

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3122号

土 木 研 究 所 資 料

スウェーデンの地すべり

平成4年6月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

「Copyright © (1992) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、
複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

スウェーデンの地すべり

地すべり研究室 室長 吉松 弘 行
主任研究員 近藤 観 慈
研究員 丸山 清 輝

要 旨

本報告書は、第12回日本・スウェーデン貿易経済協議（1987年）において合意された「地すべりの調査手法及び対策工に関する研究協力プロジェクト」の一環として実施された共同研究に際して得られた資料をもとに、スウェーデンの自然条件、地すべりの概要、地すべり調査、代表的な地すべりについてまとめたものである。

キーワード：スウェーデン、地すべり

スウェーデンの地すべり

まえがき

地すべりの発生は、地質や地質構造に強く規制されるため、特定の地域に集中する傾向がある。わが国においては、特に北陸地方を代表とする新第三紀層地帯や四国地方を代表とする破砕帯（三波川帯、御荷鉾帯、秩父帯）等に多くの地すべり地が分布している。地すべりは、一般的にはすべり面に沿った土塊の滑動現象であることから、地すべりが動くかどうかは、すべり面における土塊の滑動力とそれに対する抵抗力のバランスで決まることになる。そこで、地すべり対策工事の規模は、一般的に地すべり斜面のすべり面における抵抗力と滑動力との比である安全率によって、現状あるいは地すべり発生時の斜面安全率を評価し、それを計画安全率まで高めるように決定される。その際に斜面安定解析を精度良く行うためには、すべり面形状、土質強度定数、間隙水圧、単位体積重量等の諸データが重要となる。そこで、この中の土質強度定数を取り上げ、地すべり面の土質定数の決定手法に関する研究として、スウェーデン土質工学研究所（SGI）と共同研究を実施した。

本報告書は、第12回日本・スウェーデン貿易経済協議（1987年）において合意された「地すべりの調査手法及び対策工に関する研究協力プロジェクト」の一環として、科学技術庁振興調整費個別重要国際共同研究が実施された際、スウェーデン土質工学研究所（SGI）を訪問し得られた資料をまとめたものである。なお、共同研究に際しては、SGIの方々に大変お世話になった。ここに、感謝の意を表します。

平成4年6月

目 次

1. スウェーデンの自然条件の概要	1
1.1 スウェーデンの地形・地質	1
1.2 スウェーデンの気候	1
2. スウェーデンの地すべり概要	3
2.1 地すべりの発生要因	4
2.2 地すべりの分布	6
3. スウェーデンの地すべり調査	6
3.1 間隙水圧調査	6
3.1.1 まえがき	6
3.1.2 地下水位観測孔とピエゾメータ	7
3.1.2.1 開放システム	8
3.1.2.2 閉鎖システム	9
3.1.3 各種ピエゾメータの比較試験	13
3.1.4 地すべり斜面での間隙水圧の観測	13
3.1.4.1 間隙水圧の観測	16
3.1.4.2 間隙水圧の観測結果	16
3.2 モニタリングシステムについて	17
3.2.1 試験地	17
3.2.2 試験方法	17
3.2.3 モニタリングシステム	19
3.3 地すべり現地試験	23
3.3.1 試験斜面	23
3.3.2 斜面の作成	23
3.3.3 解析	24
3.3.4 地すべり発生までの変状	28
3.3.5 まとめ	28
3.4 斜面安定解析に用いる排水及び非排水せん断強さ	32
3.4.1 正規圧密粘土斜面に対するスウェーデンの従来の方法	33
3.4.2 シルト層の影響	34
3.4.3 排水層における高い間隙水圧の影響	35
3.4.4 せん断強さの重要性	36

3.4.5 限界的過圧密比	37
3.4.6 地すべりの伝播と後退性地すべりの危険	39
4. スウェーデンの代表的な地すべり	41
4.1 チューブ地すべり	41
4.1.1 地すべり概要	41
4.1.2 地形	41
4.1.3 地質	46
4.1.4 水文地理及び水文気象	50
4.1.5 地すべりの状況	50
4.1.6 まとめ	54
4.1.7 被害状況写真	54
4.2 スルテ地すべり	61
4.2.1 地すべりの概要	61
4.3 ヨールブロ地すべり	62
4.3.1 地すべりの概要	62
4.4 グントルプ地すべり	64
4.4.1 地すべりの概要	64
5. あとがき	66
参考文献	66

1. スウェーデンの自然条件の概要¹⁾

1.1 スウェーデンの地形・地質

スウェーデンは、南北に1,574km、東西499kmの細長い国であり、スカンジナビア半島東側の北緯55° 20' ~69° 4' に位置する。国土の7分の1は北極圏に属し、面積は450,000km²（日本の1.2倍）である。この内、森林が50%、耕作地（畑、牧草地）9%、湖沼河川が9%を占め、湖沼の数は約96,000に達する。また、北部は山脈及び湖沼地帯、中部は低地、南部は低山性山地、最南端は平坦地と成っている。この他、スウェーデンとノルウェーの国境沿いには、図-1.1に示すようにチェーレン山脈があり、標高は最大で2,000mを少し超える程度の起伏の少ない山地である。

スウェーデンは、古生代前期の地層からなり、激しいしゅう曲を受けている。また、北部には氷河がみられ、その東部は地質学的に言うフェノスカンジナビアの一部に当たる安定陸塊からなり、緩やかな平原が階段状に低下して海岸に達する地形を成す。この他、北部地域一帯には、氷河地形が発達している。現在、スカンジナビアの氷河面積は約5,000km²あり、所々にある圈谷氷河や谷氷河は小規模である。しかし、洪積世氷期には厚さ数十mの大陸氷河に覆われていた。氷河は山地から低地に向かって移動しながら激しい氷食を行い、移動方向に沿う深いくぼみを刻み、高さ50~60mにおよぶ無数のたい石堤を作った。図-1.1に示すトルネ、ルーレ、ヴィンデル、ウーメ、オンゲルマン、ユースナ、ダール等の河川は、かつての氷河の移動方向を示す。各河川の上・中流部あるいは水源地帯に分布する狭長な湖沼群は、氷食谷に水をたたえたもの、あるいは氷河堆積物によるせき止湖であり、川には多くの急流や滝が存在している。なお、地すべりに関係する地形・地質については、後の項で詳細に述べる。

1.2 スウェーデンの気候

スウェーデンの気候は、国土が大陸の西岸に位置していることから海洋性である。このため、緯度が高い割には気温は高く年変化も少ない。夏の平均気温は、南部の内陸で18℃、北部の沿岸で15℃前後であり、1月にはそれぞれ-3℃及び-10℃前後となる。ただし、冬に大陸方面から寒波が襲来した場合や放射冷却が激しい谷間では、極端な低温になることがある。

また、冬には西風が多く、夏には南・東の風が多い。スウェーデンがスカンジナビア山地の風下に位置する関係から、卓越する偏西風や北極前線・寒帯前線上に発生する低気圧の南西から流入する暖気は、アイランド低気圧やアゾレス高気圧の二つの大気活動の中心の作用を受けて著しく弱められ、降雨量もまたノルウェー方面よりはるかに少ない。したがって、降雨量は南部や中部で年間500~700mm、北部で200~500mm程度に過ぎない。しかし、気候は、この程度の降水量でも気温の関係から湿潤気候となる。降雨量は夏に多く冬に少ないが、年変化も年の差も共に少ない。

スウェーデンが高緯度に位置するため、夏の日照時間は長く、最北部では白夜となる。結氷期間は、北部では10月から5~6月、中・南部では11月末から4月頃までである。年降水量の内、降雪量の占める割合及び積雪期間は、北部ラブラントでは36%で約150日、南端では9%で47日前後である。また、春の融雪や解氷によって河川の水位が上昇し、5月末から6月初めにかけて最高となる。なお、表-1.1には、スウ

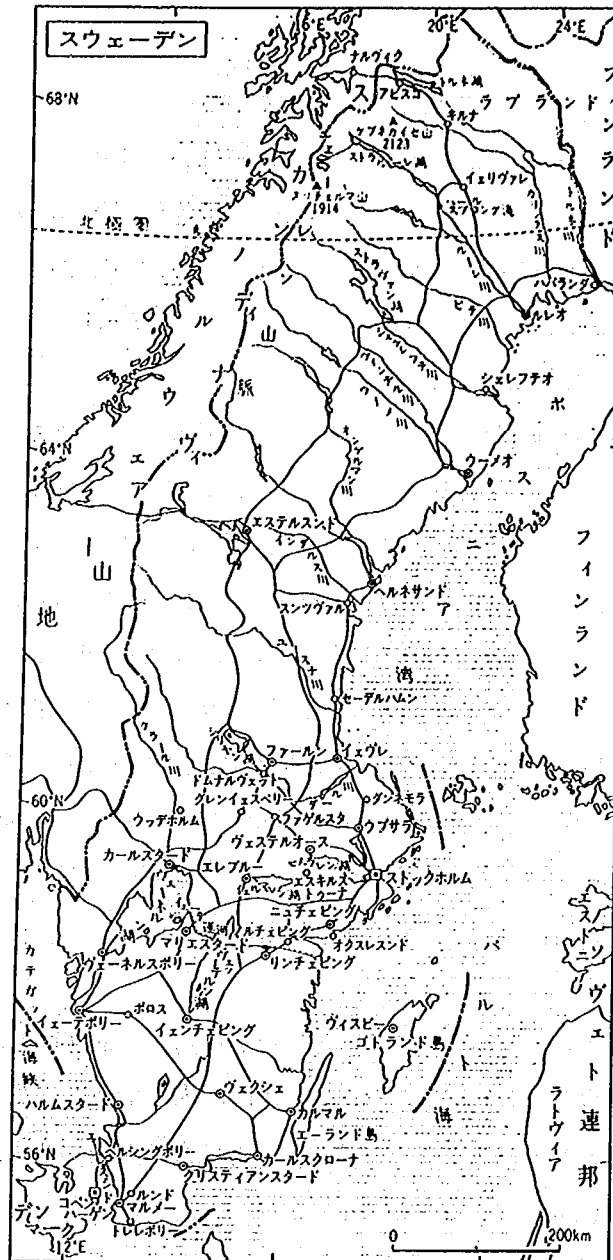


図-1.1 スウェーデンの地形

スウェーデンの降雨量、平均気温、平均湿度を示した。

以上のことから、スウェーデンは気候で区分すると4つの地域となる。すなわち、北緯59°から南部は夏冷涼温帯湿潤気候地域、その北の北緯60°までは夏冷涼冷帯湿潤気候地域、北部の大部分は冬寒冷冷帯湿潤気候地域、山地ではツンドラ気候地域である。

表-1.1 スウェーデンの気象（ストックホルム）

	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10月	11月	12月	年
降雨量	38.6	26.2	22.6	30.9	30.1	47.4	71.3	71.7	49.6	52.3	51.2	45.4	537.4
平均気温	-3.0	-3.6	-0.5	4.1	9.9	15.4	16.9	16.0	11.7	7.1	2.2	-0.8	6.2
平均湿度	88	83	74	71	65	65	69	75	78	83	86	88	76

統計期間： 降雨量 1951-1980 平均気温 1951-1980 平均湿度 1961-1967 （理科年表より）

2. スウェーデンの地すべり概要²⁾

スウェーデンでは、各地で地すべりが発生しており、一般的な地すべりのタイプは、シルト層が河川及び降雨による侵食により発生するものと、発生する場所によっては大規模で急激な移動に発展する恐れのある粘土層のスランプがある。また、この他にも、クリーブ、岩屑なだれ、土石流等の種々の土砂災害が発生している。

スウェーデンにおける地すべり災害は、17世紀以来記録されており、様々な地理上の名詞に地すべり災害があったことを示すものがある。また、粘土層地域における地形調査に際しては、古い地すべり跡がみられる。特に記録として残っている地すべり発生件数では、20世紀初頭の鉄道建設が盛んになった時期に多くなっていることが分かる。このため、スウェーデン西部海岸の幹線鉄道に沿って発生した地すべりの調査では、1908年にスウェーデンにおける最初の地すべり調査機関が設立されている。また、その他の沿線においても地すべりが発生しており、1913年にはスウェーデン国有鉄道地質工学委員会が設立された。この他、ヨーテボリ港の岸壁工事では、特別な港湾委員会が安定性調査のために設立された。この委員会ではスウェーデン法が開発され、フェレニウスによって、 $\phi = 0$ 法、c、 ϕ 法として完成された。

スウェーデンにおける本格的な地すべり対策は、写真-2.1に示した1977年に発生したヨーテボリのチュ

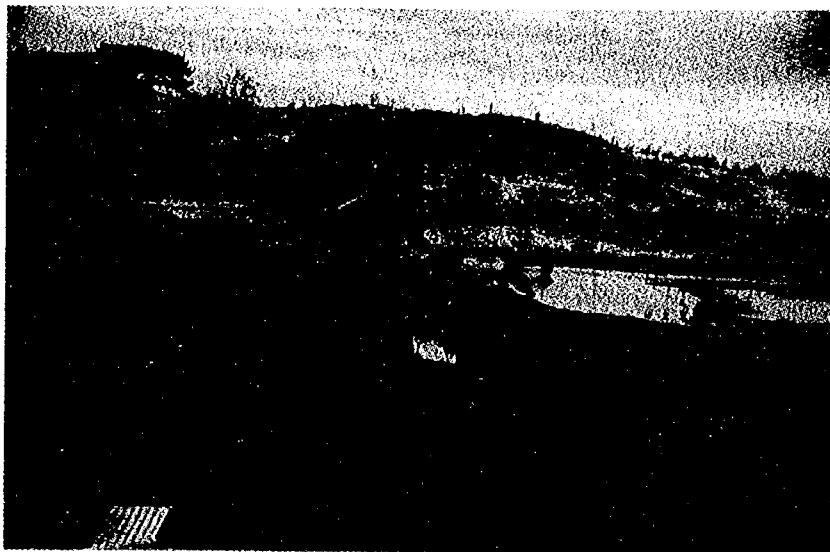


写真-2.1 チューブ地すべり

ープでの大規模な地すべりを機に始められた。この地すべりの規模は、長さ800m、幅600m、面積27haであり、死者9人を出すものであったが、スウェーデンにおける地すべり災害の危険に対する認識を非常に高めた災害であった。この地すべり災害により1986年に国の地すべりに対する政策が確立され、1988年には地すべりに関する情報収集のための委員会が設立されて調査研究が開始された。

2.1 地すべりの発生要因

地すべりは、特定の地域に発生し分布していることは既に良く知られている。これは、その地域に地すべりが発生する要因が存在するためである。要因としては、一般に地形、地質、地下水、気象等が挙げられるが、スウェーデンにおいては、この他、凍結、融解、クイッククレイ等が大きな要因として挙げることができる。以下に、スウェーデンの地すべり発生要因を示す。

図-2.1には、スウェーデンで地すべりが発生している地域の代表的な2種類の斜面縦断面図を示した。(a)は岩盤の溪谷沿いの地質特性を示したものであり、(b)はその他の地域のものである。主な地すべりは、図中に示した粘土及びシルト層で発生している。これらの層は、スカンジナビア最後の氷河期及びその後形成されたものである。

スウェーデンの国土から氷河の後退が始まったのは、およそ紀元前15,000年頃であり、紀元前6,000年頃には氷河は消えたと言われている。この間には、淡水湖や塩水湖が形成され、氷河の先端近くでは、氷河堆積物として粘土やシルト、漂礫土（ディル）が堆積し、その後に氷河期以後の堆積物が堆積した。すな

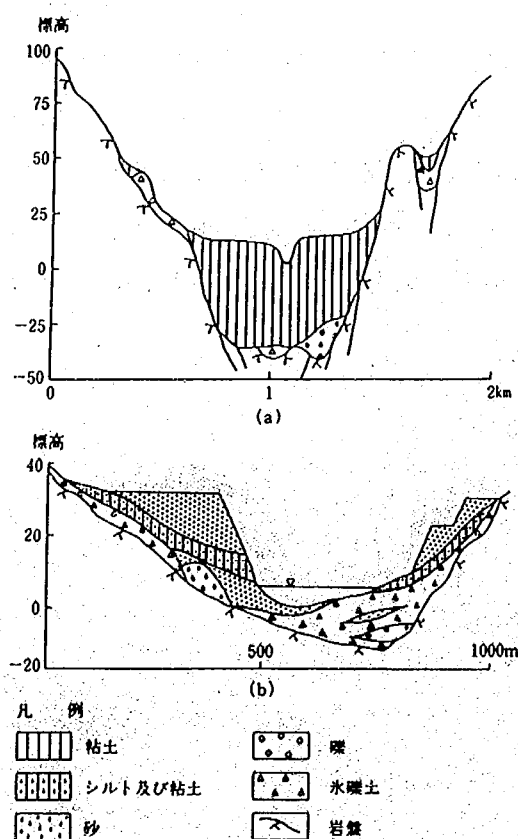


図-2.1 地すべりが発生している代表的な斜面縦断面図

わち、粘土は地形的に低い地域、湖やその周辺、河川沿いの地帯に多く堆積している。粘土の堆積は、国土の大部分が海没した時点に始まり、図-2.1に示すように漂礫土や岩盤の上に堆積し、その底層は砂やシルト層となっている。また、漂礫土は、スウェーデン国土の約75%を覆うスウェーデンで最も一般的な表土である。その成分は、通常ではシルト質砂礫土であり、中礫や巨礫を含む。漂礫土の分布地方はスウェーデンの東部であり、淡水の中に堆積している。地層は、季節による水量の変化によりはっきりとした縞模様を呈しており、粘土とシルトが交互に重なり合っている場合もある。しかし、西部地方においては、この地層の模様は判然としておらず、粘土やシルトが海中に堆積し凝集した状態となっている。漂礫土地形は、大部分の岩盤地形を反映している。岩盤が急峻であれば漂礫土堆積面も急峻であるため、地すべりが発生しやすい地形となっている。また、岩盤は先カンブリア時代の花崗岩及び片麻岩が主であり、極めて強度が高い。しかし、比較的強度が低いカンブリア紀、オルドビス紀、シルル紀の岩盤もスウェーデン南部の山岳地帯に点在している。なお、氷河堆積物の厚さは、スウェーデン西海岸で100mにも達している。

また、氷河が消えたことによる応力解放によって地盤の隆起が始まり、現在でも地域によっては、100年間に1mにも及ぶことが確認されている。この隆起により河川や溪谷では侵食が始まり、斜面が形成され、その高さは粘土層地帯で30~40m、シルト層地帯では50m、斜面勾配は粘土層で30~40度、シルト層では90度近くになっている場合もある。このような地質特性と侵食により、地すべりの発生しやすい斜面が形成されている。

地すべりの発生時期は、図-2.2に示すように、スウェーデン南部においては通常雨の多い時期である秋に集中し、北部では融雪期の春に多くなっている。これは、間隙水圧の上昇によるものと考えられている。

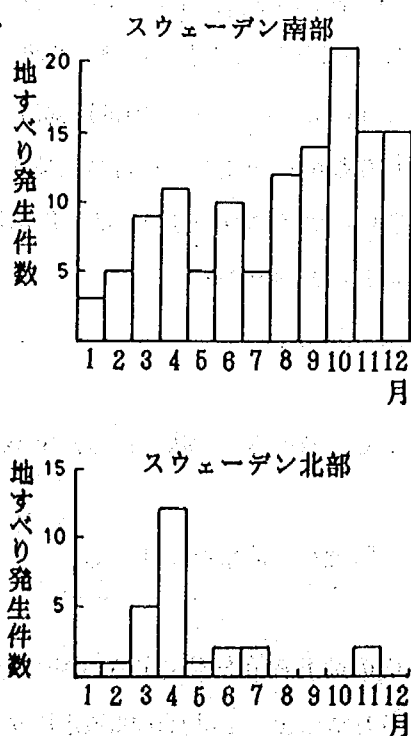


図-2.2 月別地すべり発生件数

スウェーデンの西部海岸地域では、図-2.1に示したように粘土及びシルト等が堆積した溪谷を、高く急峻な岩山が囲んでおり、山腹に浸透した降雨は斜面内のシルト及び砂、漂礫土層を流下するため、非常に高い間隙水圧を斜面内に発生させている場合がある。スウェーデンの主な大規模地すべりは、このような地域で発生している。

スウェーデンでは、冬期に表土の凍結が起こる。南部の平均的な凍結深度は1.0~1.5mであり、東岸沿いの北部では約2mに達する。この凍結した土層は、春になると地表と地下の両面から融け出す。その結果、氷の融けた土層は非常に軟らかくなり、急峻な斜面では土砂の流動が起こり、大規模な地すべりの原因になる場合もある。また、粘土層中の凍結・融解の繰り返しは、土層に割れ目を作り侵食や降雨の浸透を促進させ、地すべりの発生を助長すると考えられている。

この他、クイッククレイ（鋭敏比が50以上で、練り返したせん断強さが0.4kpa以下の粘土であり、塩分が溶脱された海成粘土や淡水粘土中にみられる）の存在がある。この粘土は、スウェーデンの極めて大規模な地すべり（>10ha）にみられ、透水性の良いシルト及び砂層を挟んでいる層で形成されたり、均質でない厚い堆積層内に形成されとも言われている。クイッククレイの地すべりは、その土質特性から急激な移動をなし、クイッククレイが存在しない領域まで拡大する大規模なものである。

2.2 地すべりの分布

地すべりには、2.1 地すべりの発生要因で述べたような要因により発生する自然的要因だけのものと、それに人的行為が加わったものがある。

図-2.3には、1978~85年にかけて発生した粘性土地すべりの分布を、粘性土の分布する地域とともに示した。粘性土の分布する地域は、比較的地すべりの発生し易い地域と発生しにくい地域とに分けられる。

図-2.4は、1640~1970年の間における10年毎の地すべり発生件数を示したものである。このデータでは、小規模地すべりに関しては精度が良くないのであるが、全国的な鉄道網が建設途上であった19~20世紀にかけてと、第二次世界対戦後の大規模な都市化が始まった時期に多くなっていることが分かる。

以上のことから、スウェーデンにおける地すべりの分布には、地形地質的要因の他に鉄道建設や都市開発等の人的行為が、大きく影響していることが分かる。

3. スウェーデンの地すべり調査

SGIが実施した地すべり調査の中で、筆者らが興味を持った事項について紹介する。

3.1 間隙水圧調査³⁾

SGIが、間隙水圧の測定について研究した成果を紹介する。

3.1.1 まえがき

間隙水圧の測定は、ボーリング孔内の地下水位を測定するのが一般的である。しかし、間隙水圧は斜面内の地質構造に影響されるため、測定方法によっては真の間隙水圧が測定できない場合があり、間違った安全率を算出する恐れがある。

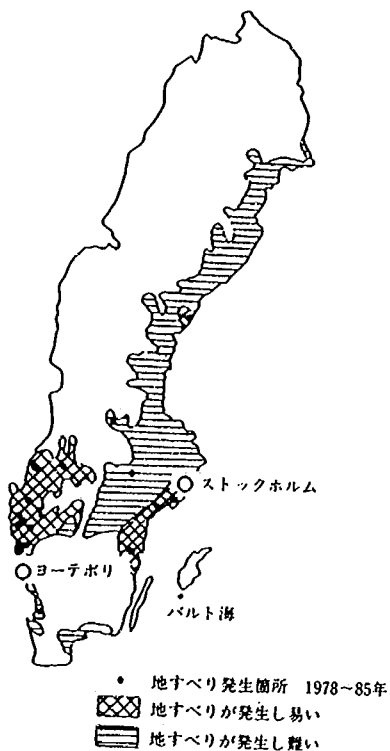


図-2.3 地すべり発生箇所

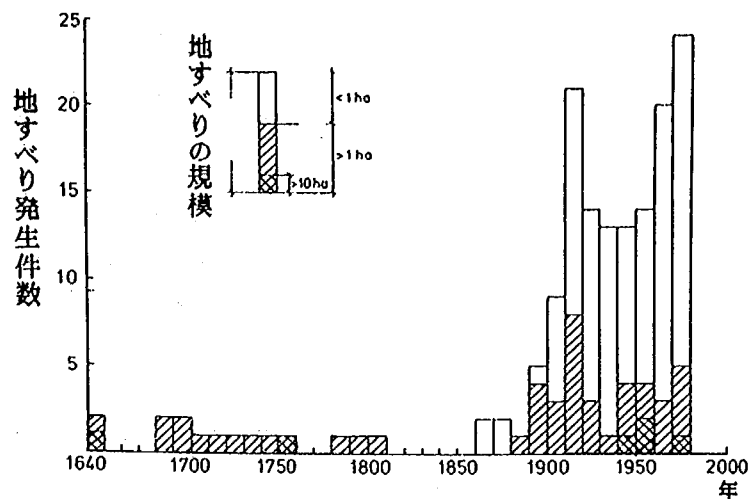


図-2.4 地すべり発生件数

3.1.2 地下水位観測孔とピエゾメータ

地下水位観測孔は、孔内全長に沿う間隙水圧の影響を受ける。図-3.1.1には、地下水位観測孔の模式図を示した。地下水位は、孔の全長に亘って存在する平均水頭を示し、被圧帯の水圧が測定値に影響するので、このような測定方法は意味をもたない。

間隙水圧を正確に測定するには、ピエゾメータを使用する必要がある。図-3.1.2に示したように、ピエゾメータを用いることにより、どの深度においてもその位置の間隙水圧の測定が可能となる。ピエゾメータの先端部はフィルターチップとなっており、フィルターチップ内の圧力は土中の圧力変動がフィルター

