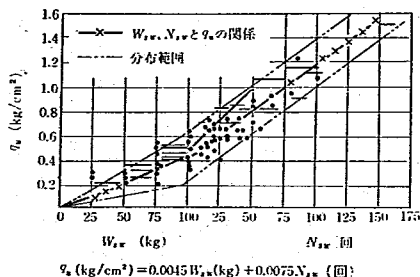


図 VI-9

土質工学会編：土質調査法 P 240

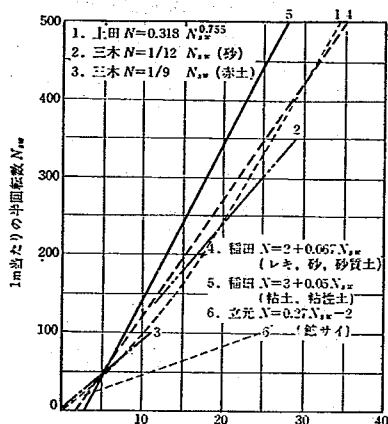


図 VI-10 N_{sw} と N 値との関係

くまで概略の傾向を示すにとどまり、設計計算には用いられない。適用土質の考え方、その地域の地質、土質特性等を考慮して慎重に使うべきであり、精密な調査を行なう場合は随自比較実験を行なう必要がある。

急傾斜地でスウェーデン式サウンディングを行なう場合、その主要目的は、細かな地盤構成を知ることにあるが、図 VI-11、VI-12 のような整理された貫入抵抗図から貫入傾向の著しく変化する深度を連続的に結んで一つの断面図を作成することになる。対象斜面にばらまかれた各測点の N_{sw} の変化点を比較することによって基盤等高線、あるいは基盤までの深さの等深線図等を描くことができる。

スウェーデン式サウンディングは、探査可能深度も土質により異なり、軟弱地盤等では 15 m を越すような調査も可能であり、原位置地盤調査としてはかなり用途は広いが、主として軟弱地盤地すべり等の不良地盤の調査を行なうために開発されたものであり、不均一、複雑な自然斜面の調査に適用するには種々の制約、留意点があげられる。しかし試験法そのものが簡単に探査作業も比較的容易であるので、地形的な制約の多い急傾斜地でもこれから述べる適用性、留意点等に充分注意を払えば、その利用度は高いと思われる。

- ① レキ質、転石あるいは玉石の多い所、密な砂、硬い粘土等での使用は困難であるが、粘性土質には有効である。静的な回転による方法であるので動的な方法と異なり、レキに当たるとそれを割って入ることができず、スクリーポイントは空回りすることがある。また、密に締まった砂等では回転貫入の際反発して貫入不能になることがある。
- ② サウンディングの方法がほとんどそうであるように（標準貫入試験等を除いて）、土層

スウェーデン式サウンディング試験記録

調査名 初倉地区調査

調査年月日 36.6.29

天候 曇

地点 幹線 191K990m 中心

No. 2

標高

作業時間 (開始) 14:17 (終了) 16:35

試験者 T.S.

責任者 T.M.

荷重 W. (kg)	半回 転数 N _s	貫入 深さ D(m)	貫入量 L(m)	1mあたり 半回 転数 N ₁₀₀	備考	荷重 W. (kg)	半回 転数 N _s	貫入 深さ D(m)	貫入量 L(m)	1mあたり 半回 転数 N ₁₀₀	備考
25		0.20				100		5.18			砂音なし
50		0.46				*	2	5.25	0.07	28	
100		0.48				*		5.50			
*	10.5	0.75	0.27	39	レキ音(ガラガラ)	75		5.75			
*	1.5	0.80	0.05	30	レキ振れる	*		5.85			
*		1.00				100		6.00			
50		1.10				*		6.23			
75		1.15				*	8	6.50	0.27	29.6	
100	2	1.25	0.10	20		*	8	6.75	0.25	32	
100	1.5	1.35	0.10	15		*	11	7.00	0.25	44	
75		1.50				*	11.5	7.25	0.25	46	
*		1.55				*	13	7.50	0.25	52	速中がザラレキ音
100	4	1.75	0.20	16	レキ音	*	14	7.75	0.25	56	砂音なし
*	13	2.00	0.25	52	*	*	12.5	8.00	0.25	50	
*	15	2.25	0.25	60	*	*	14.5	8.25	0.25	58	
*	3	2.40	0.15	20	レキ振れる	*	12	8.50	0.25	46	
100		2.50				*	14	8.75	0.25	56	
50		2.61				*	15	9.00	0.25	60	
75		2.65				*	17	9.25	0.25	68	
100		2.72				*	20	9.50	0.25	80	
*	5.5	3.00	0.28	20		*	20	9.75	0.25	80	
*	8	3.25	0.25	32	下部砂音	*	22	10.00	0.25	88	
*	18	3.50	0.25	72	砂音(ジュリジャリ)	*	23	10.25	0.25	92	
*	30	3.75	0.25	(80)*	砂 利	*	19	10.50	0.25	76	
*	24.5	4.00	0.25	98	砂 利	*	19	10.75	0.25	76	
*	22	4.25	0.25	88		*	18	11.00	0.25	72	
*	22	4.50	0.25	88		*	20	11.25	0.25	80	
*	8	4.65	0.15	53		*	21.5	11.50	0.25	86	
*	1.5	4.75	0.10	15		*	25	11.75	0.25	100	
*	2	4.90	0.15	13.3		*	29	12.00	0.25	116	
*		4.95			砂音なし	*	28	12.25	0.25	112	
75		5.05			*	*	28	12.50	0.25	112	

(次ページへ続く)

記事

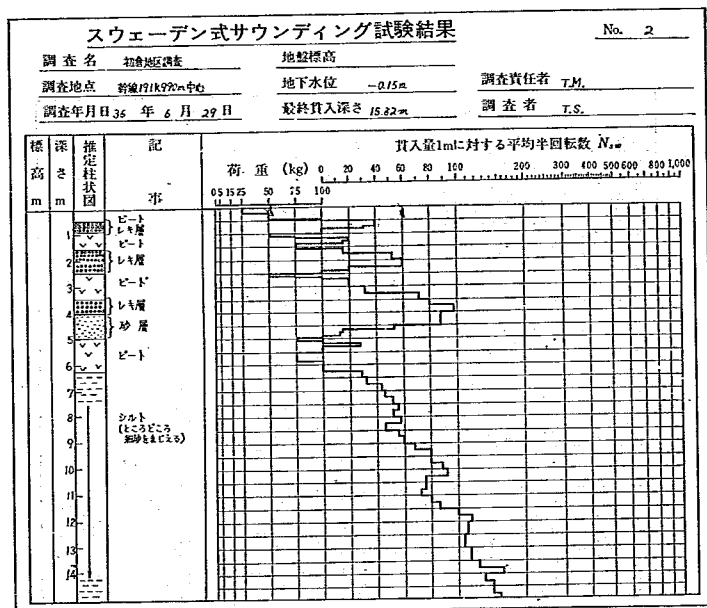
*3.50~3.75mの間は大きな石の上部でポイントが8~10回空転し、ついに石を割って貫入した。

記事

*3.50~3.75mの間では大きな石の上部でポイントが8~10回空転し、ついに石を割って貫入した。

(次ページへ続く)

土質工学会編：土質調査法 P238



土質工学会編：土質調査法 P239

図 VI - 1 2

の肉眼観察は不可能である。測定値から土層の硬軟、締り具合等を推定して土質を判定するためには、土層の構成を知り得る例えばボーリング、露頭、テストピット等による観察の結果を参考にできれば、より正確を期することができる。しかし、本試験法は動的試験法に比べて試験中の感触により土層の状態を推定するのは割り合容易である。

- ③ これに関連して例えば土層内に残るもろい転石状の風化岩に当たった場合、これを割って貫入することがあるが、このような場合、測定値そのものから土層の硬軟を判定すると誤った結果を得ることがある。前もって周囲の地形及び斜面の観察を行ない、かつ近くの測定個所の測定記録との照合を充分行ない、不信な場合は測点をずらせて再試験を行なうのが望ましい。
- ④ スクリューポイントはロッドよりオーバーサイズになっているが単管式ロッドであるため周面摩擦の影響はさけられなく、特に探査深度が増すにつれてロッドの傾き等でこの傾向は増大する。漸変するような地盤では注意が必要である。
- ⑤ スクリューポイントが長いこと、測定単位（25cm毎）が大きいく等のため急傾斜地

の表層付近の小さな土層の変化はつかみ難い。したがって小さな硬軟互層、あるいは弱い薄層等の位置はとらえにくい。

したがって、表層付近の土層の小さな変化をとらえるためには他の方法を併用するのが望ましい。

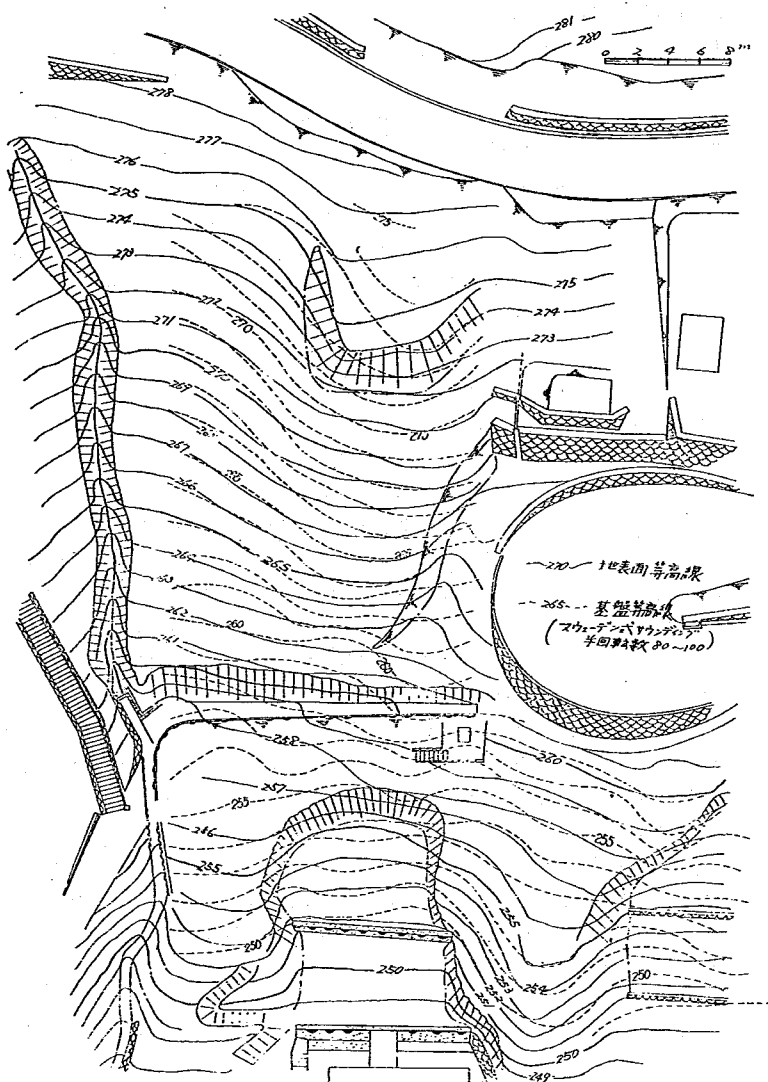
- ⑥ 土層の含水の程度によって測定値は多小異なった値を示す。これは他のいかなるサウンディングについても言えることである。同一試験斜面で土層条件が極端に異なるような、例えば降雨前後等にまたがって試験を行なうのは望ましくない。
- ⑦ 試験測点間隔は、調査の目的にもよるが、土層構成の断面図を作成するような場合は、2～3 m間隔が望ましい。対象区域の狭い急傾斜地では5 m以上離すと細かい変化がとらえ難く、急傾斜地の調査としての意味がなくなる。基盤面の等高線または基盤面上の土層の厚さ分布を得る場合には対象斜面上に均等に測点を設ける必要があるが、その密度は地表地形の複雑さを考慮する。あらかじめ行なった予備調査にもとづいて、主測線上の測点は細かくその他は地形の変化に応じて測点配置計画をたてるのが望ましい。
- ⑧ 探査深度は原則として基盤まで（貫入量5 cm当りの半回転数が50回以上）行なう。急傾斜地では探査限界深度は7～8 m程度までであり、これより深いような土層ではボーリング等でチェックする必要がある。大体3～4 m程度で基盤に達するものが多い。
- ⑨ スウェーデン式サウンディングにより得られる N_{sw} , W_{sw} と土の一軸圧縮強度 q_u (kg/cm^2) あるいは標準貫入試験の N 値とのいくつかの比較実験による関係が得られている。これらの関係は、その実験の行なわれた土質の地盤に対しては適用性があるが、あらゆる土質に対する適用の一般性はない。スウェーデン式サウンディングによる貫入抵抗が土の一軸圧縮強さと関係があることは確かであるが、コーンの形状、貫入方法、破壊機構の違い等あらゆる要因がからみ合っていてどの要因が最も影響が大きいかは分らない。一方、標準貫入試験に対しては、貫入方法が根本的に異なり、この比較とて、標準からのへだたり、土質による相異があるはずであり、これらの関係を用いる場合は概略の把握にとどめ、精密に知ろうとする場合はその都度比較を行ない、その対象地盤毎の特性を知る必要がある。

急傾斜地では土層構成の相対的な変化を知ることによって目的の大部分は達されるので、他の試験法との対比はあまり神経質になる必要はないが、同一対象斜面で、地形条件等から、他の試験法を併用又は代替に使う必要がある場合はその斜面での他の試験法との対比は必ず行なわねばならない。

< 実施例 >

図Ⅶ-13は、山梨県の第三紀凝灰質頁岩を基盤とする急傾斜地斜面でスウェーデン式サウンディングを行なった結果から基盤面等高線を求めた例である。約2000 m²（傾斜角平均33°）の斜面に約4 m間隔のグリッドを組み、各格子点でスウェーデン式サウンディングを行なったものである。

試験の結果、 $N_{sw} > 80$ 程度で急激に N_{sw} 値は増え、この部分で、基盤である亀裂の



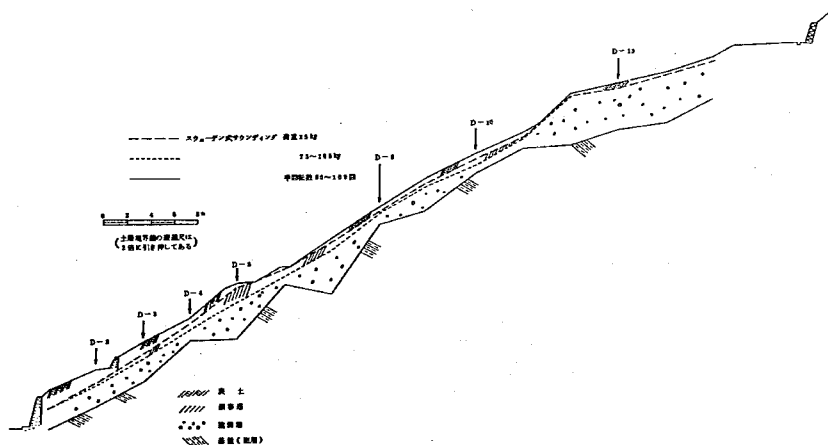
図Ⅵ-13 基盤等高線図

土研所費報告書 P 32

発達した風化頁岩層に達しているものと思われる。基盤等高線図は、この $N_{sw} > 80$ に相当する部分を結んで作成したものである。

- 今、
 $W_{sw} < 25 \text{ kg}$ 表土層
 $W_{sw} = 25 \text{ kg} \sim N_{sw} = 20$ 漸移層（主として粘性土化した崩積土層）
 $N_{sw} = 20 \sim N_{sw} = 80$ 脆弱層（主として岩芯が残る程度の強風化頁岩層）
 $N_{sw} > 80$ 基盤（小亀裂の発達した弱風化頁岩）

