

# シラスの土質力学的特性とその原因

(シラス防災の研究第二部 その1)

上 田 通 夫

(受理 昭和54年3月31日)

## MECHANICAL PROPERTIES OF "SHIRASU" AND THE CAUSES

Research on "SHIRASU" Disaster Prevention Part 2 No. 1

Michio UEDA

Having used part 1 for the general remarks, especially for the history of "Shirasu Study", now the author is to relate his own works in part 2.

In this paper he examines the method, which, the author considers, will be the mother of the product of the researches, making it deep or shallow, giving meaning to, characterizing, sometimes colouring the child. The chapter is divided into two paragraphs, a general opinion and the instance concerned.

He first thinks about the significance and points out four important matters, explains respectively. (1) Characteristics or rather particularity of "Shirasu", which seems to be half-rock in nature and yet resembles mere soil when disturbed. Orthodox soil mechanics do not serve. (2) Mathematical analysis is not always possible, available and it should not be required to excess. (3) The investigation and selection of the data, be it experimental or of literature, of others or of his own, will be indispensable. We are sometimes apt to lean upon the papers of others without full caution and to quote from them or to form our theory on them, but the letter is not the truth, and they might contain errors and defects so we must get rid of them in case of application. (4) Logical coordination should be retained through the whole. A part, making up the whole, is to be regulated by the whole and the contradiction must be avoided within the logic system at all. Formally to join partial arguments, mere arrangement of the data and conventional theory of them, and the elongation and subdividing of formal logic of not so much sense will work little.

Above all, basic study of the subject of investigation is required at the beginning. Obscure understanding of it sometimes gives us a translucent view.

Next he settles three fundamental concepts, he makes clear the purpose of the research, gives a definition to Shirasu, and utters the most distinguished nature of the subject material.

Paragraph 2 is the space for the good experimental case which reveals the entire difference between undisturbed and disturbed Shirasu behaviour under the varying loads. Man can easily recognize the fact and the cause that natural Shirasu is solidified with some substance and it turns into a mass of granular material and loses the solidification when disturbed.

The full size concrete block retaining wall of 3m high by dry masonry both of the disturbed Shirasu banking and of the natural cut slope were subjected to the same load tests. The data were analysed and, in the former case, the wall was proved to be a pressure free construction. The earth pressure distribution is of the Japanese handdrum type, having the fixed zero apex in the middle part with both the lower bell type distribution of active and upper flare of passive earth pressure. Every maximum active pressure at the bottom part is always kept constant while the minimum passive, the total active and passive pressures vary according to the steps of loading. The disturbed Shirasu showed plastic behaviour. In the case of the cut slope it was found to be nearly elastic. The difference is caused by the solidification.

## 目 次

## 第一章 方法論に関する一章

## 第一節 方法論

## §11 その意味

- 1° 対象の特異性
- 2° 解析 (1)~(3)
- 3° 研究資料の検討
- 4° 論理の調和性

## §12 基礎事項

- 1° 研究目的
- 2° 定義
- 3° 基本認識 (1)~(4)

## 第二節 シラスの盛土・切土面に設けたカラ積擁壁の実験例

## §13 盛土面擁壁

## 13.1 実験の概要

## 13.2 資料とその検討 (1)~(4)

- 1° 資料は正しいか
- 2° 大勢判断と資料の取捨 (1)~(3)

## 13.3 中央B列断面に於ける擁壁の解

- 1° 前提 (1)~(3)
- 2° 解

## A 土圧の解 (1)~(3)

- 1 主働土圧
- 2 壁体自重圧
- 3 土圧係数

## B 壁体の解

- 1 仮定解
- 2 現実解
- 3 壁体の安全性

## 13.4 撒水試験

- 1° 概要 (1)~(4)
- 2° 撒水方法・結果 (1)~(3)
- 3° 土圧変化
- 4° 壁体変位

## 13.5 荷重除去 (1), (2)

## 13.6 盛土除去

## 13.7 実験§13の結論 (1)~(5)

## 13.8 最終検討・結論

## §14 切土面擁壁

## §15 第二節の結論

## 第一章 方法論に関する一章

本章には、一つの実験例を取入れ、区分上必ずしも上乘でないけれども、§11, 1°の顕著な実証となるから、敢えてしたことである。「関する」にはその辺の考慮もある。

## 第一節 方法論

研究史を辿った後で、著者には、霧を隔てて物を看

るような、透明を欠く心象が残る。それは、要するところ、方法論の不満というに帰するか、と思われた。研究はもともと、疑問や不明を解決しようとする知的行為だから、JISの試験法に基いた計測資料等を、かれこれ按配して論ずれば済む、という次元のものでないこと当然で、思考法亦同じ。やり損じや無駄の繰返しは、不可避の沙汰で、学校試験の答案なみに、過誤を恐れる無用の小心や、自己既往の小軌跡を愛惜して……。転ずるところがなければ、視野は開けない。著者は、研究とは無駄と労働の累積なりと信じている。到底、人の免れざるところとして。

## §11 その意味

研究方法論は研究の母で、子供はそれに似合って出生する。その子は、本来の目的により、先天的使命を課せられるから、方法論は研究目的と相対的で、此と彼とは、ついに知的円環を完結する。する筈のものである。なかなかそのように甘くゆかないのは、我等の至らざる故、と一ト先ず言って打留める。それ以上は、本論文の範囲を出るので。

## 1° 対象の特異性

広狭二義がある。狭は、シラスという物質が、通常の土と様子が変わっていることで、本論文には、この特異性が絡みつく。それが、小題のおおよその意味合である。広は、対象が天然物である事実だ。崩壊もとより自然現象で、共に人間の好悪に従わない。本論文の防災は、人が自然の働きかけに対する反応活動で、両者の対話であるから、相手の言葉を聴くことが先決となる。自然存在としてのシラス性状、崖崩壊の実態を、あるがままに観察把握しなければ、手の下しようがない。選択任意の材料をメカニカルな思考に載せてする、人工製作物とは、対応の自由度が遙かに少く、人間の頭の中で成立する勝手な論理を、押付ける訳にはゆかない。だから、事実認識を綿密にすることが、出発点であろうかと。シラスの工学的研究が、模糊たる霧の中を立迷うのは、先行論理に存在事実を従わせようとするからで、それは思考の顛倒である。「引張を考えるのは、土質力学ではなくて、岩の力学の分野であり、土質力学では、セン断破壊であるべきである。」<sup>1)</sup>とするのは、一具体例である。今は、シラスの安全性乃至崩壊問題を、解こうとしている訳で、それが土の力学に属するか、或いは岩の力学に従うか、又は第三の論理を要求するか、我々は知らないのだ。初めは、

土質力学が適用できるものと思いつつ出発したが、事態は運ばず模索中のところ。土質力学の論理が目的ではなくて、シラス安定問題の解がめあてである。滑らないと認められる相手に、「汝、滑るべし。」と論理命令を下すのは、方法論の錯誤であろう。

地山シラスと取毀した試料とで、性状が著しく異なること、現在は共通認識だが、これとて、「両者いうほどの差はない。」とする主張や、「攪乱・未攪乱土間に違いがあるのはきまりごとだ。」という反論があった。前者は事実を直視せず、後者は、普通土の攪乱・未攪乱試料間の差と、シラスに於けるその相違を、無視した議論で、シラスをイジツタことのない人の批判である。

著者は、シラスに関する事実認識の不徹底が、シラス問題紛糾の根源である、と理解している。だから、実態把握の明確性を要求する。万事覚悟で、ハヤらない実験を繰返す所以である。

## 2° 解析

「解析がなければ学問ではない。」という発言の、解析の意味が必ずしも明瞭でないが、専ら数式による表現を指すなら、著者は同調しない。そういう意味の解析なら、それが不可能な場合、不適当な場合、無意味な場合等があって、問題解決の必須手段でも、万能の方法でもないからである。百歩を譲って、「学問でないとするのは、貴君の自由だ。」と返答する。

### (1) 解析不可能な場合

昭和46年11月11日、科学技術庁が神奈川県川崎市生田で行なった、崖崩れ実験の現場事故は、「実際には数学的解析に乗らない事象を、細かい計算によって崩れ範囲を予測決定した。」ことに起因する。