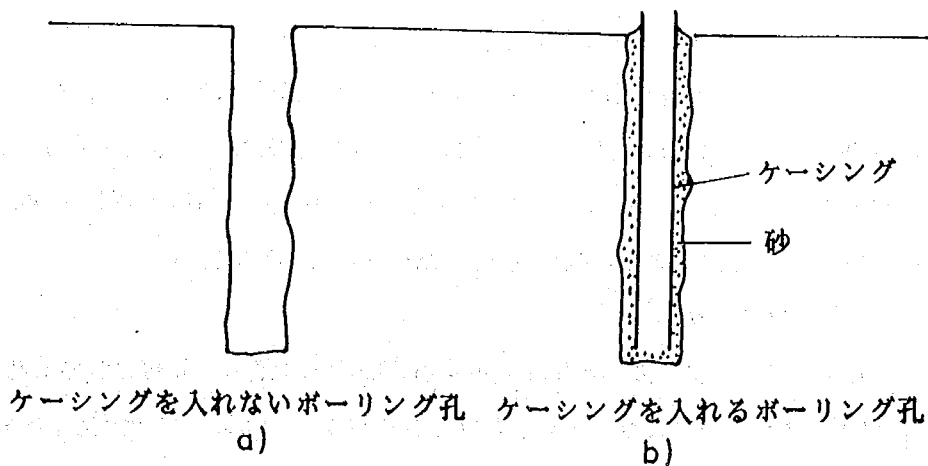


図-3.1.1 地下水位観測孔

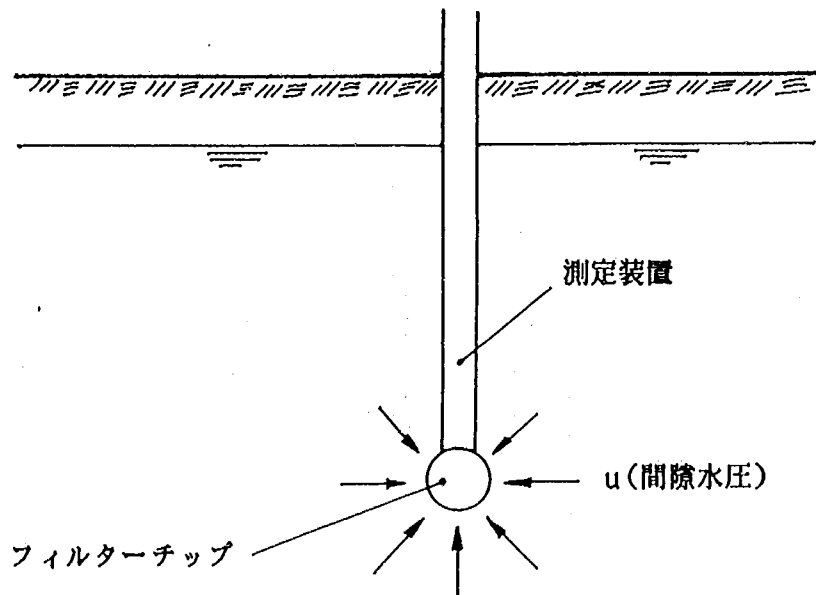


図-3.1.2 ピエゾメータ

を通して伝達されるので間隙水圧と同じ値になる。

図-3.1.3には、ピエゾメータの設置法を示した。(a)はフィルターチップをボーリング孔内に挿入し砂を充填して、その上下を粘土でシールする方法である。(b)は軟弱地盤での設置方法であり、地表面から地盤にフィルターチップを押し込む。

なお、ピエゾメータ内の圧力の測定には、開放システムと閉鎖システムがある。

3.1.2.1 開放システム

開放システムは、フィルターチップ内の圧力を水位として測定するものである。このシステムには、孔を開けた管を用いるものとスタンドパイプピエゾメータがある。

1) 孔を開けた管

土層の透水性が高い場合は、間隙水圧を測定しようとする深度に孔を開けた管を挿入し、孔内の地下水位を測定することにより、その値を間隙水圧として使うことができる。

図-3.1.4に模式図を示す。管の直径は10～40mmであり、一般的には直径25mmを用いる。パイプは底に栓をし、その上部を約20cmの長さに亘り孔を開ける。そして、孔の周辺は粗い砂を充てんする。地下水位は、水圧式水位計等で測定する。なお、このシステムでは、地下水の出入りがあるため土中の間隙水圧は遅れて観測される。したがって、土層の透水性が高い場合にだけ用いるべきである。

2) スタンドパイプ・ピエゾメータ

スタンドパイプ・ピエゾメータは、間隙水圧を測定する方法の中で最も一般的なものである。ピエゾメータは、図-3.1.5に示すようにフィルターチップとプラスチック製のチューブを連結したものからなる。チューブの直径は4～8mmを用い、土層の透水性を考慮して選択する。間隙水圧はチューブ内の地下水位を測定し求める。チューブの直径はフィルターチップの直径より遙かに小さいので、間隙水圧の変動を記録

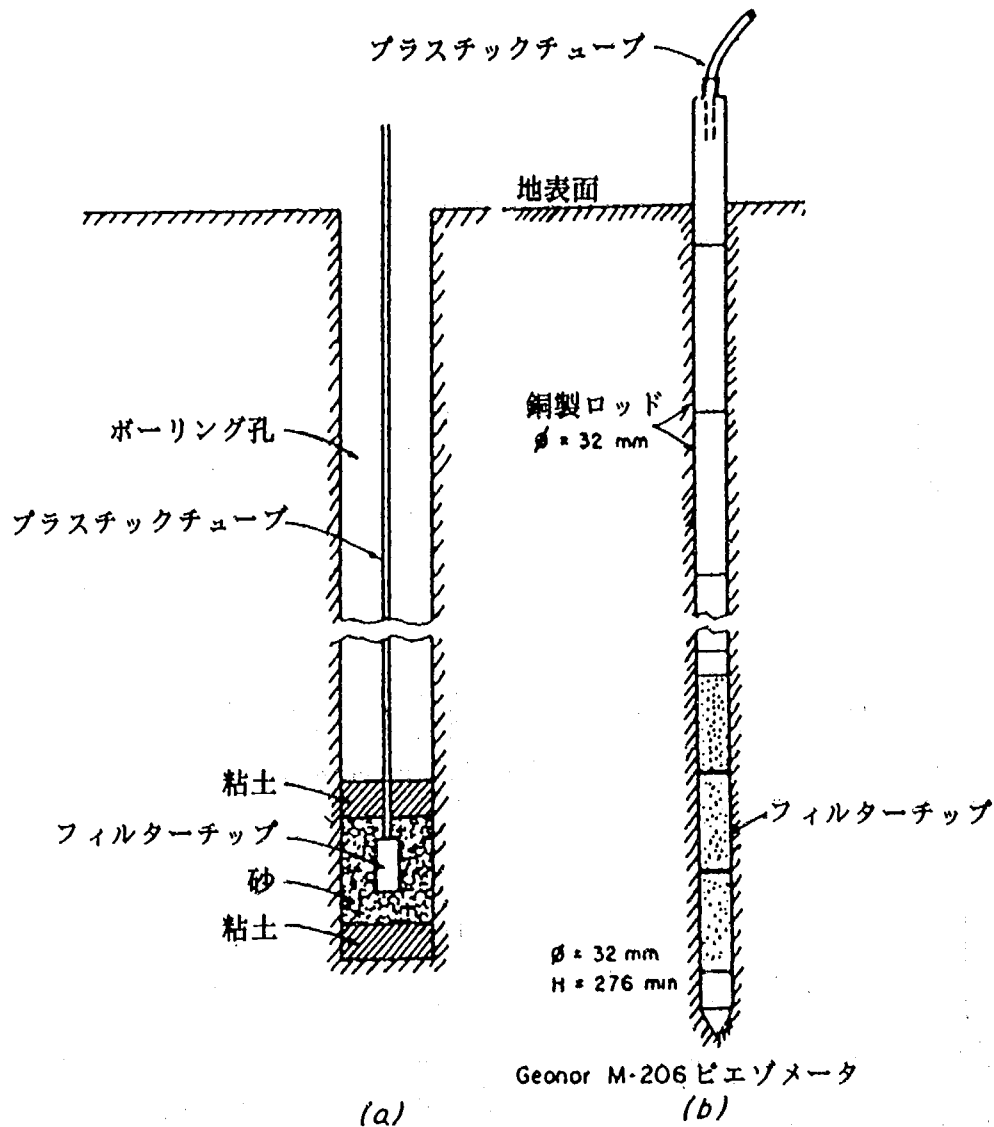


図-3.1.3 ピエゾメータ設置法

録している間に動く水の量は極めて少ないことから応答時間は短い。スタンドパイプ・ピエゾメータは、通常では砂やシルト層で用いる。しかし、間隙水圧の変動が極めて遅い場合は、粘性土層で用いることもできる。

3.1.2.2 閉鎖システム

閉鎖システムは、間隙水圧を直接圧力計で測定するものである。図-3.1.6に模式図を示す。このシステムは、土層の透水性が低い場合にも使用可能である。

1) 水圧式ピエゾメータ

水圧式ピエゾメータは、スタンドパイプ・ピエゾメータの開放チューブ内を水で満たし、地表面で弁を閉じることにより閉鎖システムに変換される。図-3.1.7に模式図を示す。フィルターチップ内の圧力は、チューブに接続された圧力計により測定される。

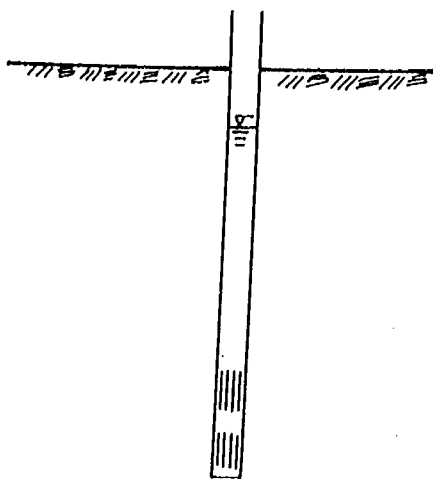


図-3.1.4 孔を開けた管

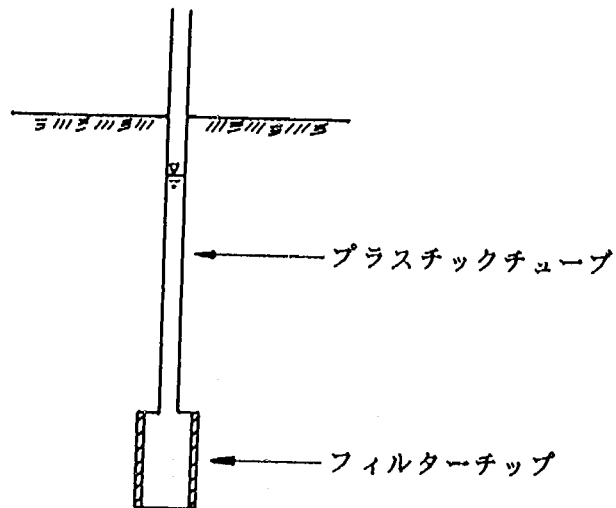


図-3.1.5 スタンドパイプピエゾメータ

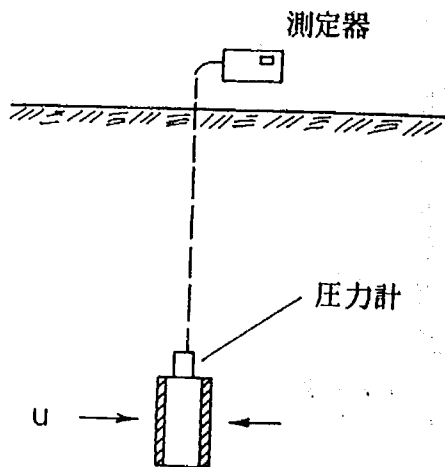


図-3.1.6 閉鎖システム

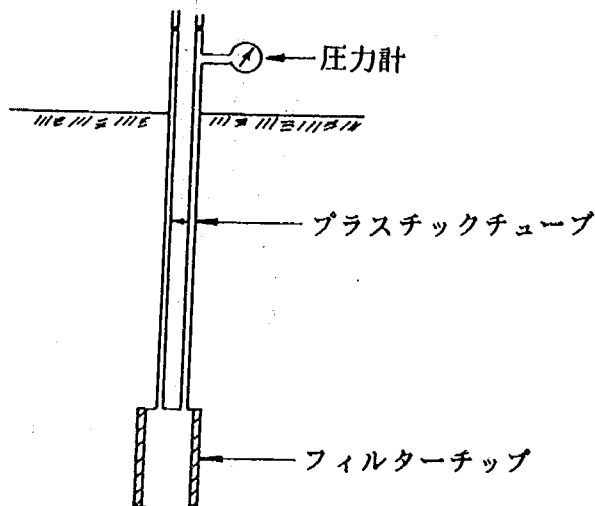


図-3.1.7 水圧式ピエゾメータ

間隙水圧を正しく測定するためには、表面に達するチューブ内は完全に水で満たされている必要がある。したがって、水圧式ピエゾメータは、図-3.1.7に示すように水を循環させ、システム内の気泡を除くために2本のチューブを用いる必要がある。また、チューブ内の圧力は温度の影響を受けるので、温度変化の無いように保護する必要がある。

2) 圧気式ピエゾメータ

圧気式ピエゾメータは、図-3.1.8に示すように空気作動弁を装着したフィルターチップ、圧力計、エア／ガス供給管からなる。フィルターチップ内の圧力は、圧縮空気をチューブの一方に通し、間隙水圧と圧縮空気の圧力を平衡させることにより測定される。間隙水圧と圧縮空気を平衡させるためには、図-3.1.8や図-3.1.9の装置が考案されている。

圧気式ピエゾメータは、僅かな水の移動で間隙水圧を測定できることから、間隙水圧の変動を精度良く

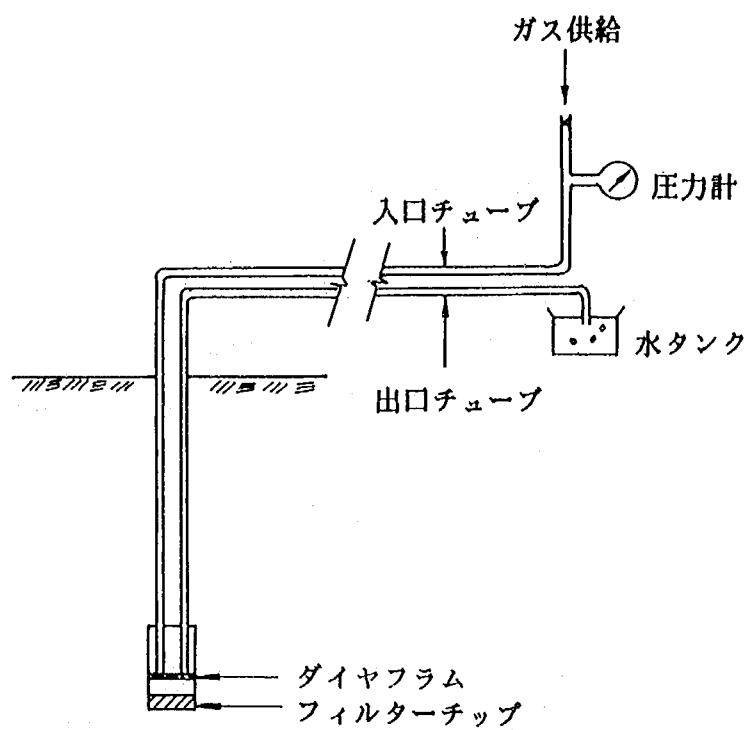


図-3.1.8 圧気式ピエゾメータ

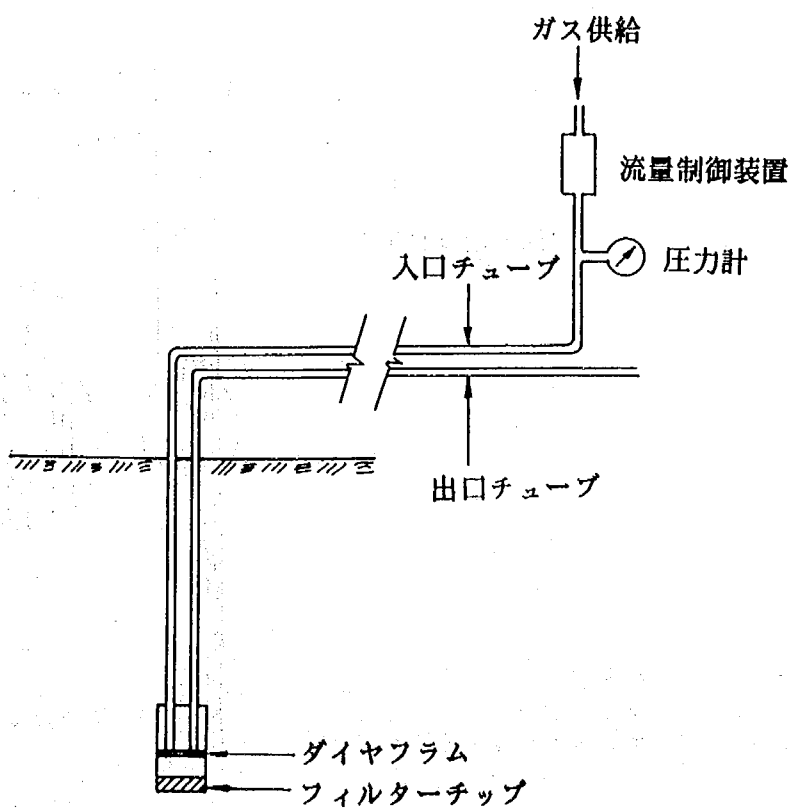


図-3.1.9 圧気式ピエゾメータ

測定できる。

3) 電気式ピエゾメータ

電気式ピエゾメータは、図-3.1.10に示すようにフィルターチップ上部の膜の作用圧力に比例したタワミを作り、そのタワミを電気信号に変換し間隙水圧を測定するものである（振動弦方式と歪ゲージ方式がある）。使用に際しては、大気圧に対する補正が必要である。

4) BATピエゾメータ

BATピエゾメータは、特殊なフィルターチップと圧力変換器からなる。フィルターチップは、図-3.1.11に示すようにフィルターチップとゴム製のディスクで上部が閉ざされたチャンバーからなっている。また、圧力変換器は脱着可能であり、チャンバー内の圧力は、圧力変換器を地表面からフィルターチップの上に吊り下げ、圧力変換器先端の皮下注射針をゴム製のディスクに貫通させ、圧力を圧力変換器に伝達させることにより測定する。このシステムは、圧力変換器を土中に設置する必要がない。したがって、以下のような長所がある。

- ① 常に零点と較正が可能である。
- ② 圧力変換器の修理が可能である。
- ③ 土中にフィルターチップを多数埋設してある場合でも、1つの圧力変換器で測定可能である。

間隙水圧測定の際は、針をゴム製のディスクに完全に貫通させる必要があり、確認することが重要である。

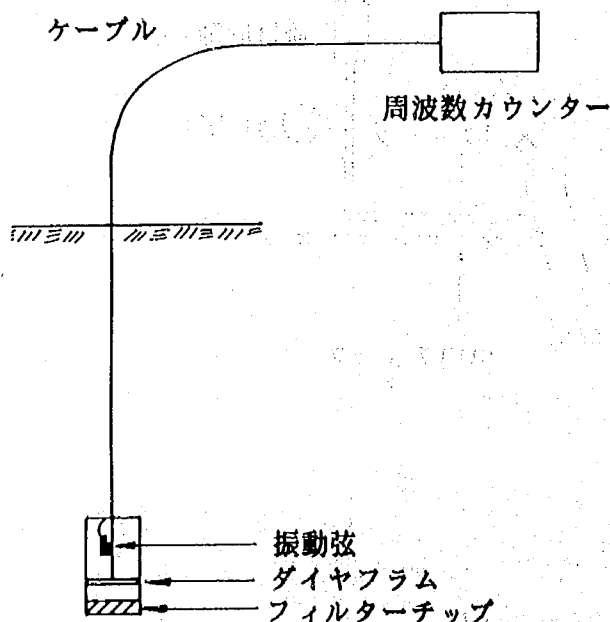


図-3.1.10 電気式ピエゾメータ

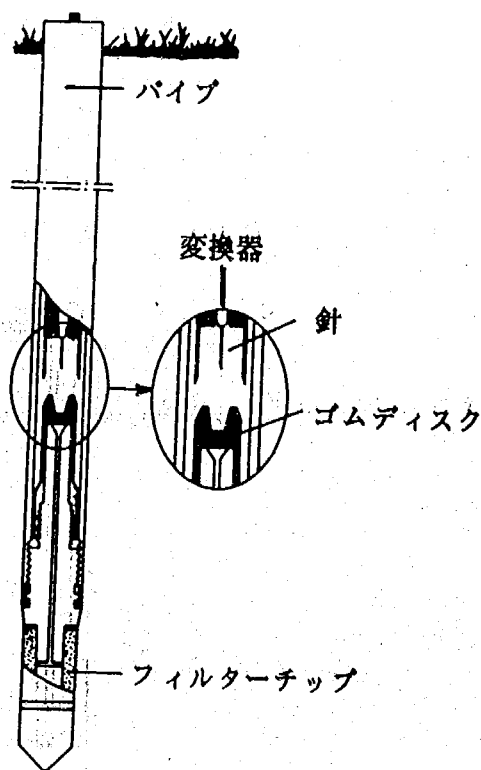


図-3.1.11 BATピエゾメータ

3.1.3 各種ピエゾメータの比較試験

この試験は、各システムの精度及び応答時間を比較するために実施した。

各ピエゾメータは、リンシェーピング市近郊に設置し、6ヶ月に亘って毎週1回間隙水圧を測定した(1984年7月～12日)。ただし、電気式ピエゾメータは連続記録装置に接続し、20分毎に測定した。

リンシェーピングの地盤は、比較的軟弱で均質な氷河期後の粘土層であり、透水係数は $1 \sim 3 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ である。ピエゾメータを設置することのできる厚い均質な層は、コーン貫入試験やポアプレッシャーサウンディングを実施し調査した。

測定は、スタンドパイプピエゾメータ、電気式ピエゾメータの振動弦方式、歪ゲージ方式、BAT方式を用いて行った。図-3.1.12には、各計器の平均値の変化を示した。各計器の測定値及び応答時間は、満足できる精度であることが分かる。なお、応答時間に問題があると思われたスタンドパイプピエゾメータも、10月という雨の多い期間中にもかかわらず、他のものと良く整合する測定結果を示した。

図-3.1.13は、連続記録装置に接続した4台のピエゾメータを用いて、測定値に大気圧の及ぼす影響を調査した結果である。絶対圧力変換器によって測定された間隙水圧は、大気圧の影響を受けていることが分かる。したがって、絶対圧力変換器を用いる場合は、大気圧の補正をする必要がある。

3.1.4 地すべり斜面での間隙水圧の観測³⁾

人口約4,000人のムンケダル村において、厚い粘土層がエレキル川により侵食される災害があった。川底から斜面の尾根までの落差は約20mであり、土層は、厚さ42mの中程度から極めて軟かいクイッククレイであった。土層の含水比は26～68%の間にあり、液性限界は28～56%であった。また、非排水せん断強さ

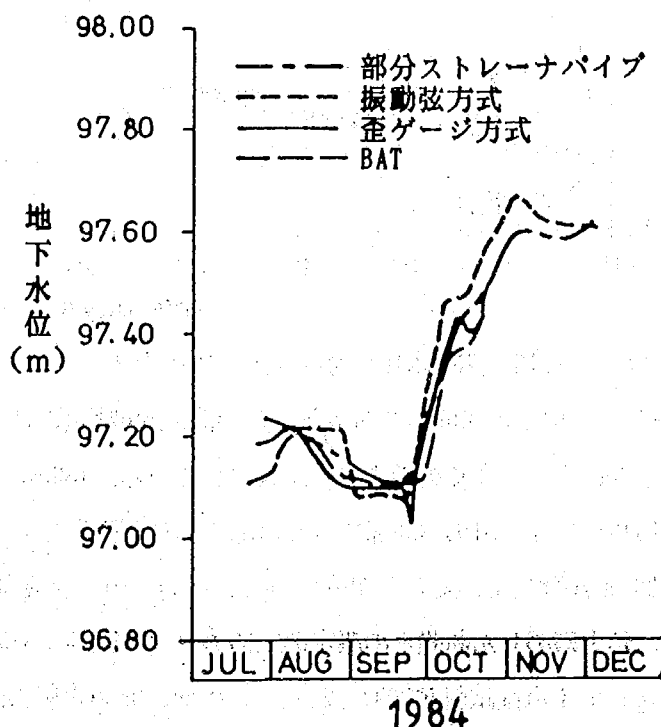


図-3.1.12 各種間隙水圧計の観測結果

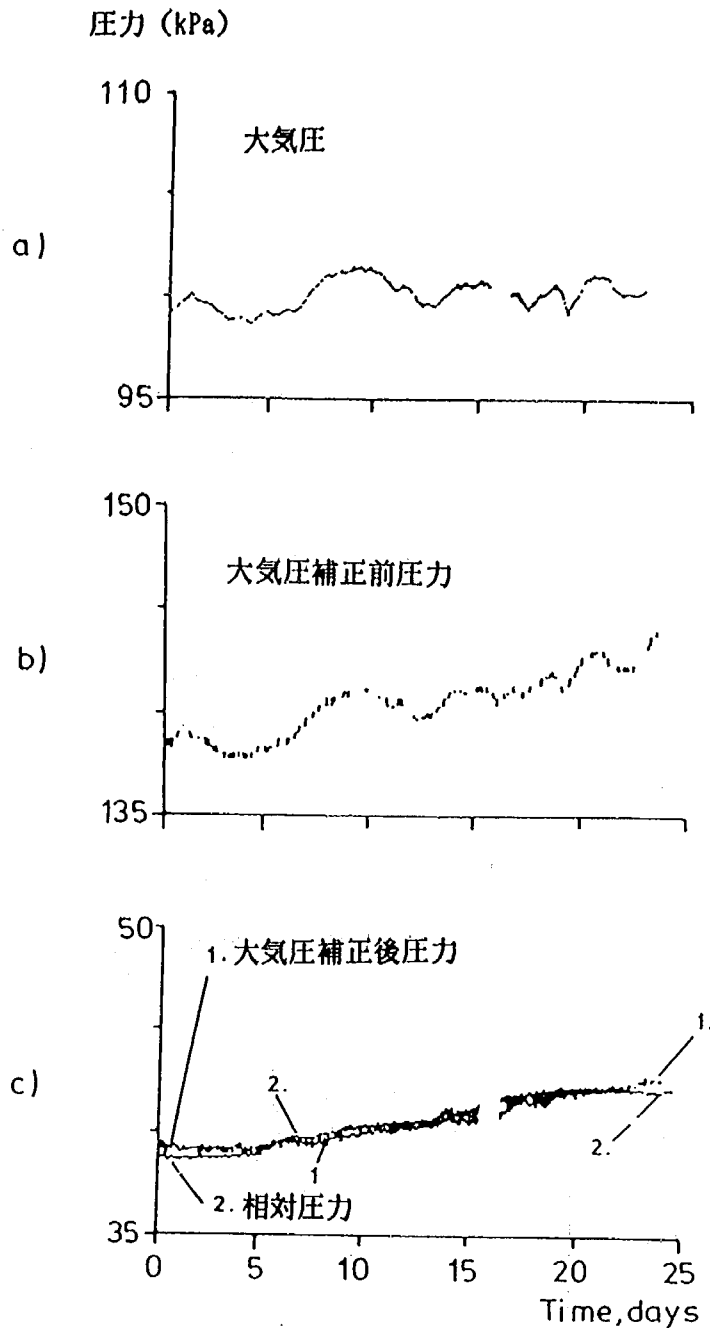


図-3.1.13 間隙水圧に及ぼす大気圧の影響

は、粘土層の上部で23kpaであり、下部では105kpaであった。この他、鋭敏比は354まで認められた。この地域では、斜面末端部の川の侵食によって多くの地すべりが発生している。1895年には、鉄道建設直後に地すべりが発生した。また、1940年には、川の湾曲部で新しい地すべりが発生している。現地踏査から、この2つの地すべりの間の約200mが危険であることが分かった。このため、現地調査としては、基盤岩の深さを知るための貫入試験と、粘土層のせん断強さの測定のためのペーン試験がそれぞれ行われた。また、ピストン・サンプル採取法によって不攪乱試料が採取された。この他、間隙水圧の測定は、図-3.1.14に示すように斜面の末端、斜面頭部、斜面頭部から50m離れたそれぞれの地点の土中にピエゾメータを設置し