に分けることができるが、これを代表的な測線上で断面図に示すと図Ⅵ-14のようになる。



図Ⅵ-14

図Ⅵ-14から、基盤である弱風化頁岩層上面の形状が必ずしも地表地形と同じになっているとは限らず、したがって、その上層である崩壊に対して不安定な土塊の厚さ等の規模も場所によって相当変化があることがわかる。地表地形の凹んだ部分に地表流が集中し、これが斜面土層内に浸透すると強度あるいは透水性の不連続面の位置によってその集中の方向は規制され、凹んだ部分に集まりやすい。図Ⅵ-14に見られるような縦断方向の形が凹んだりしている部分には浸透した水が滞留しやすく、崩壊の危険性は、このような部分に集中しやすいと考えられる。

1-4 オレンジ式二重管コーン貫入試験

試験結果は、図Ⅵ-15のように整理を行ない、土の静的貫入抵抗 $q_c (\text{kg}/\text{cm}^2)$ を計算する。深度毎の q_c 値をプロットとし、 q_c の深さ方向の変化図を作成する。

本試験法の主要な目的は、標準貫入試験に比べ、より詳細な地盤強さのプロフィールを作成

(I) 2 t用 ブルドンゲージの場合

[例1]

* 調査名: _____ 調査年月日: _____
 調査地: _____ 地盤標高: _____
 地点No: _____ 調査者: _____

測定深さ D (m)	内管本数 n (本)	内管重量 W _r (kg)	ゲージ圧力 q (kg/cm ²)	貫入抵抗 (kg/cm ²) $q_c = q + \frac{W_r}{10}$	備 考 ()内使用ゲージ

[例2]

* この部分の記載は同じ (以下省略)

測定深さ D (m)	内管本数 n (本)	内管圧力 W _r (kg/cm ²)	ゲージ圧力 q (kg/cm ²)	貫入抵抗 (kg/cm ²) $q_c = q + W_r$	備 考 ()内使用ゲージ

(II) 2 t用 プルービングリングの場合

[例3]

測定深さ D (m)	内管本数 n (本)	内管重量 W _r (kg)	リングよみ R (1/100mm)	貫入力 Q (kg)	マントルコーン 貫入力 (kg) $Q_r = Q + W_r$	貫入抵抗 (kg/cm ²) $q_c = \frac{Q_r}{10}$	備 考 ()内使用ゲージ

[例4]

測定深さ D (m)	内管本数 n (本)	内管圧力 W _r (kg/cm ²)	リングよみ R (1/100mm)	貫入圧力 q (kg/cm ²)	貫入抵抗 (kg/cm ²) $q_c = q + W_r$	備 考 ()内使用ゲージ

(III) 10 t用 ブルドンゲージの場合

[例5]

測定深さ D (m)	内管本数 n (本)	内管重量 W _r (kg)	ゲージよみ R (kg/cm ²)	貫入圧力 q (kg/cm ²)	貫入抵抗 (kg/cm ²) $q_c = q + \frac{W_r}{10}$	備 考 ()内使用ゲージ

図Ⅶ-15 オランダ式二重管コーン貫入試験記録様式

土質工学会編：土質調査法 P218

することである。 q_c 値の測定精度はかなり高く、土層内の細かな状況を知ることができる。

本試験法は、ゆるいピートまじりの砂が軟弱粘土の下に基盤となる密な砂層が存在するオランダ低地に適用された方法であり、また適用土質は、玉石を除くあらゆる土質と言われている。しかし急傾斜地の特に崩積土層のように多量のレキを含む地盤等では、適用については十分な注意が必要である。

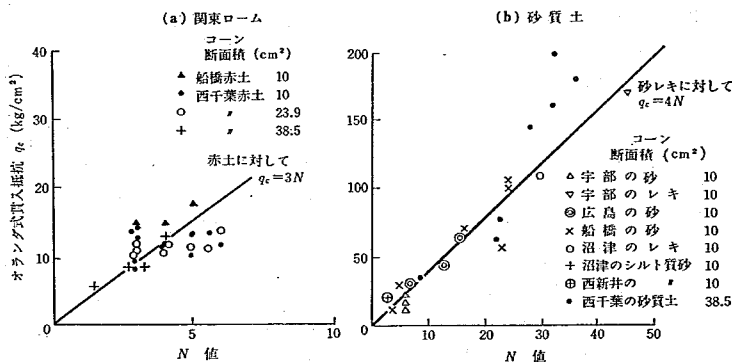
また、本試験法は、測定値の精度は高く、強度換算も可能であり、より詳しい地盤のプロファイルを調べ、また、クイ等の構造物設計の概略値を知る場合に用いるとその効果は極めて高い。また効果を一層高めるためには、調査目的に見合った測定間隔と測定能率が重要なポイントになるが、急傾斜地のようになかなか細かな測点間隔で調査を行なう必要があるような場合には、測定能率と経費の面から考えて、他の多少精度は悪くとも簡便な方法の方が利用性は高い。特に、貫入抵抗値、ひいては土の強度の絶対値の必要性の少ない急傾斜地の地盤調査では、本試験法の装置が多少大がかりなことも考え合わせると、急傾斜地への適用には多少の難がある。

本試験によって得られる q_c (kg/cm^2) から強度換算も可能で一般に次式及び図 VI-16 が用いられている。

砂レキ (Meyerhof) : $q_c = 4 N$

粘土 (Begemann) : $q_c = 14 cu$

Cu : 三軸 (非排水) 試験による粘着力成分



土質工学会編：土質調査法P221

図 VI-16 ダッチコーンの q_c 値と N 値との関係 (三木)

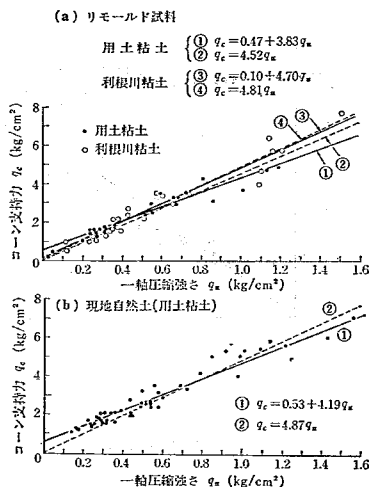
1-5 静的円すいコーン貫入試験（コーンペネトロメーター）

この方法は最初、米国陸軍技術本部で車輛通過容量試験機として軟弱地盤地帯における軍用車の通過の可否を判定する目的で使われたものである。

人力による静的連続圧入方式で、 1 cm/sec 程度の速さでコーンを貫入させ、 10 cm 貫入毎にその貫入抵抗を測定する。貫入抵抗をコーン底面積で割った値をコーン支持力 $q_c(\text{kg/cm}^2)$ と呼ぶが、コーン支持力は多少コーンの大きさが異なっても相互に比較可能な数値を示すもので粘性土のせん断強さと密接な関係がある。本試験法の特長及び適用性は、

- ① 一般に q_c の値は粘土の一軸圧縮強さや粘着力に換算され、主として軟弱な粘性土の粘着力測定用に用いられる。
- ② 人力による静的連続圧入方式であるので、その貫入エネルギーに限度がある。人力による限界貫入抵抗を 10 kg/cm^2 とした場合、大略 $N_{sw}=200$ 、 $N_c=30$ 程度に相当し、この程度までの土層なら適用可能であることになる。従って急傾斜地地盤でも、限界貫入抵抗の点から見れば適用可能であるが、レキ、玉石などの不均質性をもつ急傾斜地では適用には多少問題がある。土質をよく見きわめた上で適用すべきである。
- ③ 軟弱地盤では探査限界深度は 5 m 程度と言われており、比較的硬い地盤では $1\sim 2\text{ m}$ である。
- ④ 人力で押し込むので、貫入速度の調節はむづかしく、例えば硬い土層下の軟かい層は見すごす例が多い。
- ⑤ 単管式であるのでロッドの周面摩擦の影響はさけられない。
- ⑥ 人力による押し込みであり、また貫入中にダイヤルゲージを読むので操作は簡単であるが、読み取りには個人誤差が入りやすく、同一地点で数回測定して平均することによって誤差をなくするのよい。
- ⑦ 構造、操作ともに極めて簡単で、重量も軽く、便利である。作業は2名で可能であり、作業時間も短かく、迅速に多くの点で試験が可能である。

コーンペネトロメーターにより得られるコーン支持力 $q_c(\text{kg/cm}^2)$ と一軸圧縮強さ $q_u(\text{kg/cm}^2)$ との関係は、多くの比較実験から求められているが、その一例を示すと、図Ⅶ-17のようなものがあ



図Ⅶ-17 ポータブルコーンペネトロメーターによる q_c 値と q_u 値の比較実験例
土質学会編：土質調査法 P224

2. 土層観察・サンプリング

急傾斜地の調査では、土層観察は重要な項目であり、また不攪乱試料の採取も、土質物理試験、力学試験を行なう際には、必ず要求される項目である。

土層観察の方法は、

- ① 露頭観察
- ② ボーリングによるコア判定
- ③ オーガーボーリングによる攪乱試料の観察
- ④ テストピットによる観察

等がある。露頭観察は、現地踏査の段階で対象斜面及びその周辺の地質の概略、及び細かな地質の変化を調べる際に行なうが、本調査の段階に入ってサウンディングあるいは物理探査等の間接的な地盤調査結果の解釈を行なう際にも露頭からの観察記録は重要な判断材料を提供する。

一方、半直接法であるボーリングによるコア判定あるいは攪乱試料の観察によるとボーリング地点及びその周辺の地盤内の土層構成をかなり細かく明瞭に知ることができ、さらに地下水位等の位置も知ることができる。ボーリングよりも低廉なサウンディング等を細かく行ない、代表地点でボーリングコアとその結果を対比することによって点の調査であるボーリングをサウンディング、物理探査などの他の方法の併用によって線の調査、ひいては面の調査まで拡大できる。ボーリング調査は後に述べるように、コア判定にとどまらず、その用途はかなり広く、急傾斜地の調査においても少なくとも、代表的な地点でのボーリングは1点行なうのが望ましい。しかし、元々急傾斜地の調査では浅い地盤の調査が中心となり、ボーリングを多く行なうことは、経費がかさむ割りに効果が少ないので、むしろ他の低廉な間接的手法を中心に、その結果のチェックをするかあるいは他の例えば、透水試験、地下水関係の調査等には必要最少限度におさえるべきである。

ボーリングに比べ、オーガーボーリング（ハンドオーガーボーリング）は、岩の試料の採取は不可能であり、掘削深度も限られていて、浅い地盤の調査にしか使えないが、器具、掘進そのものが極めて簡単で、その用途はかなり広い。急傾斜地のように浅い地盤を対象としたような地盤調査では、土層観察、削孔という点からはボーリングも、オーガーボーリングも変わりなく、むしろ掘削装置、作業等の点で、オーガーボーリングの方が有効な方法である。

テストピットによる土層観察は、土層配列を直接観察することができ、また不攪乱試料の採取、あるいは原位置セン断試験等に供され、有効な方法であるが、不安定な急斜面上での掘削は作業の危険性、掘削土の処理、斜面を掘削によって不安定に導びく等から、掘削位置を充分考虑して安全を確保した上で実施すべきで、これらの点が解決できない限り、ピット掘削は行なうべきでない。

2-1 ボーリング

1) ボーリングの種類

地盤調査に用いられるボーリングの種類を表Ⅶ-1と表Ⅶ-2に示す。

表Ⅶ-1は機構と操作方式を基準として分類したものであり、掘削方法としてのボーリ

ングの種類を示す。また表Ⅶ-2は調査目的と採取サンプルの質を基準として分類したものであり、これは調査方法としてのボーリングの種類を示す。オーガーボーリングとロータリーコアボーリングおよび試掘は掘削法とサンプリング法ないし調査法のどちらにも属するので、これらは表Ⅶ-1と表Ⅶ-2の両方に含まれている。

表Ⅶ-1 調査目的とサンプリング方法によるボーリングの分類—
調査法としてのボーリングの種類

分類名称	目的	サンプリング器具	サンプルの質と用途	適用されるボーリング方法
オーガーボーリング (Auger Boring)	未固結地盤の構成状態、土の概略含水比、地下水位の調査と土の分類を目的とする。	ソイルオーガー	かなり乱されているが代表的サンプルである。土の分類、標本	ハンドオーガーボーリング マシンオーガーボーリング
ドライサンプルボーリング (Drive Sample Boring)	ドライサンプルの採取、硬岩、玉石を除くほとんどすべての地盤の構成状態、厚さ、深さ、層序および基礎地盤あるいは土取り場材料としての土の性質の調査	“ドライサンプル” ドライブバレル (スプリットスプーン)(標準貫入試験器具)その他の打込みまたは押込み用サンブラー	乱されているが代表的サンプルである。土の分類、含水比測定、標本	マシンオーガーボーリング ロータリーボーリング ウォッシュボーリング ディスプレイメントボーリング パイルボーリング
“乱されない”サンプルボーリング (“Undisturbed” Sample Boring)	原位置土に近い性質を試験において示す粘性土の試料採取を目的。粘性土の力学的性質の調査	シンウォールチューブその他“乱されない”試料を採取する目的のサンプリング器具	原位置土に近い性質の乱れの少ないサンプル。土の分類、含水比測定、セン断試験、圧密試験、標本	マシンオーガーボーリング ロータリーボーリング フォイルサンプリング
コアボーリング (Core Drilling)	岩盤コアの連続サンプリングを目的。岩盤調査	コアチューブバレル、ダイヤモンドもしくは合金埋込みコアリングビット	乱されないもしくは乱れの少ないロックコア。圧縮試験、引張り試験、硬度試験、標本	ロータリー(コア)ボーリング
試掘調査 (Accessible Explorations)	もっとも乱れの少ない試料の採取と原位置地盤の直接観察が目的。基礎地盤の安定と透水性がシリアスな場合の特別調査や大量の試験試料が必要とされる土取り場調査	人力によるブロックサンプリング、ボックスサンプリング、先行ドリミングサンプリング ショベル	もっとも乱れが少ない。土の分類、含水比測定、セン断試験、圧密試験、標本盛土材料試験	テストビット、トレンチ、ケーソン工法 大口径オーガーボーリング 大口径コアボーリング