次節に述べる、盛土のカラ積擁壁は、実験により定性的解明ができるが、応力度分布の一般数値解を求めることは不可能である。土圧素因は複雑に絡み合い、具体的論理として取出せないまま、不可知で潜在するからである。

### (2) 解析が不適当な場合

見掛上同一の現象から、複数の別箇の結果が発生する事象に対し、一義的解析法を採用するのは不適当である。つまり、一意法則に従わない対象に単一法則を当嵌めると、仮空論理に陥る。後に実例があるので、そこで再検討する。(2)の極端な場合は(1)と等価である。

### (3) 解析が無意味な場合

土質力学史は、土の安定論に関して、少なからぬ歴史的解析法を記載している。しかし、その大部分は使

用せられない。それらは、一種の知的興味以上の迫真力を持たないからである。

セレベス島東海岸に迫る一大岩盤台地があり、50廻程のクレビスが、諸所を走っている。試みに石を落すと、音もせず無底の闇に吸込まれてゆく。断崖は海に臨み、脚下を波に打たれて直立する。崖肩よりの目測1~2,000メートル許りかと。この台地を徒歩横断した者が、確かに二人は居り、一人は日本人、故石川尚市である。問う。この断崖の、安定自立高さは如何と。解析無意味の中には、この種の場合が入る。

## 3° 研究資料の検討

資料は大別して二分する。自己資料と他の資料とである。第一部§8,8.9末尾の感想でも述べたが、自己資料は、過誤や異常現象、未熟や先入観に基く不透明等、塵埃を被っているから、それを払って合理性の許す、キレイな体にしておかねばならない。手許を確かめる用心をいう。Michelson が、真空中の光速 $C$ を、前後二回別箇に精密測定したら、平均値の喰違いが大きくて困った。よく点検したところ、前回の実験に利用した、二点間の地上測距に、大間違いがあった。で、その結果を棄てたという。高度の基本的物理計測でこれだ。厚みを十分考慮しない、気短かな断片的資料で、論理を急ぐことをせず、亀の歩みを恥じない所以である。

他人の文献を手軽安易に引用して、自説を上乗せする弊害が、研究社会に流入していないとは言えない。殊更、外国文献に就いて傾向が著しい。文献が総べて真理を語るなら、直接の被害は少いだらう。自己の業績を含め、文字即真理とはトモ考えられぬ。外文もとより例外でない。Terzaghi も間違った。著者は、それぞれ当面する問題に関し、関連文献類を十分に検討する。資料批判として、研究上、手を抜くことは許されぬと信ずるが故に。

## 4° 論理の調和性

前項で述べた種類の、断片的資料で編んだ局部論理を、単に累加延長すると、自己矛盾に陥って、調和を失する場合がある。殊更近年のように、研究と称するものの息が短く、かつ機械的性格が強まると。或る時はまた、川の逆流を、直ちに川下を指すと見誤ることもある。何はともあれ、海に流入することの原則を、押えて置く必要があるだろうと思うのである。それには、研究目的を明確化しなければならない。最終目的は即ち海という訳で、支流・分流は、要するにそこへ注ぐ道程にある。

論理は、上の如くして途中で誤り兼ねない。その時、誤りの発生源に溯り、岐路より正すべきであって、過去の労働に執着して、小手先の修正を施し、目先を糊塗することを避けたい。「間違えたところまで引寄せ」とは、登山のみならず、学術研究の基本であったと記憶する。

研究の最終目的が、論理の整合性の総括批判者として立現れるだろう。第一部「工学研究の最終目的は、実効を挙げることである。」の命題は、論理の整合性は、事実への適合性を含意する、と読んでよい。

## §12 基礎事項

### 1° 研究目的

「シラスの、自然及び人為に原因する災害を防止調整することを、最終目的とし、目的を達成するための重要不可欠問題である、シラスの力学的特性を解明することが、当面の中心的課題となる。」

自然及び人為に原因する災害の種類は、巻頭の緒言で述べておいた。これに地耐力の問題を加えると、あらかた尽すことになるだろう。防止できるものは防止する。だが、自然災害には防止不可能なものがあり、例せば、豪雨時におけるシラス自然斜面のローム表層滑りの類で、これは予知不可能でもあれば、事前に防止できぬものである。国鉄自慢の新幹線も、雪がチョイと降りゃすぐ停るし、風が襲うと航空機は欠航し、船は港を出ない。正常運航を基準とすれば、これらは総べて事故であり、旅客にとっては災害である。文明の利器も災害だらけというべし。のみならず、人間の過誤に起因するおそれも、時に避けられない。調整とは、災害が発生するとき、それが人間生活に及ぼす事故としての効果を、許容限度以内に押える謂である。「絶対に災害を惹起してはならない。」とは、理念として至当であっても、現実の対応法としては通用せず、それでは具体策が立たないのである。降雨量の百年確率は具体策であって、絶対に氾濫を防ぐのではない。「氾濫は時に免れず。」の決断で、これを已むなき仕儀と観念するか、この事情こそ、科学の本質が、理性的認識構造の相対性に根ざすよりする、必然の制約なりと、積極肯定するか、学問の基底に横たわるアポリアめいたもので、著者は一貫して後の立場をとる。災害は、完全阻止できる筋のものではない。第一部第二章で、「或る覚悟を要する基本認識に繋がる事象」と言ったのは、それであった。そこで、事故の許容限度の

設定が大切となってくる。災害の忍限度に関する文章<sup>(9)</sup>もないことはない。が、やや形式的な文字で、依拠するほどの思想は見当らぬ様だ。

著者は、調整の意味を、「人間生活の復原力を掃滅しないことを限界として、自然事故と人間との関係を制限する。」と規定する。この中に頻度が入っていないが、それは、百考するも曰く言い難いのである。曰く言い難し。

### 2° 定義

本書でシラスと呼ぶのは、下の対象物である。

火山軽石流の非熔結部、その部分的二次堆積軽石層、及び降下軽石の二次堆積軽石層をいう。時に、軽石流の微熔結部迄を含むことがある。シラスの侵蝕又は剝生成物が、緩やかに水送せられて、成層堆積したもの、二次（水成）シラスという。

上は、第一部序論の仮定義と変らない。大筋は太田良平に従っている。露木利貞は、シラスの語義を軽石流の非熔結部に限定し、二次生成物や類縁物質は、特定形容詞をつけて、対象をハッキリさせることにした。著者の意図は、自己の脳中にある研究対象物質を、学問上の誤りを避けつつ、日常的社會通念と折合うように、内容を限定するにある。

時に、微熔結部迄を含むことがあるのは、連続岩体が文字通り漸移し、明瞭な境界を引き難い事態が生ずるから。微熔結を何で判定するかとなれば、シラス崖面近く笹の小枝等が覗き、葉末の雨露が滴下するに、容易に鉛直の穴を穿つのは非熔結、色は変り痕を崖面に印しても、殆んど侵蝕されることなければ、その境界硬さを以て微熔結の徴と見做す。

上の定義から、ややハミ出すシラス類があって、無視できない。えびの地震で崩壊の多かった、下浦層等の湖成層、軽石流の湖中流入堆積物である。素材はシラスだが、僅かに分級がよく、固結力が弱い。これは、文字面では定義に入らないが、シラスと称して悪い、というほどのものではない。露木が、特定形容詞をつけて呼ぶとするのは、このあたりに関して、妥当な工夫と言えよう。

### 3° 基本認識

シラス研究の初期、言葉も概念も混乱していた。地質学と工学の立場の調整さえ、スッキリしない場面があった。地質学的分類が、工学的分類と調和するか否か、ということも問題であった。思えば当然で、地質学・工学共にそれぞれの分野内で、なお区分定かならぬ事情の下に、両者の関係が調整できる筈もないので

ある。当時著者が、「シラスを研究しようとするれば、一ト度は地質の海に浮かべて見る必要がある。」<sup>(8)</sup>と書いたのは、工学的研究社会が、シラスの地質に暗かった過去の描写であった。

事情は一変した。シラスは、火山地質学上如何なる物質であり、工学的にどんな目立った性状を有するか、筋目はハッキリしているのである<sup>(4),(5)</sup>。何度か叙述した如く、