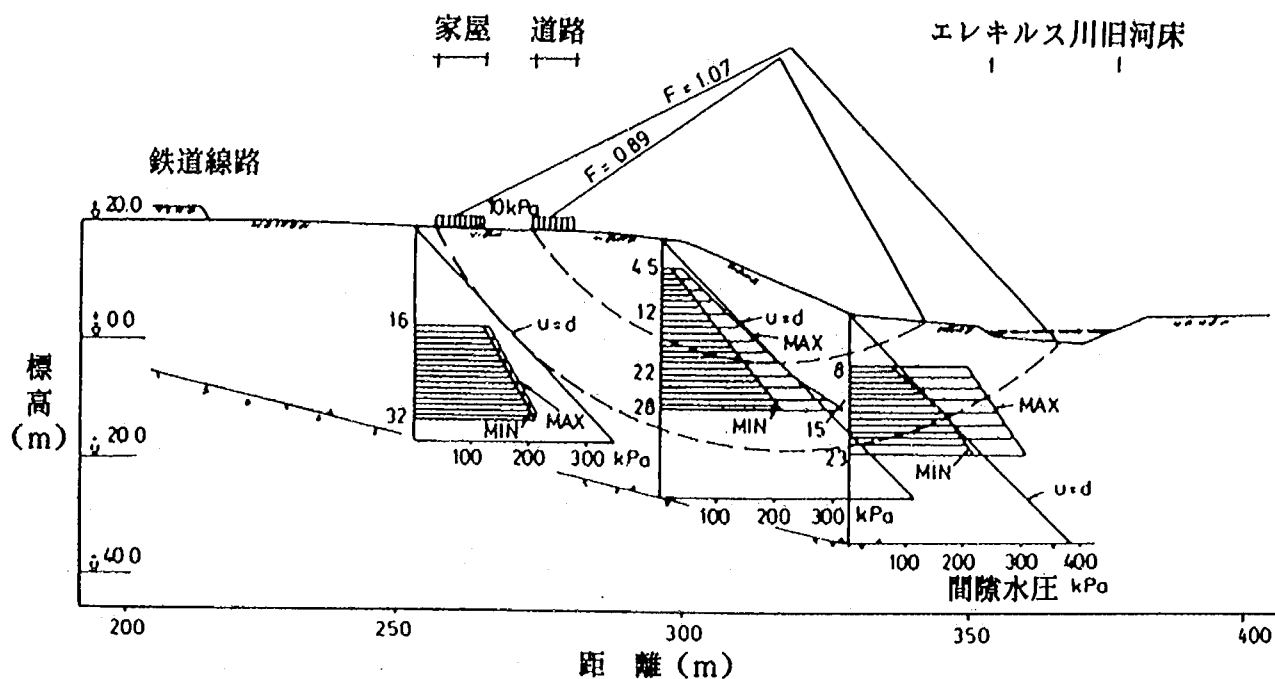


図-3.1.14 間隙水圧の観測

行った。図-3.1.15は、ベーンせん断試験の結果である。非排水せん断強さをを用いた斜面安定解析結果からは、図-3.1.15に示すように $F_s=1.0$ に近い安定率が得られた。

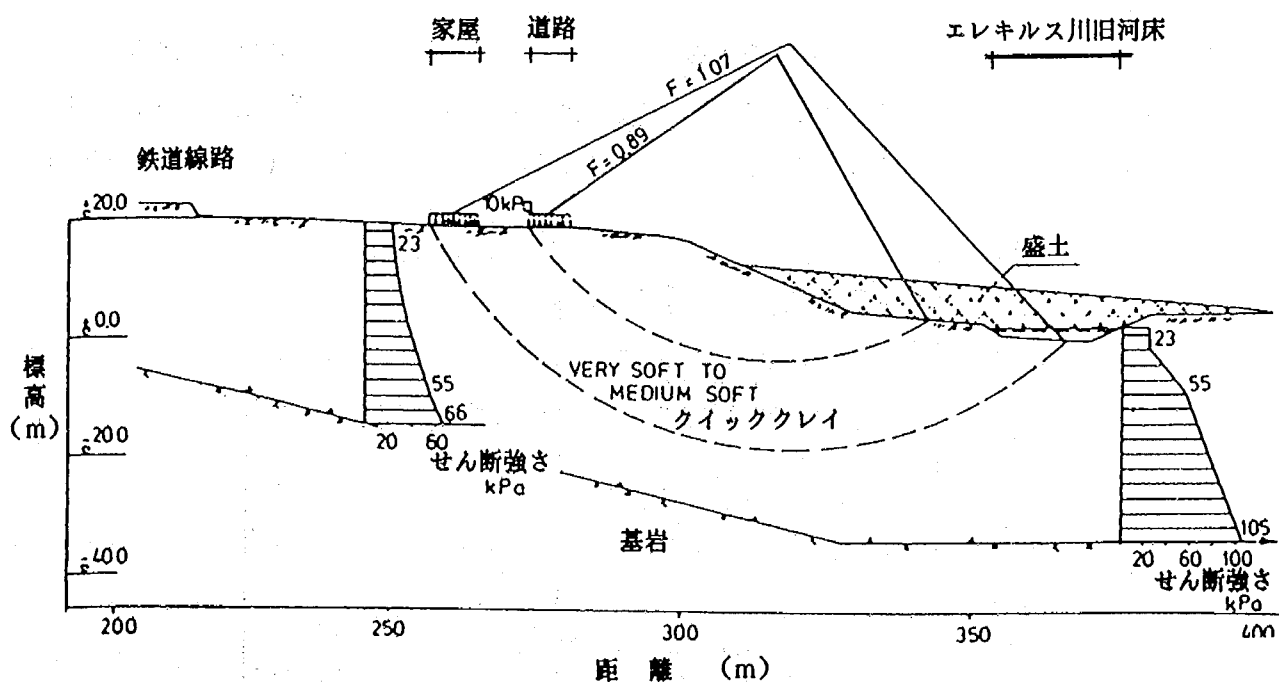


図-3.1.15 ベーン試験結果

スウェーデン国営鉄道の調査では、水平及び垂直の移動が観測されていた。また、今回の調査では、孔内傾斜計の観測により水平方向の移動が観測されている。地すべり防止工事が計画された。地すべり防止工事は、道路、駅、集落及び厚い粘土層の存在を考慮し、エレキル川を約90m東方に移動させ、図-3.1.15に示すように押え盛土を行った。

3.1.4.1 間隙水圧の観測

間隙水圧の観測では、計測器の操作と観測結果に問題が生じた。前者については、BATピエゾメータを用いたことによる圧力変換器とフィルターチップの接続に関するものであり、接続に際しては、接続後のデータが正常な値であるかを十分に確認する必要がある。また、後者については、零点の変化や不安定さが認められ、圧力変換器の修理が必要となった。しかし、修理は、BATピエゾメータを用いたため簡単に行うことができた。この他、気象条件が記録器に悪影響を及ぼしたことから、記録器に囲いを設け低温になるのを防止した。しかし、圧力変換器に対しては気象による問題はなかった。この他、現場で工事が行われていたため、間隙水圧の観測値が不安定化したり機器が破損することがあった。これらのことから、周囲の状況の変化に注意し、その状況を記録しておくことがデータの解析上重要であると思われた。

3.1.4.2 間隙水圧の観測結果

図-3.1.16は、斜面頭部における間隙水圧の観測結果である。深度28mは1984年11月の209kPaから上昇し、1985年3月に最大値315kPaに達しており、水頭で10m以上の上昇である。深度22mについては、同時期に上昇しているが上昇幅は小さい。図-3.1.17は、斜面末端部における間隙水圧の観測結果である。深度8mについては、図-3.1.16の深度22、28mと同じ時期に上昇している。しかし、深度15、23mについては、それより3ヶ月程度遅れて上昇している。

図-3.1.14は、斜面内における間隙水圧の分布を示したものである。各深度の最高値及び最低値を、地下水位が地表面までであるとする静水圧線とともに示した。斜面頭部及び斜面背後の間隙水圧の最低値は、静水圧線より低く、勾配も静水圧線より緩くなっている。しかし、間隙水圧が最高値に達した時、斜面上

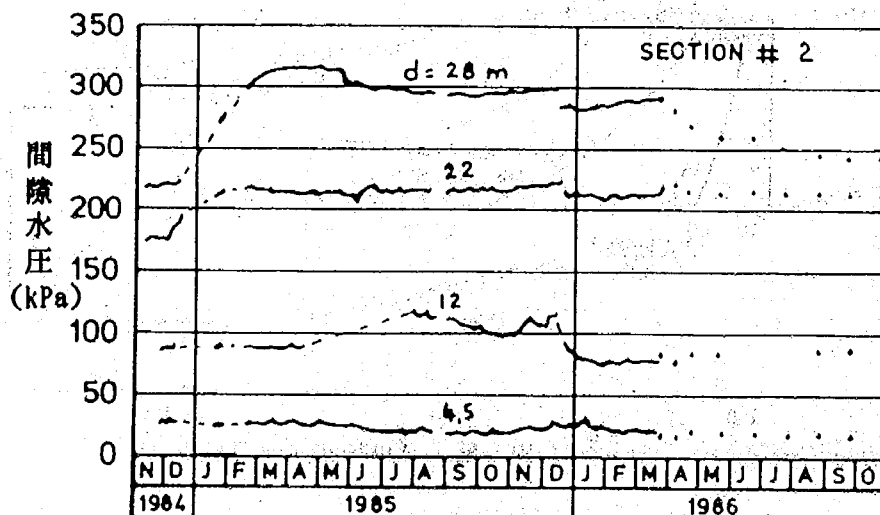


図-3.1.16 斜面頭部間隙水圧観測結果

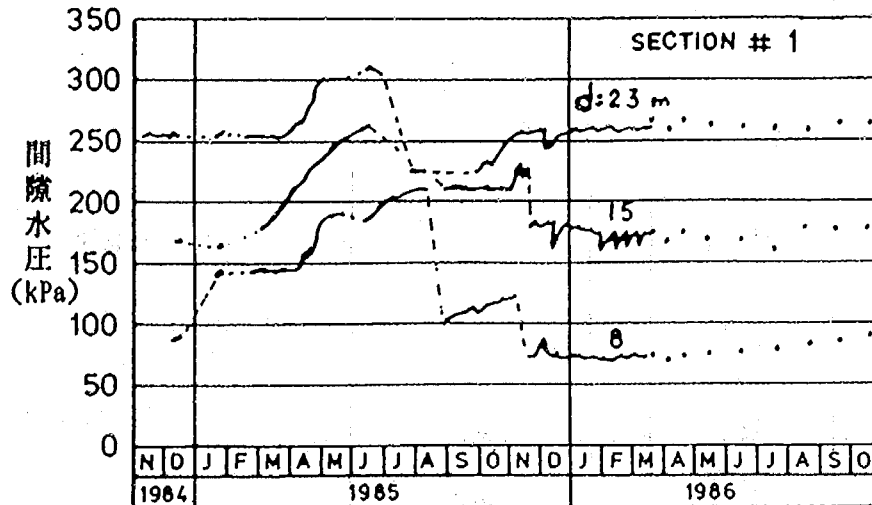


図-3.1.17 斜面末端部間隙水圧観測結果

部と斜面末端では静水圧線を超えており、斜面頭部の深度22、28mが高く、斜面末端では深度8、23mが高くなっている。また、間隙水圧の高くなる領域は、斜面安定解析によれば斜面内で最も応力の受ける部分に対応していることが分かる。このような間隙水圧の分布と変化は、斜面の変形によって生じたと考えられる。その理由は、間隙水圧の上昇した時期が冬であり、地表面が凍結しているので水の浸透が考えられないこと、間隙水圧の変動が地すべり地外の斜面背後だけが少なく、斜面頭部と斜面末端では後者の方が大きいこと、斜面の移動の減少により低下していること等から、斜面の移動により斜面内に過剰間隙水圧が発生したことが考えられるからである。

3.2 モニタリングシステムについて⁴⁾

スウェーデンでは、粘土層斜面における地すべりが毎年発生している。過去40年間では、大規模な地すべり(>10ha)が10年に1回の割合で発生しており、地域住民に多くの被害をもたらしている。また、スウェーデンでは、数千人の人々が地すべり危険地帯に生活し働いている。しかし、すべての地すべり危険地帯に対して防止工事を行うことはできない。そのため、地域住民が安全に生活できるように、地すべりのモニタリングシステムを開発する必要がある。

SGIでは、モニタリングシステムを開発し、スウェーデン建築調査委員会とともに現地試験を実施した。

3.2.1 試験地

試験地は、ストックホルムの南方150km離れたノルシューピングの粘土層斜面である。この粘土層は正規圧密状態にあり、その厚さは13~16mである。図-3.2.1には、フォールコンテスト、ペーン試験、鋭敏比、含水比、液性限界、単位体積重量を示した。非排水のせん断強さは10~20kpaであり、単位体積重量は1.50~1.80tf/m³である。また、液性限界は33~83%であり、鋭敏比は25以下である。

3.2.2 試験方法

試験地斜面は、図-3.2.2のように平地を掘削して作成している。また、観測項目は、以下に示す通りで

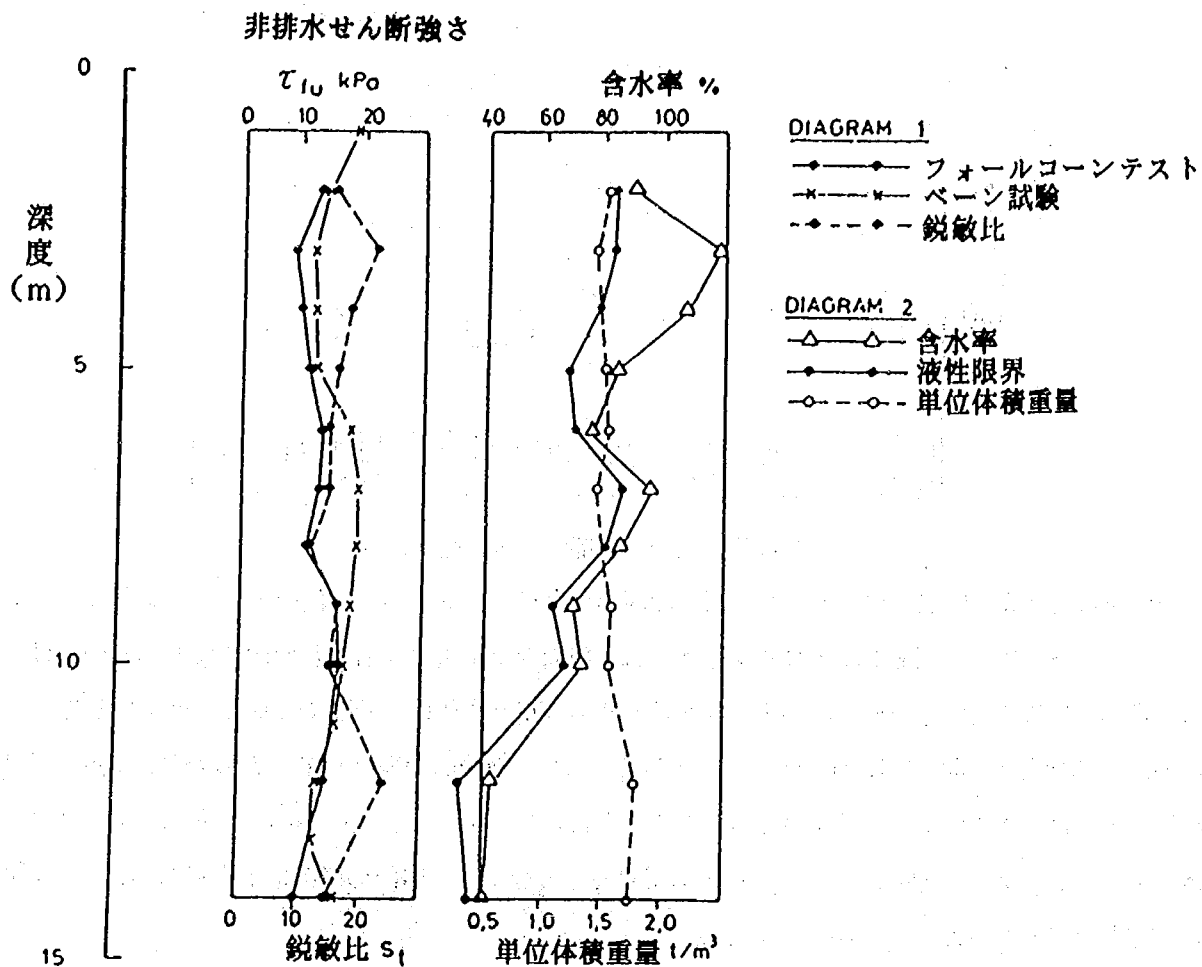


図-3.2.1 土質調査結果

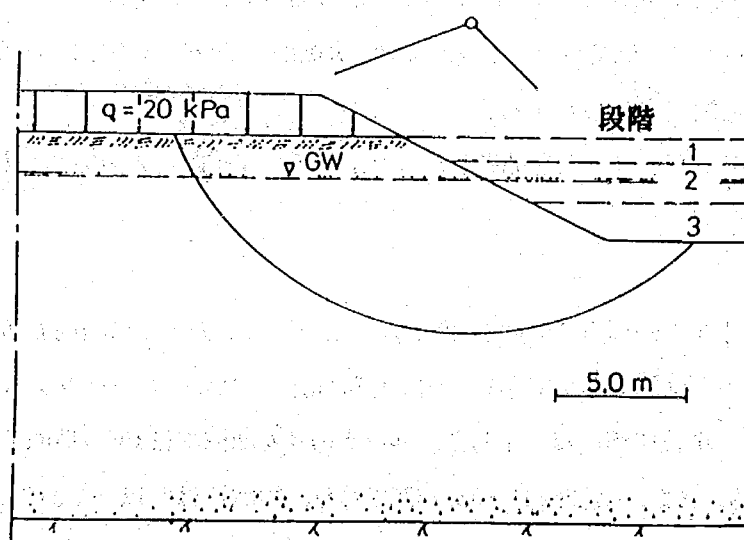


図-3.2.2 試験地斜面

ある。

- ① 沈下
- ② 移動
- ③ 傾斜
- ④ 土圧
- ⑤ 間隙水圧

なお、地すべりを発生させるためには、斜面頭部に20kPaの荷重を載荷する必要があった。1988年11月では、第3の段が完成しており、1989年の初めには、第4段を作る予定である。また、各段階を通して、掘り下げた穴の水は汲み出している。図-3.2.3には、斜面の安全率と掘削深度との関係を示した。モニター用の計測器類は、穴を掘削する約半年前に設置し、データの採取と長期的な安定性を試験した。

3.2.3 モニタリングシステム

モニタリングシステムの設計では、以下の点に留意した。

- ① 計測器の接続チャンネル数をできるだけ多くする。
- ② 信頼性を高くする。
- ③ 各チャンネルは独立して作動し、他チャンネルの故障の影響を受けないようにする。
- ④ アナログとデジタルの各出力が得られるようにする。

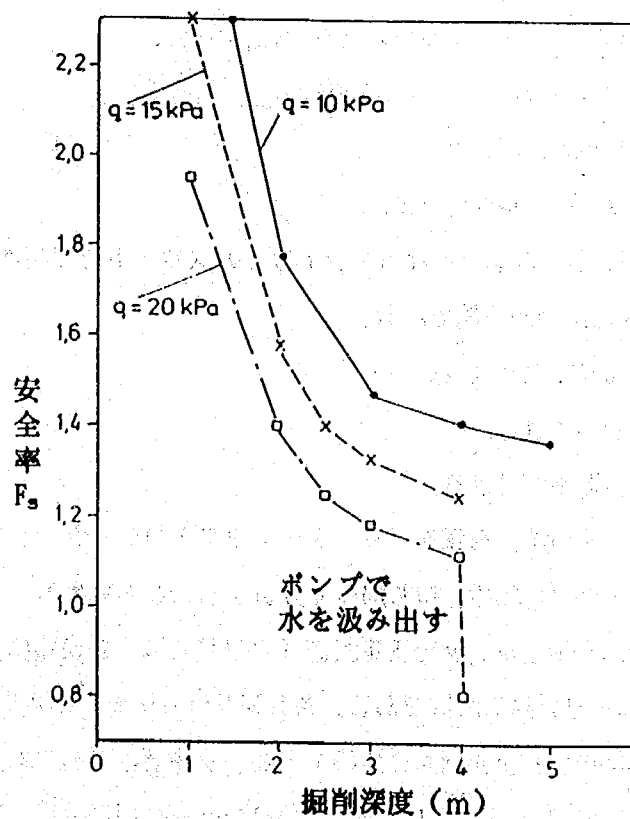


図-3.2.3 斜面の安全率と掘削深度との関係

- ⑤ 各計測器及び変換器の価格を適正にする。
- ⑥ 各計測器及び変換器の分解能を適正にする。
- ⑦ システムをブロック単位にする。
- ⑧ 電話とモデムによる遠隔制御とする。
- ⑨ 温度変化、降雨、雪、落雷、動物等の影響を受けないようにする。
- ⑩ 厳しい気象条件のもとでも容易に設置及び移動できるようにする。
- ⑪ 整備が簡単にできるようにする。
- ⑫ 変換器の出力は標準的なものであり、変換器の交換が容易であるようにする。

データ収集装置は、以下に示す3つの部分から構成されている。

- ① 現地の制御コンピューター
- ② 各種の計測器
- ③ 各種の変換器

現地の制御コンピューター (OSCC) は、IBM PC互換コンピューターでMS005 3.21を走らせ、通信機能を持ち、電話により制御が可能である。このコンピューターにより遠隔地のオペレータは、電話回線があり、IBM PC互換ホストコンピューターがあるところであれば、データ収集装置を制御することができる。

ユーザーは、制御プログラムを用いて以下のことが可能である。

- ① あらかじめ定めた時間間隔で、データをディスクに保存する。
- ② データをプリンターで印刷できる。
- ③ 計器の校正と目盛合わせができる。
- ④ 測定データ入力チャンネルの変更ができる。

その他、測定日時の設定ができる。なお、主なコマンドは、パスワードで保護されている。データは、生のデータ及び校正後のデータの出力が可能である。

その他、警報に関しては以下のことができる。

- ① 警報レベルの設定と変更ができる。
- ② データの変化傾向による警報ができる。
- ③ モデムを接続することによって、警報をプリンターやホストコンピュータに記録でき、記録したデータは、フロッピーディスクに収め、持ち帰って分析することもできる。

図-3.2.4には、装置の構成図を示した。遠隔測定装置 (RMU) は、変換器によって電気信号をデジタル信号に変換し、制御コンピュータに送る装置である。各RMUは4チャンネルを12ビットの解像度で処理し、0~20mAの信号を0~4000のデジタル信号に変換できる。変換器はRMUを近接して設置し、ケーブルの長さを短くして電氣的ノイズを減らすようにした。コンピュータはRMUと2線式電流ループリンクによって通信できるので、ユーザーはRMUを広範囲に設置することができる。このような仕様は、地す