土質工学会編：土質調査法 P 114

表 VI-2 機構と操作方式によるボーリングの分類-ボーリングの種類とその概要

分類名称	特徴	掘進方法	腐蝕の確認方法	適用土質	用途	備考
ディスプレイメントボーリング (Displacement Boring)	最も単純な方法のボーリングケーシングを使用しない、条件がよいときは非常に敏感	先端を封鎖したサンブラーを動的あるいは静的に所定の深さまで貫入させる。サンプリングをするときはサンブラーの先端を開放あるいはピストンを取り除いて押込む。サンブラーにはスリットサンブラー、カップサンブラー、ピストンサンブラーなどが使用される。1~3インチ径	貫入量に対する打撃数あるいは静的押込み荷重により判定	孔壁崩壊の生じないやわらかい~かたい粘性土 ゆるい~中ぐらいの砂質土	概略調査と詳細調査	スカンジナビア諸国、カルフォルニア、ルイジアナなどで用いられている。サウンディングとドライサンプリングの併用法
ウォッシュボーリング (Wash Boring, Wet Sample Boring)	装置が簡単で経済的	軽量のビットによるチョッピングとティラーによるビットの回転および強力な水流ジェティングにより掘進、掘りくずは循環水により排除。2~2 1/2 インチ径 あるいはロータリー式機械を用い、清水を循環させて掘進	ティラーの感触、貫入およびビット回転の抵抗、循環水の掘りくずなどから判定	非常にやわらかい粘土および細粒~中粒の砂、かたい地盤には不適	概略調査、詳細調査、特別調査、地下水調査 流盤上の軟弱部の厚さ調査	米国ではドライサンブラーが開発されるまでの主流ボーリングであった。現在でも土の分類が必要でない場合のボーリングに用いられる。
パーカッションボーリング (Percussion Drilling, Churn Drilling, Cable Tool Drilling)	深いボーリング方法の中でもっとも歴史が古い	重いチェーンビットを上下させて破砕しながら掘進。スラリはベイルまたはサンドポップを使って周期的に排除する。ジャックハンマーを使う方法もある。4インチ径以上	掘進速度とスラリ中の掘りくずにより判定。地層境界の判定は一般に困難	土とケレツ岩に適するが粘り気のあるやわらかい粘土やゆるい砂の場合は困難	サク井向き。レキ、玉石、岩の貫通。孔さない試料や岩コアを採取する目的には不適	欧米ではウォッシュボーリングやオーガーボーリングに併用し補助的に用いられる。
ロータリーボーリング (Rotary Drilling)	掘削泥水を使用、コア採取可能、地盤のかく乱が少なくは同様のポアホールをつくる。敏感	動力によりロッド先端にとり付けたドリルビットを回転させ地盤を破砕しながら掘進。掘削泥水により孔壁安定。掘りくずは泥水の循環により排除。コアチューブパレルを用いてコア採取も可能。2~8インチ径	掘進速度と泥水中の掘りくずにより判定。ハンドフードタイプの場合はレバー感覚でも可能	土と岩のあらゆる地層	詳細~特別調査、ロックコアの採取に最適。地下水調査には適さない。	もともと油井の掘削に開発されたボーリング方法であるが現在では地盤調査に広く用いられている。わが国では地盤調査用にもっとも広く用いられている。
オーガーボーリング (Auger Boring)	人力法と機械法の2種あり。人力法はもっとも簡単なボーリング方法。サンプリングは代表的なもの	ソイルオーガーを回転させながら地中に圧入し掘進、周期的にオーガーを引上げてサンプルを取り出す。ただし連続オーガーの場合は連続的に掘進。2~6インチ径。マシンオーガーの場合は大口径がある。	オーガーでとり出した代表的サンプルの観察	孔壁崩壊のない地盤。中ぐらい~かたい粘性土、いくぶん粘着性のある硬った砂、シルトに最適	浅い深さの概略調査あるいは詳細調査。動力法は敏感で特別調査向き。人力法は機械搬入の困難な場所に適す。	欧米では土質調査用にもっとも広く用いられているボーリング方法である。人力による場合は深さに限度がある。
連続サンプリング (Continuous Sampling)	連続サンプリング、サンプルは代表的または乱されないもの	ドライサンブラーまたはコアパレルを用いてサンプリングと洗浄を交互に行ない連続的にサンプリングする方法。パイルボーリング法、連続コアドリリング、ファイルサンプリングなど。	採取したサンプルの観察	サンブラーの選定により土から岩まで可能であるがレキと玉石の場合は不適。軟弱な粘性土と岩盤の場合に最適	詳細土質調査のための最適法。 岩盤調査の主流	連続サンプリングによるボーリング法
試掘 (Test Pits)	人力法と機械法の2方法あり。直接観察調査法、もっとも信頼できる調査法であるが費用が高い	人力による掘削またはバックホウやクラムシエルその他ケーソンドリリング工法による掘削。支保工を要す。発破工を要する場合あり。	掘削面の直接観察	土と岩のあらゆる地層。崩壊性のある地盤、地下水位下の地盤の場合は処理工が必要	詳細調査と特別調査、土取り場材料調査。原位置土のハンドカットサンプルの採取と原位試験	費用は高くつくが、荷重除去により土の移動や乱れが発生する場合を除き、最速の方法である。

2) ボーリングの用途

ボーリングは単にコアの採取にとどまらず、その用途は極めて広く、ボーリング調査をいかに有効に利用するかは急傾斜地の調査の効率を左右する。ボーリング及びそれによって得られたボーリング孔の用途には次のようなものがある。

① サンプリング

- ・未固結又は、部分的に固結された堆積物あるいは風化岩にドライブバレル等を打ちこんで試料を採取するドライブサンプルサンプリング
- ・土または岩の連続的かつ完全なコアを採取するコアボーリング
- ・不攪乱試料採取のためのボーリング

② 孔底または孔壁での強度試験

- ・標準貫入試験
- ・ペーンテスト
- ・横方向K値測定

③ 透水試験

- ・各種の現場透水試験
- ・揚水試験

④ 地下水の調査

- ・地下水位調査
- ・地下水追跡
- ・地下水検層
- ・間隙水圧測定

⑤ 物理探査

- ・電気検層
- ・反射検層
- ・P S検層
- ・速度検層
- ・放射能検層（密度検層、水分検層）

⑥ すべり面調査

- ・地中パイプひずみ計

その他特殊な調査では

⑦ ボアホールカメラ

⑧ テレビジョンテレスコープ

⑨ ボアホールコピー

⑩ 深層載荷試験

⑪ 各種計器の埋設

等がある。

2-2 オーガーボーリング

オーガーボーリングには大別すると、人力による方法と動力と機械による方法及びその中間的なものに分けられるが、いずれもオーガーを回転と圧入によって地中に掘削を行なう方法である。マシンオーガーボーリングは、我が国では、土質調査にはあまり用いられていないが、浅い地盤調査にはハンドオーガーボーリングはかなり広く使用されている。

ハンドオーガーボーリングには、

- ① 装置が単純で軽量かつ安価であり、作業が簡単である。
- ② 乱されてはいるが代表的なサンプルを連続的に採取できる。
- ③ 普通のボーリング機械の搬入の困難な山地、急斜面に有効。

という長所があり、攪乱試料採取、土層観察等のための調査、浅い地盤での、孔内または孔を使った調査用、等に極めて有効に用いることができる。特に浅い地盤を対象とする急傾斜地の調査では、その有用性は高い。

しかし、

- ① 人力掘進のため、掘進速さが遅く、深い地盤、レキ層では適さない。
- ② 地下水位以下のゆるい砂や、非常に軟弱な粘性土の掘進と試料採取は非常に困難である。などの欠点はあるが、これはあくまでも機械ボーリングに対比しての欠点であり、オーガーボーリング自体の用途、目的を考えると、急傾斜地での調査には有用な方法である。

2-3 テストピット

急傾斜地の調査では、土層の確認、特にボーリングでは判明しない薄層の位置あるいは亀裂、風化の状況等わずかな土層中の異常を知るにはテストピットは有効であり、また、ボーリングでは、良質な不攪乱試料を得がたい場合や、ブロックサンプリングをする必要のある場合等に行なう。原位置セン断試験を行なう際にも、試験位置までのピット掘削は必要である。

テストピットの大きさ、深さは、目的に応じて決められるが作業を行なうのにじゅうぶんな大きさであることが必要で、正方形または円形の場合は最少径1.2 m、長方形の場合は0.9×1.5 mが最少断面とされている。深さが深くなると支保工等で壁の崩壊を防止するような対策を講じる必要がある。急傾斜地では、斜面の勾配を利用したり、露頭部分でミゾ状に細長く掘削するテストトレンチ等が有効である。いずれの場合も、斜面の安定、作業の安全、掘削土の処理等に充分注意を払う必要がある。

2-4 サンプリング

サンプリングには不攪乱試料採取、攪乱試料採取があり、攪乱試料採取は、露頭ボーリング、オーガーボーリング等で簡単に行なえる。一方、不攪乱試料は、採取を行なおうとする土層を露出させてそこから採取したり、ボーリング時に特殊なサンプラーをつけて採取する等で行なう。

サンプラーの種類は数多く、適応土質と特性によって表Ⅶ-3に示すような種類が掲げられている。

表Ⅶ-3 各種サンプラーの適応土性の特徴

サンプラーの種類	ピストンの状態	必要な孔径	概略適応土性	特 徴
オーブンドライブサンプラー	なし	標準貫入試験機の場合 69mm以上 シグナルチェューブの場合85mm以上	サンプリング チューブを選 択すれば上 部の土に適合	押し込み、またはたたき込みによってサンプリングする。 含水比、粒度組成（ときには単位体積重量も）について は乱されない。
シ ン ワ ー ル サ ン プ ラ ー	固定ピストン式シ ンワールサンプラー	固定	85mm以上	軟弱な粘性土 N 値 0~4 学会基準案のサンプラーである。軟弱な粘性土の乱さない 材料のサンプラーとして信頼度が高くと高く、一般 に使用されている。
	追切りサンプラー	固定	115mm以上	サンプラー引揚時、下端に生じる真空を破るの固定ピ ストン式シグナルサンプラーに比べ、先端部の乱れ は少ないが、その他は同等である。操作は複雑である。
	水圧式ピストン式シ ンワールサンプラー	固定	110mm以上	ピストンロッドはサンプラーヘッドに固定される。現在 は一般的には使用されていない。サンプラー押し込み時、 水圧によりロッド（ピストン）が押し上げられやすい。
	自由ピストン式シ ンワールサンプラー	自由	85mm以上	ピストンがサンプリングチューブにつれて動くおそれ がある。操作は簡便である。単位体積重量、含水比、粒度 組成については乱されない。
一 重 管 式 サ ン プ ラ ー	コンボジットサンプ ラー	固定	学会試作器の場合 100mm以上	軟弱な粘性土 N 値 0~4 ゆるい砂 断面値が大きいので、大きな押し込み力が必要である。わ が国では長年研究段階にある。固定ピストン式シグ ナルサンプラーに比し、かための粘性土では良好で、軟 弱シルト質では劣る例がある。
	デニソン型サンプ ラー	なし	シグナルチェュー ブの場合 115mm以上	硬質粘性土 N 値 0~4 内容にはオーブンドライブサンプラーの働きをし、外管は 回転して易段を掘削する。固結砂質土に片しても適用で きる可能性がある。
フ ォ イ ル サ ン プ ラ ー	フェイルサンプラー	固定	ふつうはボーリング を必要としない。 ボーリングする場合は 125mm以上	軟弱な粘性土 N 値 0~4 長く連続したサンプルが採取できるので、サンドシーム などの確認に良い。断面値が大きいので砂材では押し込み が困難である。現場で土質試験をする必要がある。
	ロータリーフェイル サンプラー	固定	ふつうは本機自身で ボーリングする。 別にボーリングする 場合は 190mm以上	硬質粘性土 固結砂質土 軟 試作段階にあるかなり大型の機械である。地盤に応じた 使用条件を満足できれば試料の採取率は良い見込みであ る。
砂 を 採 取 す る サ ン プ ラ ー	ピストン式シグナル サンプラー			
	薬液注入式サンプ ラー			砂の試料を採取することは、試料の質を問題にする前に採取すること自身がきわめてむずかしい問 題である。
	空気センササンプ ラー			目下、サンプリングの過程において試料の脱落を防ぐことを目的として考案された方法と装置が開 発された段階であり、いずれもまだ、試作研究段階にある。
	側圧式サンプラー			これらによって採取された試料は粒度組成については、ほぼ原位置の状態を保っていると考えられ るが、力学特性などについては乱れの影響が大きく、供試体として原位置の値を期待することは無理 である。
コ ア キ ャ プ チャ ー 式 サ ン プ ラ ー	コアキャッチャー式 サンプラー			
	凍結式サンプラー			
ブロックサンプリング		地表、ごく浅い所、横坑、タテ坑などから、土塊として乱さない試料を採取する方法で、とくに含 水量が変化しないよう入念にシールする必要がある。		

土質工学会編：土質調査法 P263

土の性質が深さに応じていろいろに変化する場合は、同一のボーリング孔においても、それぞれに土質に応じて最適のサンプラーを組合わせて使用することが合理的である。しかしこの場合、それぞれに必要なボーリング孔径などもじゅうぶんに考慮して工程計画などをたてないと、途中で孔径が小さくて希望するサンプラーがはいらないなど思わぬ手戻りを生じることがある。

図Ⅶ-18、図Ⅶ-19は、各種のサンプラーと、その適応する土質との関係について、例として図示したものである。

以上のサンプリング方法の中で、地表ごく浅い所でのブロックサンプリングによると、所定の大きさのサンプルを取ることができ、特に大寸法の不攪乱試料サンプリングに適している。

なお参考として、フェイルサンプラーによるサンプリングについて記す。

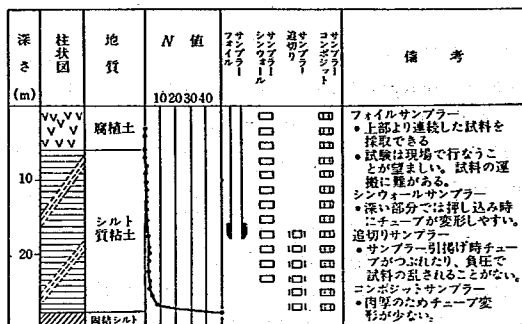


図 VI-18 上部に軟弱な腐植土がありその下にやわらかい粘性土が連続している場合のサンプリング計画

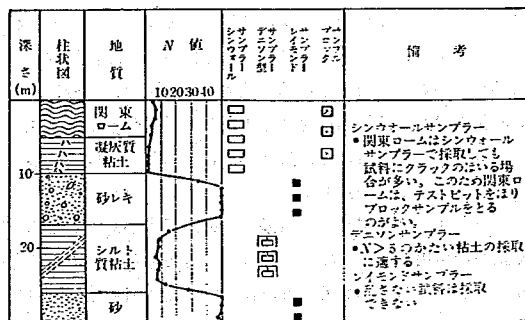


図 VI-19 関東ロームおよび比較のかたい粘土の分布する場合のサンプリング計画（図 VI-18、図 VI-19 とも土質とそれに適するサンプラーを模式的に示したもの）