- (1) それは火山軽石流の産物である。
- (2) 力学的にはよく安定自立する。取毀すと力学性状を一変し、原状を回復しない。
- (3) 流水の侵蝕には殆んど無力である。
- (4) 過多含水状態で滑り崩壊する。

力学特性の原因は、本来多少固結しており、水によって固結力が失われることにある。強度は固結度に依存する。という範囲では、大きな異論はない現状となった。以下の研究は、つまりはこの程度のことを確かめ得た、というに過ぎぬかもしれぬ。コロンブスの卵とさしたる怪癖はなし。

## 第二節 シラスの盛土・切土面に設けたカラ積擁壁の実験例

方法論に関する章に、実験例を載せるのは、前節末尾(2)の目覚ましい事例を示そうということだ。その敷衍に当る。

シラス盛土・切土面に設けたカラ積擁壁の耐力実験

目的：標題カラ積擁壁の性能・耐力を明かにする。

企画：日本建築センター特殊地盤擁壁研究委員会。

実施：上田通夫・久米国幹・\*

実施期間：昭和41年12月16日～42年3月22日（日程表省略）。

本研究は、日本建築センターの委嘱に基づくもので、立案は、上記委員会の手による。これは更に、原題を“特殊地盤における盛土及び切土の法面崩壊現象並びに擁壁に関する研究”<sup>(14)</sup>と称する、土質工学会企画の一連の研究中、“擁壁に関する部分”を構成する。標題どおり、擁壁の性能・耐力を解明する目的を持つが、たまたま、シラスの盛土と切土と、力学性状の違いを明示する事実を認めたので、その場面を展開する。

## §13 盛土面擁壁

本文は、前提と事実より結論を導く間の、考察の進め方を明かにすることを重点とし、資料は必要不可欠の範囲を使用する。他のナマデータ類は割愛する。

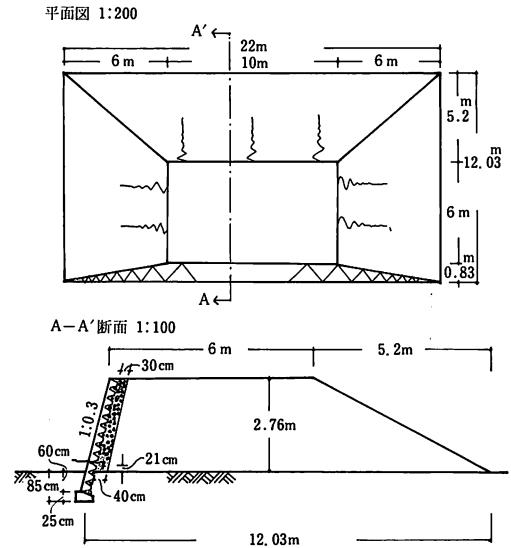


図1 供試構築物概要

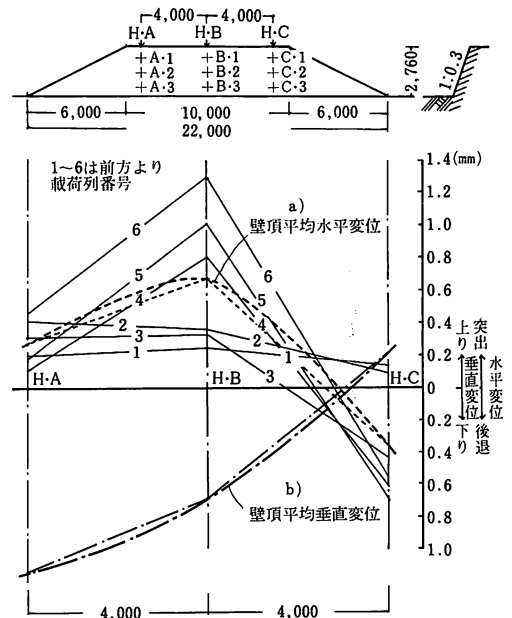


図2 壁体変位図

\* その他協力者：鹿児島県住宅課・鹿児島市消防署。

### 13.1 実験の概要

供試構築物を図1に示す。

試験項目：(1) 載荷試験 (2) 撒水試験 (3) 荷重と盛土の除去試験，その間の壁体変位，B列（図2）埋戻面附近の土圧変化等を計測した。土性指数・盛土単位体積重量・含水比資料その他ナマ資料は省略する。シラスはシルト混りの砂に当る。

擁壁材料：間知型コンクリートブロック（35×35控え35 cm，43 kg）。

地表面載荷法：コンクリートブロック積重ね，前面より後方へ一列ずつ積み増し，荷重強度  $486 \text{ kg/m}^2$ （写真1）。

変位計：ダイヤルゲージ 1/100 mm 計12点，水平変位測点A・1～3，B・1～3，C・1～3，垂直変位測点H・A，H・B，H・Cに装着（写真2）。

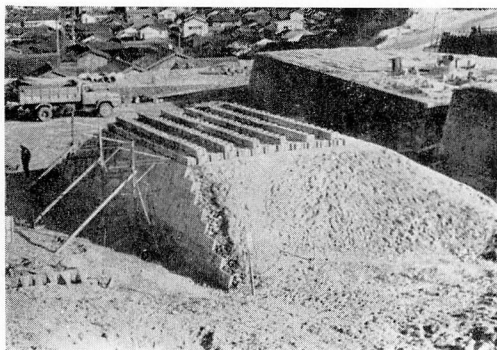


写真1 地表面載荷法

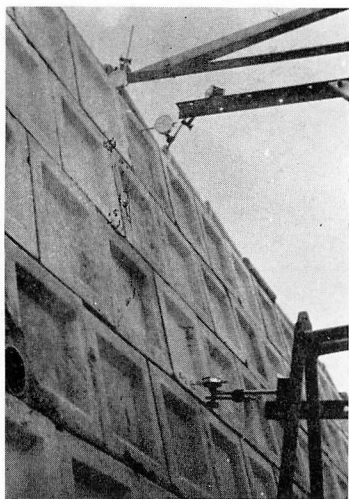


写真2 ダイヤルゲージ装着（A列）

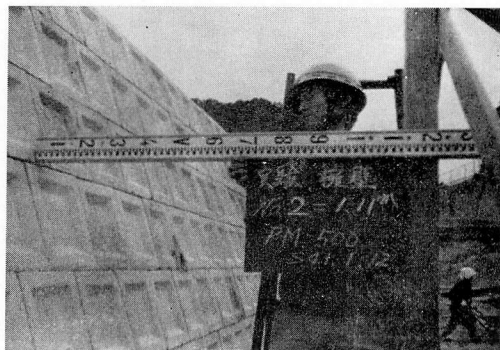


写真3 壁体水平変位粗計測（B列）

補助計測：変位の大要を把握するために，B列基準道形柱より，壁面距離の直接計測を行う（写真3）。

土圧計：カールソン土圧計1点（図3-1）。

原案指定一実は擁壁の全体位置が約25cm沈んだ一の対象物を取付け，指定条件に逢わせて観察を行うこと，上記のとおりだが，他に撒水試験を追加する。シラス安定論は，水を除外して考えられないので，一ト押しして見たかった。

盛土試験の資料はよく整っている。これに基づいて盛土擁壁の解を求め，その他のナマ資料を補助とし，可能な範囲の最終結論・疑問・見解を述べることにする。

### 13.2 資料とその検討

載荷試験で得，並びに使用するその他の資料は，およそ下のとおりである。

(1) 図2 A，B，C 3列毎の上・中・下3点，計9点の，載荷進行に伴う水平変位と，H・A，H・B，H・C，壁頂3点の垂直変位（平均値のみ図示）。

(2) B列埋戻し面附近土圧計の土圧変化。

(3) 盛土単位容積重量・含水比。

(4) 関係資料として，荷重満載後約42時間経過時の土圧変化，盛土擁壁全実験を通ずる写真・観察記録，他略。

1° 資料は正しいか。

図2，3-(1～3)は，載荷進行に伴う測点変位図で，1/100 mm ダイヤルゲージ使用の，壁面に平行な載荷幅1 m ( $486 \text{ kg/m}^2$ ) 毎の表示である。6 m幅（全面載荷）時，B列壁頂で約1 mm後退する。肉眼で見る壁体ハラミ出しの感じからは（写真4），如何にも小さい。計測に大過なきや，が疑問である。これに答えて，表1の補助計測がある。壁体変位の大勢を観る目的で，時々道形柱からの壁面距離を，物尺で計って

