

第五章 堤 堤 施 工 法

第 II 節 堤 堤 位 置 の 選 定

1) 貯水池の地質的條件

貯水池の地質的條件は地盤が不透水性であることを原則とする。堤堤そのものが少しも損傷されずには残つて居ても折角集めた貴重な水が漏つてしまつては何にもならない。漏水の原因には略次の三種があるやうである。

a) 岩質の透水性 之は主として熔岩層の場合であつて、急速に冷却した熔岩は概ね多孔質鍍鉄状で容易に水を通過させてしまう。火山の裾野に泉が多いのは雨水がよく滲透し熔岩層を傳ふからである。特に熔岩が水中で凝固した場合は多孔質で軟弱な浮石質となるから、水をよく透す上動もすれば之を溶解し崩壊させる虞れがある。信州小諸の貯水池の崩壊した跡を観察するに、恰も堤堤の切込みをした地山の中央部に厚さ 6 m 位の浮石質熔岩層があり、之が溶解流出して巨大な空洞を生成して居た。この堤堤の崩壊惨事は半ば以上之に原因するものであらうと信する。

熔岩層のもう一つ不利な條件はその特徴として節理が非常に發達して居ることである。前者の場合に比し溶解流出の危険は稍々少ないが透水率は反つて大きいことが甚だ多い。セメント注入は必ず忘れてはいけない。我が邦のやうな火山地質を以てその大部分が蔽はれて居る所は豫めこの點は十分注意を要することであらう。

b) 岩質の溶解作用 石灰岩は炭酸瓦斯を溶かした水にはよく溶解することは石灰岩地方に鐘乳洞がよく發達して居る事實で明白である。従つて石灰岩地方では思はぬ個所に大きな空洞があることがよくあるからこの點は餘程注意してかゝらないと危険である。普通の岩石では先づ天然水に溶解することは尠ない。唯砂岩又は礫岩で固結材料が石灰質である場合は石灰岩に次ぐ溶解性のあることは注意しなければならぬ。従つて岩質の化學的成分は豫め十分検査する必要がある。然し乍ら石灰岩の溶解作用は夫れ程著しく迅速なものではない。唯恐るゝのは過去に於ける溶解作用の産物の空洞の存在である。

溶解し易い岩質として最も危険なのは岩鹽・石膏層の如き鍍鉄床の存在である。この溶解作用は極めて迅速に行はれるから容易に空洞とか水路を形成する處がある。北米 Mc. Milan 貯水池の事故は石膏層内に生じた地下水路を通つて多量の水が逃げたものであると云はれてゐる。

c) 地質構造の弱線 透水性の地層があつてもそれが水平層である時は、唯その地層内に水が吸ひ込まれる丈で比較的影響は甚いが、その透水層が貯水池の底部に露出して居り夫れが真直ぐ單斜構造をなしてその個所より下盤部數 km も離れた地點に露出して居る時は、貯水池内の水

は全てその層を通つて流れてしまふ。

前記 Mc. Milan 貯水池では石膏層が此の如き單斜構造をなして居たのに基くももので、之に反し矢張り石膏層のある貯水池であり乍らその層が水平層であつため唯貯水池内の岸や底部は溶解したが、水が全部逃げてしまふやうなことがなかつた實例をこの Mc. Milan 貯水池から約 7 km 離れた Willow Lake 貯水池の場合に於て實驗することが出来たといふ。

尤も單斜層で下盤部に夫れが露出して居るやうな場合でも、その地層が途中で斷層で切斷され不透水性層で抑止されて居るとか或ひは又夫れが褶曲して居るため水壓が途中で減殺されるやうな場合もあり得る。

斷層も亦單斜層と同様に漏水路となることがある。然し之は後述するやうに透水に誘發されて地層がこり堰堤破壊の原因となることが多い。

2) 堤位置の地質調査

土木建築工事を通じた構造物の中で地質學的に見て最も建造位置を慎重に選定すべきは先づ堰堤であらう。例へば一朝構造物が基礎の不良に基いて致命的な破損を惹起した場合資本の損失並に人の危害は、其の他の高層建造物の被害より遙に大きいものである。而も全工事費に比し地質調査費は極く僅少であつて、ボウリングを施行するとしても多少の金額は要するであらうが、豫備調査の不足のため材料や工費の追加の如き臨時費から見れば殆ど比較にならぬ小額である。何といつても最もつまらないのは決潰の跡始末であつて、復舊改良費が全工事費の半ば以上に達した實例は多々ある。其の他上水・水電・灌漑用の堰堤ならば、營業及び公共の利便に及ぼす影響は測り知れないものがある。だから堰堤工事には豫め必ず基礎的の準備調査を怠つてはならない。これは經濟的見地から決して忽にすべからざる事である。

先づ堰堤位置の最も有利な條件としては谷の方向に地層が傾斜してゐないことである。之は堰堤の崩壊とか前記した如く貯水の漏失とかの原因を減する要素となる。最も悪い場合としては地層が谷の兩側の何れかの方向に急傾斜してゐる時である。特に地層が種々の岩質の互層をなしてゐる時は堰堤箇所から水が漏失し易い。又硬軟兩種の岩質が互層をなしてゐる時は基礎地盤の壓縮度が不平均のため事故を起すことが多い。

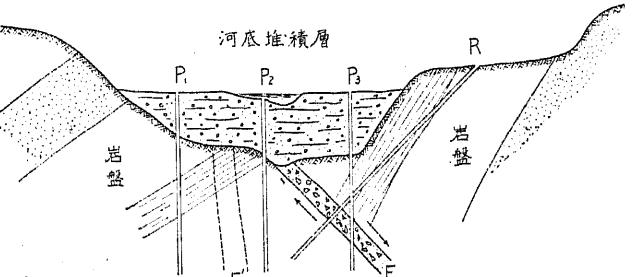
此の如き問題は堰堤位置を十分踏査して地質調査をすれば容易に解決出来ることで、尙夫れを確めるため壺堀又はボウリングをすれば尚有效である。又そのボウリング等の位置や方向を十分地質的知識を以て選定しないと後述するやうな大きな事故を起すことがある。

ボウリングは上總掘とかキイストオン式のやうな綱掘りでは餘り效果がない。是非ともダイアモンド・ドリリングとかカリックス・コオア・ボウリングのやうなコオアを採取出来る方法でなけれ

ばならない。ボウリング費を節約するため地球物理學的地下探査法(第六章第17節参照)に依つて岩盤の深さや種類(透水度)・斷層の位置方向を知る方法が盛んに應用され始めて來た。この方法はボウリングそのものゝ代用とまでは行かないがその補助としては非常に有效である。であるから之等を併用する時はボウリングの費用は非常に節約出来る。

一般に地歴的に見て地盤の變動のなかつた谷即ち單なる侵蝕谷では、谷の横断面並に谷埋積物の深さ等は主として岩質の硬軟並に節理の發達如何によつて決する。然るに所謂斷層谷の場合は特殊の考察を要する。此の種の谷に於ては谷底は岩盤内の地下深所に至るまで破碎され且風化されてゐる。だから堰堤の位置としては最も不適當な場所と見做さなければならぬ。