土質工学会編：土質調査法 P264

サンプリングチューブの押し込みによって採取される試料の安全な採取長さは、ある限界がある。この限界は、主としてサンプリングチューブ内面と試料との間に生ずる摩擦力によって定められる。したがって、この摩擦をとり除くくふうをすれば、より長い試料を採取することが可能になる。

一方、あまり長い試料は、試料の自重によって乱されるおそれがある。

もし、試料の側面に付着した薄い金属の帯状のものがあって、この金属帯をつつておけば、試料はサンプリングチューブ内面との摩擦を除去できることと、金属帯と試料の付着力の働きにより、自重による変形を防止できるので、いかに長い試料でも乱さないで採取すること

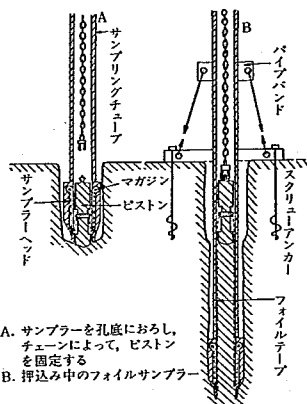
が可能である。

このような独特の装置をもったものが、フォイルサンプラーであって、スウェーデンのW. Kjellman, T. Kallstenius, およびO. Wager によって製作された。図Ⅶ-20はその機構の概要を示したもので、幅12mm、厚さ0.08~0.12mmの金属フォイルテープが、サンプラーヘッドのマガジンの中に16巻内蔵されていて、その端はピストンに固定してある。サンプリングチューブの押込みに伴って、試料は順次フォイルテープに包まれながら、サンプリングチューブ内につり下げられた形ではいつてくる。ピストンは、チェーンで地上のやぐらに固定しており、ピストンに働く引張り力が測定できるようにしてある。これは、フォイルテープに許容しうる以上の摩擦力が働けば、当然テープが切断し、サンプリングが不可能になるので、その管理に使用するとともに、フォイルテープの伸びを計算し、ピストンの位置をその伸びに応じて微動させ、調節するためのものである。

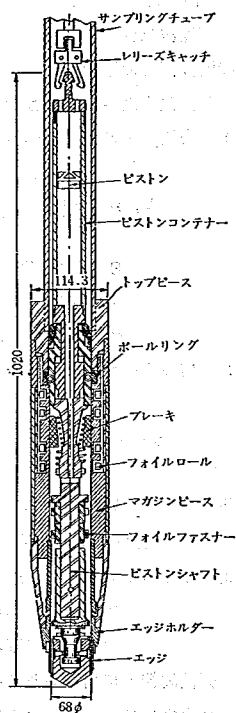
このようにして、フォイルサンプラーを用いれば、長く連続した乱さない試料の採取が可能である。この場合、一度に連続して採取できる試料の長さは、一つにはフォイルテープが切断するまでであり、いま一つはマガジンに収納できるフォイルテープの長さに相当する長さである。前者は対象地盤、サンプラーの操作など、主として現場的な要素によって定まるもので、一概にいえないが、やわらかい粘性地盤においては、一般に15mぐらいまでは問題がない。また、後者はフォイルの厚さに逆比例して長くなり（厚さ0.12~0.08mmに対し、長さ15~25m）、現場条件さえ良ければ、この面からは、一応25m程度まで一度に連続採取することができるものである。

しかしながら、フォイルサンプラーにも幾つかの問題点がある。その一つは、試料採取後できるだけ早く試料の引出しおよび試験を行なうべきであり、そのためには現場に試験設備を設ける必要があるということである。これはやむをえず遠隔の試験室に運搬するとなると、どうしてもサンプリングしてから試験をするまでに2~3日おかざるをえないので、この間にフォイルテープやサンプラーの腐食によって、試料を損傷したり、引出し不能になったりすることがあるからである。また、サンプラーヘッドの断面が大きいため、かなりやわらかい地層でないと貫入することができない。ごく一様な粘性土においては、N値が3~4であっても貫入した例もあるが、一般的には、N値が0~2程度の軟弱地盤がその適用範囲である。なおこの場合でも、軟弱層の中にやや密度の高い砂層などがあると、サンプラーは砂層のところまで貫入困難となり、その下の軟弱層を採取することができない。

しかし、河川、海岸の後背湿地のような軟弱な地層が厚く分布するところでは、きわめて能率的なサンプリングができ、また連続した乱さない試料を採取することによって、他の方法では見逃がすおそれのあるサンドシームなども正確には握できるので、その意味ではきわめて有効なサンプラーである。



図Ⅶ-20 フォイルサンプラーによる
サンプリング概要図



図Ⅶ-21 フォイルサンプラーのサ
ンプラーヘッド構造図

3. 物理 探 査

3-1 弾性波探査

1) 弾性波探査の原理

① 弾性波（地震波）の種類

1. 縦波（疎密波）：体積変化が伝播するもの、 V_p

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\sigma)}{(M\sigma)(1-2\sigma)}}$$

E ：ヤング率

ρ ：密度

σ ：ポアッソン比

2. 横波（振れの波）：振れの状態が波となって伝播するもの、 V_s

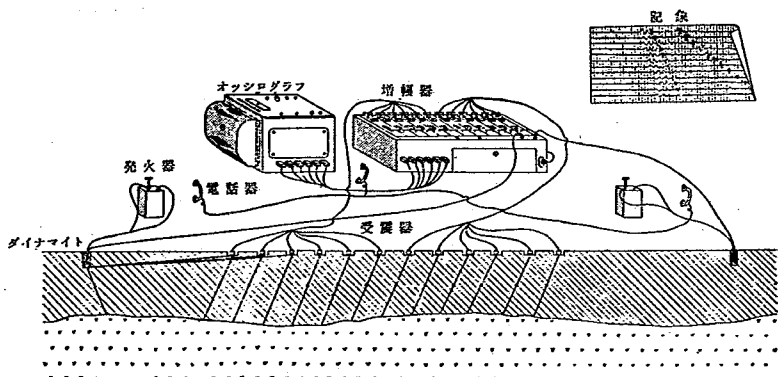
$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\sigma)}}$$

3. レーソー波：表面波 V_R

$$V_R = 0.919 V_s$$

4. ラブ波：表面波の1種。波長が表層の厚さに比べて非常に短いときは、表層の V_s に等しく、逆に波長が極めて長ければ下の層の V_s に等しくなり、そうでない場合は両者の中間の値をとる。

弾性波探査に用いられるのは、縦波と横波であるが、後者を用いる方法は開発され始めた段階である。同一媒質では縦波 (V_p) が先に到達するので、弾性波探査では一般に縦波の初動を観測する。（図VI-23参照）



図VI-22

σ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
V_p/V_s	1.41	1.50	1.63	1.87	2.45	1.0

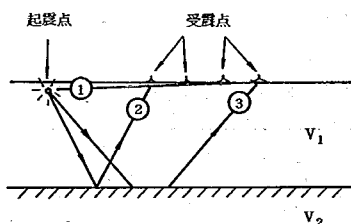
図 VI-23 σ と V_p/V_s の関係

表 VI-4 日本における各種岩石の弾性波（縦波）伝播速度

名 称			速 度 km/sec								
			0	1	2	3	4	5	6	7	
堆	冲積層・洪積層	表土	—								
		崖錐	—	—							
		乾いた砂礫	—	—							
		含水砂礫	—	—	—						
		ローム及び粘土	—	—							
積	第三紀層	火山碎屑層	—	—							
		粘土質頁岩			—	—					
		珪質頁岩			—	—	—				
		砂岩及び礫岩			—	—	—				
		石灰岩			—	—	—				
岩	中生層・古生層	凝灰岩			—	—					
		角礫凝灰岩			—	—	—				
		集塊岩			—	—					
		粘板岩					—	—			
		砂岩及び礫岩					—	—	—		
火	深成岩	硬砂岩					—	—	—		
		石灰岩					—	—	—		
		珪岩					—	—	—		
		輝緑凝灰岩					—	—	—		
		花崗岩					—	—	—		
成	脈岩	閃緑岩					—	—	—		
		斑れい岩					—	—	—		
		橄欖岩					—	—	—		
		石英(花崗斑岩)					—	—	—		
		輝綠岩					—	—	—		
岩	火山岩	浮石質熔岩		—	—						
		石英粗面岩			—	—					
		安山岩			—	—	—				
		玄武岩			—	—	—	—			
		干枚岩			—	—	—	—	—		
変	成	岩	石墨片岩					—	—	—	
			珪質石墨片岩					—	—	—	
			石英片岩					—	—	—	
			綠色片岩					—	—	—	
			片麻岩					—	—	—	
			蛇紋岩			—	—				
			ホルンフェルス					—	—	—	

② 縦波による探査法

2.①に述べたように、弾性波探査では縦波の伝ばん速度が一般に用いられるが、これもある起震点から受震点までに至る経路が3通りある。



図Ⅶ-24 弾性波の伝ば経路

- ①のような経路をとる波を直接波
- ②のように下層との境界面で反射されて地表にもどってくる波を反射波
- ③のように、下層との境界面で屈折し、境界面上を伝わり、任意の点で屈折して再び地表にもどってくる波を屈折波という。

反射波を主として観測する方法を反射法、屈折波を主として観測する方法を屈折法という。反射波は常に直接波や屈折波より遅れて受震点に到着するから、初動としては絶対に現われない。地盤調査では探査深度が比較的小さい為、反射波は屈折波と混って戻ってくる。したがって反射波の検出は困難であるから、屈折法が一般に用いられている。

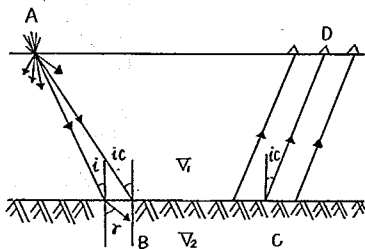
屈折波法と反射波法との比較をまとめると次のようになる。

	屈 折 波 法	反 射 波 法
基 礎 原 理	下方に速い地層があると遠距離では近くに比し、これを通過した波が先に到達する	地下異種地層の境界ごとに震動の一部は反射してくる
測 定 対 象	屈折波の走行時間	反射波の走行時間
特 色	精細な解析が可能で、かつ適用範囲が広い。 測線が長く経費がかかる	きわめて深い所まで探査可能 データの解析がむづかしい
適切なケース	基盤、断層、地すべり面等の探査 比較的浅い所の地質調査一般	地下深部の調査 大局的地質構造調査

③ 屈折波と走時曲線

屈折法においては弾性波の発射された瞬間から観測点（受震器を設置した地点）に弾性波が到着するまでの時間を測定する。この場合、最も早く観測点に到着する波に着目するのであるから、その波は縦波（P波）であることは言うまでもない。計算の基本となるものは走時曲線であって、これは横軸に起震点と観測点との距離をとり、縦軸に最初の波動が到着するに要した時間をとって距離と時間との関係を表わしたグラフである。

図Ⅶ-25のように、ある深さに弾性波速度の速い地層が存在するとき、地表のAにおいて起震すると弾性波は最初球面波として周囲に送り出されるが、波面が地層の境界面に達すると入射角が小さい場合は一部は反射し、一部は屈折して下の地層に入る。いまP波だけについて考えることとし、上の地層のP波の速度は V_1 、下の地層のそれを V_2 とすればP波の入射角 i と屈折角 r との関係は



図Ⅶ-25

$$\frac{\sin i}{\sin r} = \frac{V_1}{V_2}$$

である。ところが入射角 i が臨界角 ic に達すると、屈折角 r は 90° となる。 ic は

$$\sin ic = \frac{V_1}{V_2}$$

で与えられる。臨界角で入射した弾性波は地層の境界面に沿って進むが、進む途中において波動の一部は臨界角で再び屈折して上の地層に入る。従って爆発点AからA B C Dの経路をとって観測点Dに波動が到着する。爆発点より適当な間隔を置いていくつもの観測点を置いて観測を行うと図Ⅶ-26のような走時曲線が得られる。この曲線の原点に近い部分 T_1 は上の地層を V_1 の速度で伝播してきた弾性波の走時を示すが、原点からの距離がある値に達すると曲線は図Ⅶ-26の T_2 のように下に折れ曲がる。

これは前に述べたような経路で下の地層を屈折して迂迴してきた波よりも、かえって早く到着するためである。

屈折法においては、この走時曲線に基づき、各地層の弾性波速度、下の地層の傾き、深さ等を算定し、地下の地質構造を推定する一つの手段とするのである。

最も簡単な例として二層地盤について述べる。

爆発点と任意の受震点間の距離ADを x で現わすと直接波および屈折波の走時 T_1 、 T_2 はそれぞれ

$$T_1 = \frac{x}{V_1} \quad (1)$$

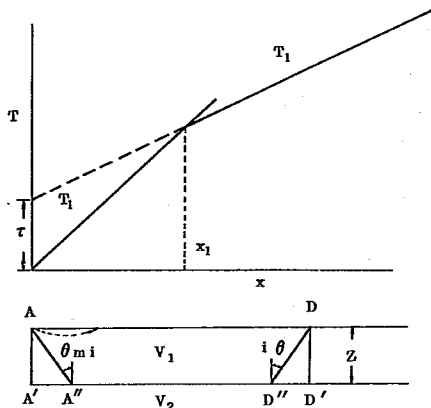


図 VI-26

$$T_2 = \frac{2z}{V_1 \cos i} + \frac{x - 2z \tan i}{V_2} = \frac{2z \cos i}{V_1} + \frac{x}{V_2} \quad (2)$$

である。A点で起された震動がDに伝わる状況は、A点付近では直接波がまず到着するが、ある距離以上では屈折波が速く到着するようになる。いま両波が同時に到着する距離を x_0 とすれば $x = x_0$ において $T_1 = T_2$ と置くことにより

$$z = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (3)$$

を得る。このうち V_1 , V_2 は走時曲線の傾きから求められるし、 x_0 は走時曲線の折れ点から知ることができるので、深さ z を計算することができる。一方、屈折波走時曲線が T 軸を切る点を τ とすれば $\tau = 2z \cos i / V_1$ であるから、これからも深さの計算をすることができる。

$$\tau/2 = D = \frac{z \cos i}{V_1} \quad (4)$$

のことを深度走時という。

④ 急傾斜地での使用に適する装置

急傾斜地では、人家が近く、また急な斜面、狭い所で使用することが多いから、次のような条件を備えた装置でなければならない。

1. 起震源（震動源）として、火薬以外のものが見えること。

2. 軽量で可搬であること
3. 小人数で作業できること
4. 作業が容易である
5. その場で記録の良否が分ること

(i) 計数型でなく、波形表示型であること

(ii) 記録方式は無現像式、ポラロイド方式、またはブラウン管方式

⑤ 測線長の考え方

最も単純な水平2層構造について述べると、式(2)(3)より

$$z = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{1 - \frac{V_1}{V_2}}{1 + \frac{V_1}{V_2}}} \quad (5)$$