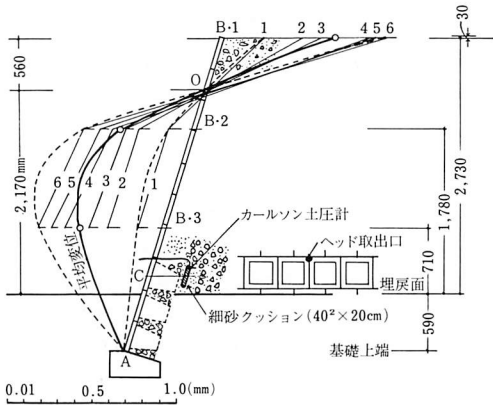


図 3-1 B列壁体水平変位

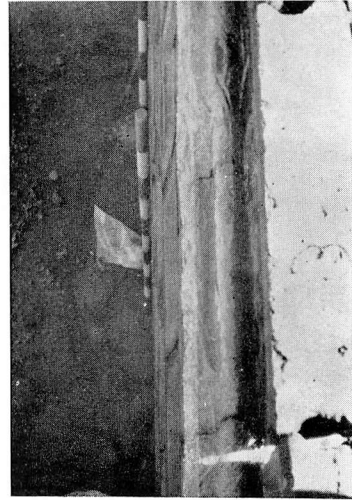


写真 4 肉眼に訴えた壁体ハラミ

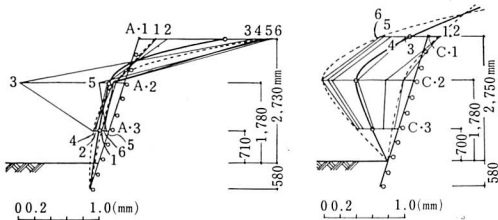


図 3-2 A列壁体水平変位

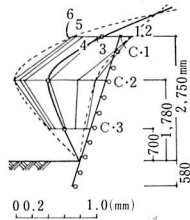


図 3-3 C列壁体水平変位

おいた。微量計測でないが、条件に注意して表を見ると、壁面の動きに矛盾を認めない。

平均値から壁面の形を算出表示して図4。B・1、B・2、B・3は直線近く、B・3と基礎上面Aとは曲線で結んだ。以上より、ダイヤルゲージの計測は正しいと判定できる。

## 2° 大勢判断と資料の取捨

(1) 図2、a)に各列壁頂水平変位曲線を示す。向って右が後退し左はセリ出す。中央はB列最大で、被験体の形状構造よりして、この事は理に適っている。壁頂の垂直変位は、左最大沈下で右上り、不動点がC列少し左に存在する。壁体が多少ネジれたのである。この図も亦、観測値の全体的バランスの合理性を示唆する。

(2) 類似の吟味を水平変位に加えたのが、図3-(1~3)で、A・2の3は、“風による”との記載に基き棄却した。1、6、及び平均値の3曲線により、各々一つの不動点の存在が分る。

(3) 土圧は、カルソンの応力計によるものである。

表 1

時 測点	No. 1 42.1.13日	No. 2 42.1.19日	No. 3 42.1.21日	No. 4 42.1.23日	No. 5 42.1.29日	平 均
B・1	148.5	147.9 突出→0.6	148.2 後退←0.3	148.9 後退←0.7	149.4 後退←0.5	148.6 後 退
B・2	114.2	116.5 後退←2.3	115.7 突出→0.8	115.6 突出→0.1	115.5 突出→0.1	115.8 後 退
B・3	82.9	82.8 突出→0.1	82.8 不変 0	82.4 突出→0.4	82.4 不変 0	82.6 突 出
荷重条件	载荷前	同 左	载荷中 (撒水前)	同 左 ゲージ取外し前	同 左 立合検査	
降 水 量	降雨量 7 mm 土中浸透か		28 日 30 mm			

(1) 後退突出は各前段階と比較して。

(2) 平均はNo. 1を基準として。

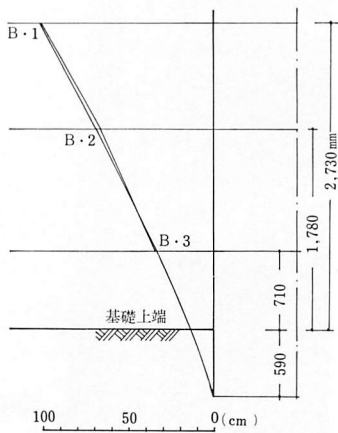


図4 基準造形より壁面距離粗計測

図3-1に示す如く、本器使用書が指定する粒度の、細砂クッション中に、壁体と平行に埋めた。これが壁圧になるか否か、及び土圧算出に当り、電気抵抗比差に乗ずる、規定係数0.7の当否については、議論の余地がある。後者は、しかし、より有力な係数の根拠もないので、肯定するとし、前者は、“この様に埋めた土圧計表面に垂直に作用する土圧”と約束し、直ちに壁圧とは断定しないことにしておく。クッションは、裏込砂利中に含まれている(写真5)。なお土圧は、载荷開始以前は、学問と全く無縁の世俗的原因から欠測であり、このことが、解を求めるのに不明因子を増した。



写真5 カールソン土圧計装着法

### 13.3 中央B列断面における擁壁の解

全体条件、及び変位図を比較考察して、最も模範的なB列断面をとりあげる。

#### 1° 前提

解を求めるに当り、下の三条件を根本の前提に置く。

(1) 擁壁は、本質上目地を介して撓む免圧構造だが、図1に見る如く、裏込石—写真1, 5で窺われるとおり相当大きい—の抵抗をとり入れると、極く短時間は、剛体になりに近い動作をする。即ち、裏込石は、壁体ブロックにかゝる土圧を緩和しつつ、他方ブロック間充填物として、壁全体は一体化される。要之、カラ目地のピン構造で、壁体の傾斜から、結局右回転(外部張出)するが、ピンは錆びているから、土圧に対し変形反応は鈍くて、瞬間は剛体と見なして取扱おう、ということである。

(2) 従って、水平土圧を静水圧分布と仮定する。ここに水平土圧とは、土圧計の表示土圧を分力とすべき、水平方向の原応力度で、壁体の傾きから算出する。

(3) 図3-1により、基礎上面から変形する\*と考え、埋戻部分は土圧上無視する。

#### 2° 解

土圧変化は、荷重増加段階毎に、時間経過とともども記録してある。図5に要点を示す。a)は荷重変化・時間経過と土圧の関係で、これに依ると、ブロック载荷進行につれて水平土圧は低下し、或る点でとまる(折線①)。時をおき、载荷前の土圧に帰る(①の終点より②の始点へ、満载荷重)。上を図3-1と見較べて、

「初め土は、その性状に応ずる或る土圧を示し落着いているが、载荷圧による上面の沈下から、壁体下部の側方ハラミ出しが起ると、拘束がとれて緩み、土圧は低下する。緩みの耐限界に達すれば、上面が下って(内部で崩れて)緩みを埋め、再びバランス状態に戻り、最初の土圧を示す。」