鬼怒川の堰堤位置では斷層發達のため工事を中止することとなつたが、筆者に云はせるとこれは當初からの地質調査方法が間違てゐたと思ふ。ボウリングは必ずしも垂直にやらなければならぬものではない。だから上總掘其他の綱掘ではいけないといふのでダイアモンド・ボウリングならば水平だら

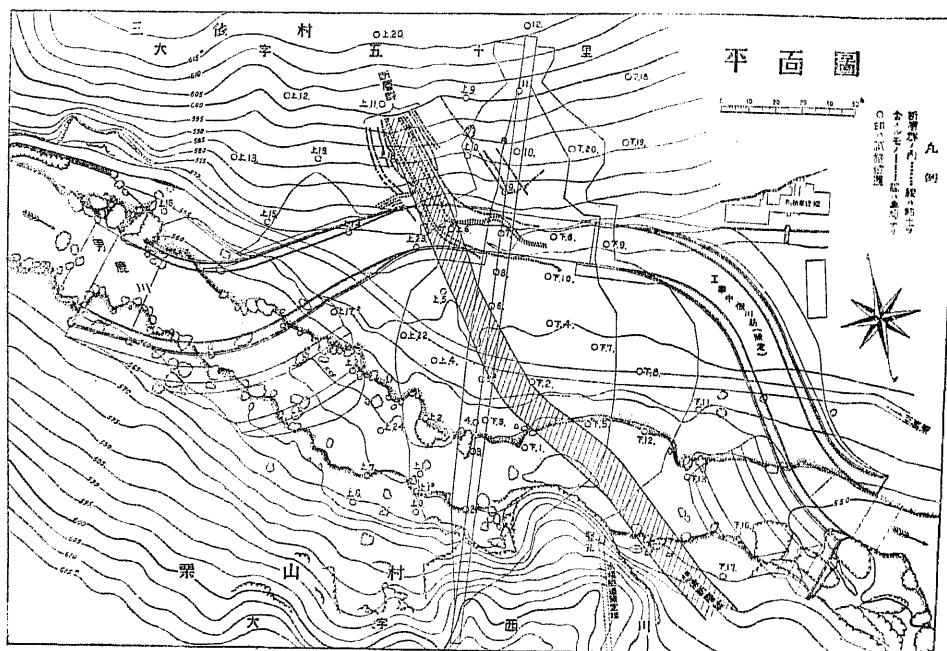


凡例 P₁～P₃ 衝擊式ボウリング
R 回轉式ボウリング
(ダイモンドはカリックス)
F 斷層角礫
F' 假定斷層

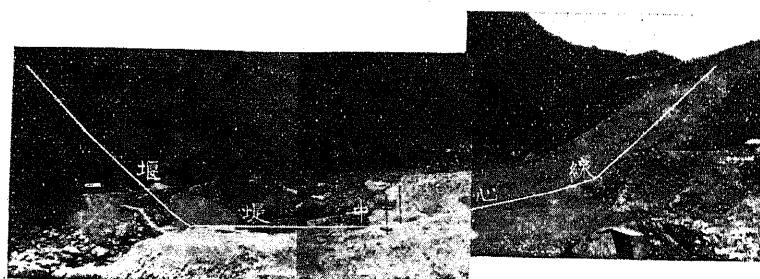
第 655 圖
堰堤基礎の地質調査とボウリング工法の選擇
うと上向だらうと如何なる角度でも掘れる。苟しくも當初の踏査の際少しでも斷層の懸念があつたら、斷層の位置及び方向並に斷層角礫の厚さを究めるためボウリングは是非とも斜の方向に施行すべきであつたのである。又コオアの鑑定等も相當難しいので、この點ボウリングの位置選定及びその結果による地下構造の推定は、地質技師としての一箇の熟練したテクニックを要するものである。

例へば第 655 圖に示すが如く堰堤位置に F' なる断層があつたとするに、若しボウリングを上總掘の如く衝擊式で施行する時は方向が垂直にしか出來ないので、偶々 P₁～P₂ の如き位置であつたなら全く断層に出會しない。そのため断層が無いものと誤信する虞れがある。又假に運よく P₃ の如き位置を選び断層 F に出會したものとしても、採取標本が岩粉状であるため何れが断層角礫か岩盤であるかを識別するのは難しい。唯ボウリング施行中の地質の抵抗即ち進行率とか湧水状態とかで判断する外仕方がない。之も自分でボウリング機のレバーバーを取り且つ永年の熟練した感覚を持たない限り仲々難しい仕事である。然るに R の如く回轉式ボウリングを斜の方向に施行すれば、コオアによつて直ちに断層帶と岩盤との區別をすることは容易である。割目の状態もよく判りセメントーションの設計等の参考にも非常に役に立つことになる。

以上のやうな事柄を遂行した後は地形又は施工上の立場から見て、一體止水壁は岩盤まで到達さ



第 656 圖 鬼恐川五十里堰堤位置と斷層帶



第 657 圖 鬼怒川五十里堰堤位置の掘鑿工事

結果とを照し合せることである。河の上流地方ではは簡単であるが、粗い礫質埋積物の中では岩盤まで達することは困難且費用が嵩むのである。礫層を通して必要な丈の深さまでボウリング孔を掘り下げるには、専くも直徑 20~25cm の基礎鋼管を埋設する必要がある。夫等の中でも最も悪いのは嘗つて山崩れの如きものゝため谷が埋積されたやうな場所である、この際は堆積土中に巨大の玉石を含むことが往々あるため一層困難となる。此の如き場合は堰堤そのものの工事で



第658圖 掘開工事で露出した断層角砾
(鬼怒川五十里堰堤)

へ止水壁を岩盤まで到達させるため、玉石を爆破するとか或ひは重量の大きいチゼルの如きもので打ち碎くとか種々の大仕事が必要になつて来る。

次にこれは参考として堰堤を建造しやうとする河水中の浮遊物乃至沈澱物の量の判定をなすことは極めて大切なことである。之は水中の沈澱物の含有量に依つて貯水池の埋まる速度を決定するデータとして必ず測定して置かねばならぬ。

第 12 節 岩盤を基礎とする堰堤

1) 表土層

表土層のある場合は必ず岩盤まで掘下げて堰堤の止水壁を岩盤内に入れて置くやうに施工しなければならぬ。風化土・崩積土・沈積土の如何に拘らず全て表土層と岩盤との界は密着せず不安定

なものであるから、その界面を通つて漏水し時に由るとそれが原因となり表土層が沈り出すことが起り得る。又表土層そのものが溶解して崩壊する虞れもある。之は堰堤工事の常識である。



第 659 圖 丹那輕井澤貯水池
右五 案の本のある個所が崩積土

2) 岩盤の安定度

3) 船盤の強度

ことが先づ第一の根本的條件である。即ちその強度は尠くとも混凝土と略同様であるべきであるといふことである。而してこの耐壓強度といふのは唯岩質そのものゝ問題ではない。その岩質が地層全體として建造物に耐え得るや否やといふことである。従つてその位置の岩盤の一片の岩石標本を取つて來て之を試験室に於て耐壓強度を検査しても仕方がない。例へば安山岩の如きは岩質そのものは非常に堅緻でその耐壓強度は試験機にかければ可成り高い強度を示すであらうが、熔岩層の常として節理が發達して居るため地層としては案外不安定である。北米 St. Francis 堀堤の崩壊の半ばは結晶片岩の片狀剝理が禍したものだと云はれて居る。石材に用ふる目的ならば別であるが、堀堤の位置とすれば岩質の硬度よりも岩盤の耐壓強度である。茲で初めて成層状態の地質學的觀察が