一般に $\frac{V_1}{V_2} = 0.2 \sim 0.5$ であるから $\frac{V_1}{V_2} = 0.2$ を式(5)に代入すると

$$z = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{1 - 0.2}{1 + 0.2}} = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{0.8}{1.2}} \approx \frac{x_0}{2} \times 0.82 \approx 0.4 x_0 \quad (6)$$

$$x_0 = 2.5 z \quad (7)$$

次に $\frac{V_1}{V_2} = 0.5$ を同様に式(5)に代入すると

$$z = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{0.5}{1.5}} \approx \frac{x_0}{2} \times 0.58 \approx 0.3 x_0 \quad (8)$$

$$x_0 = 3.3 z \quad (9)$$

即ち、求められる深さの2.5～3.3倍必要である。しかも、はぎとり法を使えるのは、その先であるから一般に1測線長は予想測定深度の7倍以上必要とされている。

⑥ 萩原のはぎとり法

以下に述べる方法により不連続面が凹凸がある場合にも解析が出る。一般に最も良く用いられる方法である、2層構造の場合について解説する。

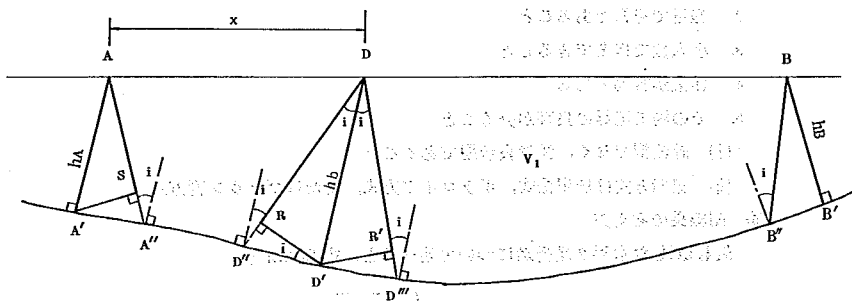


図 VI - 27

T_{AB} : AよりBに到達する迄の時間

T_{AD} : AよりD

T_{BD} : BよりD

$$T_{A'D} = T_{AD} - \frac{(T_{AD} + T_{BD} - T_{AB})}{2}$$

(10)

式(10)を変形して行くが、その前にまず

$$\frac{RD'}{V_1} = \frac{D'D''}{V_2} \quad (11) \quad \text{なることを証明しておく。}$$

$$\sin i = \frac{V_1}{V_2} \rightarrow V_1 = V_2 \sin i$$

$$\text{また } \sin i = \frac{RD''}{D'D''}$$

この2つの式を式(11)に代入すると

$$\frac{RD'}{V_1} = \frac{RD''}{V_2 \sin i} = \frac{RD''}{V_2} \cdot \frac{1}{\sin i}$$

$$= RD'' \cdot \frac{DD''}{RD''} \cdot \frac{1}{V_2} = \frac{D'D''}{V_2}$$

$$T_{A'D} = T_{AD} - \frac{(T_{AD} + T_{BD} - T_{AB})}{2}$$

$$= \frac{1}{2} (T_{AD} - T_{BD} + T_{AB})$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_{AD} &= \frac{AA''}{V_1} + \frac{A''D''}{V_2} + \frac{D''R}{V_1} + \frac{RD}{V_1} \\
 &= \frac{AA''}{V_1} + \frac{A''D''}{V_2} + \frac{D'D''}{V_2} + \frac{RD}{V_1} \quad \text{..... (i)} \\
 T_{AB} &= \frac{AA''}{V_1} + \frac{A''D'}{V_2} + \frac{D'D'''}{V_2} + \frac{D''B''}{V_2} + \frac{B''B}{V_1} \quad \text{..... (ii)} \\
 T_{BD} &= \frac{BB''}{V_1} + \frac{B''D'''}{V_2} + \frac{D''R'}{V_2} + \frac{R'D}{V_1} \\
 &= \frac{BB''}{V_1} + \frac{B''D'''}{V_2} + \frac{D'D'''}{V_2} + \frac{R'D}{V_1} \quad \text{..... (iii)}
 \end{aligned} \right.$$

また $RD = R'D$

$$T_{AD} = \frac{1}{2} \left(2 \frac{AA''}{V_1} + \frac{A''D''}{V_2} + \frac{D''D'}{V_2} + \frac{A''D'}{V_2} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \left(2 \frac{AA''}{V_1} + 2 \frac{A''D'}{V_2} \right)$$

$$= \frac{AA''}{V_1} + \frac{A''D'}{V_2}$$

$$= \frac{AS}{V_1} + \frac{SA''}{V_1} + \frac{A''D'}{V_2}$$

$$= \frac{AS}{V_1} + \frac{A'A''}{V_2} + \frac{A''D'}{V_2}$$

$$= \frac{AS}{V_1} + \frac{A'D'}{V_2}$$

$$= \frac{h_A \cos i}{V_1} + \frac{x}{V_2} \quad (AD = x \text{ として})$$

これは、 x に関する一次式であるから、一群の T_{AD} の値に対して別紙、図のように横軸に x を、縦軸に T_{AD} を取って記入すれば一つの直線からなる一種の走時曲線がえられる。

これは、あたかも不連続面に地震計を配列し、Aで爆発を行なったと想像した場合の走時曲線に相当する。この走時曲線の勾配から V_2 を知り、交叉時 $\frac{h_A \cos i}{V_1}$ から h_A を求める事ができる。

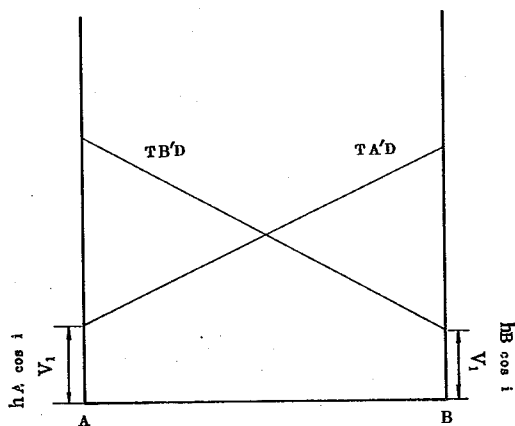


図 Ⅶ—28

次に

$$(e) = \frac{1}{2} (T_{AD} + T_{BD} - T_{AB})$$

(2)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{AD} = \frac{AA''}{V_1} + \frac{A''D''}{V_2} + \frac{D''D'}{V_2} + \frac{RD}{V_1} \dots\dots\dots (i) \\ T_{BD} = \frac{BB''}{V_1} + \frac{B''D''}{V_2} + \frac{D''D'}{V_2} + \frac{R'D}{V_1} \dots\dots\dots (ii) \\ T_{AB} = \frac{AA''}{V_1} + \frac{A''D'}{V_2} + \frac{D'D''}{V_2} + \frac{D''B''}{V_2} + \frac{B''B}{V_1} \dots\dots\dots (iii) \end{array} \right.$$

また $RD = R'D$

$$(e) = \frac{RD}{V_1}$$

$$= \frac{hD \cos i}{V_1}$$

これより hD が求まる。

⑦ 弾性波探査の特徴

ボーリング・サウンディング等の調査法と比較した場合、次の様な特徴がある。

- 長所
1. 比較的短時間で広範囲を調査できる。
 2. 人が踏査できない所、ボーリング機械が設置できない所でも調査できる。
- 短所
1. あくまで間接的手法である。得られるものは速度値または速度の境界の位置であり、直接設計、施工に必要な地層の密度、強度などは得られず、弾性波探査結果を地形、地質の知識に結びつけて解釈しなければならない。
 2. 解析がむづかしい。また地形、地質によっては解析が不可能な場合がある。
 3. 装置に経費がかかる。
 4. 火薬を使う場合は、使用許可が必要である。
 5. 場所によっては、装置搬入が不可能なことがある。
 6. 騒音がある所では、使えない事が多い。

また、これを急傾斜地で使用する際には次の制約を受ける。

1. 人家が近く火薬が使えない。従って、起電源として人力を用いることになり、広範囲の探査は能率が悪くなり、また探査深度も限られる（深さ5～10 m迄）。
2. 足場が狭くて、急なので、小型の機械でないと作業がやりづらい。
3. 平地に比べて、解析がむづかしい。

参考までに、道路公団が調べた弾性波速度とのり面勾配の関係の図をあげておく。

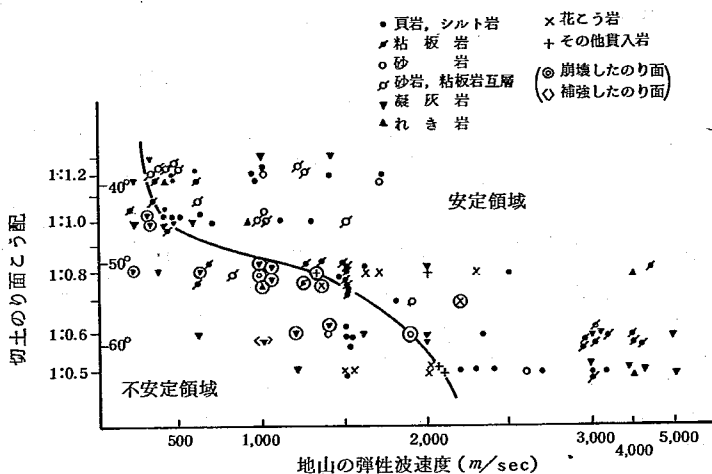


図 VI-29 弾性波速度とのり面勾配との関係（日本道路公団の資料による）

⑧ 実施例

早雲山大沢 No 13-3

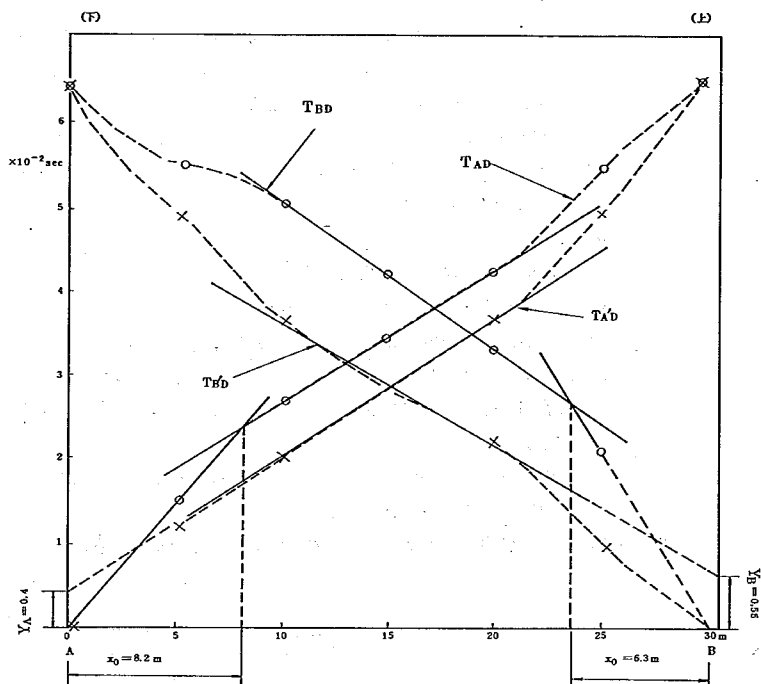


図 VI-30

○印：生のデータ

×印：はぎとり走時

早雲山大沢 No 13-3

表 VI-5

	測点 No	1	2	3	4	5	6	7	8	備考
	A よりの距離 m	0	5	10	15	20	25	30	35	
(a)	T _{AD}	0	1.5	2.7	3.4	4.2	5.5	6.4		(a)~(g)の単位は 10 ⁻² sec
(b)	T _{BD}	6.4	5.5	5.0	4.1	3.3	2.0	0		
(c)	(a)+(b)	6.4	7.0	7.7	7.5	7.5	7.5	6.4		
(d)	(c) - T _{AB}	0	0.6	1.3	1.1	1.1	1.1	0		(a), (b)は生の測定データ
(e)	(d) × 1/2	0	0.3	0.65	0.55	0.55	0.55	0		
(f)	T' _{AD} =(a)-(e)	0	1.2	2.05	2.85	3.65	4.95	6.4		
(g)	T' _{AD} =(b)-(e)	6.4	4.9	3.7	3.0	2.2	0.9	0		
(h)	hD=(e) × $\frac{V_1}{\cos i}$			2.12m	1.8m	1.8m				

$$T_{AB} = T_{BA} = 6.4 \times 10^{-2} \text{ sec}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{1A} = 333 \text{ m/sec} \\ V_{1B} = 250 \text{ m/sec} \end{array} \right\} V_1 = \frac{1}{2} (V_{1A} + V_{1B}) = 291.5 \text{ m/sec}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{2A} = 625 \text{ m/sec} \\ V_{2B} = 666 \text{ m/sec} \end{array} \right\} V_2 = \frac{1}{2} (V_{2A} + V_{2B}) = 645.5 \text{ m/sec}$$

$$\sin i = \frac{V_1}{V_2} = 0.4515 \rightarrow i = 26^\circ 51'$$

$$\cos i = \cos 26^\circ 51' = 0.8922$$

$$V_1 / \cos i = 327 \text{ m/sec}$$

$$h_A = \frac{r_A \times V_1}{\cos i} = 0.4 \times 10^{-2} \times 327 = 1.3 \text{ m}$$

$$h_B = \frac{r_B \times V_1}{\cos i} = 0.55 \times 10^{-2} \times 327 = 1.8 \text{ m}$$

$$h_A'; \sin i_A = \frac{333}{625} = 0.543, \quad i_A = 32^\circ 17'$$

$$\cos i_A = 0.8318$$

$$h_A' = \frac{0.4 \times 10^{-2} \times 333}{0.8318} = 1.6 \text{ m}$$

$$h_B'; \sin i_B = \frac{250}{666} = 0.3772, \quad i_B = 22^\circ 9'$$

$$\cos i_B = 0.9261$$

$$h_B' = \frac{0.55 \times 10^{-2} \times 250}{0.9261} = 1.5 \text{ m}$$

単純な2層構造と仮定すれば

$$h_A'' = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{V_{2A} - V_{1A}}{V_{2A} + V_{1A}}} = \frac{8.2}{2} \sqrt{\frac{625 - 333}{625 + 333}} = 2.26 \text{ m}$$

$$h_B'' = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{V_{2B} - V_{1B}}{V_{2B} + V_{1B}}} = \frac{6.3}{2} \sqrt{\frac{666 - 250}{666 + 250}} = 2.12 \text{ m}$$

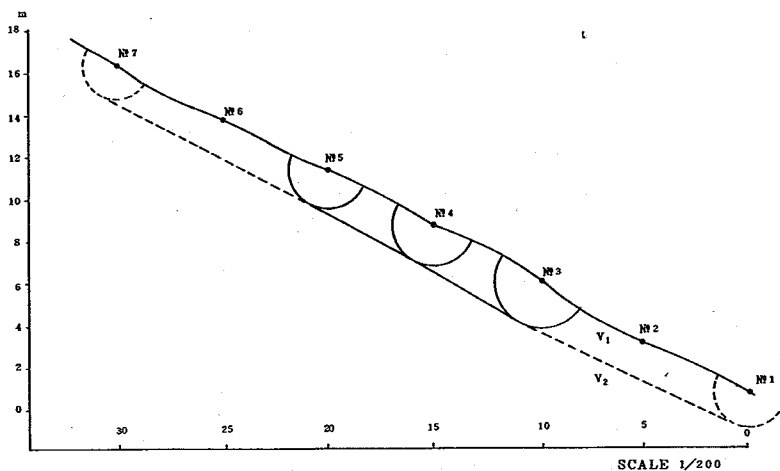


図 VI-31

3-2 電気探査

電気探査の原理は次のようである。

電極の配列型式には色々な型があるが、いずれも二点間の電位差と、大地に通じた電流の大きさ及び各電極の相互位置から、見掛け抵抗を導き出す事ができる。現在、最も多く用いられているのは、ウェンナー法である。