免圧構造の特徴がよく出ている。

#### A. 土圧の解

図3-1に、不動点の位置Oを作図で求めておいた。水平土圧はここでゼロである。壁体はその周りに右回転している。この辺の記録を再整理すると。

(1) 計測点の計器土圧は1m幅载荷の終わった時1.54

\* 変形は拡大図示せられているが、埋戻面の最大張出微小で、地山掘込部分内で十分変形する。



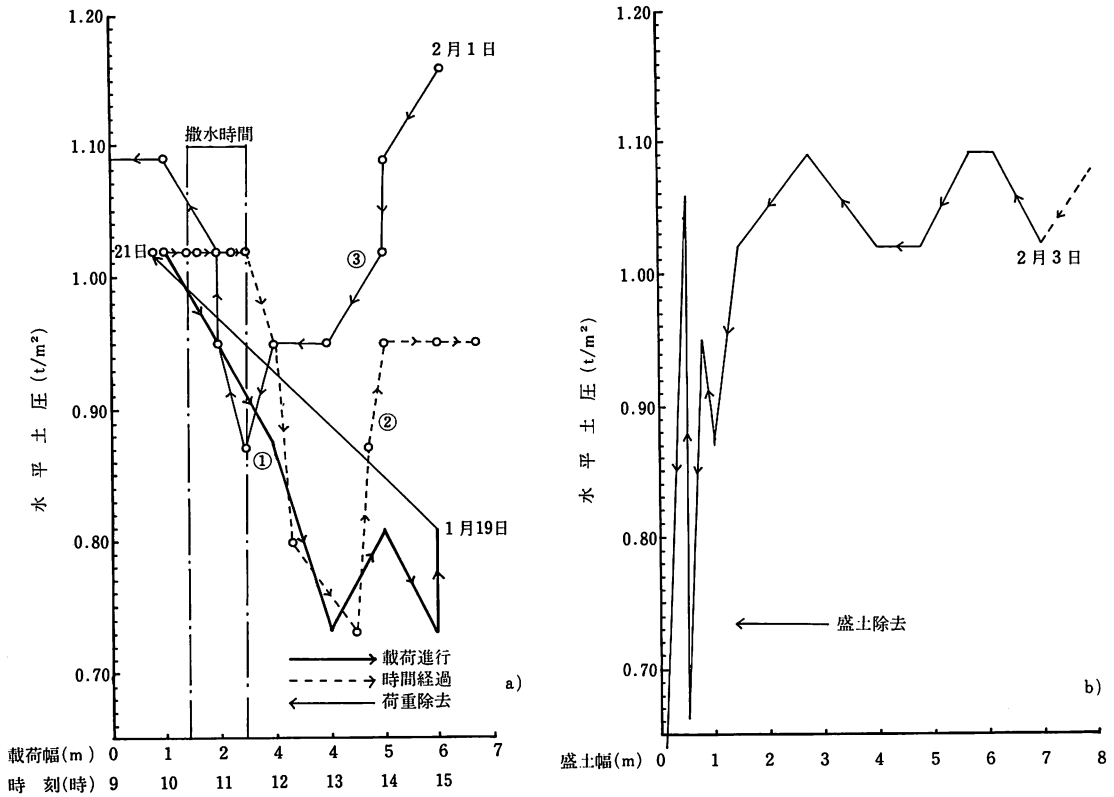


図5 載荷進行と土圧変化

t/m² を示し、殆んど時をおかず 1.02t/m² に落着く。

(2) 載荷進行 (壁体張出) と共に低下し、4 m幅で谷底 0.73t/m² (土の緩み自耐限界), 6 m幅も同様であるが、1時間15分後 0.81t/m² と緩みの一部回復現象を示す (1月19日)。5 m幅で、それと同一土圧を示したが、上と全く同じ意味の緩み回復現象の繰返しである。

(3) 21日朝 1.02t/m² に戻っている。此の間41時間40分。

1.54t/m² は、正常土圧と受取る根拠に疑問がある\* ので、1.02t/m² を最大計器圧として採用する。壁体と計器は平行で、壁面摩擦のない場合\*\*の壁面への直圧と見做す。

土圧は、壁体変位と相対的で、壁体の変位曲線は、

\* それ以前欠測で確め難いが、壁体・土ともに落着かぬこと、土圧計背後の土は、土盛の際人工的締付作用が起り、盛土除去の場合にも見る如く、瞬間残留がある。

\*\* 計器面平滑。

作図以上に明かにならないから、決定できない。下のよう

「假定主働土圧と壁体自重の分力が、互いに打消し合う状態を出発点とし、これに、図3-1から求めるO、C2点の土圧一定条件を導入し、定性的に土圧分布を描く。」(図6, b)。

ことにする。

壁体と盛土の間の裏込石は、合理的な取扱い方がなく、本考察では、1°, (1)の前提に従い、一連の詰物で、壁体と盛土間の複雑な力学的連続性の調節者と受け取り、それ自体の力学性状は未知不明のものとする。

そこで、

a) 假定主働土圧は、剛壁に作用する静水圧分布と考える。

b) 壁体自重には、控え部分の裏込石重量を加えない。

c) 詰物自重は、計算より除外する。

1 主働土圧

図1の壁下三角形部分の土圧分布は、斜辺曲線の尖

三角形で、これを直線に置換える (図6, a)).

$$p_d = \frac{1}{2} \times 0.3 H^2 \gamma K_A$$

$$P_d = \int_0^H \frac{0.3}{2} \gamma K_A H^2 dH = \frac{0.1}{2} \gamma K_A H^3$$

$$\frac{0.1}{2} \gamma H^3 K_A = \frac{1}{2} \gamma \alpha H^2 K_A \quad \alpha = 0.1 H$$

$$p_1 = 0.1 \gamma H^2 K_A + \gamma H K_A = (0.1 H + 1) \gamma H K_A \text{ kg/m}^2 \quad (1)$$

$$p^2 = 486 K_A \text{ kg/m}^2 \quad (13.1 \text{ 前出}) \quad (2)$$

(1), (2)の壁面への垂直成分を求めると, (図6, b)).

$$p_s dS = p_1 dH = p_1 dS \cos \theta \quad p_s = p_1 \cos \theta$$

$$p_s \text{ の壁面垂直分力 } p'_s = p_s \cos \theta = p_1 \cos^2 \theta \quad (3)$$

$$p_2 \quad \quad \quad p'_2 = p_2 \cos \theta \quad (4)$$

## 2 壁体自重圧

コンクリートブロックは、壁面 35 cm 角で 43 kg だから平米当り、

$$W = 43 \times \frac{100^2}{35^2} = 351 \text{ kg/m}^2$$

壁面への垂直成分は、

$$p_w = -W \sin \theta \quad (5)$$

## 3 土圧係数

$\theta = 16^\circ 42'$  より, (3), (4), (5)を求めて、

$$p'_s = 0.9578^2 p_1 = 0.9174 p_1$$

$$= 0.9174 (0.1 H + 1) \gamma H K_A \text{ kg/m}^2$$

$$p'_2 = 0.9578 p_2 = 0.9578 \times 486 K_A$$

$$= 465 K_A \text{ kg/m}^2$$

$$p_w = -0.2874 W = -101 \text{ kg/m}^2$$

$$p'_s + p'_2 + p_w = \{0.9174 (0.1 H + 1) \gamma H$$

$$+ 465\} K_A - 101$$

(6)

$\gamma = 1.13$  (実測値平均) .

$H = 2.52$  より  $p'_s$  を数字に換え、全体を計器土圧と等置すると、

$$(3271 + 465) K_A - 101 = 1020$$

$$K_A = \frac{1121}{3736} = 0.30$$

この主働土圧係数はごく尋常であり、実験盛土の C, f は未確認ものの、甚だ不合理な結果ではない。

仮定に基く解が、現実にとどこまで通ずるかを、次に吟味する。

## B. 壁体の解

計器土圧を、そのままその部位の壁圧の真値とし難いにせよ、他に採るべき数値はないので、以後、前者を後者に代用する。仮想水平主働土圧の、壁面への垂直成分である。(6) 式で表される。便宜上壁を直立させ、上式の値を使って議論する。いつでも原状への転換可能だから、問題は等価である。

a) 図3-1によれば、O点で土圧ゼロ。

b) 計測上の事実として、C点の土圧は 1.121t/m<sup>2</sup> ( $p_w$  を抜いて) で、載荷幅と独立に一定 (図6, c), d) には  $p_w$  を省いてある)。

c) 壁頂では載荷幅に無関係に、 $AD = 486 \sin \theta K_A$  kg/m<sup>2</sup> で一定。(載荷ゼロを除く)。

d) 変化するのは、載荷幅増による腹の張出しと、壁頂の後退とである。

以上より、土圧は、腹部の主働土圧より頂部の受働土圧へ、O点を境として転換し、主働・受働全土圧は、ともに載荷幅増に伴って増大する。b) の事実は、単純な静水圧分布論の、適用不可能を物語っている。