最も重要なものとする所以である。その結果に依つてはセメント注入の必要等も生じて來ることになるかも知れないのである。

岩石の弾性率が堰堤建造物の夫れよりも餘り低くないといふことは大切な條件である。又他面に於て地盤の撓曲性のため建造物中に應力が發生することもあるといふこと、而かも此の如きは力学的には到底計算出來ないものだといふことは茲で特に注意して置かねばならぬ。

次に堰堤の安定度並にその耐久性は、割目の發達状態とか堰止後の地下水の影響に因り岩石が受ける變化とかに重要關係を持つて來る。

b) 岩盤内の割目

(イ) 割目の水理學的役割

硬い岩石は先づ實地上不透水性と見做していくから、岩盤を基礎とした堰堤ならば貯水池の水が漏失するのは岩石の割目に依る外はない。その流出速度は割目の大きさ及び貯水池と河の水位差とに依る。

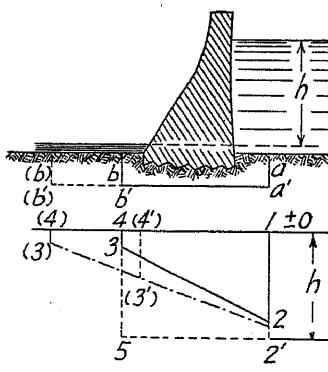
狭い割目の中を流れる水量は毛管又は微粒砂層内と同様水頭勾配に比例するが、廣い割目の中では鐵管中を流る水と同様水頭勾配の約平方根に比例する。換言すれば後者の場合では堰止高さを高めれば流出水量は急激に増加する。

龜裂を通つて流れる水流は漸次水圧を失ふ。即ち龜裂の入口に於ける最大値 h (堰止高さ) はその

出口に於いて 0 となり、龜裂の各點に於ては堤體に揚圧力を及ぼす。堰堤に及ぼす揚圧力の作用を説明するため、第 660 圖に示すやうに $a-a'-b'-b$ なる一個の龜裂系を考へる。先づ最初に水が $a-a'-b'-b$ を流れるものとすれば、 $a'-b'$ 部の岩盤に働く揚圧力は、I-2-3-4 で表されるやうなものとなる。 $a-a'$ の區分を全然閉切つてしまふと揚圧力は全く消失する。然るに反対に $b-b'$ の區分を閉切つてしまふ時は、揚圧力の大きさはそれ以前の 2 倍以上にも昇り、線で表せば 2'-4 となる。次に龜裂を $b-b'$ から $(b)-(b')$ まで移す。揚圧 I-2-3-4 は I-2-(3)-(4) に變はり、

堰堤と (b) 點間の岩盤は $(3')-(4')$ 乃至 $(3)-(4)$ までの揚圧力の影響の下にあることになる。從つて若しも岩盤が充分の強度を持たない時は揚圧力のためにはね飛ばされてしまふ。全て斯ういふ場合に於ける壓力といふものは實に巨大なものである。然し堰堤の上流側又は下流側の何れに最大流動抵抗の個所が存するかは全く偶然のこととに屬するが、その平均値は略 I-2-3-4 に近いものと見てよさうである(第 660 圖参照)。

堰堤の地盤が純粹の凝集力のない砂から成つてゐる場合は、基礎底面の静水圧を受ける部分は全



第660圖 中空の龜裂系に於ける揚圧力作用

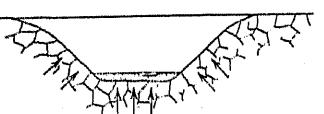
面積の殆ど 100%に及ぶ。微粒質の土質(泥砂・粘土の類)では凝集力が大きい程此の部分は少さくなり、硬質のプラスティックな粘土では揚圧力の作用を受ける部分は 30% 以下である。

水平層をなした岩盤で最も危険なのは、堰堤の下流側に張石した水叩きを有する堰堤で、荷重が渺いため揚圧力に對する抵抗が最も少いからである。

特に水平に成層した岩盤では第 660 圖に於て揚圧力線 $(3')-(8)$ に依つて表はされたやうな揚圧力作用の危險があることを充分考慮して置かねばならぬ。最も大きな椿事を惹起した堰堤の決潰した著しい實例としては北米 Texas の Austin 堤の如きで、これは揚圧力作用のため堰堤の下流側の岩盤が持上げられたことに起因するといふ。

(ロ) 漏水と水密工

一體山中の岩石で割目のないものはないだらうが、その割目でも大抵山の自量による壓力のため押しつけられてゐて夫れ程水を透すものでもない。この事實は隧道工事で導坑を掘鑿した時よく経験することで、當初ボーリングで地中を調査した時は夫れ程でもなかつたのに、新にその山の中に導坑を開けると非常な湧水を始める。これは明かに荷重の除去即ち山の中の壓力が取れたため割目が面を界として弛緩して來るためである。



第661圖 割目多き岩層内に於ける荷重除去に因る弛緩作用

これと同様のことが堰堤工事でもある。止水壁の掘鑿で表土の皮をむいてしまふと荷重が取れたために忽ち山が弛んで來る(第 661 圖)。又時によると石灰岩層内で薄い泥灰岩の挟み層の存在してゐることがある。然るに多くの泥灰岩は石灰岩に比して膨脹係数が非常に大きいために、矢張り工事の進捗と共に壓力が取られて泥灰岩が膨脹を始めるが、この泥灰岩の厚さが必ずしも一樣でないために場所により層面で剥奪作用をなすことがある(第 662 圖)。

兎に角何れにしても岩盤には必ず水を透し易い割目の存在することは事實である。

岩盤内の割目からの漏水は即ち吸水容量は各試錐孔の壁面に於ける透水度を試験した結果から判定する。此の透水度を決定するには先づ谷の斜面に將來の貯水池の水面の高さに一個の水槽を設置し、それから 1 本の鐵管を足場を組んで支へ水の漏らないやうにして試験せむとするボーリング孔の上部に接続する。水壓はボーリング孔の口許に挿入した壓力計に依り水量は水槽内に設けた水準測定器で測定する。若しも水槽の設置が不可能な場合はボーリング孔内の水に空氣唧筒で壓力を加へる。普通の場合はセメント注入に依つて漏水をボーリング孔 1m の深さに對し水圧高さ 1m で毎分 0.05m³ までに減退させることに成功したならば、水密工事は既に終つたものと見做していい。