図 VI-32 のように、地表に設置した一対の点電極を通じて地中に I なる電流を流すと、等電位線ならびに電流線は図のように表わされる。このとき電位差 E と電流 I との関係は回路の全抵抗によって決まる。回路の抵抗は主として電極と大地の間の接触抵抗と大地そのものの抵抗から成る。この大地の抵抗は、電流線に関与する大地全体の抵抗で、一種の見かけ抵抗と考えられる。すなわち、電流線図にみられるように電流線密度は電極付近と比較的浅い部分に高く、この部分の地層の抵抗が大地の見かけ抵抗を支配することになる。したがって、この一対の電極間の距離を増せば、より深部の影響が見かけ抵抗に表われてくる。

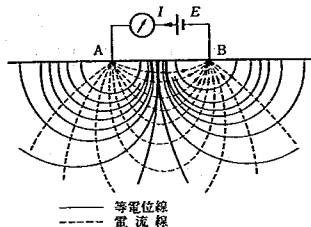


図 VI-32 一対の点電極による電位
および電流の分布
土質工学会編：土質調査法 P89

いま、断面積 S 、長さ ℓ の導体において、断面 S を貫ぬく電流密度が一樣のとき、導体の抵抗 R は

$$R = \rho \cdot \frac{\ell}{S} \quad (1)$$

で表わされ、比例係数 ρ は物質の性質にのみ関係した定数で、比抵抗と呼ぶ。言い換えれば単位立方体（1辺 1 m）の抵抗値のことで、

通常、 $\Omega \cdot m$ の単位で表わす。

大地の抵抗は、この比抵抗の分布によって決まる。

さて、大地の抵抗を実際に測定するには、電極と大地間の接地抵抗を除く必要がある。このため、通常は図 VI-33 に示す四つの電極を用いて、接地抵抗の影響を除去し、AB に電流 I を流し、MN 間の電位差 V を測定して大地の抵抗を求める。図のような電極配置のとき、一樣な地盤の比抵抗 ρ は

$$\rho = 2\pi \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r - r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r - r_2}\right)} \cdot \frac{V}{I} \quad (2)$$

で決定される。この 4 極間を等距離 a にとるとき、このときの比抵抗 ρ は式(2)から、 $\rho = 2\pi a V/I$ で表わされる。したがって、電極間隔 a を変化させてそのときどきの ρa を求めれば、深さ方向の ρ の変化の様子がわかる。図 VI-34 に 2 層構造の電極間隔 a と見かけ比抵抗 ρa の関係（ $\rho - a$ 曲線）を示した。

急傾斜地の崩壊の中では、表層の滑落の割合が一番大きく、地表面からせいぜい 4～5 m 位までの土層の変化を調べる必要がある。したがって表層の厚さ、基盤との境界あるいは地下水の状況又は、地表面付近の水の状況を的確に把握しなければならない。

現場で、電気探査を行なう場合、誤差を生じる主な因子として

- ① 地表面に近い浅層の不整による影響
- ② 電流の透入する深さの変化
- ③ 地形の不整
- ④ 地形面と地質的界面の不平行

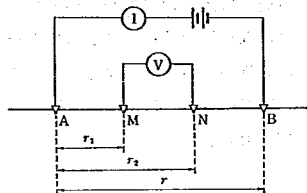
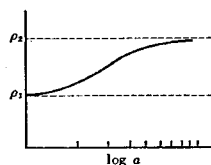


図 VI-33 電極配置

土質工学会編：土質調査法 P90

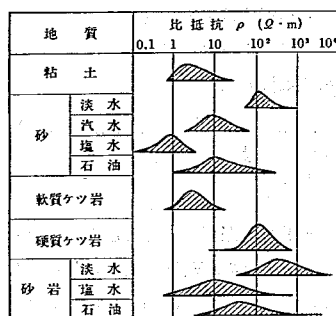


I	ρ_1	h
II	ρ_2	

図 VI-34 層構造の場合の見かけ比抵抗の変化
土質工学会編：
土質調査法 P91

等があげられる。上記の主な因子全てが影響してきて、急傾斜地の調査における電気探査の作業及び解析及びその結果の取り扱いには困難であり注意を要する。又、斜面が急でかつ地形的变化の激しい急傾斜地の特徴、探査目的等を考えると、急傾斜地で電気探査を実施するのは、その主たる目的は、地下水の帯水層の判定、基盤の深さ、風化の状況、地層の間隙率の評価等であり、得られる結果が、急傾斜地の調査としての精度に見合うか、あるいは調査を必要とする部分の土層の評価を行ない得るかに充分注意する必要がある。電気探査を実施する場合は上記の項目を調べる必要があり、かつ電気探査に代る方法がない場合、あるいは電気探査を用いることによって上記の項目がはっきり知ることができると判断される場合などにのみ用いるようにすることが望ましい。

図Ⅵ-35には、地質と間けき水の性質によってとりうる比抵抗値の範囲を参考までにあげておく。



図Ⅵ-35 地質と比抵抗値

土質工学会編：土質調査法 P93

4. 地表付近の水の調査

4-1 室内透水試験

室内透水試験には、定水位透水試験と変水位透水試験がある。それぞれの方法に応じて求められている式から透水係数 k_T が得られる。定水位透水試験は、透水係数の比較的大きい材料の試験に用い、変水位透水試験は、透水係数の比較的小さい材料の試験に用いられる。試料は乱した場合、乱されない場合いずれについても行なえるが、できるだけ乱されない状態で試料について行なうことが望ましい。

得られた透水係数 k_T は、元の原地盤中の試料を採取した部分での透水係数であり、地盤が不均一の場合などは地盤全体の透水係数を表わしているとは限らないということに注意して、その結果を取り扱わなければならない。

定水位、変水位透水試験のいずれもダルシーの法則にもとづいているので、試験中試料中の浸透流は層流でなければならない。試料があまり粗粒になると、試料中の透水が乱流になるので適用できない。

急傾斜地では、対象とする地盤が不均一で有機質土、レキ等を含む場合が多く、このような試料についての透水係数は正確に測定しがたい。試料の大きさが径 10 cm 、高さ 10 cm 程度のものであるので、たとえ乱されない試料での試験を行なったとしても、その結果は、その試料のあった部分の土の局部的な透水性を示すに過ぎない。したがって対象とする地盤中の透水性より、むしろ土層中の相対的な透水性の変化を知ることが重要であるような場合は、その付近を連続して採取した土の試料によって試験を行なうか、土層周辺の平均的な透水性の求められる現場透水試験を行なった方がよい。

実際の自然斜面への水の浸透は、不飽和状態での浸透過程、飽和状態での浸透過程とがある。飽和状態での浸透は、ほぼダルシーの法則を満足し、試料となる土があまり不均一でなく、かつあまり粗粒でなければ室内透水試験も十分に適用できる。しかし、飽和に達する前の浸透過程は、土粒子間の間隙を水が充たしていく過程であるが、その他に根系沿いの流れ、土層中の不均一部沿いの流れに大きく影響される。したがって、この不飽和時の浸透過程の特徴を知るためには、局部的な透水性しか判らない室内透水試験は不向きである。

透水試験は、その土層の透水係数を知るためと、土層中の透水性の変化あるいはその不連続部の位置を知るために行なう。崩壊が起る場合の境界は、土層の強度、締り具合、等の不均一部、あるいは透水性の不連続部、相対的不透水層の位置に左右されやすい。したがって、透水試験によって、土層中の不透水層の位置、透水性の変化を調べるとともに、サウンディング等の他の方法によって土層中の強度、締り具合等の状況と対応させてみる必要がある。

4-2 現場透水試験

この試験によって得られるのは、試験孔周辺での平均的な地盤の透水係数 k と試験位置（深さ）ごとの透水性の相対的な比較と、浸透の状況である。

急傾斜地で土層中に水が浸透する過程は、不飽和土層中の浸透及びその後の飽和土層中の浸透であり、不透水層までの深さは一般に小さく、雨量強度、パターンによって異なるが、

土層全体が飽和状態になる前に、土層中の相対的な不透水層で水の浸透は妨げられたり、あるいは、土壤間隙中の空気と浸透水との交換が円滑に行なわれなく間隙圧が発生し浸透流は斜面下方に向った流れをもち、この部分で崩壊を起す場合が多い。このように地盤土層中のわずかな透水性のちがいが崩壊に大きな影響を及ぼす恐れがあり、土層中の平均的な透水性を深さ方向に数箇所測って相対的な変化を知ることができるようにしておくことが望ましい。

透水係数 k は、土層がほぼ飽和状態になった時の土の透水性であるが、飽和状態に達するまでの浸透の状況は図 VI-36 より読みとれる。

この試験法によれば、地下水位が比較深い地盤の不飽和層中の透水係数を知ることができる。中位または透水性の良い地盤では大体 8 時間程度で試験孔周辺が飽和に近い状態になると言われている。

試験孔中にレキをつめるのは孔壁がくずれるのを防ぐためであるが、このレキは透水性の良いものでなくてはならない。試験を行なおうとする地盤よりはるかに透水性が大きく、レキ内で損失水頭が生じないようにする必要がある。

試験は定水位で行なうが、簡易的に 5 cm 程度減水した後注水を行なうという方法で近似的に定水位とみなして行なう場合は、比較的小さい地盤に適用することはできるが、透水性の大きな地盤では水位測定、注水に大きな誤差をとまうので向きである。

試験孔は、孔内水深よりも深く掘削する必要がある。特に水位が地表面付近に来るような浅い地盤での試験は、多孔状の表層土の影響がでたり、地表面沿いに流れたりして透水性を正確に測ることができない。

また、斜面の傾斜が急すぎると、試験孔からの浸透水は斜面外に湧出しやすいため、正確に透水性を知ることはできない。さらに、土層中に根系、レキ層等のある場合は、この部分を通る水みち沿いに水は浸透し透水性は測定できない。しかし地表面付近の浸透はこのような地盤の性状を反映しているのが実際の現象であり、これも一つの試験結果として取り扱うのがよい。しかし試験中に水が抜けてしまうような場合には水みちにたまたま当たったのか、あるいは水みちが多く存在する地盤かを調べる必要がある。

しかし、試験法は極めて簡単であるので急傾斜地斜面に充分適用できる。

実 施 例

図 VI-36 は、関東ロームの分布する地域で行なった試験の 1 例である。深さ方向に 5 箇所試験を行なったが一見均一なローム層中で下方へ、 k の値は低くなっていく。

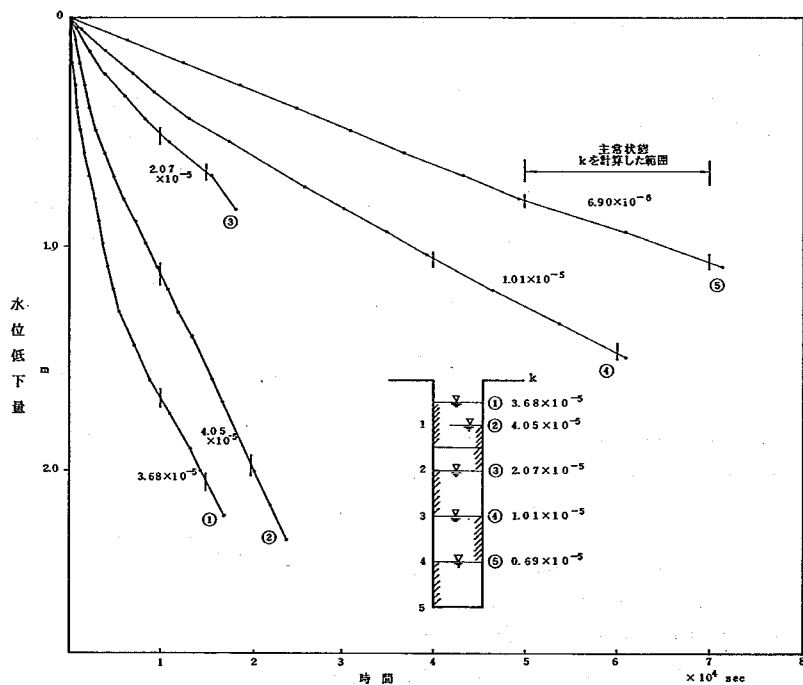


図 VI - 3 6

5. 地下水の調査

5-1 地下水位調査

地下水位の変化は、その変動巾の大きさ、及び降雨との関係として用いられる。

地下水位が著しく変化する時は、降雨時に急激な地下水の上昇を招き、土層は急激に飽和状態となり、強度低下を招き崩壊にいたらしめたり、あるいは斜面で大量の湧水を起こし、これが崩壊の原因となったりする。

一方、降雨量との関係が明瞭で、かつ降雨強度を敏感に反映するような場合は、地下水は降雨の影響を受けやすく、従って崩壊に対して地下水の挙動が重要な影響をもつ。

降雨に対して、地下水位の変化が全くない場合は、流入、流出のない単なる滞水層か、またはボーリング孔内のたまり水である場合が多く、たまり水の場合は、再度調べなおす。

地下水位の観測結果は、降雨量、その他間隙水圧、斜面変位等の記録と対比して用いる。

地下水検層、地下水追跡等を行なう場合は、この水位の変化状況を充分知った上で行なう必要がある。

急傾斜地では、地下水に関する調査を行なわない場合でも、普通ボーリングは行なうので、その際掘進中の地下水位を測定・記録し、掘進完了後もある期間（降雨のある日を含んで）測定を継続する。

その結果、水位の変動が大きく、地下水の挙動が大きな役割をもつと判明すれば、水位観測をさらに継続し、地下水検層、地下水追跡等の諸調査の計画をたてる。

急傾斜地で地下水位調査を行なうには、

- ① 単時間の急激な変化にとくに注目する。
- ② 降雨との関係、特にその反応の敏感度に注目する。
- ③ 地下水位の変動巾の大きさ
- 等の諸点に留意して
- ④ 斜面近くの地下水位の変動
- ⑤ 特に浅い地下水位の変動
- ⑥ 局所的な降雨による変動

等を測定するようにするのが望ましい。そのためには、自記水位計を用いて連続的な測定が必要である。

斜面近くに雨量観測所がない場合は、斜面上に雨量計を設置するのもよい。

地下水位の調査は、地盤調査結果、地下水検層、地下水追跡、降雨量、斜面変位、間隙水圧の変化等の結果を総合した解析に用いる。

これまでの地すべり地の調査の結果では、地下水位の変動と降雨量の関係は勿論、土質、地形、その他の条件によって異なるが比較的良好な関係が得られている。

5-2 地下水追跡

本試験は、他の試験によって、地下水の流動状況が立体的に推定されている場合、これを確認し、その流速を測定するために行なうが、採水点は、推定流路以外にも設け、ボーリン