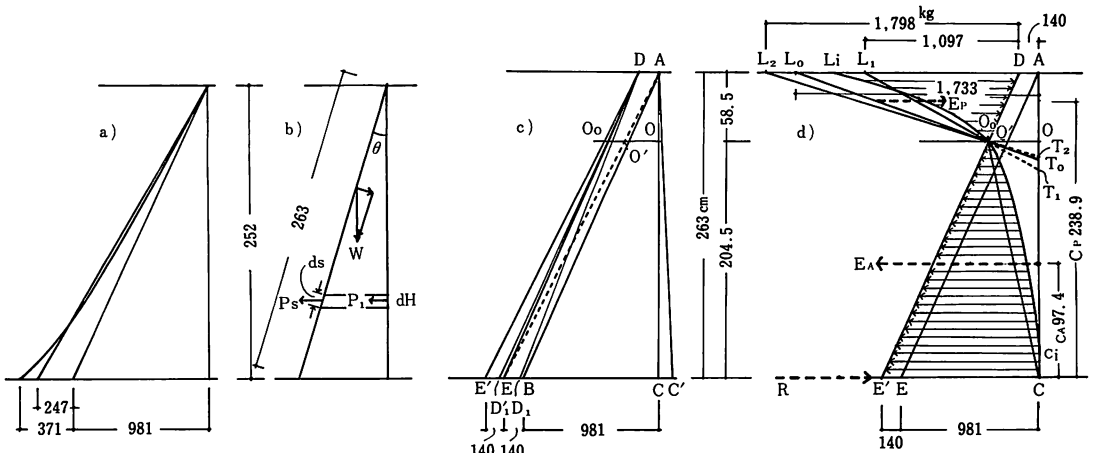


図6 土圧分布解

図6, c) において,

“AD は常に一定, CE は同様に 1.121t/m<sup>2</sup> 一定”  
の土圧分布を考える. 上面半無限平面満載荷重 (6 m  
幅をそれと見做し) の時, AD=BE, 簡単のため直線  
表示して, 1 m幅で DD<sub>1</sub> のように伝達するから, こ  
のままでは, CD<sub>1</sub><1.121 でb) を満たさない. ED<sub>1</sub>=  
CC' と, ABC を ABC' に置換すれば, 条件を満足  
する. これは, 上載荷重に応じて, 原無載荷土圧 AE  
C を形式調節し, C'→C, D<sub>1</sub>→E へ移したことで,  
AEC を固定して ADE を加えた姿である. ADE の  
形は, 上載荷重変化に対して明瞭に不合理で, 載荷幅  
の影響が入らない. 何らかの思考の転換を必要とする.

AEC を原三角形, ADE'E を 6 m幅載荷土圧とす  
る. ADD<sub>1</sub>'E は 1 m幅載荷土圧である. こうすると,  
静水圧分布は矛盾がないが, CE', CD<sub>1</sub>'>1.121で再び  
b) 条件に適しない. ここに第三の思考法が生れる.

三角形分布に, 1 m幅載荷土圧 ED<sub>1</sub>' が加わると,  
CD<sub>1</sub>'>1.121 となるが, 壁体が廻轉變位して一定土圧  
に落着く. ED<sub>1</sub>' は吸収せられる. この時 ED<sub>1</sub>' 分と  
EC 分の境界は分らない. 土圧が減少すべく, 壁体は  
外方に緩む. EE' についても同様の現象が生ずる.  
土の緩み度は, それぞれ EC/D<sub>1</sub>'C, EC/E'C である.

条件 a) を加えると, 図6, d) が得られる. L<sub>0</sub>O<sub>0</sub>  
T<sub>0</sub> は今直線としておく.

### 1 仮定解

図6, d) において

E<sub>A</sub>, E<sub>P</sub>, R を主・受働全土圧及び反力, c<sub>A</sub>, c<sub>P</sub> を  
反力作用線への土圧の腕とし, 受働土圧を点 O<sub>0</sub> を通  
る L<sub>0</sub>O<sub>0</sub>T<sub>0</sub> の三角形分布とすれば, O点では主・受打  
消して, a) 条件を満たす.

壁面 1 m幅につき, DL<sub>0</sub>=l<sub>0</sub> と置き,

$$OO_0 = OO' + O'O_0 = 981 \times \frac{58.5}{263} + 140 = 358$$

$$\frac{AT_0 - 0.585}{AT_0} = \frac{358}{l_0 + 140} \quad AT_0 = \frac{0.585l_0 + 82}{l_0 - 218}$$

$$\frac{AT_0}{3} = \frac{0.195l_0 + 27}{l_0 - 218}$$

$$c_A = 0.974m$$

$$c_P = 2.63 - \frac{0.195l_0 + 27}{l_0 - 218} = \frac{2.435l_0 - 600}{l_0 - 218}$$

$$E_A = \gamma \cdot ADE'C = \frac{\gamma}{2} (140 + 1121) \times 2.63 = 1658\gamma$$

$$E_P = \frac{\gamma}{2} \cdot (l_0 + 140) AT_0 = \frac{(l_0 + 140)(0.2925l_0 + 41)}{l_0 - 218} \gamma$$

$$E_A \cdot c_A = E_P \cdot c_P$$

$$1658 \times 0.974$$

$$= \frac{(l_0 + 140)(0.2925l_0 + 41)(2.435l_0 - 600)}{(l_0 - 218)^2}$$

l<sub>0</sub> の三次方程式で, l<sub>0</sub>=1728kg

これでは答が一つ決定し, 載荷幅による壁体変形の  
説明がつかない.

### 2 現実解

同図において, ΔDL<sub>1</sub>O<sub>0</sub>, ΔE'C<sub>0</sub> の C点に対する  
モーメントを等置すると, DL<sub>1</sub>=1097kg を得る. 主  
・受働全土圧 ADE'C と AL<sub>1</sub>O<sub>0</sub>C を考えると, 共通  
部分は打消すので, 上は一つの解となり, DL<sub>1</sub>=1097  
kg が受働土圧の理論下限値となる. 一般に適当な L<sub>i</sub>  
O<sub>0</sub>C<sub>i</sub> 曲線を選び, DL<sub>i</sub>O<sub>0</sub> と E'CC<sub>i</sub>O<sub>0</sub> の C点モー  
メントを, 等しくすることは可能である. 三角形では,  
DL<sub>0</sub> の自由度 1 だが, DL<sub>i</sub> と曲線なら, 自由度 2 以  
上とすることができる. ΔDL<sub>2</sub>O<sub>0</sub> と O<sub>0</sub>E'C のモー  
メントを等置すれば, DL<sub>2</sub>=1798kg が, 受働土圧の  
理論上限である. 1~6 mの載荷幅に応じ, 土質と壁  
体との具体的関係から, 1097<l<sub>i</sub><1798kgで限定され  
る適当な l<sub>i</sub> 値と, これに相応する曲線形を採って,  
AL<sub>i</sub>O<sub>0</sub>C<sub>i</sub> の受働土圧分布が生ずる. ADE'C との共  
通部分は打消すから, O<sub>0</sub>を括れの頂点とする鼓形分布  
である. L<sub>1</sub><L<sub>i</sub>→L<sub>2</sub> の時 C<C<sub>i</sub>→T<sub>2</sub> で, 有効受働  
全土圧 ΔDL<sub>i</sub>O<sub>0</sub> が増せば, 有効主働全土圧 E'CC<sub>i</sub>O<sub>0</sub>  
も増す. これが, d) の載荷幅と共に壁頂が後退し,  
壁腹が張出す根拠である. CC<sub>i</sub>間で, 計器土圧は, そ  
の位置毎に載荷幅に関せず一定で, b) 条件を満たす.  
以上が, 免圧構造のメカニズムである. l<sub>0</sub><l<sub>i</sub>で曲線  
上凹.

### 3 壁体の安全性

壁体の安全性の要件として, 壁体ブロックの破壊は  
ないとし, 壁頂部の受働土圧が, 十分に作用しなければ  
ならない. 壁体は適当に重く, 背後の土が, 受働土  
圧に耐える必要がある. 実際, カラ積擁壁上部の土が  
洗われて, 背後に倒壊する例を見る. 立体的に考える  
と, 出隅では二方向作用を受けるので, 特に条件が厳  
しい. 我々は, ここで一つの顕著な事実を想起する.