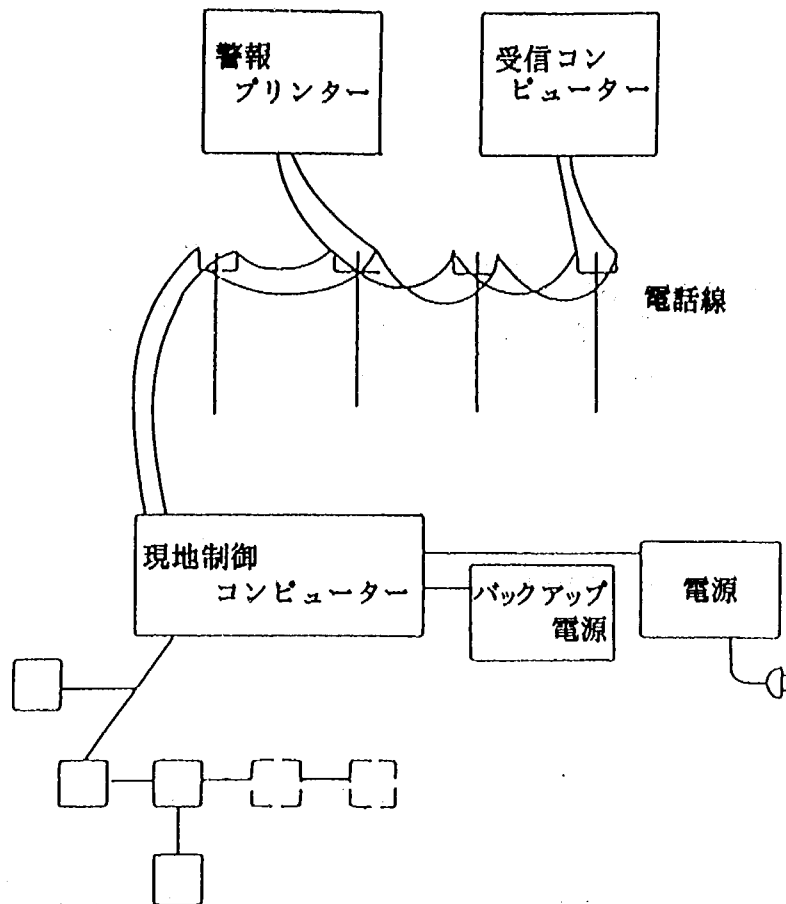


図-3.2.4 モニタリングシステム構成図

べりの可能性のある領域に何台もの変換器を設置するためである。装置は、スチール製のボックスに収納することもできる。また、ケーブルは、落雷防止装置により保護されている。変換器は、間隙水圧、土圧、垂直及び水平移動、傾斜等の計測器の接続が可能である。接続される計測器は、以下に示す通りである。

1) 伸縮計

伸縮計は、測定しようとする区間の両端にコンクリート製のアンカーを設置して計測する。なお、このプロジェクトでは、伸縮計を10～15mの間隔で設置した。伸縮計は、図-3.2.5に示すように2本の平行な棒（鉄製とアルミ製）と2台の変位変換器から構成される。2本の平行な棒は、温度変化にともなう棒の長さの変化を補正するためのものである。アンカーには、一方に2本の平行な棒を固定し、他方は2本の棒に接続された2台の変位変換器に固定する。変位変換器は、フルスケールが、25、50、100mmのものがある。

2) 沈下計

沈下計は、地表面のスチール製プレート・アンカーと任意のレベルのスクリュアンカーとの間で沈下を測定する。各アンカーは、変位変換器の接続された1本の鉄の棒で結ばれ、沈下量は各アンカー間の動きを測定し求められる。なお、変位変換器は伸縮計と同じものを用いる。

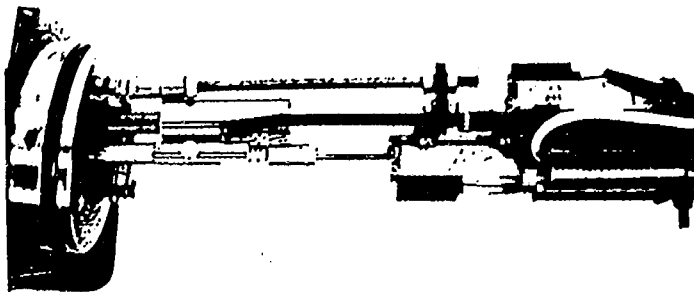


図-3.2.5 伸縮計

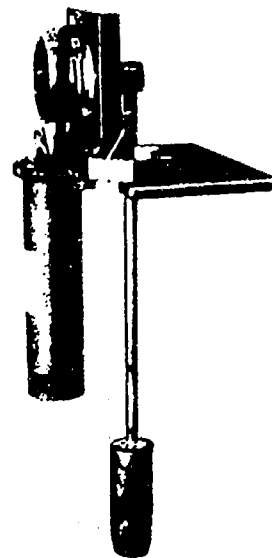


図-3.2.6 振り型傾斜計

3) ピエゾメータ

BAT型間隙水圧計を用いた。

4) 傾斜計

傾斜計は、2種類用いた。図-3.2.6には、振り型の傾斜計を示した。もう1つは、電子式アルコール水準器である。

5) 土圧計は、図-3.2.7に示すように、中央部に半導体タイプの圧力変換器の受圧面を持つ円板型の装置である。各変換器と計測器は組立てた後、研究室で較正検査した。その較正検査には、温度に対するものもある。なお、較正は、現場においても定期的に行っている。

試験の結果は、以下に示す通りである。

本装置は、1986年12月から記録を取り始め、少なくとも52チャンネルから1時間毎にデータを採取した。

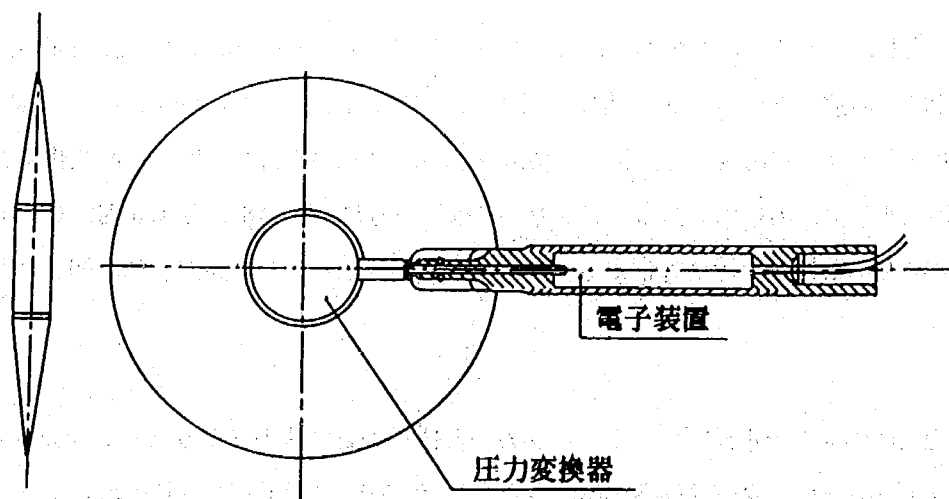


図-3.2.7 土圧計

図-3.2.8は、測定データの1例である。2年間以上にわたる信頼性は、95%以上であった。なお、欠測の原因は、夏期の落雷と制御コンピューターに入り込んだネズミによる破損であった。

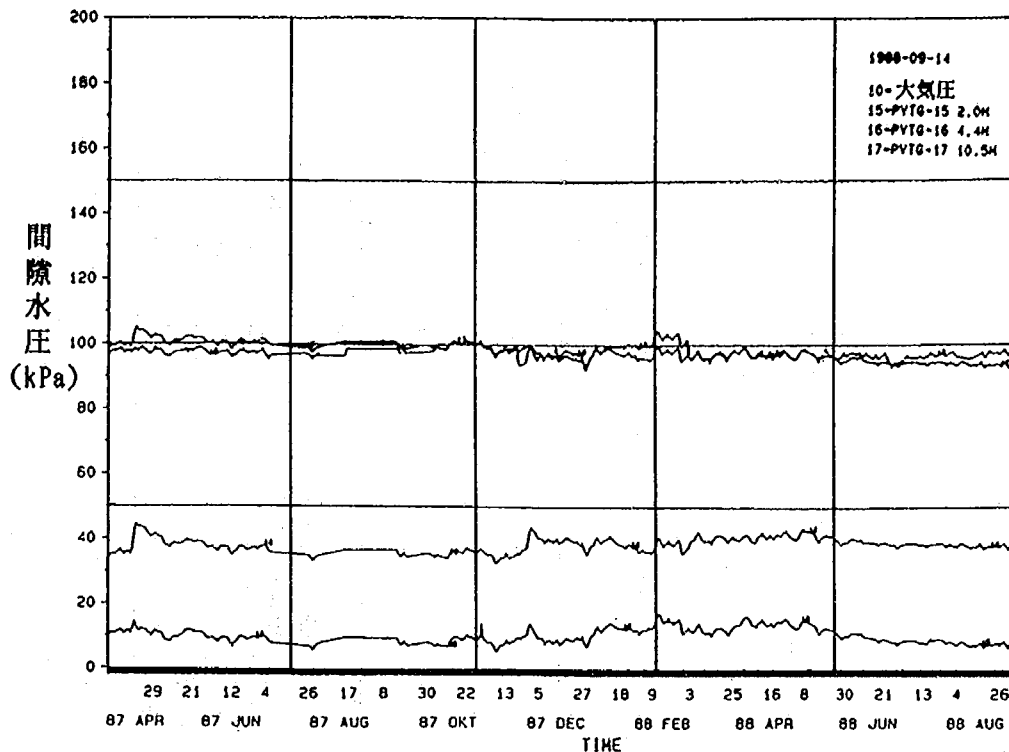


図-3.2.8 観測結果

3.3 地すべり現地試験⁵⁾

SGIが、実施した地すべり現地試験を紹介する。

3.3.1 試験斜面

試験斜面は、ノルチーピング市郊外に位置している。この地域の土層構成は、厚さ14~16mの軟い粘土層とその上部の厚さ約2mの粘土層と植生及びその根から成っている。試験のために掘った穴は、深度2mまで鉛直方向の割れ目があり、極めて透水性の良い層が認められた。この下層は、深度約14mまで灰色の細い縞状の粘土であり、深度7mからは薄いシルト層を含み、深くなるにしたがい厚くなる。図-3.3.1(a)に示すように、含水比は40~120%、液性限界は35~85%であり、いずれも深くなるにしたがい小さくなっている。また、単位体積重量は、 $1.45 \sim 1.80 \text{ tf/m}^3$ である。図-3.3.1(b)に示すように非排水せん断強さは10~20kpaであり、深くなるにしたがい高くなっている。なお、鋭敏比は10~25である。ポアプレッシャーコーン試験結果では、深度8mまで約10kpaであり、やや過圧密状態になっていることを示した。また、深度8m以深の過圧密比は約1.3~1.5へと大きくなっている。粘土層の下には、漂礫土または岩盤の上にルーズな礫質の遷移層がある。

3.3.2 斜面の作成

第一段階では、自然状態での土中の間隙水圧等を測定した。第二段階では階段状に穴を掘削し、掘削した土砂は斜面頭部背後に置くようにした。その結果、斜面が平らな地表面から約40mの幅で図-3.3.2に示

a.)

b.)

非排水せん断強さ(kPa)

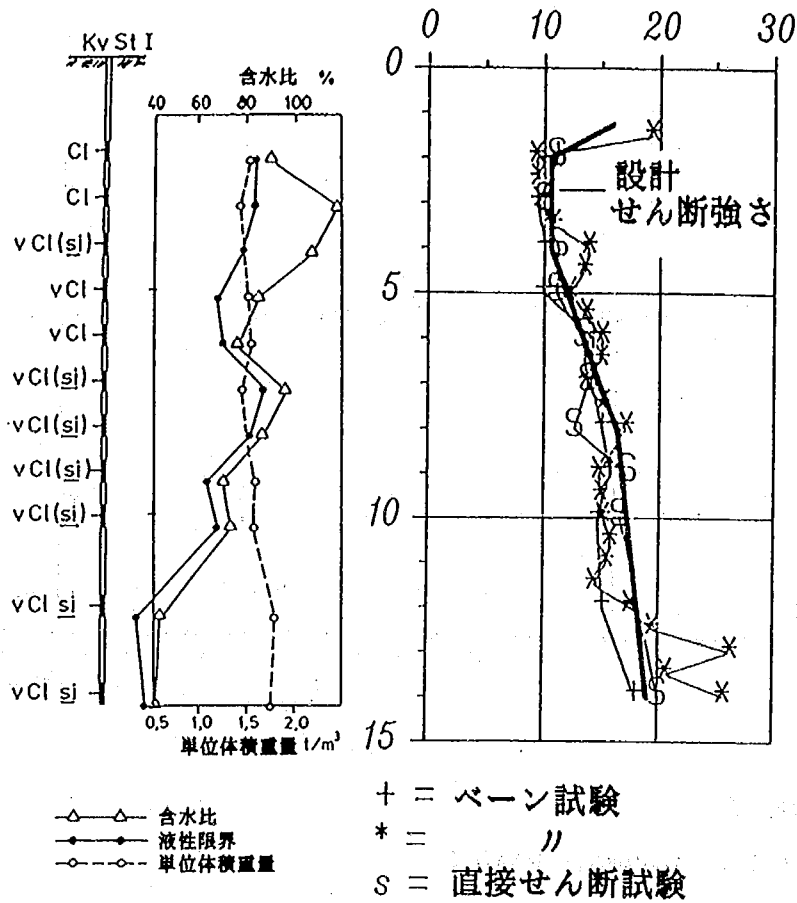


図-3.3.1 土質調査結果

すように作成された。自然状態の地下水位は地表面下約1.25mで、掘削した後の地下水位もそのレベルに保たれた。斜面の高さは、掘削深度4mと掘削土砂の盛土による高さ1.6mからなる。この段階での斜面の安全率は $F_s=1.2$ であった。その後、斜面は長期間放置し、計測を継続した。斜面は、本試験が開始されてから3年後に地すべりを発生させるまでに、掘削地に溜っていった水をポンプにより汲み上げ、段階的に水位を低くする一方で、斜面頭部背後に積み上げた土砂に細長い溝を作って水を充した。この溝は、斜面に平行に、そしてすべり面が予想通りに始まる線に沿って掘ったものである。斜面の追跡調査では、約4週間継続した試験中はデータ採取間隔を短くし観測した。測定は、斜面中間部で集中的に図-3.3.2に示すように計器を配置し実施した。

3.3.3 解析

1) 沈下

斜面頭部背後に積み上げた土砂は、鉛直方面の応力を増加させたため、地すべり発生前約2年半の間で沈下現象が発生していた。

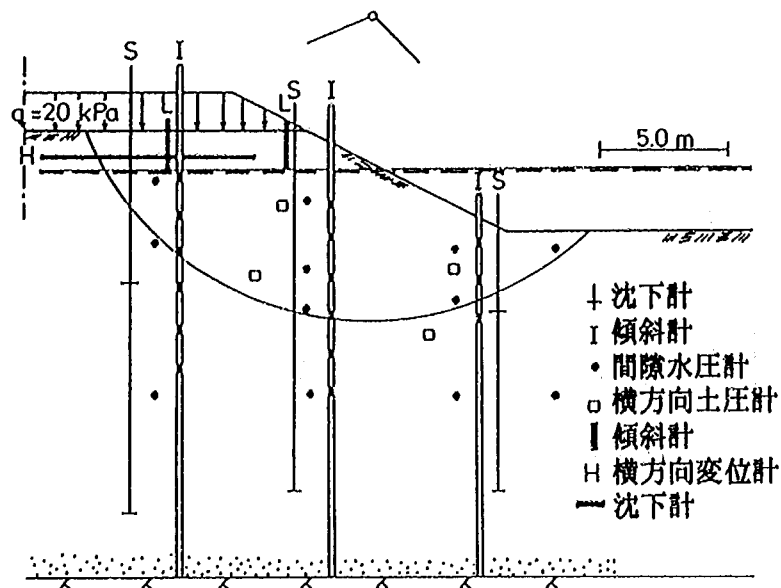


図-3.3.2 斜面と観測計器の配置

この沈下による圧密は、斜面のせん断強さを増加させた。地すべりを発生させる前に、その影響の大きさと範囲は、沈下、ヒズミ、応力の各データを用いて解析した。沈下は、コンピュータのプログラムCONMILTを用いて、SGIで解析された。解析に用いたデータは、図-3.3.3に示す。土砂は鉛直負荷20kpaに相当するとした。応力分布は、Boussinesqによる柔軟な負荷に関する塑性理論により解析した。図-3.3.4には、解析結果を示した。地すべりを発生させる直前の1989年11月までの沈下は、約90mmに達していた。解析値と実測値はほぼ一致し、先行荷重の増加に対応するせん断強さを推定した結果では、その影響は最大で約5%の増加であり小さいことが分かった。また、斜面作成後の深度5mの有効応力の増加は、図-3.3.5に示すように無視できる程度であった。

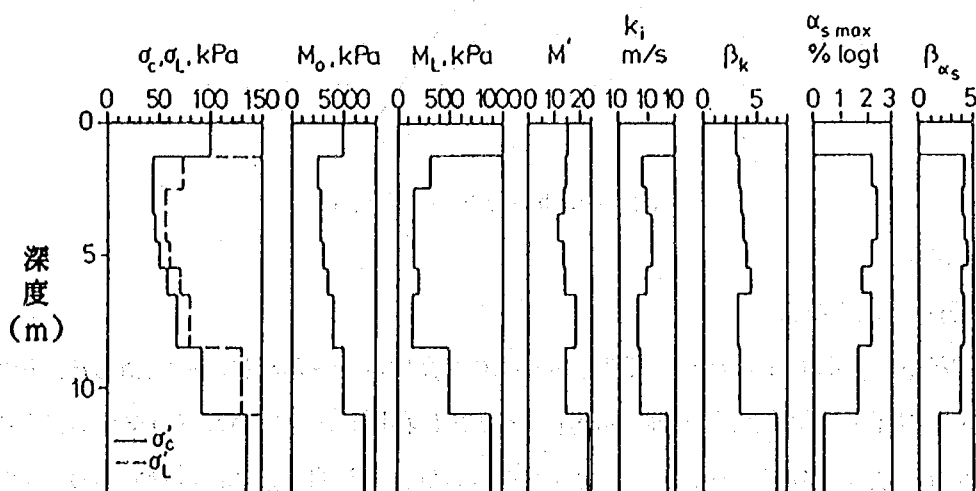


図-3.3.3 沈下解析に用いたデータ

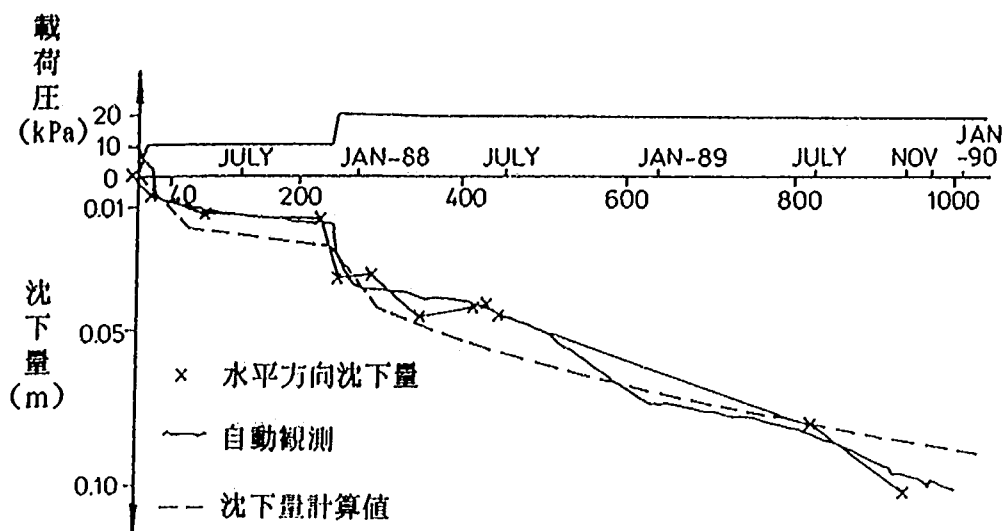


図-3.3.4 沈下量解析結果

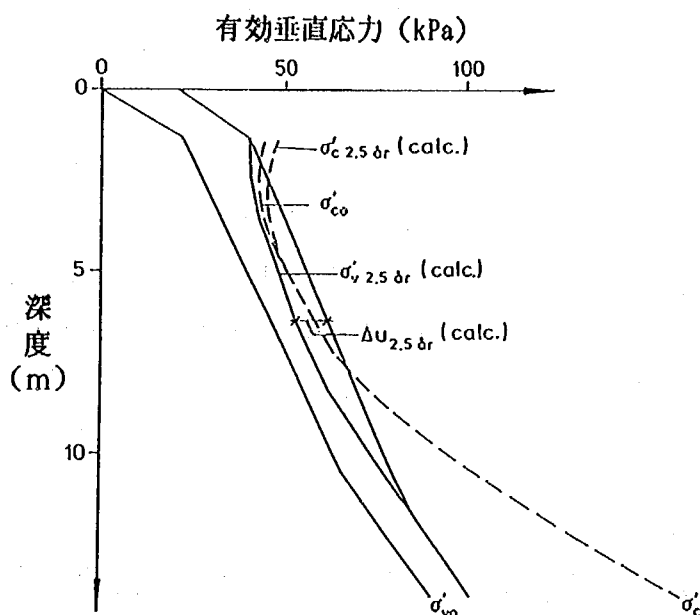


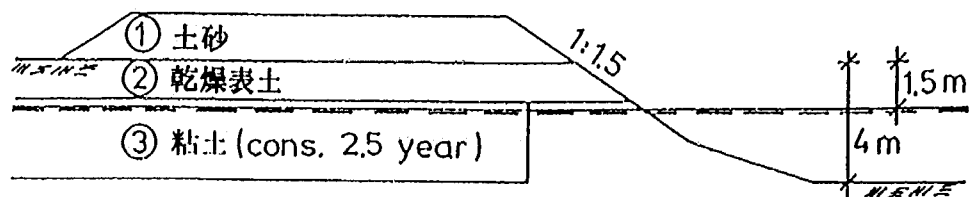
図-3.3.5 有効応力の変化

2) 斜面安定解析

(1) 極限平衡法による解析

斜面安定解析は、斜面の作成の各段階毎と地すべりを発生させるために数回実施した。その結果は、すべり面の推定と斜面頭部背後の溝の位置を決定するために利用した。用いたプログラムは、円弧すべりに関するスペンサー法（1967年）である。このプログラムは、自動的に最も危険なすべり面を探索でき、すべり面の排水条件の設定及び非排水せん断強さの異方性も考慮されている。

図-3.3.6には、斜面の形状を示した。せん断強さは、図-3.3.1、3.3.6、3.3.7に示す。なお、図-3.



土質	せん断強さ	単位体積重量
④ 粘土		
① 土砂	$c_u = 3-20 \text{ kPa}$	1.25 t/m^3
② 表土	$\phi = 30^\circ \text{ alt. } c_u = 20 \text{ kPa}$	1.70 t/m^3
③ 粘土	$c_u = c_{\text{calc } 25 \delta_r} \text{ (異方性)}$	1.50 t/m^3
④ 粘土	$c_u = c_{u0} \text{ (異方性)}$	$1.5-1.6 \text{ t/m}^3$

図-3.3.6 斜面の形状

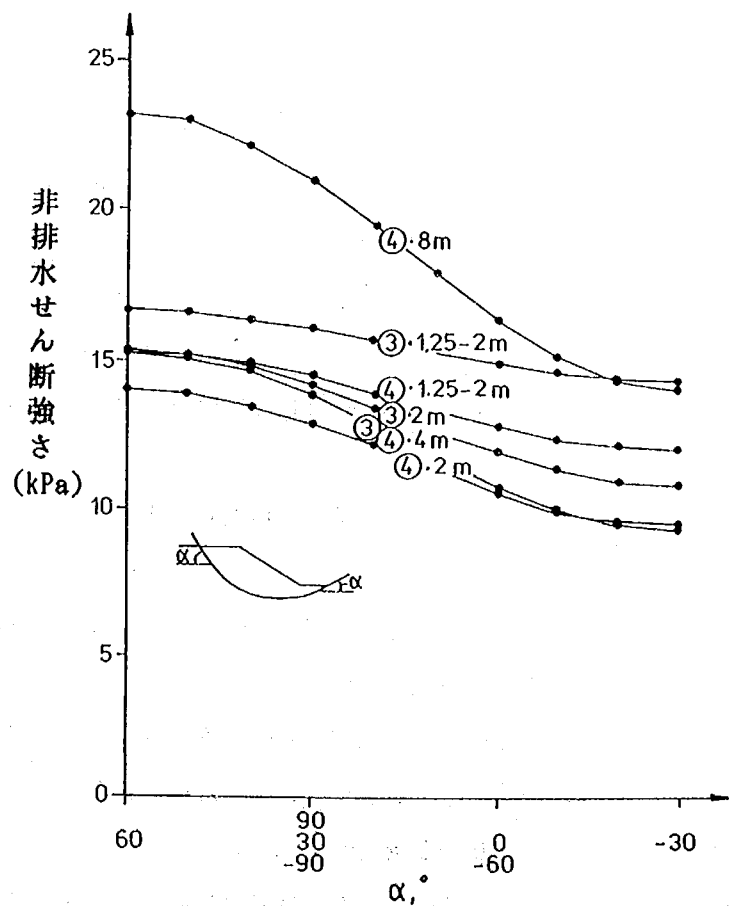


図-3.3.7 異方性せん断強さ ③→圧密された粘土の計算上せん断強さ

④→本来のせん断強さ

3.7は非排水せん断強さの異方性を考慮したものである。これは、Larsson等によって推定されたものである。図-3.3.8には、斜面安定解析結果を示した。その結果、すべり面は、斜面頭部背後まで達する形状を成すことが分かった。また、掘削地の水を単にポンプで汲み出しても、地すべりは発生しないと考えられた。三次元斜面安定解析の結果では、二次元の結果より安全率が5%増大し、更に地すべりが発生しにくいことが分かった。以上のことから、地すべりを発生させるために、斜面頭部背後5mの位置に深さ1.6mの細長い溝を掘削した。その結果、図-3.3.8に示すように安全率が低下した。なお、三次元斜面安定解析では、安全率が $F_s=0.98\sim1.06$ であった。図-3.3.9は、掘削した溝の水位による安全率の変化を示したものである。

(2) 有限差分法による解析

解析に用いたプログラムは、弾性モデルとモール・クーロンの破壊基準をもとに作成されたものである。この解析は、極限平衡法による解析の補足と、斜面の作成から地すべりを発生させるまでの応力と歪みの分布を推定するために実施した。解析結果からは、斜面頭部背後の溝に水を満たし地すべりを発生させる時まで斜面は安定していたことが示された。図-3.3.10には、地すべりが発生する直前の解析により求められた応力と歪みの分布を示した。