グ孔、池沼、井戸、湧水、溪流などその地域一帯の地下水の露頭の全てから採水する。

投入する薬剤は、

- a 水によく溶けること
- b その地域の地下水に含まれていないか、あるいは含まれていても、検出にさしつかえない程度の微量であること
- c 土に吸着されたり、土中で変質しないこと
- d 検出あるいは定量が容易であること
- e 土粒子に吸着されたり、土中で変質しにくいこと
- f 安価で毒性が少なく、取扱いが簡単なこと

などの条件を満たすものでなければならず、V章5-3に述べたような薬品が使われる。これらの薬剤も、その地域の地下水の中に全く含まれていないとは限らず、したがって追跡によって、その投入薬剤（トレーサー）が検出されたか否かは、元来陸水の溶存しているバックグラウンド量によって判定しなければならない。検出量がバックグラウンドの推定存在範囲内にあれば統計上トレーサーが検出されたことにならない。

バックグラウンドの存在範囲を推定するには、薬剤投入前に採水しようとする地点の地下水について長期間のバックグラウンドの変化を測定する必要がある。実施の段階では少なくとも5～10日間毎日1～2回の採水を行なって、それぞれの溶存量をしらべ、その値の平均値（ $\bar{D}$ ）と標準偏差（ λ ）を求めて、 3λ をとれば母集団すなわちバックグラウンドの99%以上が存在する範囲は

$$B = \bar{D} \pm 3\lambda$$

ただし

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sum (D_n - \bar{D})^2}{n}}$$

D_n : 各回の測定値

$\bar{D}$: 測定値の平均

n : 測定回数

λ : 標準偏差

B : バックグラウンドの存在範囲

したがって、バックグラウンドの存在する上限（ B_m ）は

$$B_m = \bar{D} + 3\lambda$$

であり、追跡の場合のこの採水点では、トレーサー因子の溶存量が、この値を越えないとトレーサーが検出されたことにはならない。この計算はすべての採水点についてそれぞれ決定されなければならない。

このバックグラウンドの存在する上限（ B_m ）を越えるかどうかによってその採水点でトレーサーが検出されたかどうかを調べ、投入口から検出されるまでの時間と投入点からの距離Lから、地下水の流速を求める。

各採水点で検出の有無及び地下水流速を調べたのち、平面図上に流向、流速を書き表わす。

地すべりと異なり急傾斜地の場合は斜面勾配が急であることが多く、通常地下水流が存在することは少ない。このような場合は、地下水追跡を行なっても、採水個所で投入薬品を検出できなく、有効な調査とは言えない。しかし崖錐性堆積物が広範囲に分布する斜面あるいは後背地が台地等の広い区域をもつ場合等の地下水が浅く存在するような斜面では、適用できる場合もある。

一方、地下水位の変動が激しく、通常に深い位置にあったものが、降雨時に急激に上昇するような所では、調査時期を考慮して降雨時に行なうといい結果がでるかもしれない。

しかし一般的に急傾斜地では、上述したように通常・降雨時を通じて、面的な広がりをもった地下水流よりむしろ、線的な水みち沿いの地下水（または浸透流）が降雨時に発生する場合の方が多く、このような場合は投入孔の位置を決めるのがむづかしく、また、たとえ投入孔に地下水位が得られてもそれが単なるたまり水であったり、あるいは、ある水みちにたまたまぶつただけかもしれず、それから得られる結果が、その斜面全体の地下水の流向を代表していると考えるのは早計であり、結果を考察する場合には十分な注意を要する。

急傾斜地の調査の中では、地下水、地表付近の水等の挙動を調べるのは重要な部分を占めるが、この中でも特に地表付近の水に関する調査が重要であり、一般的に狭い区域を対象とする急傾斜地では、地下水の影響は直接的ではない場合が多い。しかし、対象斜面の後が合地であったり、広い後背地をもつ場合は、地下水の流動にもとづく崩壊も多く、このような場合には地下水の挙動調査は重要となる。

地下水に関係する調査は、地下水追跡の他に地下水検層、地下水位調査、水質調査、あるいは透水性の調査等の結果を総合的に判定する必要がある。これら全ての調査を実施することは必ずしも必要ではなく、その斜面条件によって選択すべきである。

5-3 地下水検層

本試験によって得られるものは、地下水の主流動層の位置とその流速である。V章5-4の図-3のように整理した結果から地下水脈がどの位置で最もよく流動しているかが判明する。本試験は、ボーリング孔内に食塩等の電解物質を投入、溶解させ、孔内水の電気抵抗を下げおき、地下水流動層より流入する抵抗値の高い地下水により置換希釈させ、抵抗値の増加・変動により地下水の流動状況を知るものであるが、試験結果より流動層の確認を行なうためには次のような諸特徴を知っておかねばならない。

- ① 流動層の存在するところは抵抗値が累積的に増加する。
- ② 流動層は、下部への影響は非常に少ないが、上部には影響大である。これは比重の水より重い食塩水がたえず流動層の存在による希釈を補うために降下するためと思われる。
- ③ 流動層の存在するところは流動層のない所よりも抵抗変化は大である（主に流動層より上部）。
- ④ 流速の大きい流動層の抵抗変化は流速の小さい流動層の抵抗変化よりも大である。
- ⑤ 流動層が複数の場合、流動層間隔が2.5 cm以下では単一流動層の様相を呈す。
- ⑥ 流動層が複数の場合、食塩投入直後からの時間が短い場合は流動層の位置を識別するこ

とが可能であるが、時間が経るにしたがって、流動層にあらわれていたピークが消滅し、単一流動層の形に近づくピーク消滅時間は流動層間隔が短いほど速い。したがって抵抗変動の大きい場合に、流動層の位置を知るためには食塩投入直後から短時間後のところで流動層の位置を判定すればよい。

- ⑦ 流動層が複数の場合、最上部の流動層が複数の場合、最上部の流動層は同一水深にある同一速度を持つ単一流動層と同じ抵抗変化を示す。また下部の流動層は流速が同じで、層間隔が同じときは、同じ抵抗変化を示す。すなわち流動層の存在によりボーリング孔内の水は完全に切断され、流動層を境界とするいくつかのブロックにわけられる。そしてある流動層における抵抗変化は、その上の流動層（水面も含む）との間にある食塩水の量に関係する。

孔内水のバックグラウンドは現場によって相当な違いがある。普通の地下水の場合は、バックグラウンドは5～6 kΩ前後であり、水道水では6～9 kΩ程度を示す。しかし時として現場で、抵抗値の非常に小さな異常水に出会うことがある。このような場合は食塩等の電解質を投入して、抵抗を下げて検層を行なうことは不可能なので蒸留水や水道水などを加え、孔内水の抵抗値を高めて、逆に抵抗の低下により流動状況を知る方法をとる場合もある。またボーリング孔掘削のとき、掘進能率向上や孔壁崩壊防止等のためにベントナイト泥水を使用する場合があります、これらベントナイトは孔壁に付着したり、孔底に沈殿・堆積し、これが孔内水の中にとけ込んでいる。実験によると0.5%および1%のベントナイト混合液は1.5～2.5 kΩ、1.0～2.0 kΩの抵抗値を示し、水道水のバックグラウンド(6～8 kΩ)の抵抗値をかなり低下させる。これはベントナイト粒子が水中で親水コロイドとなりブラウン運動を行なっているが、そこに電流を通すと負に帯電したベントナイト粒子は正電極に移動し、ベントナイト粒子を囲んでいた正の拡散イオンは負電極に活動し、ちょうど電解質を投入したときと同じ状態になるからである。しかしこのベントナイト混合液に食塩を加えるとイオンの中和によりベントナイト粒子は電氣的性質を失い、食塩のみ投入したときの溶液と同当量のイオンが存在するようになり、溶液の抵抗値は食塩溶液の示す抵抗値と同じとなる。そのためベントナイト粒子の検層に与えるマイナスの影響はないものと考えて良い。またボーリング孔掘削により孔内水に泥水が形成されたり、孔底に沈殿し、検層コード挿入により泥土を舞い上げたり、また降雨による地下水の濁りなど考えられるが、これらもコロイド化した土粒子の場合は若干、抵抗値を下げるが、食塩を投入してもベントナイトの場合と同様に検層を行なうに際しての支障はない。また孔内水に含まれるコロイド化していない単なる土粒子は抵抗値に影響を与えない。ピックアップ部の電極特性は、現場においてバックグラウンドを測定すると各電極の示す抵抗値は、かなりの幅があるが、実際に孔内水の値に変化のある場合は少なく、電極の違いによる値の幅であることが多い。食塩投入を上手に行なうか否かは検層を行なう上で非常に重大な意味を持ち、流動状況の解析をうまく行なえるかどうかを左右する。したがって抵抗値を測定し、均一に投入が行なわれているかどうかを検層器によって確認し、均一になるように努力する必要がある。

本試験によって得られる結果は、他の地下水追跡による地下水分布あるいは流路、及び地下水位の変化、その他の諸調査の結果と総合して、対象地域の地下水の挙動を知るために使われる。

急傾斜地でも、背部に広大な合地あるいは緩斜面を有するような所では明らかに降雨時の地下水の変動にもついて崩壊が発生する場合が多い。このような場合は、事前に地下水の挙動を調べておき、またそれが降雨中にどのように変化するかを知っておく必要がある。

しかし、地すべりのように地下水の挙動と地すべり発生との相関関係がいまのところ明瞭ではなく、したがって地下水を排除すれば崩壊が必ず起らなくなるかどうか不明である。しかし少なくとも降雨時の地表水、地中への浸透水、地下水を含めた斜面周辺の水の挙動が崩壊発生に対して決定的な要因となることは明らかである。したがって地下水に関する調査もこのような水に関する全般的な調査のうちの一つとして取り扱うことが多くなる。

急傾斜地の崩壊に対して、地下水の挙動が重要な要因となるのは次のような場合と考えられる。

- ① 斜面上の崩壊土層等が厚く、常時地下水があるような斜面
- ② 後背地域が広大で、斜面への後背地からの地下水供給水源が大きい場合
- ③ 常時は地下水はなく、降雨時に急激に地下水面が上昇したり、あるいは斜面内に水脈状にあらわれる場合、及び地下水包蔵体が一時的にできる場合

急傾斜地の調査に本試験を適用する場合には、ただやみくもにやってみても結果は使いものにならない場合が多く、次のような諸点についての考慮が必要である。

- ① あらかじめ周囲の地形、地質等の状況から、地下水の存在の可能性が判断され、その挙動が崩壊に対して重要な影響を及ぼすと考えられるような場合に地下水関係の調査を行なう。
- ② 地下水関係の調査を行なうには、ボーリング孔が必要であるので、先立って地盤調査を実施するのがよい。
- ③ 斜面そのものの地下水の動きの他に後背地から斜面への地下水の流入が重要であるので、対象斜面のみにとらわれず、後背地にも目を向けなければならない。
- ④ 常時地下水面が低くても降雨時に急上昇することがありこれが崩壊に重要な意味をもつので、常時及び降雨直後に行なうことが望ましい。
- ⑤ 地下水検層で、地下水流動層の位置・流速を知るだけでもよいが、さらに広範な地下水分布、地下水位の変動などの試験も併行することが望ましい。
- ⑥ 急傾斜地では浅い地下水が問題になるので斜面下端から2～3 m程度に常時水面をもつ地下水程度までを考慮すればよく、それ以上深い地下水については、崩壊との結びつきは少なく、無視してよい。
- ⑦ いずれにしても急傾斜地における地下水はそれが斜面付近にある場合が重要であることに留意すべきである。

5-4 水質試験

急傾斜地では、これまで水質試験を行なった例はなく、あまり利用性は高くないが、将来

利用する場合もでてくるので、項目としてとりあげた。以下は、渡正亮：地すべり調査と対策講座Ⅰ，地すべり地の地下水とその調査 を転載したものである。

地すべり地内外に分布する地下水の露頭から採水してその成分を分析定量し，成分比によってその成因別分類を行ない，これによって地下水の分布を推定する方法である。

この方法は未だ母岩の性質によって，その抽出される成分比の特長を捕える点等について不十分な点が多いが，深層地下水と浅層地下水の分類と水質成分比による地下水系の分類は可能である。

地下水は，その地下における滞留時間が長いほどその水質が変化して，母岩とイオンを交換し，各種成分を溶かし込む。したがって，浅層地下は，その水質が雨水のそれに近く，溶存成分の量が概して少ない。

調査は，地すべり地内外の地下水の露頭（湧水，河川水，井戸，沼，ボーリング孔等）からそれぞれ1ℓ程度採水して，試験室に持ち帰り，国土調査法水質調査作業規定準則にしたがって各成分ごとに定量される。普通，試験される因子は，水温，pH，BCGアルカリ度（またはM・Oアルカリ度），CI， SO_4 ， SiO_2 ，Ca，Mg，Na，K，でV章5-5の表1のごとく整理される。これは静岡県由比地すべり地において有泉，牧等⁽¹⁾が行なった結果である。

この結果より陽イオンはアルカリ金属（Na+K）とアルカリ土金属（Mg+Ca）に分けられ，陰イオンはCI+ SO_4 と， HCO_3 を表わすアルカリ度に分けられて，それぞれその相互の組成比率が求められて分類される。

この表からまず，深層地下水を判定するには， CI^- ，アルカリ度， SO_4^{--} の量で判断される。一般に雨水や河川水の CI^- 量はだいたい10~20 mg/ℓである。鉱泉質の水では，この値が非常に大きく100 mg/ℓを越えるものもあり，特に食塩泉では1000 mg/ℓ以上を示すこともある。次にアルカリ度は雨水や河川水ではだいたい1~3 meq/ℓであるが，これが5~10を示すときは，重炭酸系の深層水である。また， SO_4^{--} もだいたい1~2 meq/ℓであり，これを越えると硫酸系の水である。有泉の研究によると，地すべりの活動地域内では SO_4 の豊富な水がしばしば見つけられているが，これが深層水ではなく，地すべりのかく乱土塊の中の浅層水であったことが知られており，したがって SO_4^{--} の量のみで深層水を判定するには少々無理がある。

各成分相互の関係を見るにはV章5-5の図1，図2の菱形図表と三角図表を見るのが便利である。これを見ると，その成分比によって，降水がいくつかのグループに分類されることがわかる。したがって，これらの1つのグループ内の水は同一の地下水系に属している可能性が大きいといえるわけである。このように，地すべり地内の降水の性質によって，同一水系と思われる水が推定され，またその浅深の別も明らかになった段階で，これらを確認するために，地下水追跡調査が行なわれるわけである。

(1) 由比地すべり調査報告書1962-土木研究所，林野庁

注) meq：ミリg当量

6. 土質常数・強度試験

6-1 土質物理試験, 土質力学試験

土質物理試験, 土質力学試験の目的は, 斜面を構成している土の物理的, 力学的性質を把握し, 斜面の安定計算や斜面に崩壊防止の為に構造物を構築する時の土圧の計算等に用いる, C (土のもつ粘着力), ϕ (土の内部摩擦角) を求めることである。