註 1) 6 m幅載荷を半無限平面満載と見做したが,  
壁頂水平変位 (後退) が, 載荷幅増と共に遅減  
し, 頭打ちする状態が, 関係グラフを作ると分  
かる.

2) 壁面垂直方向への, 壁体自重の初期成分 -101  
kg/m<sup>2</sup> は考察中抜いたが, 取入れること容易で  
ある.

日本の古城の石垣では、出隅部分に、特に大きな、断面ナマズの切石を、内側に傾けて積んでいることを、よく理に適った仕様というべきである。

### 13.4 撒水試験

#### 1° 概要

シラスは、水に逢わねば本性を現さないもので、この実験を追加する。

(1) 注水量は、100 mm の天然降雨が災害発生メドとなるので、それを規準にとった。浸透・表面流去・土の侵蝕状況を知るを目的とする。

(2) 撒水と時間経過に伴う壁体変位測定。

(3) 前実験に引き続き土圧変化の観測。水縮効果を予測している。

(4) 含水比資料・写真・観察記録の入手。

以上が試験及び目的の概要である。

#### 2° 撒水方法・結果

100 mm の雨を、天然強度で降らせることは困難な事情なので、消防用噴霧撒水を行なった。それは、凡そ 50mm を 15 分以内で降らす瞬間豪雨に相当し、流去水とその影響の大きいことは予想された。第一回は盛土上平面、次に斜面をも含めた全面に、各々約 50mm ずつ。これで上平面は 100 mm となる。更に、上平面一杯に 50 mm を追加した。

観察結果を取纏めていえば、

(1) 浸透が意外に少く、流去水の多いこと、事前予想を遙かに上廻る。事後、斜面の一部を崩してしめり具合を見たが、肉眼では、20 cm 上部程度の変化を認めるのみ (写真 6)。含水比資料によると、100 mm 撒水後、深さ 20~30 cm にも影響は及んでいない。150 mm に至って、50 cm まで若干浸透した。

(2) 流動水による、シラス表面の侵蝕は周知だが、



写真6 盛土浸透水・切取面

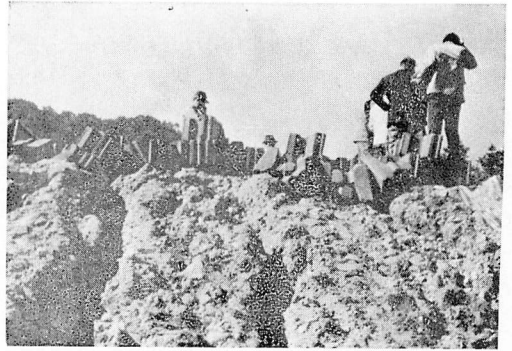


写真7 流水による侵蝕

まさに驚くべく、一度水道が出来ると、集水して忽ち川となる。添付写真で見ることにする (写真 7)。

(3) C 点右方傾斜部、裏込石付近一帯にシャワー注水を試みた。壁体崩壊まで行うつもりで、十二分に注水したが崩壊しない。シラス中の軽石が、裏込石の間隙を上面で塞ぎ、土も水も大部分は泥流となって、表面流去する。

#### 3° 土圧変化

図 5, a) で見る。荷重は満載のまま、撒水実行前後の土圧の時間的変化をプロットした。撒水は、10 時 25 分から 11 時 30 分の間に、前述どおり三回に分け、中間休止も含んで行われた。

19 日 載荷終了時、最低計器土圧  $0.73\text{t/m}^2$  で徐々に回復し、 $0.81\text{t/m}^2$  で此の日の計測は終る。前記緩み回復点である。21 日 朝 10 時、土圧  $1.02\text{t/m}^2$  に還っている。さて、撒水が始ってもすぐには効かず、約 1 時間遅れて土圧降下が見られ、最低計器土圧に達すると再び上昇すること、載荷試験の場合と同断である。最終は  $0.95\text{t/m}^2$ 。最低計器土圧が変わらないのは、水の内部浸透が少い状態であるから、と判断した。

#### 4° 壁体変位

図 7, a), b) に示す。上面を人が歩行したり、水

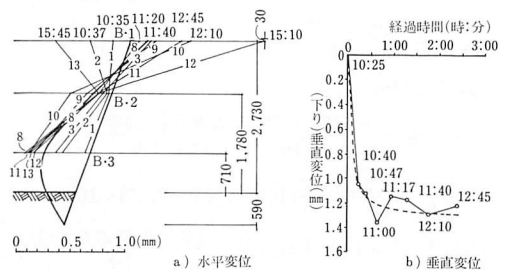


図7 撒水実験壁頂変位

で計器が濡れて、接点が滑ることも考えられ、個値はあばれるが、平均的には正常に作動している、b)。

### 13.5 荷重除去

载荷の逆に、1 m幅ずつ後列より取去る。計測は、土圧と含水比である。前回、土圧最終計測から約10日経過して、2月1日10時頃、最大計器土圧  $1.16\text{t/m}^2$  に昇っている。以後の変化は図の如く、最低  $0.87\text{t/m}^2$  を経て  $1.09\text{t/m}^2$  まで回復したところで、計測を終った。壁体上部が起き、土が緩む現象とみられる。特徴は、最大・最小圧差が  $0.29\text{t/m}^2$  と全く前例同様で、これが土圧の振幅である。試みに曲線を左右反転させると、载荷・時間経過曲線と傾向類似し、特に後者と酷似する。何故か。

(1) 上の土圧は、従前よりも平均的に上位にある。原因が含水比にあるか、経時変化にあるか、分別し得ない。1月29日の平均含水比は25.0%で、通常より大。前日 30 mm の降雨があった。荷重除去当日の含水資料を欠く。

(2) 载荷・時間経過・撒水・荷重除去を通じ、土と壁体は共通の動きをしている。

緊張して一定土圧（最高）になり、次に壁が変形し土が緩んで、最低土圧を許容する。こゝで土が内部で崩れ、土圧回復が行われる。その変動幅は  $0.29\text{t/m}^2$  である。

上に類する呼吸現象は、モデルピンの錆と関連して(？)、部分的にも起っている。

### 13.6 盛土除去

2日後の2月3日に、盛土を後方から取去った。土圧記録を図5、b)に示す。情況複雑だから参考までにしたい。

b)は、a)の折線③と比較すべき撒水後の土で、多くの共通点がある。荷重除去後の  $1.09\text{t/m}^2$  は当然共通、最低圧  $0.87\text{t/m}^2$  も、残土1 m幅の最低圧と共通。この現象は同一の意味を持つ。折線①、②の  $1.02\text{t/m}^2$  と b)の経過最低圧の読みは同一だが、偶然事象であって、後者のそれは②の  $0.95\text{t/m}^2$  に対応する。  $1.09 \rightarrow 1.02$ ,  $1.02 \rightarrow 0.95$ 。

背後の土を除去しても、計器の指示は変わらず、これを取り出したとき、瞬時に帰零した。ここでは、人工的に不自然に圧縮された、土や裏込石等による、残留土圧がある。

### 13.7 実験 § 13の結論

(1) 実験に供した擁壁は、カラ積の免圧構造としての特徴をよく示した。壁体硬直の緊張土圧は、载荷又は除荷による、壁体と土の相対的緩みにつれて減少し、土の自耐土圧を、減少の許容限界として下げ止まる。こゝで土は内部で崩れ、土圧回復現象が起こる。

(2) 撒水（降雨）による水締効果は、図5、a)③で明瞭の如くである。一方土の濡れ方は深くない。長期自然状態におく場合、この効果の到達度を知る事が、必要になってきた。今、その条件下の土圧は未知である。

(3) 見掛土圧係数は、撒水の前後で  $0.30$ ,  $0.34^*$ 。

(4) 長期の経時問題としては、(2)のほかに、目地等からの、シラス自体の流失関係を、検討すべきである。何とも言い得ないので、疑問としておく。

(5) 地震のことにはふれない。

総合して、長期自然状態におく場合（条件を尽くしていないので）と、地震時を別とすれば、擁壁は安全である。

撒水試験後、盛土の一角を切取って見たところ、写真6のように、殆んど鉛直に立つ。その部分に崩れがくる時も、天然シラスの場合によく似ている(写真8)。盛土の性状も、やや天然シラスに近い、という感じを持った。単位重量・含水比も大差はないまま、一点明瞭に違うのは、崖肌の縮り具合で、天然シラスとは比