3.3.4 地すべり発生までの変状

斜面下の掘削地からの水の汲み上げは、1989年11月23日に始めた。水位は、24時間毎に3段階に分けて低下させた。その後、斜面頭部背後の溝に水を注入した。水の注入は極めてゆっくりと3日間かけて行い、水位を深度約0.3mにした。図-3.3.11は、斜面の下方1mの位置にある2つの点の移動量を示したものである。地すべりは、図-3.3.12に示すように斜面中央部を境に左右で合計2ヶ所発生した。これは、中央部に計測器を埋設したことにより、地すべりが発生しにくくなったためと考えられる。すべり面は、解析結果より幾らか法肩に近い場所から生じたが、解析しておいた安全率に非常に近いものであった。

3.3.5 まとめ

- ① 斜面に設置したモニタリングシステムは良好に作動し、主として気象の影響に関するデータを得ることができた。
- ② 観測データは、安全率を $F_s=1.2$ まで下げて行く間では大きな変化を示さなかった。観測データの変化は、気象等の影響によるものであった。
- ③ 水平及び垂直方向の移動の変化率は、地すべり発生を予測するのに役立つと思われる。
- ④ 地すべり発生前2時間の観測値は、地すべり発生が近いことを示すと解釈できるが、それ以前の間隙水圧及び水平方向の応力変化は解釈困難であった。
- ⑤ 極限平衡法による斜面安定解析では、地すべり発生に必要な力を精度良く求めることができた。また、地すべりは、斜面中央の左右で発生したが、その地すべりに対しても解析による安全率は妥当な値を示した。
- ⑥ 有限差分法による解析では、精度良く安全率と応力及び歪みの分布形態を求めることができた。し

かし、水平変位の解析値は、実測値よりはるかに大きいものであった。今後、土の応力・歪みに関するモデル及び土質パラメータの測定法の改善が必要である。

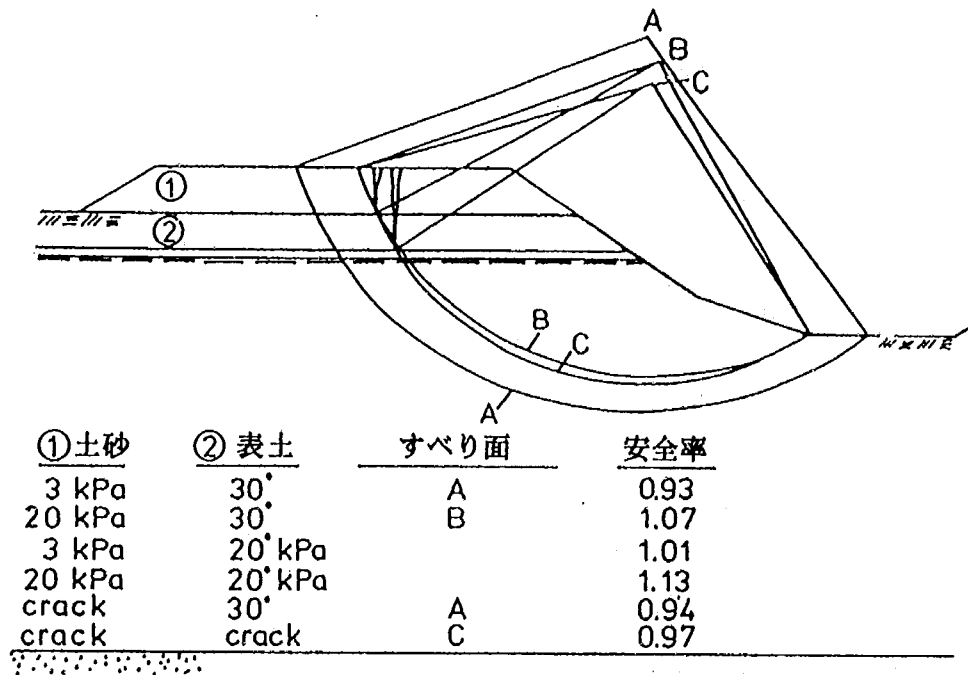


図-3.3.8 安定解析結果

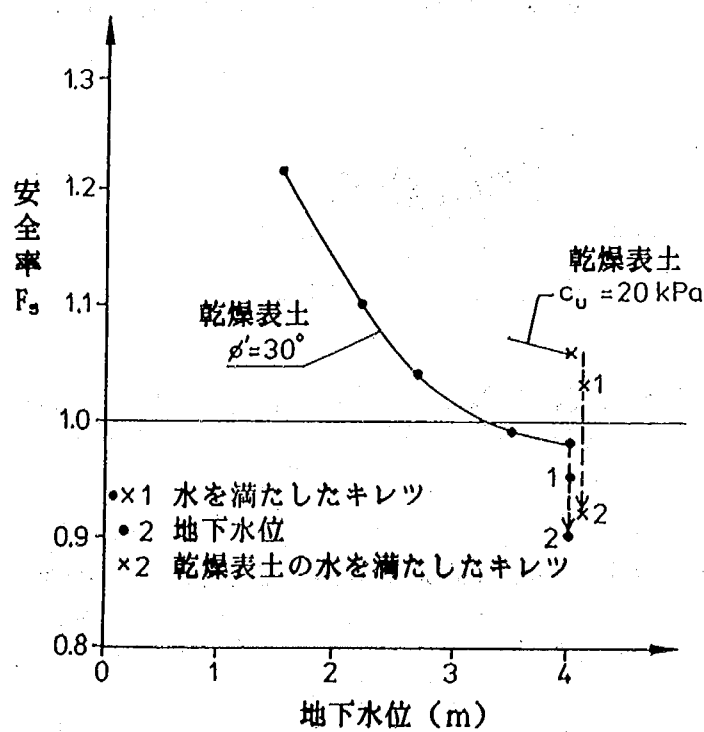
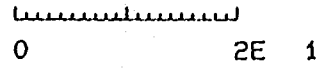


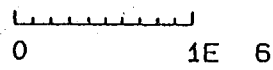
図-3.3.9 掘削した溝の水位による安全率の変化

スケール



主応力

最大応力 = $2.500E+05$



変位ベクトル

最大値 = $1.000E+00$

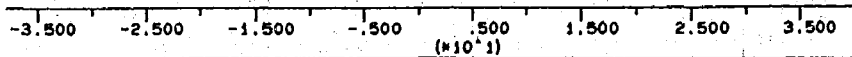
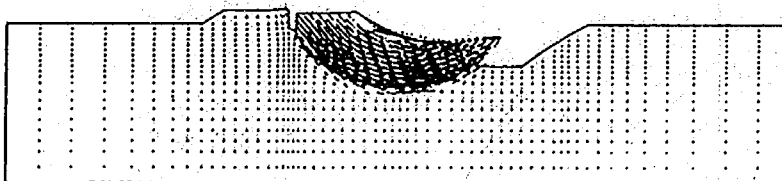
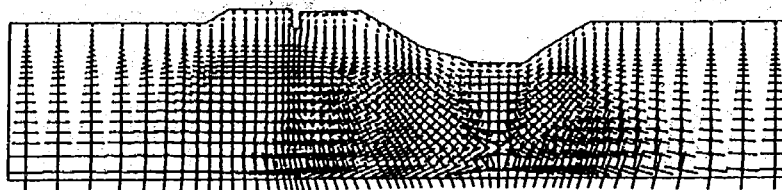
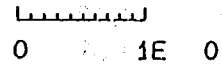


図-3.3.10 地すべりが発生直前の解析による応力と歪みの分布

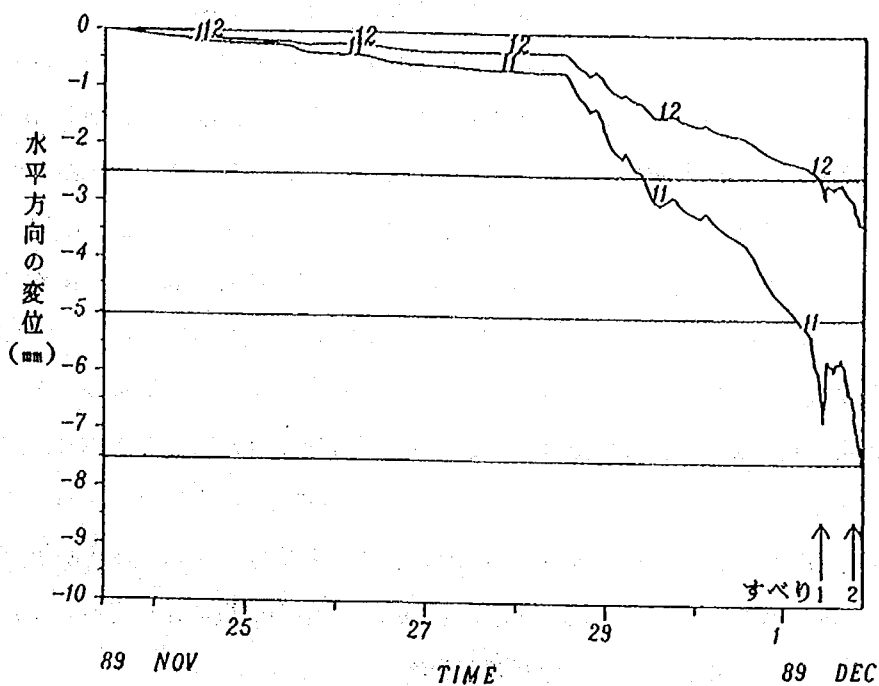


図-3.3.11 斜面下方1 mの位置にある2つの点の移動量

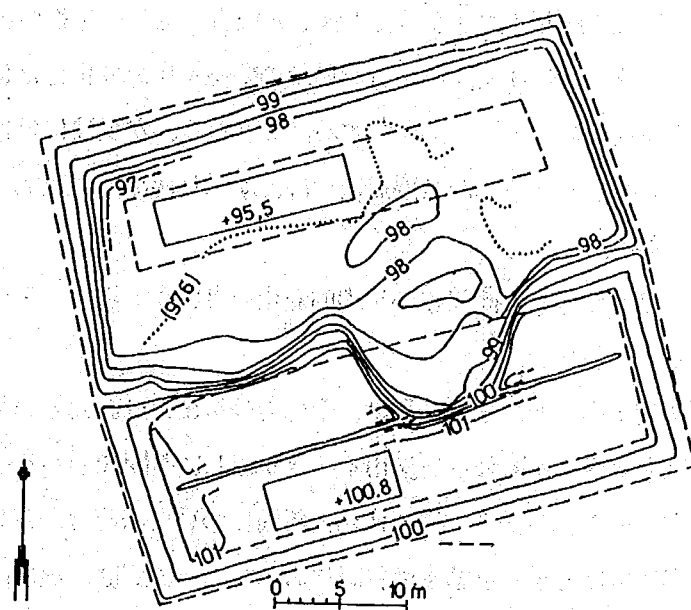


図-3.3.12 地すべりの発生状況

3.4 斜面安定解析に用いる排水及び非排水せん断強さ⁶⁾

粘性土斜面の斜面安定解析では、全応力または有効応力解析の利用について、長年にわたる論争が続いている。スウェーデン及び一部のノルウェー人技術者は、正規圧密粘土において妥当な結果が得られることが判明している全応力解析を好んで用いる。しかし、過圧密化した粘土を主として取り扱う技術者は、この種の粘土における唯一の有効な解析方法であるとして、有効応力解析を提唱している。そして、この2つの方法の適用範囲を明らかにするのではなく、大方の議論の方向が、片方の方法こそがあらゆる事例に対して優れていることを主張している。近年の調査結果では、非排水状態のせん断強さが斜面の破壊時における有効応力によって決まることを示し、斜面安定が有効応力の問題であることを示した。その結果、有効応力解析の方がより正確な方法であると考えられたことから、技術者が有効応力解析を用いる傾向が生じてきた。しかし、有効応力解析を正しく行うためには、応力と間隙水圧を正確に求める必要がある。また、間隙水圧の変化を求めるためには、応力の状態及び限界状態または降伏曲面について正確な知識を持つ必要があり、現在の計測技術ではそれらの応力状態を測定することは困難である。スケンプトンの A 、パラメータやヤンブーの r_0 パラメータ等の一連の経験的な間隙水圧パラメータが使用されているが、その精度には疑問が残る。非排水せん断強さは、地すべり発生時の有効応力を加味した結果であり、その他のいかなる間隙水圧パラメータよりも優れている。また、非排水せん断強さの異方性が分っていれば、主要な応力の回転効果も計算することができる。ここで、有効応力解析を実施しようとする場合で、実際の非排水状態における間隙水圧を解析に入れない場合は、実際と異なる排水状態の解析となってしまう。

したがって、斜面安定解析では、全応力解析あるいは有効応力解析を用いるべきかというよりも、排水強さあるいは非排水強さを用いるべきかの問題となる。

過圧密粘土においては、平均的な間隙水圧の変化がマイナスになるのであるから、それが常に正しい分析であり、かつ、その間隙水圧が排水状態時に上昇した場合には、安定性の観点からは最悪のケースとなる。また、正規圧密粘土または過圧密比の小さい粘土の間隙水圧の変化は常にプラスであり、かつ排水状態の計算は、斜面の安定性の最悪のケースを示すわけではなく、安全性に欠ける計算の1つである。

排水せん断強さが測定できるようになる過圧密比は、すべり面の傾き次第であり、すべり面の傾きの増大にともなって小さくなる。

粘土の塑性をともなう非排水せん断強さの平均的变化を考慮する場合、その塑性そのものも限界的な過圧密比に影響を及ぼすと思われる。

したがって、斜面の安全率を計算する問題は、全応力分析または有効応力分析というよりもむしろ、排水せん断強さあるいは非排水せん断強さを使用すべきか、という問題であろう。技術者は最悪のケースを配慮しなくてはならないのであるから、過圧密粘土斜面についての解は、常に排水強さの解析である。正規圧密状態あるいは過圧密比の小さい粘土の斜面において、その解は、通常、すべり面のすべての部分を別々に検討しなくてはならないということになる。それぞれの部分に関する過圧密比は、自由水の通路及び考慮される時間中の排水、膨張および圧密する可能性と合わせて一緒に調査しなくてはならない。最悪

のケースは、通常、すべり面の様々な部分に対する非排水および、排水せん断強さの組み合わせなのである。

3.4.1 正規圧密粘土斜面に対するスウェーデンの従来の方法

スウェーデンにおけるソフトクレイ斜面の安全率は、伝統的に現場ベーン試験によって測定される非排水せん断強さにもとづいて評価される。多くの場合は、この試験結果で充分であり、現場ベーン試験により円弧すべりのせん断強さが測定できる⁷⁾。しかし、これは、大部分の正規圧密粘土における円弧すべりについてのみ有効であり、過圧密粘土、スリット層のある粘土、シルト質粘土および高い間隙水圧をともなう層では有効でない。

現場のベーン試験から求められる非排水せん断強さは、正規圧密粘土の円弧すべりに関する安全率の計算にも用いられる。せん断強さの異方性を考慮する厳密化した解析では、直接せん断試験を必要とし、できることなら主動せん断及び受動せん断の三軸圧縮試験を実施することが望ましい。

現場ベーン試験から求められるせん断強さに関する経験的な値と、スカンジナビア粘土に対する直接せん断試験から求められたせん断強さに関する値との比較では、現場ベーン試験から求めSGI勧告にもとづいて補正するせん断強さが、直接せん断試験の結果よりも幾らか高い値になる(図-3.4.1)⁸⁾。しかし、次の点を考慮する必要がある。すなわち、直接せん断試験は、主動せん断強さ及び受動せん断強さの平均値より幾らか低い数値を示す。その平均的すべり面は傾いており、現場ベーン試験から求められるせん断強さは、通常、平均値の低い方の値である。

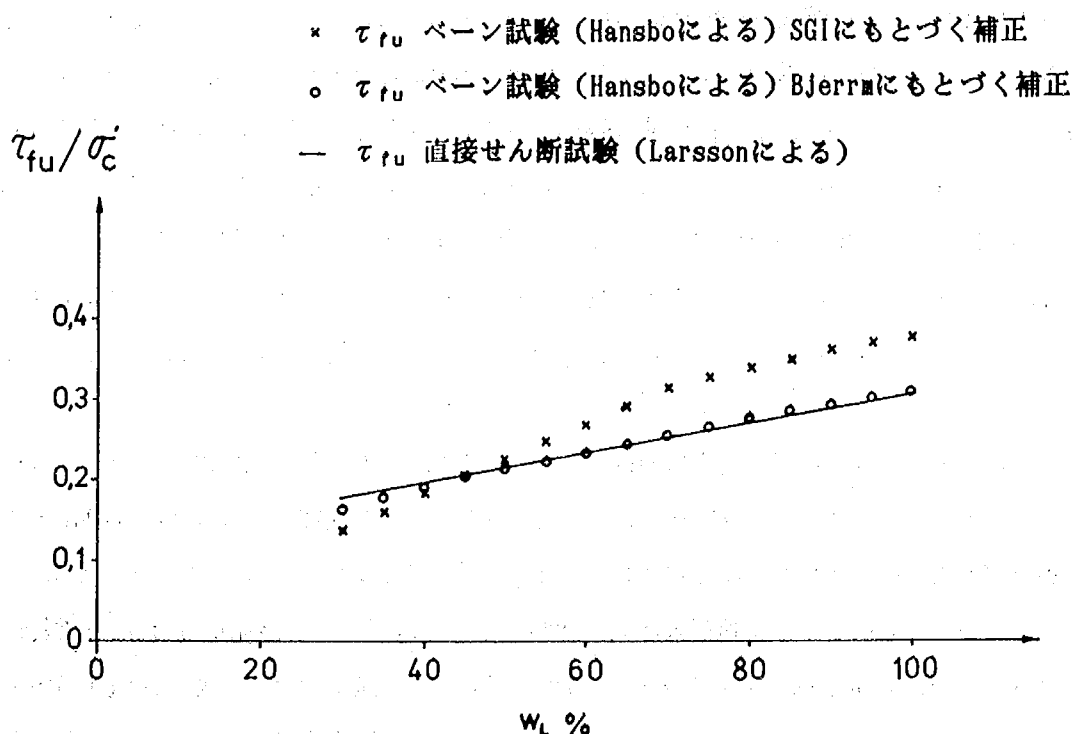


図-3.4.1 ベーン試験と直接せん断試験の結果

拡張した試験プログラムでは、通常、非排水の解析において計算される安全率に非常にわずかな違いを引き起こすだけである。

ベーン試験から求められるせん断強さが、液性限界にもとづく同様な方法を用いるBjerrumの方法またはAndreassonの計算にもとづいて補正される場合、補正されたせん断強さは、経験上、直接せん断試験から得られる経験的せん断強さと極めて同一の結果になる（図-3.4.1）⁸⁾。

スウェーデンでは、現場ベーン試験の他に非排水せん断強さを試験することは、安全率が低下した場合にのみ実施されるのが普通である。

スウェーデンでは、フオールコーンテストで測定される非排水せん断強さも用いられるが、その値は、現場ベーン試験から求められる値より不確実であり、かつ10~15m以上の深さから得られたサンプルの場合には低くなり過ぎる。

過圧密化した層の部分的な排水は、すべり面の上部にある水の充たされた鉛直な（上下方向の）キレツを推定することによって評価され、乾燥した表土層で測定されるせん断強さの増大は、通常では無視される。

3.4.2 シルト層の影響

斜面にシルト層またはシルト質粘土層がある場合は、様々な形で安全率に悪影響を及ぼす。非排水せん断強さは、シルト成分が増加し液性限界が低下するにつれて低下する。また、液性限界が低いシルト層およびシルト質粘土は、応力の回転および現場ベーン試験によって測定される非排水せん断強さにきわめて鋭敏なことも多く、直接せん断および受動的な事例においては、極度に低くなる場合もある^{9), 10)}。それらの物質は、パイル打ちあるいは爆破等の衝撃的負荷にも極めて鋭敏な場合がある^{11), 12)}。極めて限られた繰り返しエネルギー量の存在する場合に、どのような土が大部分の非排水せん断強さを失うかについてのカナダの調査では、その基準が40%より低い液性限界を示すシルト層およびシルト質粘土の場合にのみ起こることを示している¹³⁾。スカンジナビアにおいて同様な調査は行われていないが、それらの結果は、スカンジナビアの土における主要な応力の回転にかかわる試験にみられる観察結果と一致している。

シルト層が排水を妨げる粘土の中でカプセル化されているならば、その層を貫通してパイルを打ち込むと、それぞれのパイルが巨大な水圧ジャッキのポンプの行程のように作用する場合があるので、そのシルトが特に鋭敏でない場合でも、災害を招くような影響を及ぼすことがある。

スウェーデンの粘土層における正規圧密土層断面は、図-3.4.2に示すように深度が深くなるにつれて液性限界が低下することを示している。それは次第に低下し、非排水せん断強さに及ぼされる通常の効果は、その液性限界が一定である場合よりも、深くなるに伴ってより緩やかに増大するということである。

シルト層として現われ、液性限界の変動が大きく、突如として弱いゾーンが存在する場合は、図-3.4.2のカーブCとなり、それらの層が十分に厚ければ、通常、現場ベーン試験やサンプルを採取する中で検出される。他の場合では、それを調査するために、新しい円錐プローブを使用することができるであろう¹⁴⁾。大部分のシルト層は非常に深く固い底部に生じており、上層におけるせん断強さの増加が下方に補外でき

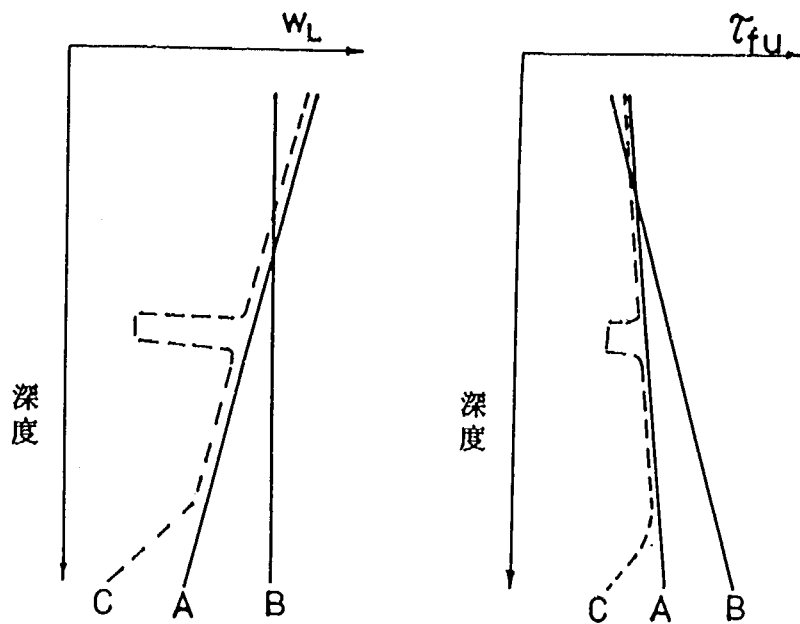


図-3.4.2 液性限界の非排水せん断強さに及ぼす影響

ないのであるから、斜面の安全率についての現場の調査は、十分に深く行うことが是非とも必要である。

3.4.3 排水層における高い間隙水圧の影響

シルト層および砂層のもう一つの影響は、それらが良い透水性を持ち、層内および付近において間隙水圧の急激な変化が生じることがあるという事実である。

底部層における間隙水圧の変化の影響を解析する場合に、多くの要素を考慮に入れなくてはならない。底部層の間隙水圧の変化は、間隙水圧と有効応力の変化が通常は時間につれて量的に変化するので、ただちに粘土の間隙水圧に影響を及ぼさない。

正規圧密粘土斜面においては、下層の透水性を有する層で急激に間隙水圧が低下しても、その粘土を通るすべり面の安全率に直ちに悪影響が及ぶことはない。

間隙水圧の低下が長期間にわたって続く場合、粘土は固くなる。斜面の内部でせん断応力レベルが高まるので、間隙水圧の低下と関連するせん断歪みは、平地上の対応する歪みよりも大きくなるであろう。結果的に斜面の構造に及ぼされる影響は、その斜面が破壊される場合のように大きな災害を生じることがある。その過程は、一貫して極めて緩慢であるから、人身事故が生じるとは思われない。

同様に、透水性のある底部層において間隙水圧が高くなっても、ただちに粘土の間隙水圧に影響が及ぶことはない(図-3.4.3)。通常に圧密されたスウェーデンの粘土層において、わずかに間隙水圧(先行圧密と関連する圧力の上昇)が高くなっても、その応力レンジ(範囲)における膨張係数が高いため、かなり急激に地層を貫通することがある。しかし、有効応力の低下にともなって、その膨張係数も急速に低下し、顕著な応力の変化が生じるためには、かなり長い時間がかかる¹⁵⁾。間隙水圧が長期的にわたって上昇すると、結局は粘土に全面的な影響が及ぶであろう。

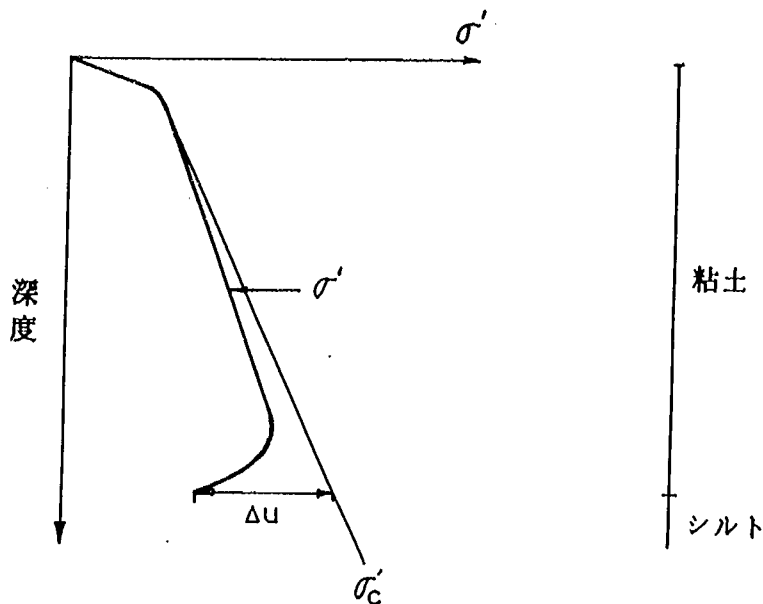


図-3.4.3 粘土層の下にシルト層がある場合の有効応力の変化

正規圧密粘土における間隙水圧の影響を分析するために、排水および非排水せん断強さの間の比較を行わなくてはならない。間隙水圧の上昇が、非排水せん断強さよりも排水せん断強さを十分に低下させるくらい高くない場合、その非排水のせん断強さは重要となる。