非常に割目が發達した岩層内では渺くとも岩盤内に 30m 位のボーリング數本を施して、各深さ



第662圖 壓力除去に因る泥灰質挟み層の剥奪作用

に就いて階段的に順次水密度を試験する必要があらうと思ふ。

揚圧力に対するセメント注入の影響を判断するには、セメント粒は最小0.05mmの粒径なるに比し静水圧が傳はり得る最小の割目の隙間は約 0.002mm ($200\mu\mu$)であることに注意しなければならぬ。若しも地盤内にセメンティション法の効果があるやうな割目が存在する時は、水密にした地帶から上流側にある割目は集水溝の役目をなし堰堤の下部に於ける揚圧力作用は減却する。所がボウリングの標本が之に反し夥しい割目のあるものでセメンティション法が極く僅か或は全く效果がないやうな岩盤では、假令水壓試験で比較的水密な岩石であることを示しても揚圧力作用のあることは十分考慮の内に入れなければならない。尙岩盤の透水度を試験するにはボウリング孔内に電極を挿入し電気抵抗を測定する所謂電氣地質調査の方法も最近應用され始めたやうである。詳細は第六章第17節参照。

セメント注入上の注意 一般に堰堤の基礎工事で出會する割目や龜裂には種々の種類がある。硬い密な岩石でも爆破作業のため可成り深い所まで損傷を與へることのあるのは留意しなければならぬ。何れにしても止水壁といふものはそんなに深い所まで入れることは出來ぬから、此の如き破碎帶の存在は十分承知の上で堰堤工事に於ては殆ど總ての場合注入作業は附きものと考へて差支へない。

¹⁾ 注入作業自身も亦物理學的見地から十分熟慮しなければならぬ。注入もで**壓氣式**(Grout-mixer)で施工する時は、空気が壓入されることは避け難いから氣泡が生じその拔穴が自然と出來ることになる。だから注入した水又はセメント乳の中に空気を入れて置くことは、セメント乳自身が又抜け出す道を作ることになる。一方に於て**水壓式**(Grouting pump)の方であると注入されたセメント乳内に水柱が生じるが之は一諸に壓搾されてしまふ。夫故實際に於ては何れを擇ぶべきか迷ふ時は、水壓式注入を採用する方が満足した結果を得られる。注入の壓力も亦大切である。地中の水壓と同様の壓力で澤山だと考へては間違ひである。注入されたセメント乳は割目の中に侵入して行かねばならぬ、そのためには非常な高壓が必要である。この外に注入管から岩盤内の割目中に這入りこむ際、壓力の可成りのバーセントがドロップすることは考慮を拂はねばならぬ。注入は壓力が突然下る時は、セメント乳が流入しやうとする新たな割目の口許に遭遇したことを知らなければならぬ。

爆破作用の結果に因る表面近くの損傷箇所は鑿岩機を使用し壓氣式注入で防遏することは出来るかも知れないが、深い割目とか龜裂とかはダイヤモンド乃至はカリツクス・ボウリング等の方法でなければ到達しない。

1) セメント注入の詳細は第四章第8節(5)地下水の項並に小林紫朗著隧道工學(工業雑誌昭和九年版)を参照。尙 Lugeon, Géologie et Barrages, Paris, 1933. はセメンティション工事に關する名著で Lugeon 教授は瑞西 Basel 大學の應用地質學の講座を持ち是歐米を股にかけ 20箇年間のセメント注入の經驗を有する人だといふ。

c) 安定度の時間的變化

今まで主として堰堤工事完了後岩盤が蒙る機械的作用に就いて述べた。然し永い期間荷重が働き且流水に接觸しても何等變化しないやうな岩盤もあるが、時に依ると岩質そのもの又は割目の狀態も變はるやうな場合がないでもない。その結果は安定度も變化するであらうし使用當初に於ては何等非難の打ち所がないやうに見えてゐたものでも、遂には破壊の要因を見なければならぬやうなことがないとも限らぬ。

次に夫等の現象を經驗に基いて開析的に少し述べて見よう。

(イ) 溶解及び流出作用

元來石膏のある場合堰堤を建造すべきではないことは當初貯水池の地質的條件の項で述べたが、

之れを實行して失敗した例がある。

¹⁾ 北米 Los Angeles の St. Francis 堤 堤の斜面に石膏層が露出してゐるのは知つてゐたが、僅か數時のことであるからと安心してゐたら滲透水のためすつかり解けて堰堤體は沈下し貯水池は決済してしまつた(第663圖)。

²⁾ 北米の McMilan 堤 堤それは前述した通りであるが、唯傾斜層でない石膏は無害であることは Willow Lake 堤で證明された。

³⁾ 瑞西 Basel の Birs 堤 三疊紀の地層内の石膏で旁々この中まで潜函で止水壁を下して破壊の原因を作つた。

石灰岩の溶解作用も馬鹿にはならぬ。

⁴⁾ Caramasa 堤 建設工事中から石灰岩内に龜裂のあるのを知つてゐたが工事監督は之を看過した。その結果貯水後直ちに漏水問題を惹起しその水量は次第に増加し、セメント注入其他有らるる水密工を施したのに拘らず現在でも $10\text{m}^3/\text{sec}$ の漏水があるといふ。

風化表土は仲々油斷が出來ない。特に老年期の地形になると侵蝕作用が弱いからその被りの厚さは相當深い。我が國では四國・中國の花崗岩地域の風化岩所謂真砂土は要心しなければならぬ。

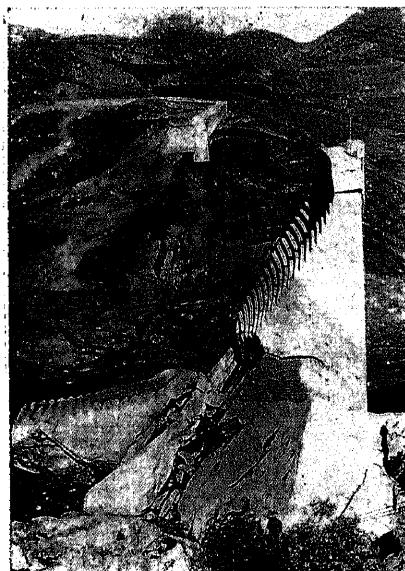
⁵⁾ 西班牙 Charco 堤 この真砂土層(歐洲では Flinz と稱す)に出現しその厚さが 12~25m にも及んださうである。又 Toskana 地方ではこの Flinz 層を厚さ 30m まで掘下げたが未だ岩盤に達しなかつたそうである。

片麻岩とか古期結晶片岩では風化すると全く不透水性になることがある。だから一寸この上に堰堤を建造して見たくなることがある。

1) St. Francis Dam Catastrophe, Eng. News-Rec. I. p. 406, 1928.

2) Ransome, Geology as to related to high dams, Eng. News-Rec. p. 657~659, 1928.

3) Terzaghi, Gründung von Stauwerken, s. 517, 1929.