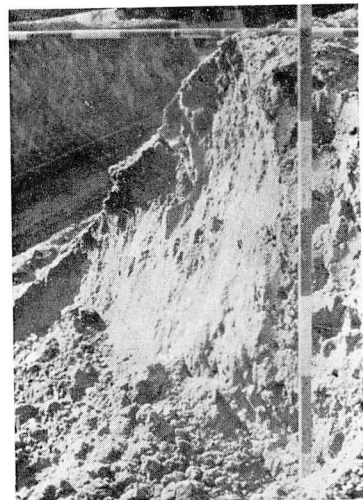


写真8 盛土崩れ肌

\* 撒水後の土の比重に差はないとして算出。

較にならぬほど柔い。固結現象が消失しているのである。

### 13.8 最終検討・結論

前項(2)に纏綿する疑いの淵のほとりを、いゆきもとほり呻吟する間に、フト、これは、盛土自体の性格でなく、計器周囲の砂クッションの問題ではないか、と思うに至った。こゝには、1.2 mm で篩ったシラスが入れてある。シラスの攪乱土は、含水比30%を越えるとスベリ易くなる。撒水実験では、上平面の裏込石部分は、直接多量の水が流入しないよう、ビニールカバーを施したが、なお防ぎきれない。それが、クッションを流動化しないだろうか。土圧は、断わった如く計器土圧である。そこで、盛土除去の日のクッション含水比を検べると、果然40.8%である。裏込石の間に埋まっているので、流動化と共に石群も変位し、計器周辺局部土圧が増した、と解する方がよいかもしれぬ。そこで、一コの想定を挿入してみる。“載荷除去日の土圧の全般的上昇は、実際の変化ではなく、計器の読みの問題に帰する”と。

図5, a) で③を左右反転し、1.16を1.02に引下げると、0.87→0.73, 1.09→0.95と、最大・最小・最終停止土圧は、全部③に重なる。

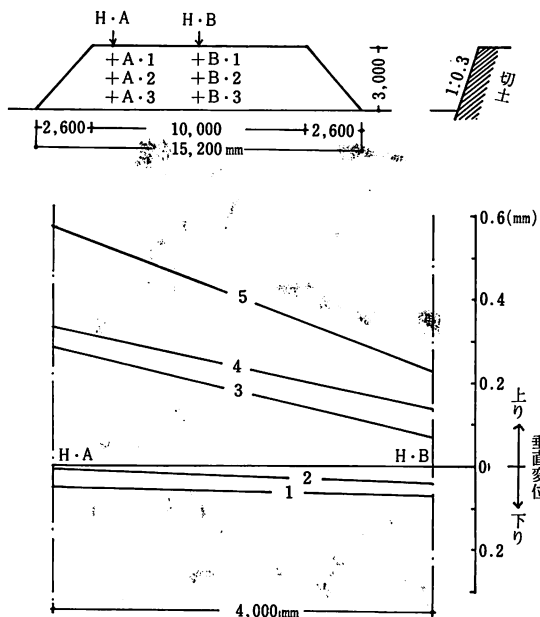


図8 壁頂垂直変位

荷重除去日の土圧レベルの高さは、水締効果ではなく、計器指示だけの問題に帰するなら、原因は砂クッションの流動化か、地中温度の変化で、後者は撒水後10日を経て、まず元の温度に落着いていよう。(2)の、土が深く濡れないのに、土圧が高まったのは、クッション含水比の増大に基く、局部現象と判定し直す。

結論は下のようなになる。

載荷前欠測であるけれども、土圧分布は、図6, c) のAECであった。供試土質と擁壁ブロック・壁高と傾斜・裏込石・施工法・上面載荷等の関係で、土は、その時の条件特有の一つの鼓形分布を示す。鼓は、常に個有高さの不動点を頂点とし、下は主働土は受働土圧である。分布曲線は、数式で解けないが、存在範囲は限定できる。

土圧は、壁体の緊張限界、土の緩みの自耐限界、双方もたれ合いの安定状態の、最大・最小・休止の三コの強度の節を持つ。背後の土に、載荷・除荷その他の変動が生ずると、壁体と土はそれに応じて、緊張又は弛緩し、土圧を自己調節して、安定を維持する。13.6に記した、載荷・時間経過・荷重除去の曲線が同傾向を辿るのは、総べて、“背後の土に変動を与えること”において、共通であるから。

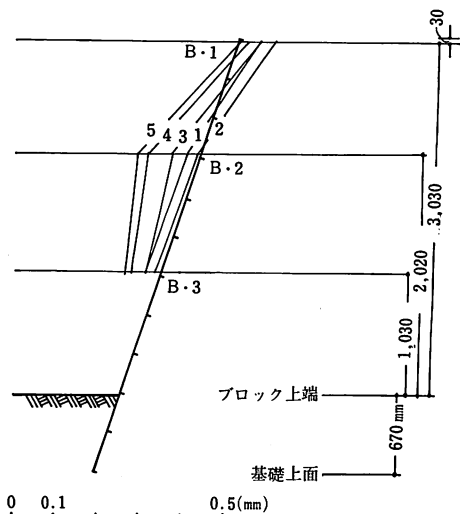


図9 B列水平変位

## § 14 切土面擁壁

天然シラスの3メートル崖は、鉛直に自立するので、土圧抵抗のための擁壁を要しない。それは、表面保護の意味を持つくらいになる。このとき、盛土の場合の免圧構造の性質を喪失する。土圧ゼロだから、従って実験は、「上面を圧縮せられた一次シラスの動静を探る」結果になる。図8に測点と壁頂垂直変位、図9にB列の壁体水平変位を示した。

1, 2, ……等は載荷幅メートル数、載荷強度は同前。結果は極めて簡単明瞭で、2 m幅迄は、壁頂が落ち且つ後退する。載荷が裏込石に乗りかゝっているので、裏込石がシラス地肌に喰込み、又は裏込石やブロックのアソビが詰って、壁頂が転ぶのである。それが終ると、載荷進行と共にシラスが横に脹れ、壁体は立上がる。壁頂位置は無論高くなる。シラスの横の脹みは、載荷幅3 m以上、荷重増と共に、各点で少しの混乱もなく、整然と行われている。それは、壁頂と壁腹が反対方向に動いて、不動点を生ずる盛土の場合と全く異なる。この現象は、弾性体効果と見るべきであろう。我々が、シラスを一種の固結体だとする見解と矛盾しない。

擁壁の安全性につき、

- (1) 地震で振落されることがなく、

(2) 裏込石背後に水が流入して、シラス地肌を傷めなければ、

問題はない。そのような施工の必要性は、盛土と共通である。ともかく、切土面のこの種のカラ積みは、性格の中途半端なものであることを免れない。

荷重除去試験はない。後で思えば、シラスの弾性的性質を明らかにするためには、惜しいことをした。

## § 15 第二節の結論

§ 13, § 14の比較によって、取毀したシラスの盛土からは、固結現象が消失し、動きは塑性物質的であるに対し、地山シラスは、弾性体に類すること、明白である。この確認が本節の目的であった。

### 参 考 文 献

- (1) 山内豊聡外：“シラス”切土斜面の崩壊とその設計, JSCE Annual '73 第一部 研究・技術開発の展望/4 土木学会誌, 1973.
- (2) 和泉正哲：災害の限度度, 災害科学通信 No.5, 災害科学総合研究班, 1978.3.
- (3) 上田通夫：シラス土質の基本的性質（力学的・水利学的性質）, 日本建築センター擁壁委員会報告, 1967.
- (4) 春山元寿・下川悦郎：南九州における特殊地質の理工学的特質, 文献<sup>240)</sup>中に収録, 1974.
- (5) 河村忠孝：九州南部における“シラス”の試験盛土について, 日本道路公団(福岡支社報告), 1971.