3.4.4 せん断強さの重要性

透水層に近いすべり面を解析する場合、重要なすべり面は実際に明白に認識できる面ではなく、むしろ現実的な安全率を持っている極めて狭いゾーンであることを知っていないといけない(図-3.4.4)¹⁶⁾。

大雨によって間隙水圧が透水層において高まる場合、間隙水圧の上昇は、粘土を通して上方へ緩やかに広がって行くであろう。同時に、斜面の頭部のキレツが水で一杯になり、その水が上部の層の根の通路を通して下方に浸透し、それから粘土に至る。

理論的にみて、安全率のために最も悪い可能性は、土のあらゆる部分で水圧が最高レベルに達することであり、その土層のあらゆる部分の排水せん断強さが最低である場合は排水されと考えられ、それらの部分の非排水せん断強さが最低である場合には排水されない。このような事例は、当初は仮定や推測と思われるかも知れないが、実際には極めて起こり得る事例なのである。

過圧密粘土斜面において、危険な段階は、すべり面のすべてが乾燥し切った場合であろう。図-3.4.4のような形をした斜面の正規圧密粘土の場合、限られた時間内に上部のキレツに水が一杯になり、水が根の繊維の全長にわたって4~5mも下へ浸透することもあるだろうと想定するのは、極めて妥当である。透水層中の水圧は最高レベルになるであろうが、粘土の中へは緩やかに浸透するだけである。

透水層中の間隙水圧が非常に高く透水層に近い層では、排水せん断強さが大幅に弱くなるが、上層の粘土では非排水強さになっている。また、斜面の頭部においてキレツの中の強さはゼロである。この他、根

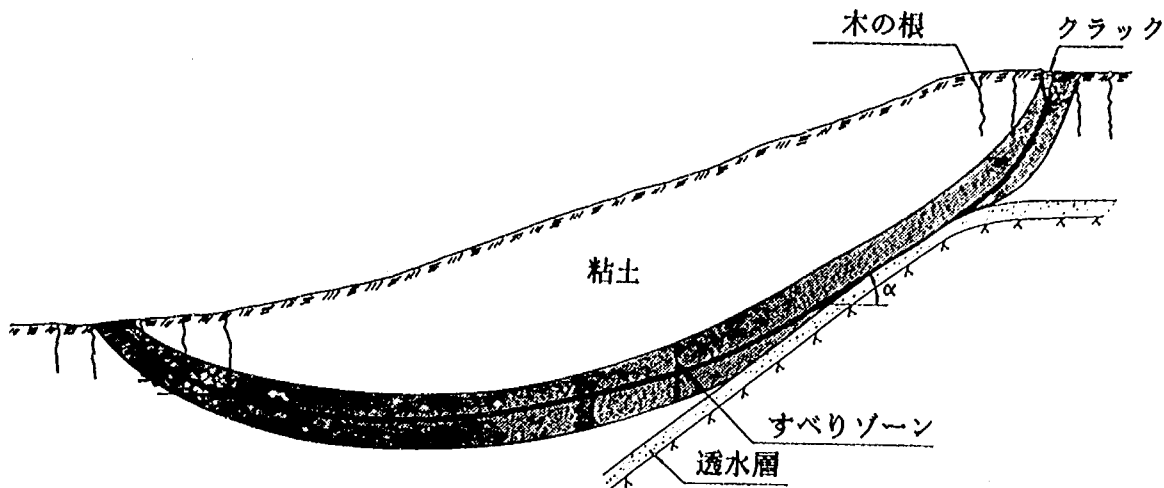


図-3.4.4 粘土層の下に透水層がある斜面

の繊維のゾーンにおいては、排水または非排水せん断強さになっている。すべり面がその部分では非常に急斜面になるので、ほとんど常に排水せん断強さになっている。根の繊維の末端と透水層の若干の上の中間ゾーンにおいては、土層は排水されないこともある。このゾーンの広がり具合は、水が貯まったキレツについて考えられる時間、透水層の間隙水圧が上昇している時間、および粘土層の厚さや膨張の特徴次第であろう。その透水層の近くでは、排水せん断強さとなっている。

受動ゾーンにおいては、透水層における間隙水圧の上昇が極端に大幅でない限り、非排水せん断強さになっている ($\Delta u \geq 0.5 - 0.6 \sigma'$)。この場合、キレツの中の水によって押し出す力が大きくなるので、斜面頭部のせん断強さが減少するにつれて、斜面頭部の土層の重量がますます下の方の部分に寄りかかることになるように分布することを考慮しなくてはならない。土層の下方部分において、このことは、水平方向の応力が大きくなり、主要な応力の方向が回転することを意味する。そして、それを予測することが極めて困難な間隙水圧の変化を生じさせることになる。間隙水圧について唯一の確かなことは、受動ゾーンの地層が非排水であれば、非排水のせん断強さと等しいせん断強さが存在する限り、地すべりにおける間隙水圧が有効応力解析の数値と一致するだろうということである。

非排水土層中の間隙水圧の変化を考慮することができない有効応力の分析は、非排水の事例について誤りを生じる傾向があり、正規圧密粘土に適応した場合は、あまりにも高い安全率を示すものと思われる。

3.4.5 限界的過圧密比

正規圧密粘土において間隙水圧がどれだけ上昇するかについて概念を把握するためには、排水せん断強さを限界値にする必要がある。そこで、一般的にどの程度の過圧密比が限界値であるか、大まかな研究が行われた。その研究では、スカンジナビア粘土において測定した経験的な非排水せん断強さ⁸⁾が、スウェーデンの粘土およびシルド層に関する経験的な有効応力パラメーター $c' = 0$ 及び $\phi' = 30^\circ$ を用いて求め

た排水せん断強さと比較された。

傾いたすべり面に対する通常の応力を計算する場合に、2つの方法が用いられた。最初の方法では、土層の重量だけが考慮されて、正常な有効応力 σ'_{α} が $\sigma'_c \cos^2 \alpha - \Delta u$ として計算される。第2の方法では、 k_0 に関して傾いている有効応力の変動が考慮された。正常な有効応力は、次のように計算された。

$$\sigma'_{\alpha} = \sigma'_c (\cos^2 \alpha + k_0 \sin^2 \alpha) - \Delta u$$

この計算は、斜面の応力が平地の応力とは異なり、かつ k_0 が OCR とともに変化するので正しくないが、比較としては有効であろう。この研究を、図-3.4.5にまとめた。この研究から、すべり面が十分に急傾斜な場合の排水せん断強さが常に示されていることは明白である。

限界的な過圧密比は、すべり面の傾きに強く依存しており、 40° における OCR = 1、 30° における OCR = 1.3、 0° および -15° の間の傾きにおける最大 OCR = 2~3まで大きくなる。

斜面安定解析をする場合、透水層における最高の間隙水圧、キレツの深さ、根の繊維までの深さ、また、雨の多い時期および間隙水圧の高い時期を考慮して斜面のどの部分が排水されているかについて調査しなくてはならない。湿潤な季節では、透水層が無い場合でもキレツが水で一杯になることや地表水のため乾燥した地層の強さが失われるので、通常最も危険な時期となる。

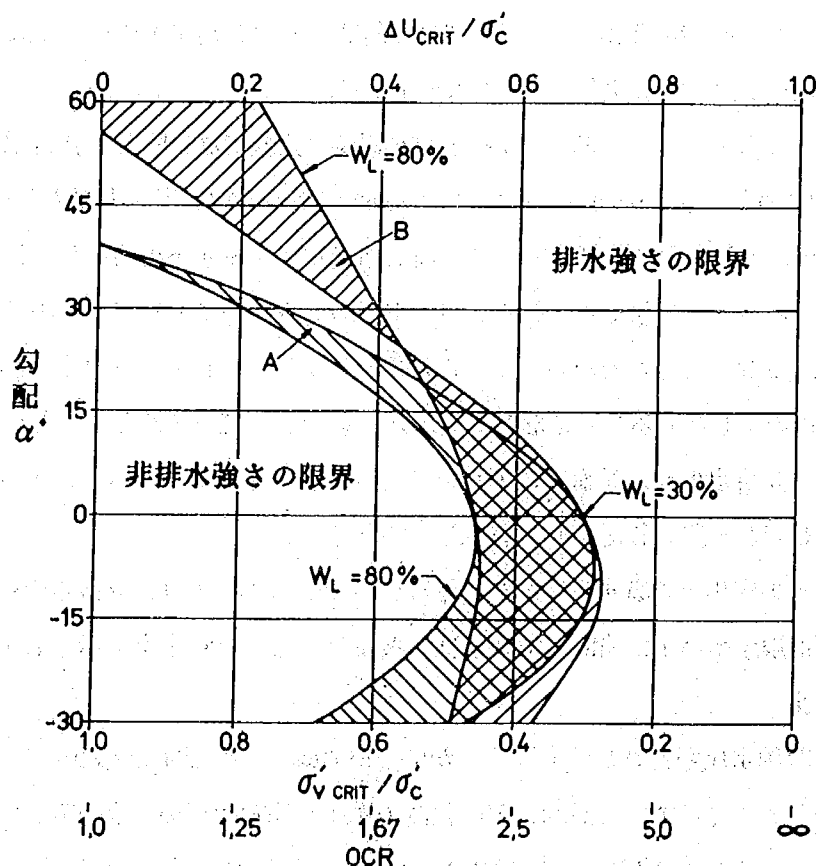


図-3.4.5 過圧密比とせん断強さの関係

$$A \quad \sigma'_{\alpha} = \sigma'_{cc} \cos^2 \alpha - \Delta u$$

$$B \quad \sigma'_{\alpha} = \sigma'_c (\cos^2 \alpha + k_0 \sin^2 \alpha) - \Delta u$$

$$\Delta u = \sigma'_c - \sigma'_u$$

Δu_{CRIT} = 排水および非排水せん断強さが等しい先行圧密圧力によって生じる

有効垂直応力の低下

σ'_{uCRIT} = 排水および非排水せん断強さが等しい時の有効垂直圧力

OCR: 過圧密比 $\sigma'_c / \sigma'_{uCRIT}$

σ'_u : 予想される最高の間隙水圧についての計算値

α : すべり面勾配

3.4.6 地すべりの伝播と後退性地すべりの危険

長い斜面の先端に発生した最初のすべりに続いて、そのすべりに沿ってすべりの部分が引き続いて拡大して行く後退地すべりは、極めて一般的な地すべりである。それらは、非排水のせん断強さとその斜面の形状とによって説明ができる。ある場合には、応力の回転および応力の発生しない場合、非排水のせん断強さが大幅に失われる。この結果、斜面の上方に向かって広く広がる流動的地すべりが生じ、その流動した岩屑が止まるところまで、遠くまで流れる。

最近のカナダの研究では¹⁴⁾、極めて鋭敏である他に流動すべりを発展させる可能性のある土層は、40%以下という液性限界を持たなければならないことを示している。これは、その問題点をシルト層およびシルト質粘土に限定する。

伝播的な地すべりにおいては、斜面の頭部または内部が局部的に不安定であれば、排水後および非排水の安定計算がいずれも極めて満足な安全率を示す場合にも、斜面全体の崩壊の原因になる。新しい理論は、長期的なクリープによる歪みの軟化または構造の突然の崩壊によってこの現象を説明しようとする^{18), 19)}。現段階において、それらの理論は、ほとんどすべての既存の斜面の破壊を計算するために使うことができるであろう。

新しいカナダの研究¹⁴⁾は、その理論的過程が40%以下の液性限界を持つ鋭敏なシルト層およびシルト質粘土に限定される土層に、それらのすべりの伝播理論に必要な厳密な制限を加える。前に述べたように、スカンジナビアの土層について類似の調査研究はなされていないが、それによって発見された事実は、直接せん断試験、三軸圧縮試験、現場ベーン試験およびノルウェーの地すべりから得られたスカンジナビアでの観察結果とよく一致している。筆者は、スカンジナビアの土層については40%より幾らか低い液性限界を限度にしたいという考え方に傾いている。

土層内部が構造的に破壊される危険性は、常に、その種の土層の安全率を予測することを危険としている^{12), 13)}。

粘土の堆積物がシルト層の上に載っている普通の場合に、そのシルトが崩壊するタイプの層であるか、何か事故がおきそうであるかについて、是非とも調査すべき理由がある。崩壊の引き金になるのは爆破ま

たは杭打ちであろうが、斜面内部の応力の動きも、鋭敏な層の主要な応力の回転を引き起こすことがある。

シルト層内において、今後、強さを失わせる応力を決定するのは、斜面の形状とシルト層の位置である。シルト層が土層の深いところに位置していて、比較的急な傾きで固い底部に続いていることが、しばしばある。同様に、その地表が、こまかな斜面を幾つも持っている場合がある。潜在的なすべり面がシルト層に沿って広がっており、極めて大幅に強さが失われていると思われる場合、それは、しばしば受動的ゾーンの強さと長さをともに拡大することにより、補正する以上の効果がある(図-3.4.6)。

斜面の下方に厚く載っている粘土層が少ない若干の長い斜面において、シルト層の強さが失われると、斜面全体を含む地すべりの引き金になることがある¹⁸⁾。

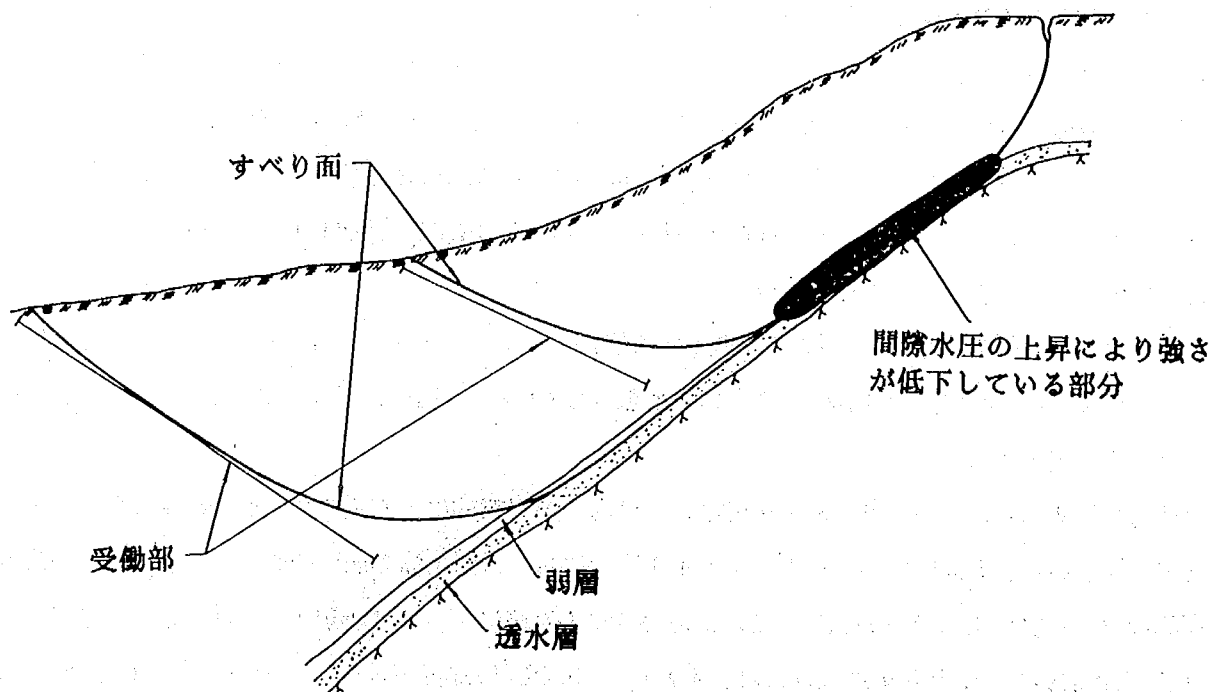


図-3.4.6 鋭敏な層におけるすべり面形状

謝辞

この論文に述べた考え方や説明の多くは、カナダ、ノルウェー、スウェーデンおよびアメリカ合衆国の土質工学技術者たちの間でこれまでに行われた研究結果や意見交換から得られたものである。その多くのものは公開されているが、まだなお研究途上のもの、または公式な議論の場にはあまり提起されることのなかった問題も多い。したがって、以下に記載する参考文献は極めて不十分なものであり、参考のための例に過ぎないと見なさなくてはならない。

4. スウェーデンの代表的な地すべり

スウェーデンの代表的な地すべりを紹介する。

4.1 チューブ地すべり¹⁹⁾

4.1.1 地すべり概要

チューブにおける地すべりは、1977年11月30日の午後5時に発生した。地すべりは突然発生し、急速に拡大して、約5分後に27haの地域の外観が完全に变化した。この地すべりにより65戸の住宅が完全に破壊され、84戸の住宅が被災し、死者9人を出した。

地すべりの規模は、長さ800m、幅600mであった。地すべりの頭部中央部分における地表面の沈降は約10mであり、下部においては約5mの隆起が生じた。また、水平移動は約200mに達した。チューブは、図-4.1.1に示すようにヨーテボリ市の北方に約10km離れたヒシンゲン島の中央部に位置している。地すべりは、クビール川沿いに発生した。この周辺には、過去の地すべり跡はみられない。過去においても地すべりは発生していたものと思われるが、その後の侵食により地すべり地形がなくなったものと思われる。

チューブ地域は、図-4.1.2に示すようにスウェーデンで最も地すべりが多く発生している地域である。図-4.1.3、4.1.4には、チューブ地すべりの位置図及び平面図を示した。地すべりの末端は、クビール川対岸まで達している。地すべりが発生した領域は岩山で囲まれており、この領域は谷地形を呈し、シルト及び砂層の上に粘土が堆積している。このクビール谷の西側沿いには、新チューブ道路 (NYA TUVEVAGEN) が通っており、この道路とクビール川の間勾配は1:50であった。また、チューブ教会道路 (TUVE KYR KVAG) と新チューブ道路との間の勾配は、1:12であった。最も勾配の急な部分は、チューブ教会道路の東側の潤れ谷の両岸で1:5であり、全体としては1:3に達していた。この他、地すべり斜面の高低差は約22mであった。

4.1.2 地形

この地域は、約20年前に開発された。チューブ教会道路の改良工事は1936年に実施され、道路拡幅にともない0.4~1.0mの盛土が行われた。新チューブ道路は、チューブ教会道路のバイパスとして1962年に建設されている。また、1957年~1960年には、タンゲンバーゲン地域に住宅が建設され、その後、アルモホジド及びスナルバーグの各地域にも住宅が建設された。また、同じ時期に集団住宅が地すべり地の西側と頭部に建設されている。これらの住宅建設の間に、雨水の排水路が地すべり地内を通して流れている小川に接続された。このため、小川の流域面積が以前に比べてかなり増大した。この他、開発行為により広大な面積の不透水地盤が生じ、小川の最大流量を更に増大させた。また、小川と平行して、廃水管が地すべり地を直通して設置された。この廃水管は、この開発地の他に幾つかの周辺地域の住宅にも使用されている。また、この開発により小川の上部は暗きよとなり、潤れ谷は埋められた。これは2段階で実施され、最初1965年にタンゲルンドの住宅の西側、1970年にアルモホジド地域の南側からチューブ教会道路へと進められた。このため、チューブ教会道路の西側では1~2mの盛土が実施された。これは、アルモホジドスパーゲンの南側の住宅のためのものである。