第663圖 St. Francis 堤の決済

有らるる水密工を施したのに拘らず現在でも $10\text{m}^3/\text{sec}$ の漏水があるといふ。

¹⁾ Cala 堤堤 基礎は支持力もあり不透水性でもあつたので、安心してこの上に建造したが全く侵蝕作用のことは豫想しなかつた。その結果は堤堤の水叩の下部は極く僅かの時間で洗ひ流されて決済した。唯之を貫いてゐた閃綠岩の岩脈だけが骨骸のやうに残つたのは皮肉だつたといふ。

又時によると風化表土がその僅殘つてゐてその上に若い地質時代の地層が被つてゐることがある。Bohemia の或る堤堤の例であるが黒玢岩の風化土の上に砂岩及び頁岩層が堆積してゐた。これが侵蝕されてその結果堤堤の下部を壓力の高い水が流れ始めた。此の如き場合は下の黒玢岩まで止水壁を施工し置くべきであつたのだ(第 664 圖)。

(ロ) 膨脹及び軟化作用

粘土層が含水量が増したため膨脹又は軟化することである。

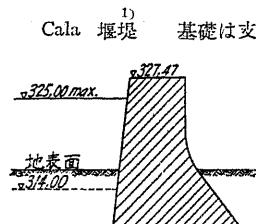
例へば第 665 圖(b) の如く假今不透水と思はれてゐた粘土層であつても、永い期間には滲透水によつて堤堤の下流側の地盤が膨脹軟化するに至る。即ち圖示する如き高い水壓のため粘土粒子が押し上げられて遂に層の組織の弛緩を來す。その結果堤堤の自重は地盤に不平均な沈下を惹起することになり遂には龜裂を生ずるに至る。北米 Pennsylvania の McDonald 堤堤は此の如くして龜裂から漏水決済したものであるといふ。

然るに之が第 665 圖(a) の如く粘土層が岩盤内に封じ込められる場合は大いに異なる。今堤堤の兩側に於て水壓の差(b-a)を生ずるものとしてもこの壓力差のため生ずる水の運動も、粘土の岩盤に對する吸着力のためにその力は大いに減殺される。その結果 AC 間に於ける水の流動は極めて緩慢なるものとなり、從つて CB 間で流動壓力ために粘土の組織の弛められる程度も非常に僅かなものとなる。だから此の如き場合の粘土層は膨脹及び軟化の憂は割合に無い。北米 Texas の Austin 堤堤の決済は原因を粘土の挿み層の弛緩作用に結び付けやうといふ人もあるが、堤堤の自重の相當大きい限り先づこの種の心配はないものと見て差支へない。又微粒粘土分を流し込んで粘土層と岩盤との吸着力を一層強めることも一策であらう。又或る時は堤堤の上流側に矢板工を施して滲透水の流動壓力の減殺を圖つて成功した例もある。

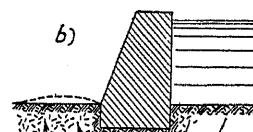
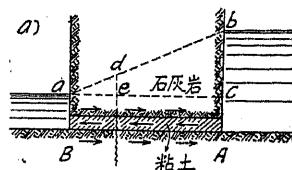
(ハ) 變形作用

1) Terzaghi, Gründung von Stauwerken, s. 517, 1929.

2) Eng. Rec. II. p. 581, 1911.



第 664 圖 北ボヘミアの堤堤の横断面



第 665 圖
粘土層の基礎
a) 岩盤内に封じ込められた粘土層の場合
b) 堤堤の自重で押されたプラスティックな粘土層の場合

堤體の自重に因る岩盤の變形はその岩質の彈性率に關係する。硬い耐水性岩質(例へば花崗岩・石灰岩等の如き)の彈性率は $100,000 \sim 300,000 \text{ kg/cm}^2$ 、硬い粘土では $50 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ といふが如きその間に非常な相異がある。従つて中位の軟質岩石(例へば頁岩・泥灰岩等の如き)の彈性率はその中に位する譯であるが、この種の岩層が局部的に永い期間繼續的に荷重を受ける時特にその應力分布が場所により異なる際は、その變形は時間の経過と共に非常に大きくなり特に含水したものでは一層著しく、恐らく粘土の場合と同様に一種のプラスティックな流動を惹起しないとも限らない。

Ziegler¹⁾ はこの種の實例を數多列舉してゐる。岩盤の變形のため堤體内に二次應力を發生し遂には龜裂を生じて決済に至る過程が詳細説明してある。

(イ) 侵蝕作用

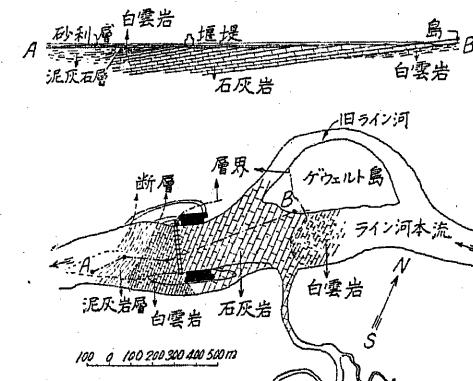
岩盤内に挿まつた砂又は沈泥層が滲透水の流動のため機械的に洗ひ流されしまつて空洞を造ることがある。粘土層の場合は割合に侵蝕されない。これは我々が多くの場合目撃することである。然るに流動水中に少しでも砂氣を含んでゐる時は寧ろその作用は甚しい。その有様は丁度サンド・ポンプを使用する場合と同様であらうと思ふ。

(ロ) 事故實例

(イ) 斷層帶

断層地帯が堤堤位置として危険なことは隧道工事と同様である。漏水・地辺り等の憂は勿論のこと、第一破碎作用のため基礎となるやうな岩盤はない。前記した鬼怒川堤堤の如きが好適例である。北米のCooridge 堤堤も止水壁の掘鑿の半途で断層角礫を發見し工事を中止したと聞いてゐる。

夫等の中最も極端の例を掲げて見やう。



第 666 圖 アウグスト・ウキレン堤堤

獨逸ライン河の Augst-Whylen 堤堤の基礎工事である。

2) 堤堤は高さ 8.4m、長さ 213m、基礎工は壓氣式に依り厚さ 3m の砂利層を貫き岩盤に到達せしめた。地質は白雲岩層とその下部の含貝化石石灰岩層が露出してゐるので、堤堤はこの石灰岩層上に建造することになつてゐたが岩盤を楔出して見ると、白雲岩と石灰岩の境目附近では數多の少しき断層が發達してゐることが判つた。断層帶で掘れた溝の深さは割合に淺かつたが、白雲岩は全く粉粹されて居り基礎としては極めて不適當であつた。又断層附近の岩層は破碎され角礫が發達して居り且又場所により多量の湧水があつたため、工事には非常な困難を感じ度々設計變更をするの止むなきに至つた(第 666 圖)。

1) Ziegler, Die tatsächlichen Gefahren des Unterdruckes, Zeit. f. Bauwesen, S. 408, 1916 & S. 147, 670 1917.