しかし, 急傾斜地は, 自然斜面であり, 盛土のように均一な層からなる斜面ではないので, 土質物理試験や, 土質力学試験で求めた値が, 対象とする斜面の状態を代表しているといえない。

今後土質物理試験や土質力学試験によって得られる土質常数, 強度等の値を如何に解釈し急傾斜地の崩壊対策工事計画, 設計にいかに関用していくかが重要な課題となるだろう。

土質物理試験・土質力学試験を行なう時

- 1) 標準規格の決まっている試験は, つねにその方法に忠実に従うことが大切である。また, 標準的な方法の決まっていない試験では, 試験装置や試験方法, それに試料土の状態に關して必要な条件を明確に記述した上で試験結果を報告しなければならない。
- 2) 土質試験, 強度試験を行なう目的を最初にはっきりと認識しそのために役立つ試験を同じ精度で実施しなければならない。
- 3) 対象が自然斜面であり, 土質物理試験, 力学試験などによって得られた値は常に供試体, あるいは試料採取位置での値を示しているにすぎなく拡大して斜面全体の値を代表させる場合には注意を要する。

などの点に注意して行なう。

6-2 原位置セン断

- 1) 原位置セン断試験を急傾斜地で行なう場合, その長所をあげてみると

- i) 作業が容易。
- ii) 力学的な関係が理解しやすい。
- iii) 試験結果の整理が比較的簡単に出来る。
- iv) 土層を対象にした C , ϕ を求めることができる。

があげられる。

また問題点としては

- i) 装置の重量が大きい。
- ii) 急傾斜地で問題になるのは, 斜面方向のセン断力だがこの試験では, 土層の水平方向のセン断力を求めざるを得なく, 等方均質でない斜面を考慮に入れるならば, 信頼出来る C , ϕ を求めることはむづかしい。
- iii) 供試体とセン断箱内面との摩擦力のため, 体積変化で正のダイレンタンスーが働らくならば, セン断力は真の値よりも大きい値を取ることが考えられ, 斜面の安定を計算するのに好ましくない。(負のダイレンタンスーの場合は, 真の値より小さい。)

- iv) 等圧セン断試験なので体積変化を生じ, 垂直荷重の偏心を生じモーメントが働く効算

が大きい。

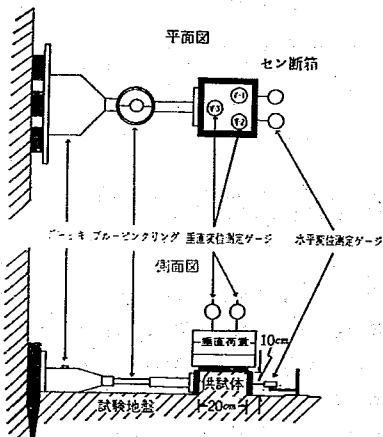
V) この試験は、排水セン断試験つまり等圧セン断試験なので斜面の長期の安定を考えるのには適しているが斜面に構造物を設置するような短期の安定問題を考えるのには好ましくない。

などの点があげられる。

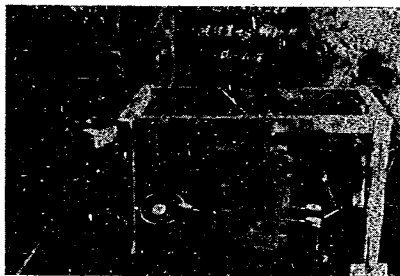
急傾斜の崩壊の大部分は、表層の滑落によるものである。従って問題となるのは、表層と基盤を境界面（セン断面）と考えた場合の表層のセン断力である。

試験を行なう際は、すぐ傍に崩壊地があるならば、表層と基盤を的確に捉え、基盤まで掘削し、基盤の上の表層を供試体として試験を行ない。また試験作業の容易な場所でなければならぬ。

実例として千葉県銚子市での原位置セン断試験結果を示す。



図VI-37 原位置セン断試験



図VI-38 原位置セン断試験

土木研究所資料782号：昭和46年9月6日～7日秋雨前線
ならびに台風25号によるがけくず
れ調査報告書P28

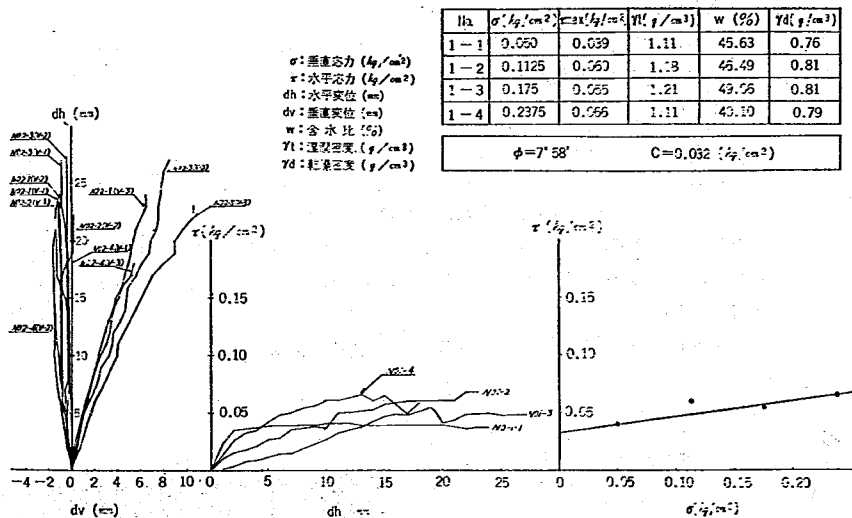


図 VI-39 原位位置セン断試験 表層土

土木研究所資料 782 号：昭和 46 年 9 月 6 日～7 日秋雨前線ならびに台風 25 号
 によるがけくずれ調査報告書 P29

6-3 岩石試験

急傾斜の崩壊型の中では表土の滑落が多いが、岩の崩壊も、全体の 1 割を占めている。

岩の崩壊を、細かく分類してみるなら次のように分類できる。まず、岩は、岩石自身は風化せず硬いが不連続面の発達した岩 (I) のタイプと、第三紀層などのいわゆる軟岩の岩 (II) のタイプに分けられる。そして、それぞれの崩落と滑落に細分できる。そこで問題となるのは岩が持つ力学的性質であり、それを求めるのが岩石試験の目的である。急傾斜の場合、個々の岩片ではなくて、斜面を構成している岩全体または崩壊しやすい岩盤が問題となるのだが、節理や断層が走ったり、そのことによる力学的不連続性や異方性のため、ある供試体をもってそれが岩盤全体の力学的性質を代表していると考えられない。それを補うべく、観察が重要な役割を果たすのであるが、これは個人的経験の豊富さが正確さを左右するという事実是否めない。今後の岩石の力学的性質に関する試験研究の発展が望まれる。

6-4 洗掘抵抗試験

本試験は、急傾斜地においても簡単に試験が出来、しかも短時間に数多くの試験個数が得られる。このため同一箇所の試験地の標準偏差などで示されるばらつきの度合が、むしろ軽石などの混入程度を示す指標ともなる。

本試験は、単に水に対する耐食性を示すのみでなく、噴射水を一種の貫入体とする表層の

貫入抵抗のようなものを測定していると考えられ、一種のせん断強さを示している。

本試験は、特殊土の調査法としてシラスを対象に行なうものであるので、他の種類の土に試験をする場合は慎重を要する。

7. 斜面挙動調査

一般に急傾斜地の崩壊は、その前駆現象が崩壊の直前に現われる場合が多く、斜面の挙動を観測して、それから崩壊時期を予知することは極めて困難である。また常時すべり面に沿う動きが見られることも少なく、崩壊発生以前にあらかじめすべり面の動きを観測することもむづかしい。しかし、崩壊のタイプが地すべりに似ているような場合は、これらの観測も有効な場合があり、その計器設置、観測、結果の解析、判断などは地すべりで行なわれている手法が適用できる。地すべりでの計測の考え方を掲げておく。

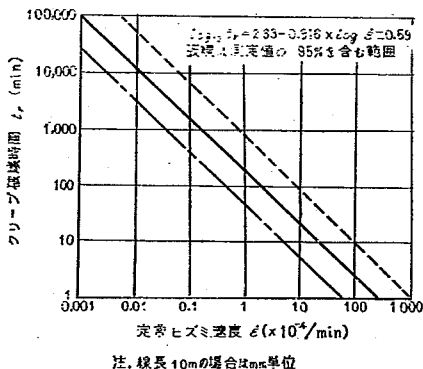
7-1 伸縮計

計測自身に難かしい点はないが、計器の設置の注意を2, 3挙げると、両端杭の打込みは少なくとも50cm以上とし、できるだけ地表の杭の周辺を一边50cm以上、厚さ5cm程度のコンクリート打設による保護を必要とし、杭の風などによるゆれや地表侵蝕による杭の不安定を避ける。またワイヤの風によるふれを避けるための防護管が設置されるがワイヤがこれに触れないようにする。ワイヤスパンは長くても20mを限度とし、10mぐらいが適当である。

記録器には1カ月捲、1週間捲、日捲とあるが、長期計の場合でも極力毎日見廻り、その時間を記録紙にチェックするほどの手間をかけることが望ましい。

亀裂の伸びまたは縮みは斜面のひずみとして計測され、そのひずみ速度は地すべり移動の将来の予測にも利用される。齊藤らの研究によればひずみ速度の変化によって地すべり移動が破壊に至るまでの時間の算出に使えらるゝとして図VI-40のような関係を導き、国鉄路線沿いの法面の崩壊に適用し成果を得たとしており、特に昭和45年1月の飯山高場山トンネル地すべりでは滑落崖亀裂の伸び方から、ほぼ前日よりこの崩壊時刻をおよそ推定できたことを報告している。

しかしこのように比較的正確に崩壊時間を推定できることは稀で、すべり面の形、岩質、土質、地下水、気象状況の違いから同様なひずみ速度をもった地すべりでも静止に至るものもあり、また崩壊しても誤差が大きすぎて計算結果が不適当であったという例の方が多いのは当然である。今後さらに研究が進んで上述の因子を含んだ崩壊とひずみ速度の関連式が得られて、崩壊の予測時刻がより正確に算出されれば地すべり災害の防止にひろく利用され、少なくとも人身災害はひずみ速度の観測によって避けられるようになる。



図VI-40 ひずみ速度と破壊時間(齊藤らによる) 土木技術資料3月号P51

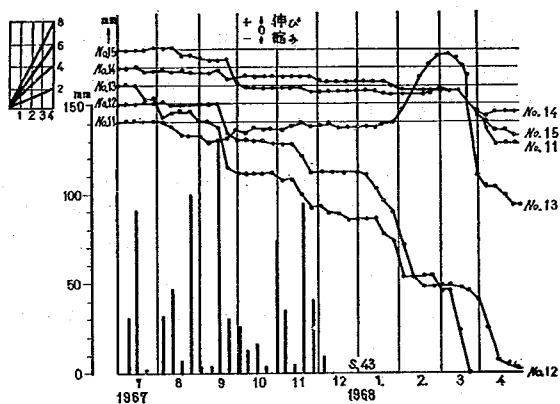


図 VI-40 伸縮計による観測の一例

土木技術資料 3 月号 P51

7-2 地中ひずみ計

1 日 1 回の測定を原則とし、変化量の少ない場合は週 2 回でもよいが、あまり日を置くと変化量が急変した場合、地すべりによる累積変化なのか、他の原因によるゲージの故障なのか不明となる。

計測器は最小 5 マイクロ読み取りで充分であり、地すべり存在の判定が可能な 10^3 マイク

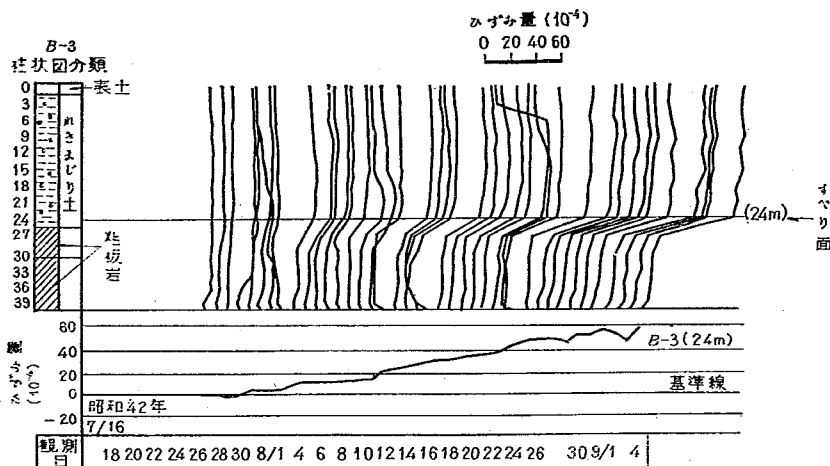


図 VI-42 地中ひずみ計によるひずみ変動累積図

土木技術資料 3 月号 P49

ロを1cmとした資料の整理を行なう。

得られたデータを孔内深度によって整理した1例が図Ⅶ-42である。この整理方法は孔底のゲージの値を不動点に入っているという仮定であるから仮基点とし、これより上方の値は順次これに累加していくもので、すべり面近傍で伸びと縮みによる変化点の他はほぼ直線となり、すべり面の存在を明らかにしている。

このほか、各測定日ごと鉛直線を基線とし、それぞれの深度のひずみ変化量をそのままプロットする整理方法があり、この場合には変化量の大きいすべり面近傍での大きな屈曲に続いて微小変化のゲージ値が基線近くに戻るのもので、前の方法に比較して屈曲点が多くなってややグラフが複雑になるが、データの累加計算などの手間がないので簡便である。

ひずみ柱状図を描いてみてひずみ累加傾向のはっきりしないものについては、すべり面と推定される付近の日変化累加図を作成する。

あ と が き

本書は、急傾斜地で崩壊防止工実施のために行なう調査の考え方、調査方法、及びその取り扱いなどについてまとめて一冊にしたもので、まだまだ不完全であるが、現場技術者の手引きになるように意図したものであり、また、現在改訂作業の進められている、河川砂防技術基準の中に新たに加えられることとなった急傾斜地の調査の解説、あるいは資料としての使用の意図も含まれている。

試験あるいは調査方法そのものは、すでにある基準を用いるものが多く、特に土質学会編：土質調査法及び土質試験法の中で基準として扱われているものはそのまま本書にも掲載した。

急傾斜地崩壊対策事業は未だ歴史が浅く、調査についてはその実例も少ないので本書では実例にもとづいた検討は充分なされていない。実際に本書を用いて急傾斜地の調査を行なってみた際、改良すべき点、不備な点、不便な点などの御意見を出していただくことを期待している次第です。

本書も、実際に急傾斜地の調査、あるいは急傾斜地崩壊防止工事を担当されている方々のこれらの御意見を参考に今後改訂を重ねていく予定です。

本書が急傾斜地の調査のために役立てば幸いです。

土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室

安 江 朝 光
大 久 保 駿
岡 本 正 男