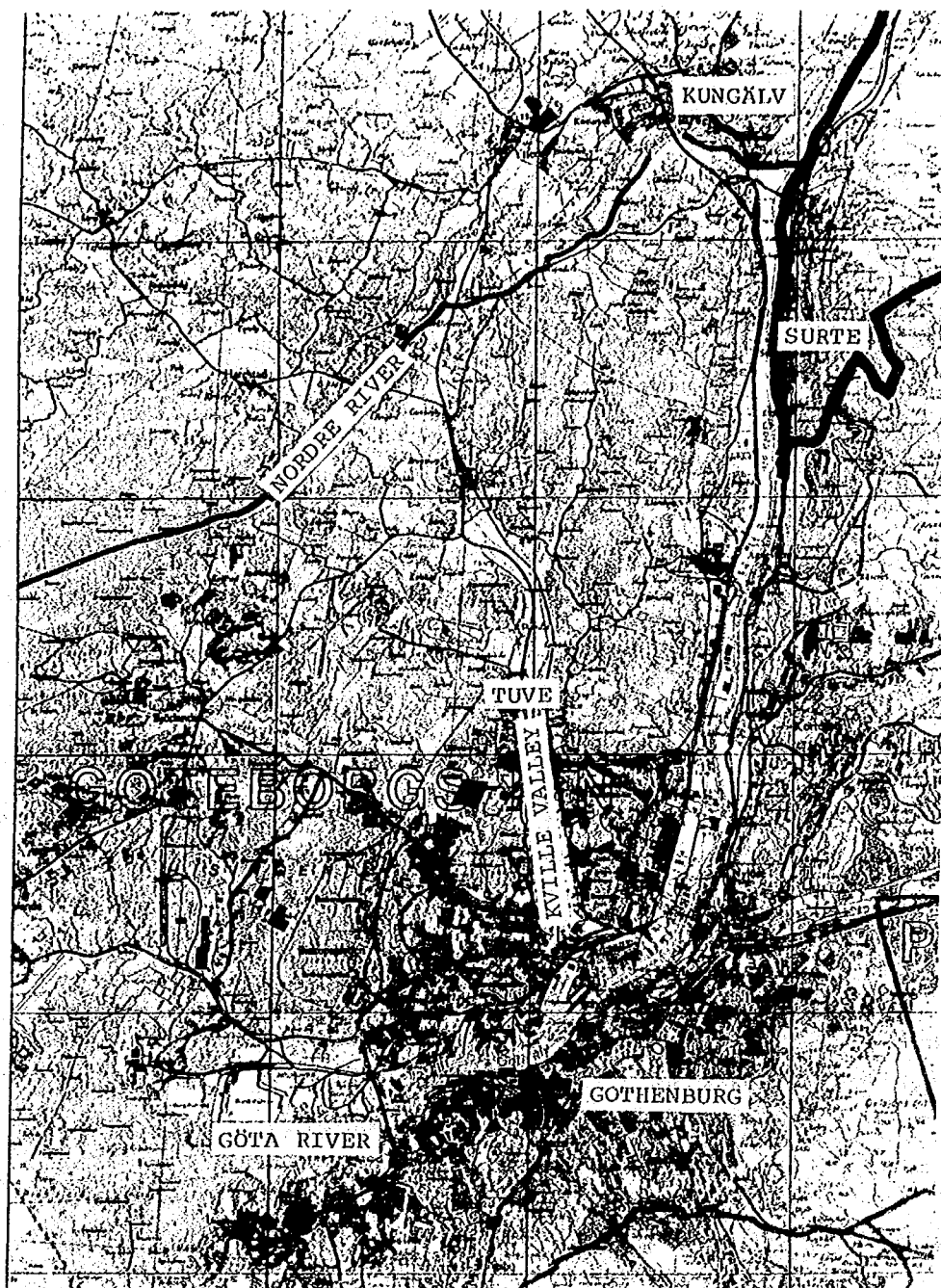


図-4.1.1 チューブ地すべり位置図

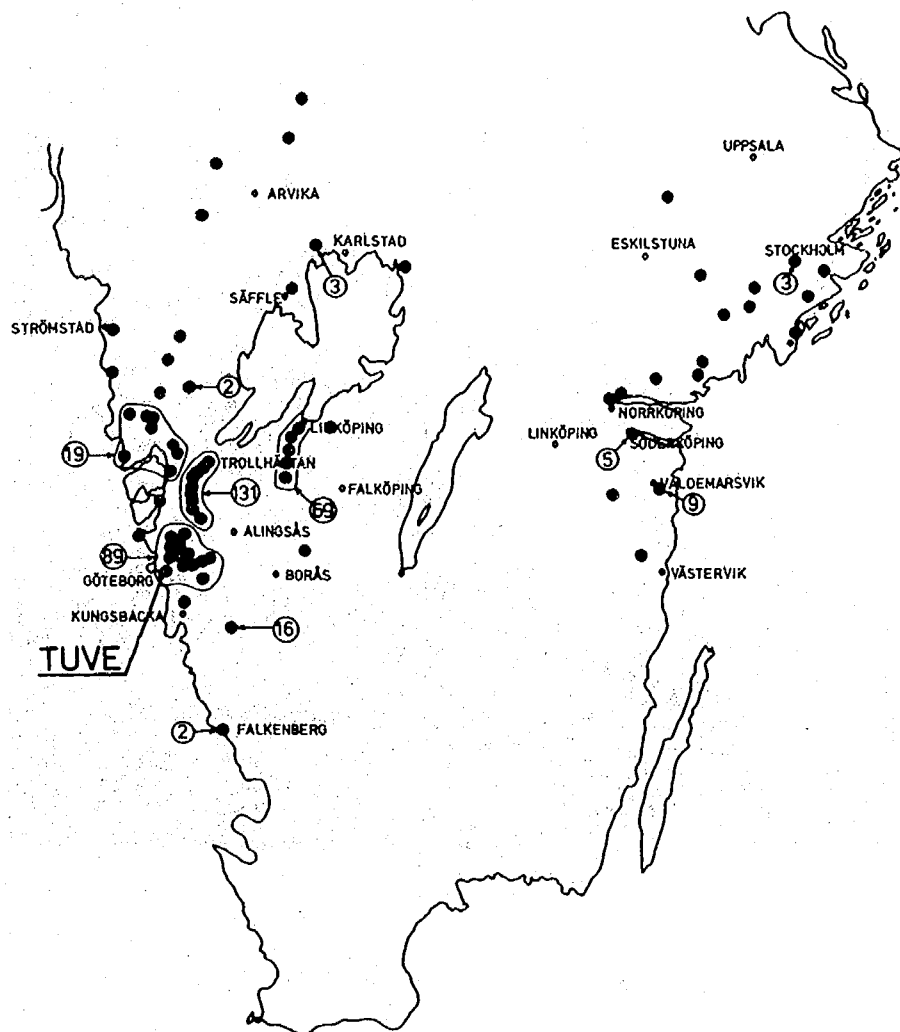


図-4.1.2 チューブ地域における地すべりの分布

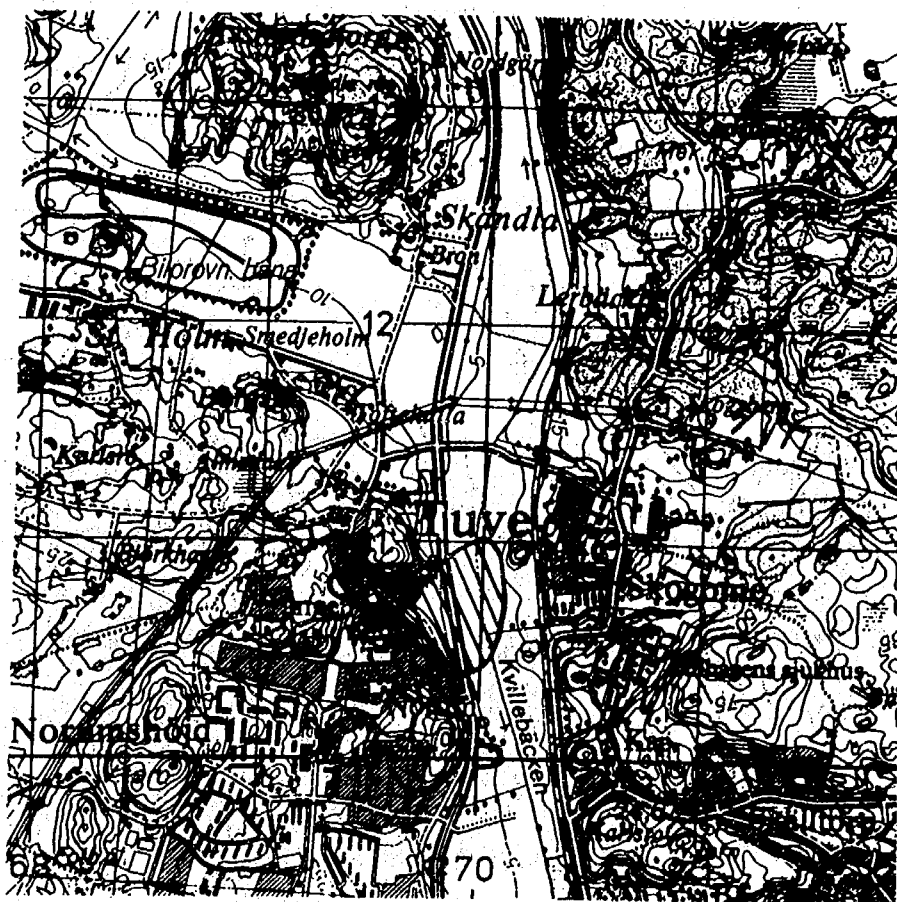


図-4.1.3 チューブ地すべり位置図

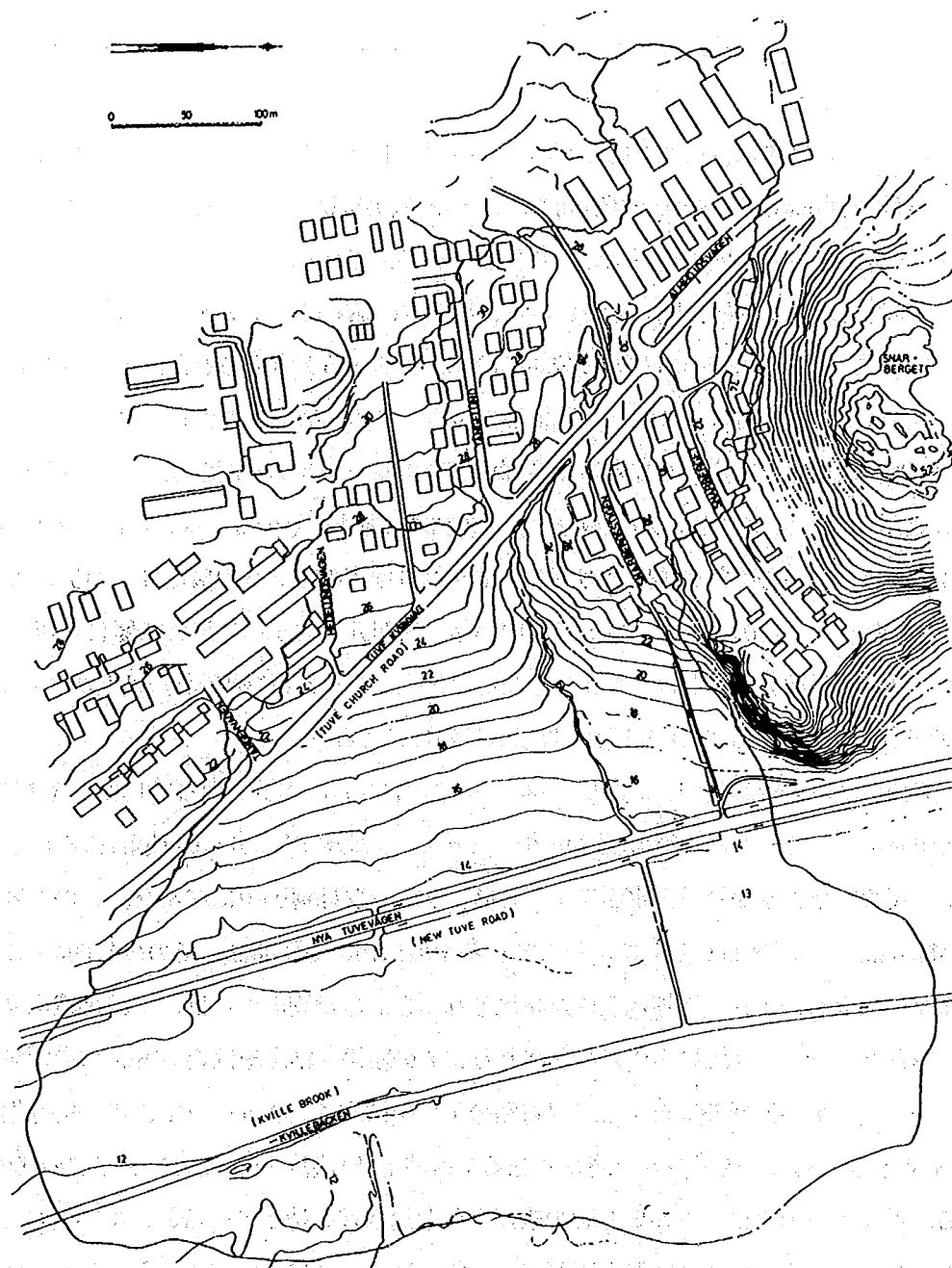


図-4.1.4 チューブ地すべり平面図

4.1.3 地質

地すべり発生前の地質は、スウェーデン地質調査機関とシャルマー工業大学により調査された。関連地域の第四紀堆積物等は図-4.1.5に示す。粘土層の厚さは、地すべり末端で5~10m、地すべり地中心部で20~30mである。クビール谷の下部では厚さ35mを越える部分も認められた。この粘土層と岩盤の間には、砂及びシルト層がある。

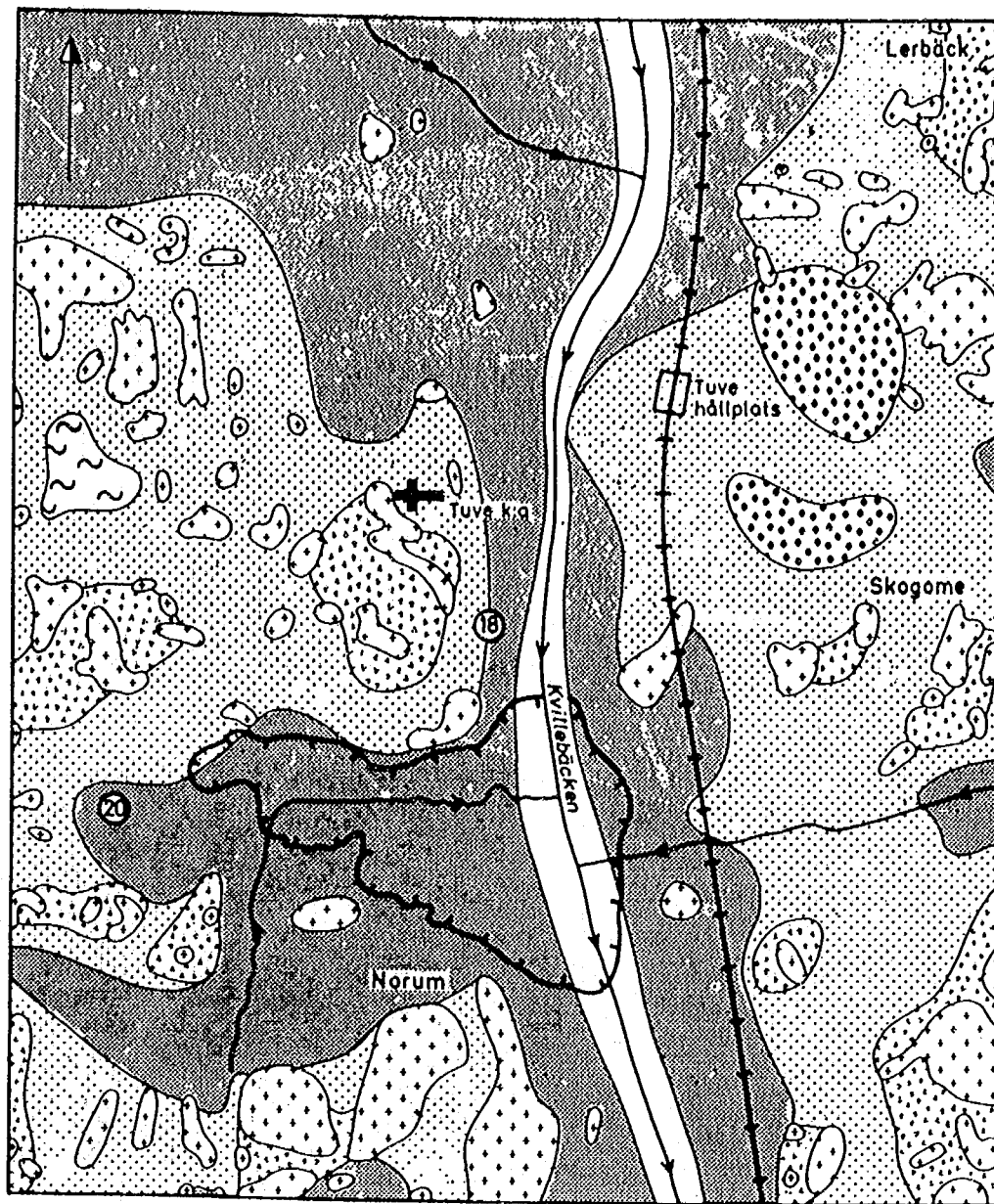
チューブにおける岩盤は、南北方向に認められ西側に下降しており、主として片麻岩と花こう岩から成る。また、輝緑岩岩脈であるチューブ岩脈も、この地域の西北西~東南東に認められる。これら岩盤内のキレツの分布方向は、岩盤内の地下水の流れに影響を与えている。

ヒシンゲン島における岩盤に関する資料から、地下水の流れは、新チュード道路の西方約10mから南北方向と、チューブ岩脈と周辺の岩との接続部に沿って存在すると考えられた。地すべり地の中央部と東側の領域では、岩盤は強く結合され所々で風化している。このため透水性は良いと思われる。

地すべり地の地質は、地すべり地内外から採取されたサンプルの粒度試験、化学分析により調査した。図-4.1.5に示すようにコア18はクビール谷で、コア20は地すべりの冠頂部に位置している。調査の結果、コア20の層位がコア18の下部の層序と対応し、地すべり地内のコア5の層位は、コア20の層序に類似していることが分かった。このことは、コア5の中の粘土層が元来地すべり地の頭部に位置していたことを示す。なお、コア18と20の粒度試験及び化学分析の結果を図-4.1.6に示した。以上のことから、過去13,000年間の西部スウェーデンにおける土砂の堆積状況が推定された。

氷河期最後には巨大な氷河が、北部ヨーロッパの数百万km²の地域を覆っていた。そして、約18,000年前に気候が温暖になるにつれ氷河の後退が始り、チューブ地域では約13,000年前に氷が全く無くなった。この間に、莫大な量の氷が解け海水面を上昇させ、チューブは海の中に沈んだ。このため、クビール谷の最も低い部分は、水深150mに達した。そして、粘土堆積物の主要部は、その後4,000年の間に堆積され、水深は徐々に減少し、チューブ地域全体が陸地となった。堆積物の厚さは、水深の最深部で最大となった。堆積層の厚さは、海底等高線に大きく左右された。その結果、粘土層は岩盤表面の最低部分に向かって傾斜した。チューブでの最低部は新チューブ道路の下に位置する。チューブでの代表的な堆積断面は、図-4.1.7に示す通りである。砂とシルト層からなる氷河粘土(E層)は、先カンブリア時代の岩盤の上に堆積している。地すべりの後に、シルトと砂の層が大きな透水性を持っていることが判明した。地すべりの後に、この層の上部に非常に高い間隙水圧が測定され、地すべり移動層がこの層とともに移動したと思われる。

アイスフロントが、気候の変化によって北方に向かって後退したのにつれて堆積条件が安定化し、D層の中の均質な粘土が堆積された。この粘土の上層及び中央部の層に海中-北極プランクトン珪そうが存在しているのは、この粘土が非常に深い深度において海中-北極環境の中で堆積されたことを示している。約1mの厚さのC層においては、幾つかの薄いシルト層がある。また、B層は非常に高い粘土含有量を有する均質な粘土層から成る。C層とB層の方解石含有率は非常に低く1.5%である。気候の変化により、D、



Symbols

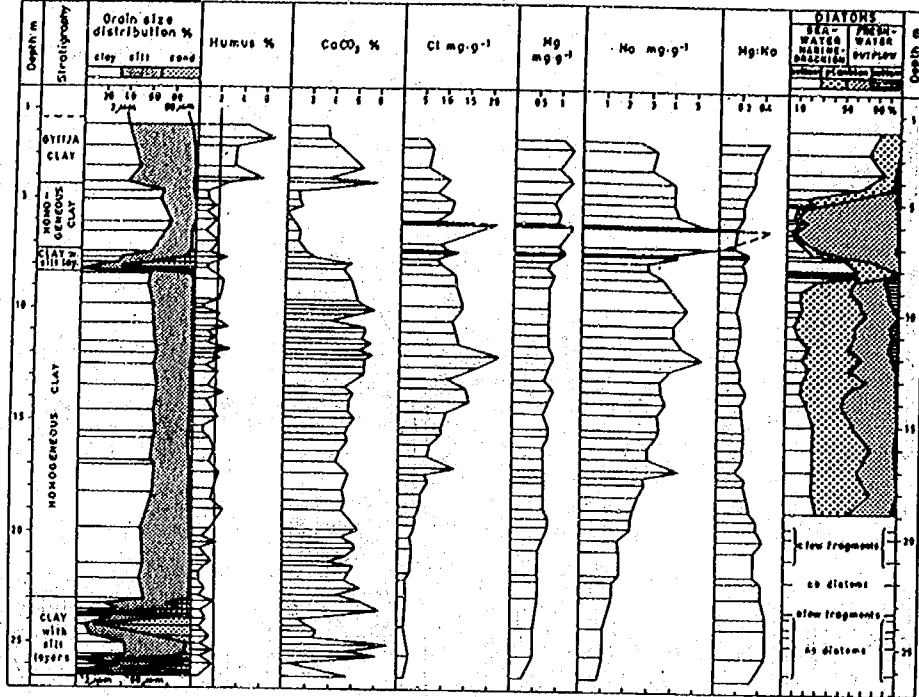
0 100 200 m

- | | | |
|--------------|-----------|-------|
| 岩盤 | 粘土 | 地すべり地 |
| 氷礫土 | アルビオット堆積物 | 鉄道 |
| 砂とシルト | 沼地泥炭 | 排水路 |
| グルシフルビオット堆積物 | ⑬ ボーリング孔 | |

図-4.1.5 地質図

チューブ：コア18

Distribution of some chemical and physical parameters and diatom spectra



チューブ：コア20

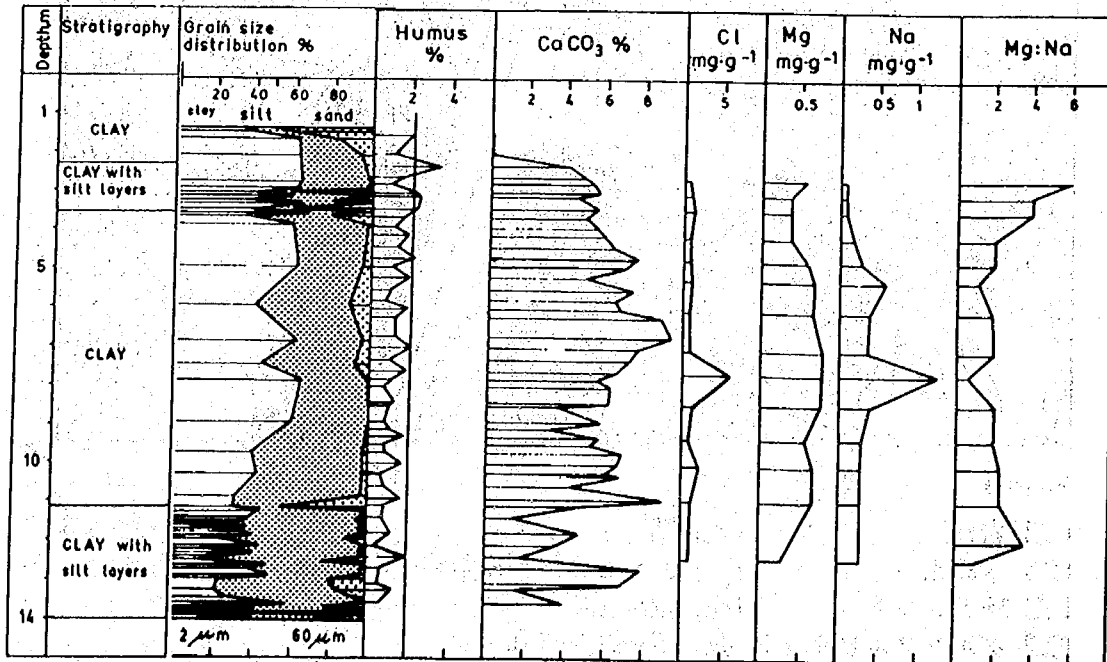


図-4.1.6 粒度試験及び化学分析結果

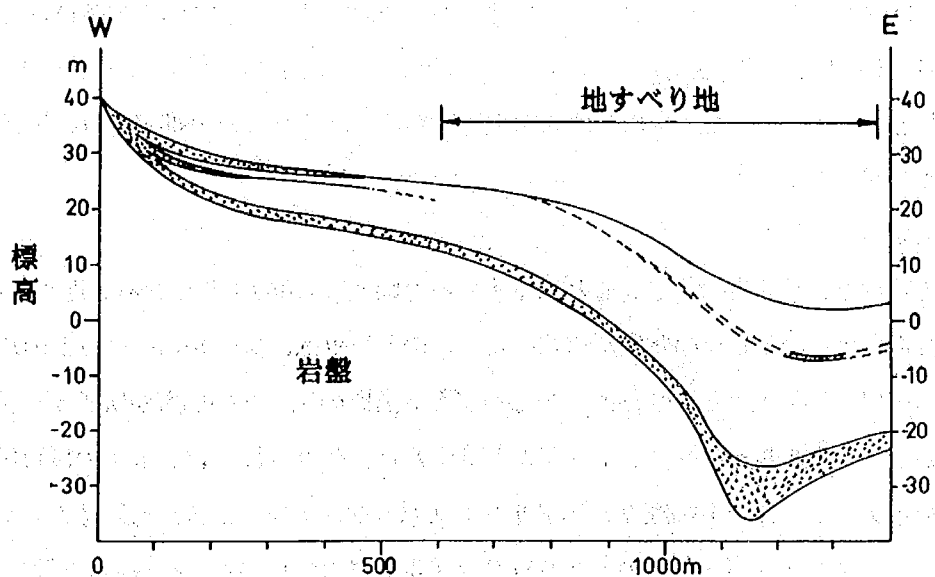
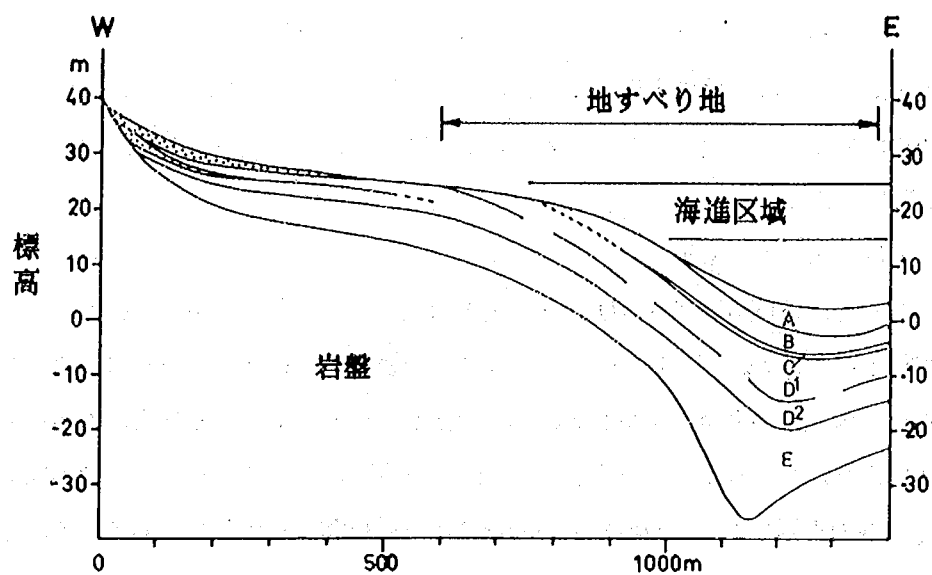


図-4.1.7 代表的な地すべり縦断面図

層の中の深海プランクトン珪そうは、C層の底部で海岸線に近接して生息している種に代わられた。また、C層の上部においては、微生物の中の塩水種の顕著な減少及びそれに対応する淡水種の増加が生じた。B層においては、主として中部スウェーデンのバーネルン湖の流域から発生したプランクトンに注水珪そうが非常に多く発生し、堆積物及び珪そうに腐食してこの領域に運ばれ堆積した。これらは、 $10,000\text{km}^3$ の水が約10,000年の間に、氷河が解けた水の流れと氷に塞き止められたバルト海盆からクカゲラック海峡の中に排出した結果による。

4.1.4 水文地理及び水文気象

スウェーデン西部における地すべりは、秋の雨季の数カ月間で多く発生している。この原因の1つとしては、高い間隙水圧がある。そこで、地下水及び気象の調査が行われた。地すべり地の地層は、岩盤の上面に粒子の荒い砂層、その上面にシルト層の順に堆積している。地すべり地を流れる地下水は、シルト層の透水性が悪いことから、岩盤上面の粒子の荒い砂層を流下している。そして、この地下水の流下している帯水層では、谷の両側で谷沿いの地表水の浸透により高い間隙水圧が発生している。地すべり発生の前には、帯水層からの地下水の自噴が生じている。この間隙水圧は、調査によれば地下水位に換算すると地表面上2m～4mに達したと推定された。近くの気象観測所のデータによれば、1977年は、異常に降雨量の多い年ではなかった。しかし、11月はこの地域の開発後では、最も降雨量の多い月であった。しかし、表-4.1.1(a)、(b)の蒸発散量を考慮した場合、1977年は異常に雨の多い年であり、中でも11月は異常に雨の多い月となる。このことから、帯水層の間隙水圧は異常に高くなったと推定され、地元の人々により地下水の自噴が目撃されている。

4.1.5 地すべりの状況

地すべりの状況は、目撃者の証言をもとに推定すると図-4.1.8のようになる。地すべりの移動は、最初チューブ教会道路の中のキレツの発生から始った。このキレツは、スナルバーゲットのバス停留所からタンゲルンドへの出口まで走った。数秒後、チューブ教会道路の幾つかの場所が新チューブ道路に向かって下降し、その後、スナルバーグススティンゲンとスナルバーゲットにおける家々の移動が起こった。それと同時に、東側のタンゲルンドの家々とヘドルンドスバーゲンの家々が移動し始めた。その後、地すべりは後方に波及し、タンゲンバーゲンの家々及びタンゲルンドの残りの家々が続いて移動した。地すべりの範囲は、この時アルムホジドバーゲンに及び、数列の家々がすべり出した。家の移動方向は、図-4.1.9のようになる。地すべりの波及範囲は、堅固な地盤に到達して停止した。