2) Die Wasserkraftanlage Augst-Whylen, Schweizer. Bauzeitung, Bd. 61

もう一つの例は Speller 湖の堰堤工事の場合である。¹⁾ この堰堤工事は二箇所ありその一つ中世紀層の泥灰岩上に設置したものであるが、地層は断層作用のため全く破碎され鱗片構造を呈してゐた。併しこの斑状泥灰岩はその岩質特有の水密性は失つてゐなかつた。堰堤の基盤のすぐ下部に於ては甚しく地層が揉めてゐたが、5m の深さまで掘下げれば支持力のある水密性な基盤に到達することが出来た。

他の一つの堰堤は Speller 湖盆の南側に設置した。この位置では地層は北方に急傾斜して居りそのため地層は堰堤附近に於ては始んど垂直になつてゐる。而してこの地層を横断する一列の断層群が發達して居り之が數多の岩塊に分れてゐた。最も著しい断層は堰堤の丁度東端を走つてゐるもので、その變位は 250m に及び厚い断層角礫が發達してゐた。工事としてはこの角礫を搔き除けた後、3~5m 長さの注入管を用ひ 4~5 気圧の下にセメント注入を行つた。セメントの最大注入量は 1 本の注入管で 10~15 立米であつた。

前記のやうな實例で同じ断層帶でもその龜裂や割目状態には色々の場合のあることを示してゐる。即ち工事着手後湧水を放置した儘で根掘を施行し得るやうな程度のものから、壓氣式施工法を採用しなければ難しいやうな從つてその結果莫大な工事費を追加しなければならぬやうなものまである。夫れ故若しも疑はしいやうな場合は、ボウリング孔で水壓試験法に依り龜裂の性質を調査することが望ましい。この種の試験方法は既に文獻上數多の場合の實例の記載がある。然し乍ら Speller 湖の堰堤の龜裂の場合の如き有利な状態は必ずしも揚圧力關係で有利なものとは云れはない。何故かならば岩盤の透水度としての最小限度の割目と揚圧作用の原因としの最少限度の割目とではその間に著しい差異があるからである。

之を確める方法としては、次のやうな揚圧力測定法に依るのがいゝやうである。この測定法は基礎工下部に掘つた観測用水路と堰堤壁内に設けた観測室とを、鐵管によつて連絡し壓力計を用ひて水壓を観測するのである。之に依ると一見して割目のない健全な岩盤であつてもその上部に於ける水壓は、根掘りの際湧水を噴出させる程度のものよりも遙かに大きいことを示してゐる。

丹那輕井澤貯水地は土壠堤ではあるが断層谷を堰止めたもので、使用開始後漏水を始めたが断層の影響かどうか判明せぬ。自分の見た所では断層崖からこり落ちた崩出土塊の個所に堰堤を設けたゝめ、この土塊と下の地山との間の隙間から漏水したものではないかと思ふ(第 659 圖參照)。

(ロ) 水平層

この場合は特に重大である。水平層は建造物をこり運動に依つて崩壊させることがある。實際次に掲げるやうな堰堤決済事故はこの種の地盤上に設置された場合に相當する。

紐育の Catskill 水道工事の Oliver Bridge 堤³⁾ 高さ 66m、地質は水平層を爲した厚さ数 m の石灰岩で、

1) Ampferer, Über geologische-technische Erfahrungen beim Bau des Spellersee-Werks. Jahrb. d. Geol. Bundesanstalt 75 Bd. Wier. 1925.

2) Hinds, Upward Pressures under Dams. Proc. Am. Soc. of Civ. Eng., March 1928.

3) Testing diamond drill borings at the site of the Oliver Bridge dam, Ashokan Reservoir, Eng. Rec., II. 1908. — White; The Catskill water supply of New York City. New York. 1931.

その間に挟み層として頁岩及び泥灰岩が互層をなして居り、上層 20m ばかりの深さまでは第 662 圖に示したやうな状態を呈した。止水壁の掘鑿は健全な岩石の表面下 12m の深さまで下げた。その坑底から深さ 12~30m のボウリング孔 15 本に依り水密工を試験した。層面間の隙間はセメント注入に依つて閉塞せしめた。

Goth 堤¹⁾ 高さ 22m。地質は赤色砂岩層内の硬質礫岩。略水平層で層面の間に隙間ある無数の垂直の断層があつた。堰堤が 5m の高さまで竣工した際貯水を試みたが試験用坑道内に於ける漏水量は 215l/sec に過ぎなかつた、徑 30cm 深さ 13~30m のボウリング孔よりセメント注入施工。セメント使用量 1 孔當り 80~1530 袋、その結果漏水量は 130l/sec を 8l/sec までに減退せしめた。

Austin 堤²⁾ 高さ 14m。地質は厚さ 20~29m の砂岩層。この砂岩層内に泥灰岩と風化砂岩の薄層を介在する。縦の目は僅かしかない。1.2m の厚さ 1.2m の深さの止水壁を健全な岩層まで設置した。1910 年 1 月 21 日堰堤の下部東岸に地にりあり。同 1 月 22 日堰堤中央部に下流に向ひ 45cm だけにり出した。1911 年 9 月 30 日堰堤は一部分は基礎岩盤迄にり、一部分は岩石と岩石の間のにりのため崩壊、之に反しこの事故個所より 260m 上流に設置した他の堰堤は、施工上缺陷の多かつたのに拘らず之まで何等被害を示さなかつた。崩壊堰堤の基礎は着工當初、3~4.5m 深さのボウリング孔よりセメント注入で固めてゐたものである。

Nashville 堤³⁾ 給水用集水池堰堤高さ 9m。地質は粘土層を介在する石灰岩層で、下流に向ひ 3~4 度の緩傾斜をなす。1912 年堰堤建造後 25 年目その一部分決済した。その上の岩石塊は下流に向ひにつけた。

Ohio 州立堰堤第 26 號⁴⁾ 堤堤は高さ 4.3m 長さ 180m のペニア・トラブ式のもの、地質は泥質灰岩で基礎工の深さは岩盤面より 0.9~1.3m。岩層間のにり最大距離 45m に及んだ。

次に又水平層の岩盤の際揚圧力の作用で堰堤の下流側の岩層上で起る危険に就いて注意を促して置きたい。それは粘土分を含む層面間の隙間が沈澱物を含む滲透水に依つて一部分流出された時にある。粘土と岩石との間の摩擦力が荷重の増加に伴ひ夫れに適應するだけの大さにならうとする作用は非常に緩慢であるため、その全面積中の何%かの擴りだけ層面の間隙が洗ひ流されることは、殆どその%に同じ丈の滑動抵抗を減却することになる。併しこの種の危険は止水壁の掘鑿の時或ひは水壓試験結果からでも豫想出来る。従つて工事計畫の際は豫め與へられた地質状態に應じ夫れ相當の不利な條件を考慮に入れて置くがいゝ。

(ハ) 割目

この場合先づこの割目が粗大なものであるか或ひは微細なものであるかを區別しなければならぬ。第一の場合に現場員のなすべき仕事は漏水を減却することである。セメントーションを施行することは同時に又揚圧力關係を一部分治療することにもなる。第二の場合に於ては漏水は眼中に入れる必要はない。揚圧力作用を人工的方法に依つて制限する方法はない。

1) Götte, Dichtungsarbeiten an der Gothen Talsperre. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung (55), S. 561, 654. 1912.

2) The partial failure of a concrete dam at Austin, Da. Eng. News, II, p. 417. 1911.

3) Failure of the City Reservoir Wall, Nashville, Tenn. Eng News, II, p. 922~925, 1912.

4) Failure of Ohio dam No. 26, Ohio River, Eng. News, II, p. 66. 1912.