この地すべりの範囲は、27haに達した。地すべりの平面的形状は、谷の両側の堅い地盤に規制され、底辺が600m、高さ800mの三角形となった。地すべりの西方は堅い地盤に到達せず、高さ10mに達する黒色粘土のがけとなった。地すべりの移動は岩盤等高線に規制され、すべり面が数カ所で見られた。地すべり地内の移動土塊は、厚さ1～2mで残されていた。地すべり地の頭部は約10m下降し、移動量は約200mに達した。また、地すべり末端では約5mの隆起が生じた。なお、移動土砂は約600万 m^3 であった。この地すべりによる死者は9人であり、負傷者は約40人であった。また、住宅の被害は65戸であり、436人が住宅

を失った。

表-4.1.1(a) 月間降雨量

月間降雨量 (mm)

年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1971	63	33	62	43	32	72	71	119	88	67	89	40
72	28	20	29	70	97	104	109	36	20	31	63	98
73	69	53	18	64	54	26	24	64	75	35	92	75
74	79	42	19	0	28	34	52	66	149	54	106	87
75	104	7	20	42	37	23	106	39	117	41	76	48
76	47	22	19	21	51	29	16	7	55	101	103	95
77	98	48	81	83	42	66	69	14	93	80	<u>120</u>	53
78	41	29	118	15	20	58	29	108	127	32	70	26
平均	66	32	46	44	45	52	60	57	91	55	90	62
平均 1945- 1978	58	37	38	44	45	52	66	77	77	72	72	66

表-4.1.1(b) 月間降雨量 (降雨量-蒸発量)

月間降雨量 (降雨量-蒸発量)(mm)

年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年間累計
1971	48	18	45	19	-18	-23	-29	19	45	35	74	24	+257
72	28	5	11	46	45	34	9	-49	-18	3	43	78	+235
73	54	35	-6	40	6	-64	-76	-21	29	13	82	67	+159
74	63	24	2	-34	-20	-49	-31	-19	94	31	88	71	+220
75	<u>104</u>	-8	2	18	-17	-67	6	-61	53	9	59	32	+130
76	47	7	19	-4	3	-64	-84	-93	13	75	84	95	+98
77	98	48	64	64	-6	-34	-31	-86	51	48	<u>103</u>	43	+362
78	26	29	95	-8	-28	-37	-66	13	89	0	48	26	+187
平均	+59	+20	+29	+26	-4	-38	-38	-37	+45	+27	+73	+55	+206

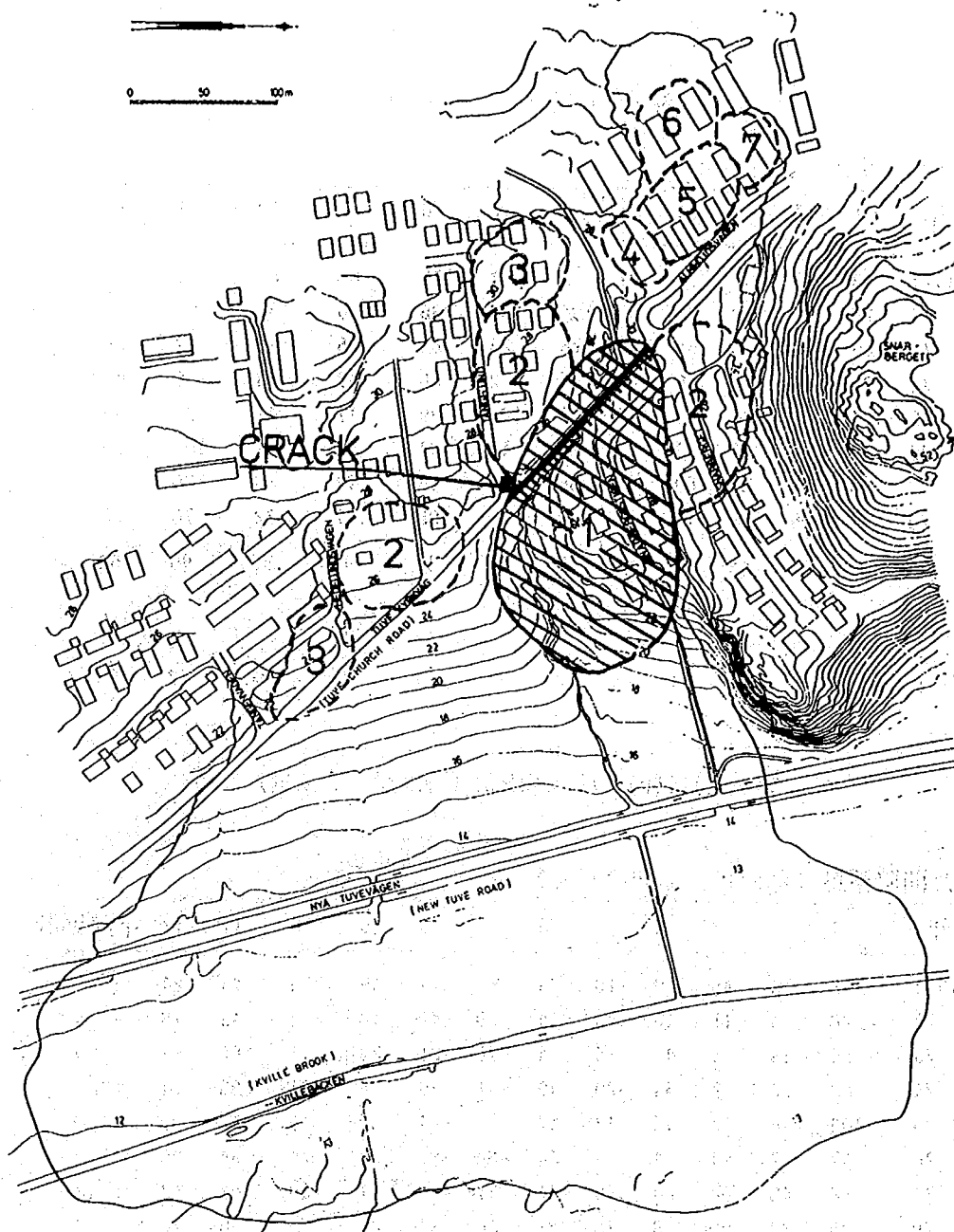


図-4.1.8 地すべりの状況

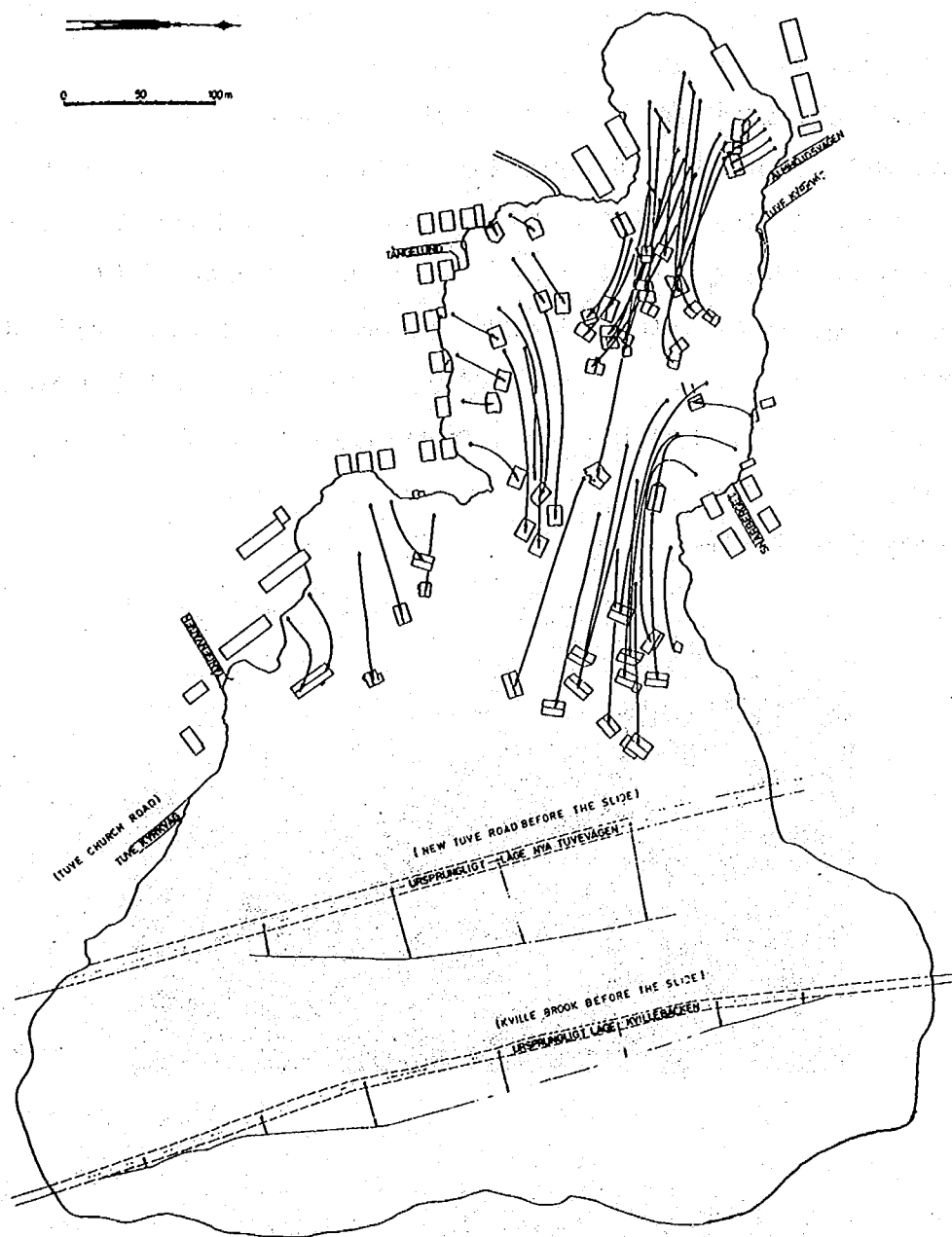


図-4.1.9 地すべりの移動方向

4.1.6 まとめ

チューブ地すべりは、1977年11月に発生した。この地すべりによって、9人の人が死亡し、436人の人々が家を失った。また、地すべりの面積は27haであった。

地すべりは、主に約5mの厚さの軟弱なシルト層で発生した。地すべりは、多量の降雨によってシルト層と岩盤の間の帯水層内の間隙水圧が上昇して発生した。地すべり地の安全率は長い間低く、当地域の開発により更に低下した。安全率の低い斜面においては地すべり防止工事が局所的に実施されていた。チューブ教会道路の頭部斜面の地すべり防止工事は、斜面末端の押え盛土によって成されていた。しかし、この工事は、他の部分を不安定化させた可能性がある。従来の地盤調査は建物のための調査であったため、この調査により局所的な押え盛土が実施されていた。そのため、地域全体の安全率については調査されていなかった。粘土斜面の安全率を調査するためには、せん断強さの確実な上昇が判明するまでボーリング調査を実施する必要がある。もし、現場でベーン試験が実施され、斜面安定解析が行われていたならば、広い地域で安全率が $F_s = 1.1 \sim 1.3$ を示し、安全率の低いことが分かっていたと考えられる。

4.1.7 被害状況写真

地すべり斜面頭部のすべり面

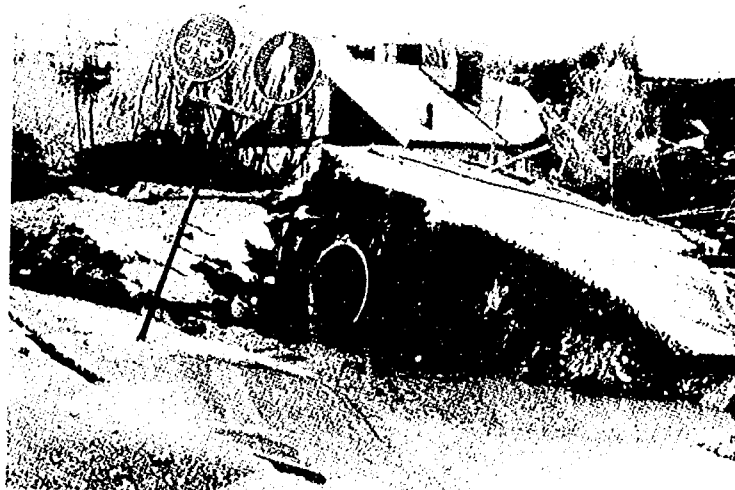














4.2 スルデ地すべり²⁰⁾

スルデ地すべりは、1950年9月29日アーレ・コミュン（自治体）のヨータ川の東側に発生した。斜面の大部分はクイッククレイから成る。また、地すべり地には、被圧地下水がみられた。せん断強さは、深度が増大するにつれて12kPa～23kPaまで増大した。地すべり発生後に算出した安全率は0.8～1.1の間にあった。なお、図-4.2.1に地すべり縦断面図を示す。

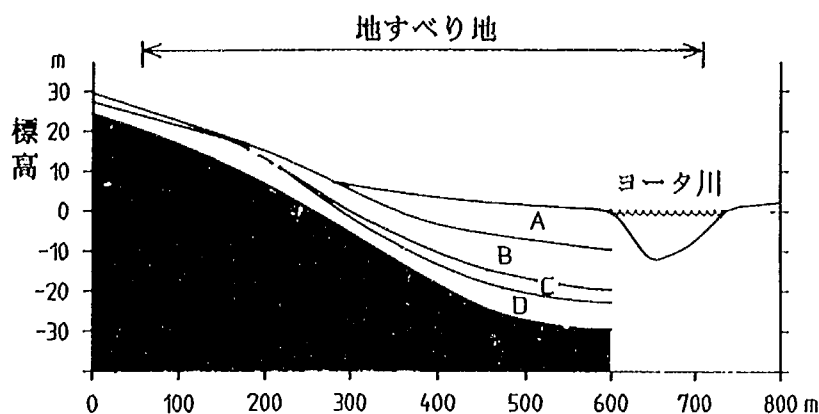


図-4.2.1 地すべり縦断面図

4.2.1 地すべりの概要

地すべりは、安定した土層まで後退し広がった。また、地すべりの先端はヨータ川に達した。目撃者の証言によると、地すべりはヨータ川に向かってゆっくりと波のように動いて行ったということである。地すべりの継続した時間は2～3分間であった。また、地すべりの規模は、長さ約600m、幅約400m、土量300万 m^3 であった。この地すべりにより家屋は50～150m移動し、死亡者1名、全壊住宅31棟の被害が出た（写真-4.2.1）。

地すべりの発生により、地すべり地周辺の多数の井戸が涸れたことから、地下水は被圧されていたと思われる。また、地すべりが発生した年は、特に変わった兆候はみられなかった。地すべりが発生する数日前に杭打ちが行われていた。このため、この杭打ちの振動が地すべりの引き金になったことも考えられる。なお、地すべり発生の数日前に、多数のクラックが発見されていた。さらに、鉄道による振動も、地すべり発生の要因となったことが考えられる。地すべりが発生する直前には、列車が地すべり地を通過していた。



写真-4.2.1 スルテ地すべり

4.3 ヨールブロ地すべり²⁰⁾

ヨールブロ地すべりは、1972年10月17日ハーニング・コミュニティ（自治体）のヨールブロ・カルスビクに発生した（写真-4.3.1）。地すべり地は、粗粒砂の丘の近くにある。地質は、粘土、シルト及び砂が交互に重り合ったものである。また、基盤までの深さは、5～16mである。粗粒砂の丘の付近は、透水性が良いため地表水の浸透し易い状態となっている。このため、斜面の下部では、シルト及び砂の層を地下水が流下することから被圧されていると考えられる。また、せん断強さは、サンプルの採取が十分にできなかったため信頼度は低いが、せん断強さの最低値は深度5～6mで約10kPaであった。それより深い部分では、せん断強さは深度が1m増す毎に2kPa増大していた。

4.3.1 地すべりの概要

地すべりは、斜面の頭部から発生した。地すべりの速度は比較的大きかったと思われ、移動土砂の一部は地すべり地周辺に飛び散っていた。

地すべり移動土塊は、幾つかのブロックに分かれて点在していた。地すべりの長さは約200m、幅が50～90mであり、森林を含む1つの区域が平坦な牧草地まで約150m移動した。牧草地は約1m盛り上げられていた。長い距離を移動したのは、地すべり土層が流れ易く薄かったためと考えられる。第1回目の地すべりが発生した後、引き続いて幾つかの小規模な地すべりが側面で発生した。地すべりのキレツからは、水

の吹き出しがみられた。最も水の吹き出しが大きかったのは地すべりの側面であり、その部分はもともと湿地になっていたところである。すべり面は、幾つかの地点で基盤層に達していた。地すべりを起こした森林部分は、5～6mの厚さのスラブの上に乗っていたものと考えられる。

地すべりを起こした斜面は、地形、地質、地下水の状況から安全率は低いものであった。直接的原因は、建築工事に関連して斜面頭部に土砂を堆積させていたことが考えられる。

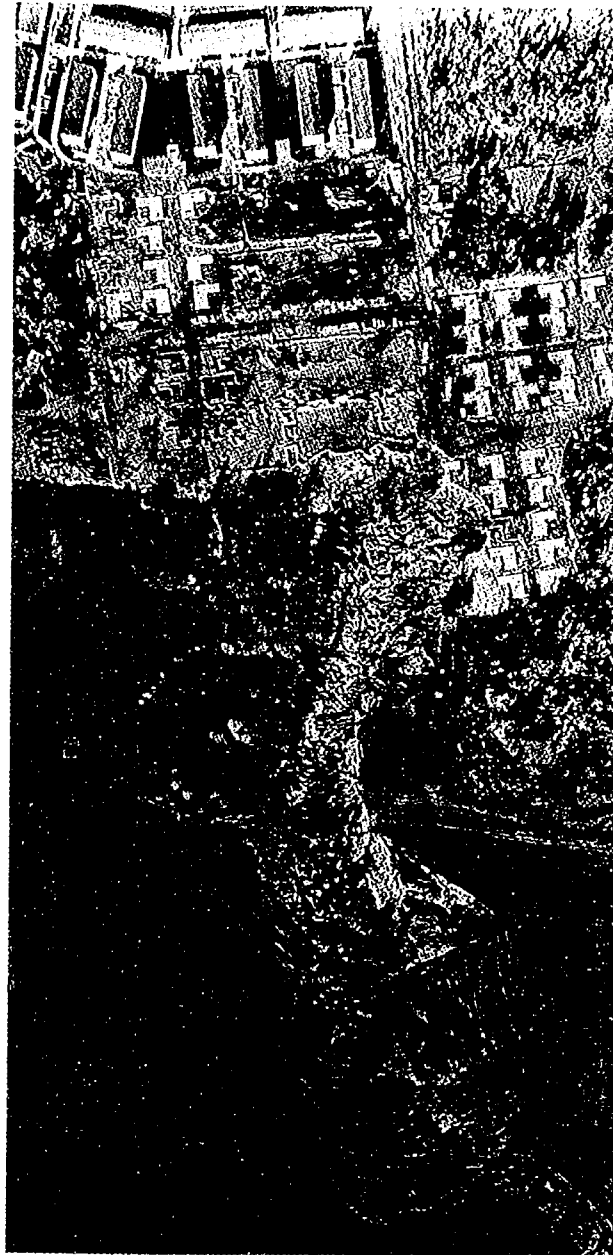


写真-4.3.1 ヨールプロ地すべり

4.4 グントルプ地すべり²⁰⁾

グントルプ地すべりは、1953年にリラ・エーデッツ・コミュニオン（自治体）ゴルダオー谷で発生した（写真-4.4.1）。地質は、約15mの氷河期粘土である。最も下の部分はシルトの含有量が高い。粘土層の下には、砂とシルトの地下水が通過する層がある。また、地下水は被圧水となっている。地表面下10mの粘土層中には、約10cmの厚さのシルト層がみられた。このシルト層の中にも、おそらく被圧地下水があるだろうと考えられる。

地すべり現場から約200m離れた地点には、湿地がみられた。地すべりと関連して、この湿地に湧水が発生した。また、地すべり末端では、地下水の吹き出しがみられた。地すべりが発生する以前は、グントルプ川（小川）から約75m離れた地点を鉄道が通っていた。この他、グントルプ川沿いには、幾つかの古い地すべり跡がみられた。

土質調査結果では、深度が増すにつれて鋭敏比は10~300に上昇し、一部の値は400以上に達した。含水比は粘土層全体の液性限界よりも高いものであった。表土層下のせん断強さは10kpaであり、深度が増すにつれて幾分数値も上昇した。また、せん断強さの低い層が末端部地下7mで発見された。地すべり発生後に実施した斜面安定計算では、安全率が約1.0であった。

4.4.1 地すべりの概要

1953年、鉄道線路の道床が沈下した。当時、沈下は凍結によるゆるみが原因であろうと考え、国鉄は約12m³の碎石で調整を行った。

4月の初め、同じ場所で新しく沈下が発生した。このため、既存の資材を利用して、復旧工事が実施された。その後、検査が行なわれ、状況は深刻ではあるが、当面の危険性は指摘されなかった。この時、当該地域はほとんど低湿状態であった。

数日後、鉄道線路のバンクに裂け目が発見され、24時間の監視体制が採られた。また、4月10日には、地質調査が実施されている。地すべりは4月13日の午後に発生した。最初は碎石のきしみ音が聞かれ、その後、線路のそばにキレツが発生した。線路が沈下するとともにキレツも成長し、10~30cm移動した後、地すべりの速度が増した。地すべり末端部は、まるで波のように見えた。地すべりは音も無く進行し、道床が60mにわたって6~7cm沈下した。この結果、小川は土砂でせき止められた。

地すべりの後、斜面を補強し小川への地すべりを防止するために3,000m³の碎石と1,000m³の充填材が投入された。しかし、4月18日には再度地すべりが発生した。その後、クイ工により防止工事が計画された。

地すべりの原因は、おそらく、この地域を通過する列車の震動がキレツの原因となり、その結果、斜面の強さが弱められたと考えられた。なお、間隙水圧は、地すべりが発生した時点では異常に高くなかった。地すべりの直接的な引き金は、地すべり発生の数分前を通過した貨物列車の震動と考えられた。



写真-4.4.1 グントルプ地すべり

5. あとがき

第12回日本・スウェーデン貿易経済協議(1987年)において合意された「地すべりの調査手法及び対策工に関する研究協力プロジェクト」の一環として、科学技術庁振興調整費個別重要国際共同研究が実施された際、スウェーデン土質工学研究所(SGI)を訪問し得られた資料をもとに、スウェーデンの地すべりについて紹介した。その内容は、①スウェーデンの自然条件の概要、②スウェーデンの地すべり概要、③スウェーデンの地すべり調査、④スウェーデンの代表的な地すべり、である。

スウェーデンの主な地すべりは、粘土層及びシルト層で発生する初生地すべりであり、日本の地すべりが主に再滑動の地すべりであることとは異なっている。また、スウェーデンでは、間隙水圧調査に関する試験が詳細に行われており、日本の地すべり調査に参考になると思われる。

最後に、この資料が今後の日本・スウェーデン両国の地すべり技術の情報交換の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 世界大百科辞典16, pp. 419~420, 平凡社, 1972.
- 2) EARLE, BRABB & BETTY L. HARROD: PROCEEDING OF THE 28TH INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS: SYMPOSIUM ON LANDSLIDES/WASHINGTON D.C./17 PP. 141~147 JULY 1989
- 3) Marius Tremblay: Pore Pressure Measurement-Reliability of Different Systems, SGI, REPORT, No. 37.
- 4) Bjorn Moller, Olov Lindholm, Swen Arnekull: EXPERIENCE OF A COMPUTERISED MONITORING SYSTEM FOR LANDSLIDES, SGI, REPORT, 1989.
- 5) B. Moller, H. Ahnberg: Stability analysis and observation of a failure test slope, SGI, REPORT, 1991.
- 6) Rolf Larsson: ON THE USE OF DRAINED OR UNDRAINED SHEAR STRENGTH AND EFFECTIVE STRESS PARAMETERS IN SLOPE STABILITY CALCULATIONS, SGI, REPORT, No. 17.
- 7) Cadling, L. and Odenstad, S., 1950, The vane borer, SGI Proceedings, No 2, 1950.
- 8) Larsson, R., 1980, Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol 17, No 4, 1980.
- 9) Eide, O. 1955, Skredet ved Bekkelaget i Oslo. NGI, Publication No 11, 1955.
- 10) Aas, G., 1981, Stability of Natural Slopes in Quick Clays. Proceedings. Tenth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol 3, Stockholm 1981.
- 11) Aas, G., 1975, Skred som følge av peleramning i bløt leire. Nordiska Geoteknikerkonferansen i København, 1975.
- 12) Bjurström, G. and Broms, B., 1982, The landslide at Frøland, June 5, 1973. This symposium.

- 13) Tavenas, F, Flon, P, Leroueil, S, and Lebuis, J, 1982, Remoulding energy and risk of slide retrogression in sensitive clays. This symposium.
- 14) Torstensson, B-A, 1981, Kombinerad portrycks- och spetskraftsönd. Byggdok, slutrapport 791444-1.
- 15) Larsson, R, 1981, Drained behaviour of Swedish clays. SGI Report No 12, 1981.
- 16) Janbu, N, Slope stability computations. Technical University of Norway, Trondheim.
- 17) Bernander, S, 1982, Active earth pressure build-up. A trigger mechanism in large landslides in sensitive (quick clays). This symposium.
- 18) Leonards, G, 1981, Discussion, Tenth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Session 11, Stockholm, 1981.
- 19) ROLF LARSSON, MATS JANSSON: The Landslide at Tuve November 30 1977, SGI, REPORT No 18.
- 20) RAS OCH SKRED I SVERIGE, ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES, COMMISSION ON SLOPE STABILITY.

要 旨

吉松弘行, 近藤観慈, 丸山清輝

本報告書は, 第12回日本・スウェーデン貿易経済協議(1987年)において合意された「地すべりの調査手法及び対策工に関する研究協力プロジェクト」の一環として実施された共同研究に際して得られた資料をもとに, スウェーデンの自然条件, 地すべりの概要, 地すべり調査, 代表的な地すべりについてまとめたものである。

キーワード: スウェーデン, 地すべり



郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

地すべり研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名



配布先住所

土木研究所資料第 3122 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印