従つて堰堤の設計の際揚圧力の値を相當大きく計算して置くことである。併し兎に角不規則に割目の發達してゐる岩盤に於ては、非常に深い基礎工事の場合と同様に岩層の辺りに依つて堰堤が崩壊する危険はない。

北米 Nevada の Lahontan¹⁾ 堰堤 36m 高さの土堰堤。地質は赤色砂岩層で粘土質物を挟んで居り河の右岸から左岸に向けて緩傾斜の地質構造を爲してゐる。9m 深さの止水壁の底部から 10cm 直經のボウリング孔を約 9m の深さまで下し、その配列は二列となしその兩者の間隔は 60cm、ボウリング孔各の間隔は 90cm とした。水密度の試験は 3.6 気壓で行つた。1m の水壓で 1m の深さのボウリング孔内に於ける漏水量を 1/sec で表はせば、セメントーションの當初に於ては 0.66~0.13 l/sec、中頃では 0.40 l/sec、終了後では 0.04~0.02 l/sec。セメント使用量はボウリング孔 1 本當り 1~2 袋。この作業は水压试験に依つて水密度を進行過程に伴ひ一步一步確めつゝ施工して行つた。



第 667 図 Elix 堰堤の漏水状況

²⁾ Brüx 堰堤 堰堤壁の高さ 53m、頂部の長さは 220m。岩質は片麻岩で無数の不規則な割目が貫いて居り、恰かも岩石片の堆積のやうな状態を呈してゐる。何等特に確認する程の断層はない。堰堤高さ 37m まで竣工の際貯水して見た結果、滲透漏水量 132 l/sec。1914 年堰堤の下流側に直徑 4cm の 8~10cm の 60 本のボウリング孔を穿ち、6 気壓の下にセメント注入を施工したが使用セメント量は 968 袋に及んだ。

その結果は何等滲透水の減却はなかつたので、更に水脈を探査した所基礎工底部の下 11~30m の深さに含水性の龜裂を發見した。之にボウリング孔 10 本に依りセメント注入を施工しセメント 2157 袋を費消した。そのため滲透漏水量は 132 l/sec から 28 l/sec まで減退した(第 667 圖)。

³⁾ Östertal 堰堤 地質は硬砂岩層で非常に割目の發達しその割目は脂粘土を以つて充たされてゐる。走向は谷の方向と略平行で急峻に傾斜してゐる。揚圧力の測定は、基礎工底部上にある堰堤壁内の鐘形の隙間を利用し、之を鐵管に依り觀測器と連絡した。漏水噴出個所附近に於ては、岩石が露出されて乾いてゐる場所よりも寧ろ揚圧力は小さかつた。測定記録に據ると堰堤の高さが 1.2m だけ増した個所では、揚圧力は 10 或ひは 4.2~3m だけ増した。最大揚圧力を示したのは基礎工の最も浅かつた場所であつた。滲透漏水量は 1907 年使用開始以來減退して行つた。1907 年度には 2.8 l/sec の漏水量が 1910 年度には 1.4 l/sec に減退した。

Neyetal 堰堤 硬岩及び頁岩の互層。走向は谷の方向に直角で傾斜は下流に向ひ 15~35 度。中央部に於

1) Terzaghi, Gründung von Stauwerken, S. 526—527.

2) Marguard, Die Sicherungserscheinungen von der Brüxer Talsperre und ihre Aufdeckung mit der Wunschelrute, Der Bauingenieur, S. 995—1003. 1926.

3) Schaefer, Unterdruck bei Staumauern. Zeitschr. f. Bauwesen, S. 101—118, 1913.

て根掘底に龜裂ありマンガン風化物を以つて充たす。基礎工深さ 8m。揚圧力は龜裂からの測定個所迄の距離には何等影響を及ぼさなかつた。この龜裂は 48 日間の時日を経過した後と雖も尙ほ等底部の排水溝を閉じることが出来なかつた位であつた。

以上擧げて來た實例に就いて考察して見るに、Lahontan 堰堤に於けるボウリング孔に依るセメントーションの結果は岩石の非常な透水性を防遏するに成功した。併し乍ら假令この場合淺いボウリング孔に依るセメント注入の助を借りて滲透漏水を相當減退し得たものとしても、これは龜裂の吸水容量が第 560 圖のやうな意味に於て地表面から遠ざかつて深い所に行くに従ひ減退していくがためである。ボウリング孔に於ける水圧高さ 1m の際の滲透漏水量は、鑑定しやうといふ岩盤底とセメントーションを施行して成功した場合の岩盤底とを比較する際のスケールとして用ふることが出来る。

Östertal 及び Neyetal 堰堤に於ける揚圧力測定結果は、今まで堰堤の基礎工地盤で行つた最も有益な實驗資料である。之等は第 660 圖に於ける理論的考察を裏付けるものであり、底部の排水溝の設置の無用を裏書してゐるものゝやうに見える。

(二) 石灰岩

石灰岩内の割目の状態は外部から見て仲々推測し悪い岩質である。實地上では細い區分に分けて一つ一つセメントーションを施工するが、假令夫れまでしてその山塊に隣接した區域では少しも信頼することは出來ぬ。即ち岩石が局部的に溶解され空洞を生成し吸水性を示す所がよくある。元來地下の水脈は好んで地質的に擾亂された破碎帶を辿つて行く。而かも斯うした地帶には割目の發達と空洞の配列とは互に相伴ふものである。従つてその水の通路は各々その地表に於ける種々の状況から判断して辿つて行くことが出来る。例へば割目の多い石灰岩地方で谷の底を堰止めで見ると谷底を蔽ふてゐる風化粘土の薄い層は各所で破かれ、水は龜裂を通つて下部に流れ込んで行く。若しも吸水個所を發見し試みに之を塞閉せしめて見るに一般にどんな水密性な土質層でも又他に箇所で再び破かれる。之はその吸水個所の隣接区域の表皮層は從來の水圧では破かれない程度の抵抗を持つてゐたものが、他のその近傍の抵抗の弱い破れた箇所の閉塞された結果水圧が高まつて來たため破かれるに至つたのである。¹⁾ 斯うした理由から由來石灰岩地方に於ける貯水池の水密工は非常に費用の高むるものとしてあり、場合に依つては全く解決不可能な事態に立ち至ることさへある。俟つ外仕方がない。又石灰岩に對する水の化學用的溶解作は決して輕々に看過すべきものではない。

石灰岩地方に於ける基礎工事に関する興味ある實例として、次に Mississippi 河横断の Keokuk 堰堤と Tennessee 河の横断の Hales Bar 堰堤の工事報告を紹介しやう。兩者の場合ともに厚い殆ど水平層に近い何等斷層線の

1) Katzer, Karst und Karthydrographie, Sarajevo. 1920.

存在しない岩層であつた。

¹⁾ Kcekuk 堤堤 延長 300m 高さ 20m。地質は青色堅緻の石灰岩。ボウリング直徑 10cm 深さ 10m。4 気圧の圧縮空氣に依り注入を施行し水密性に成功した。基礎工事中何等事故の発生なし。

²⁾ Hales Bar 堤堤 頂部に於ける延長 360m 高さ 20m。地質石灰岩、根掘り内を唧筒に依つて乾上げやうと試みたが、下部よりの水の浸入に依つて失敗した。基礎工は大部分鐵筋混擬土の潜函 (9×3m~16×22m) を以て施工した。多大の冗費を投じた後 8 個年間の工事後 1913 年竣工したが、その後堤堤建造前セメント注入を施工したるに拘らず、漏水量多く補給的のセメンテイションの施工を必要とした位であつた。この作業は 13 個年間續いた。次には粘土も流し込んでも見た。斯うして吸水個所を發見するや、その個所には道を當てがひ之に混擬土工の荷重を加へた。

吸水個所を水密性にすると又今度は外の個所に新たに生じて来る。唯之は極く狭い貯水池底内の限られた島状の部分のみであつた。透水性の岩石區域をボウリングで調査して見ると深さ 90m にも及ぶ龜裂があり、之を通つて水が $1.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ の速度で注ぎ込むであるのを發見した。最後に地下に液状アスファルトを注入する方法で水留に成功した。アスファルトはボウリング孔の内部に於ては、その孔底に到達する抵抗素に依り液體狀態の儘保つた。注入は 14 気圧の壓力の下に 5~7cm 幅の割目を通じて施工し、ボウリング孔から 100m 位の距離の區域まで壓入した。堤堤底全部のセメンテイションのため、平均深さ 27m のボウリング孔 68 及びアスファルト 2850 頭を要した。このアスファルト注入は最近矢張り北米ケンタッキーの Dixie 河堤堤でも施行したと聞く。

(ホ) 摩曲性

この種の岩質のことは從來餘り聞いていない。次に Ziegler の集めた實例を 2, 3 舉げて見やう。⁴⁾

Bouzey 堤堤 頂部の延長 472m 高さ 15m。粘土層を狭む片岩と珪質雜色砂岩。基礎工の最大深さは谷底下 17m まで施行せるに拘らず、2~6m の深さにまで達する止水壁の完成後 3 年目に堤堤は切斷された。

之は貯水池の水面が堤堤頂から 3.3m の際底面の上りのため堤堤は 135m の區間移動したもので、そのため中央部に 0.28m 深さの矢板工を施した。珪質砂岩はその固有強度は小さく且水平的の割目又は粘土狭み層で貫かれてゐる、片岩の結合物質は非常に抵抗が弱いのに拘らずこの移動を或る程度までに防止することに成功した。其後 5 年を経て堤堤の中部と上部とが半ば崩壊し半ば傾倒した。

Habra 河堤堤 高さ 27m。15 度の角度を以て下流に向ひ傾斜した砂岩の薄層が、Habra 谷では同じ方向に 4~5 度に傾斜した頁岩層上を不整合に堆積してゐる。右岸に於ては断層の割目のため多量の滲透水を生じ、その結果止水壁内部の弛緩となり主として翼壁を主壁に押し付けるに至つた。粘土が貯水池内の水に接觸したため軟化し數多の湧水噴出個所を生じた。斯うして非常に抵抗の弱い材料で建造した薄い横断面しか持つてゐない堤堤は、余りに用ひ古し弱つてしまつたため使用開始後 11 年目に、遂に長さ 140m 深さ 18m の破損個所を

1) Water power development on the Mississippi River at Kcekuk, Iowa, Eng. News, Vol. 96, II., p. 355, 1911.

2) Eng. News, II., p. 949, 1913

3) Christians, Asphalt Grouting under Hales-Bar Dam, Eng. News-Rec., I. 1929.

4) Ziegler, Die tatsächlichen Gefahren des Unterdruckes, Zeitschr. f. Bauwesen, S. 408, 1916 und S. 147~670, 1917.

洗ひ流してしまつた。

Grands Cheurfas 堤堤 高さ 30m、地質は中新期(第三紀)石灰岩で、粘土及び泥灰土を交互に介在したもので、背斜構造の背部に建造したものである。右岸の側壁に於て地層が擾亂されて居り砂の填つた割目が貫いてゐる。この割目は 1885 年 1 月満水と共に湧水を始め、2 月 8 日には最早谷側壁の崩出あり同時に 10m 長さの壁が流された。

以上の如き崩壊事故の原因は凝ふ餘地はない。何れも頁岩・粘板岩・泥灰岩等の彈性的性質に歸すべきものであることは明かである。

(ヘ) 火山岩

我が國土を蔽ふ岩質の半ばは火山岩だと云つて差支へない。而かも火山岩地方では前 5 項に挙げて來た有らゆる因子を含んでゐる。

火山岩の種類を簡単に分けて見ると、先づ熔岩それから凝灰岩・集塊岩となるやうであるが、之等が水中で急速に冷却したものであると所謂浮石質(pumiceous)になる。多孔質で軟脆な比重の小さい硝子質の俗にいふ『輕石』である。この浮石質のものは水の機械的衝撃に依つて、容易に溶解侵蝕されて水脈を生じ易いことは第 11 節の小諸堤の實例で述べたが、他の火山岩との成層關係のため特にその作用が著しくされることがある(第一部第二章第 5 節 3)火山現象の項参照)。

火山岩中最も透水性なのは熔岩である。この岩質は冷却する時生じた氣泡のため非常に多孔質(Porous or scoriaceous)であるばかりでなく、又割目最も多い岩層に屬する。例へば玄武岩の六角柱状節理・安山岩の板状節理の如きである(第一部第四章第 13 節 4)節理の項参照)。丹那隧道の大湧水は全て安山岩の熔岩層で割目非常に發達したものが持つて來てゐるのである。數回の大事故はこの透水性の熔岩層と断層とが合致した所であつた(第四章第 9 節 5)地下水の項参照)。

堤堤の場合に於てもこの透水性熔岩層が相伴ふことは極めて危険なことは云ふまでもない。而かも火山地方では断層が非常に多い。何故ならば元來火山なるものは地中の弱所を求めて地殻中に夫れ迄溜められてゐた岩漿の一部が噴出して形成した產物である故、火山地方は地質構造の弱線であることは當然である。従つて火山生成後と雖も絶えず地殻運動の烈しい個所に當る、その結果は断層其他の破綻線の發達してゐることは多くの證跡の示す所である(第一部第二章第 5 節岩漿運動参照)。

尤も地質學者に依頼し周到に精査して貰らへば断層は強ち發見出來ないものでもない。従つて豫め断層個所を避けるとか或ひは断層附近の透水性熔岩層にはセメント注入を施すとか適當の方法は講じられる。所がその透水性熔岩層と浮石層とが相接して互層をなすことが往々ある。之はボウリングでもして見ない限り一寸地表から見ては判らないことが多い。又ボウリングして見ても元來火山岩は成因上その成層狀態が不規則錯雜してゐるため仲々地表からの判断は難しい。

信州小諸の堤堤の決済は事故の起つた一年後に行つて見たので判然したことは云へないが、堤堤

の破壊された形狀及び附近の地質狀態から推測するにどうも原因は浮石層内の水脈生成であるらしい。地表には熔岩層の露頭はないがどうせ火山岩地域であれば熔岩が發達してゐない譯はない。設計並に施行上の缺陷といふよりも純地質關係が禍の源をなしたものだらう。尤も地質學的知識の不足といふことが根本的に工事計畫者の缺陷と云へば勿論夫れには違ひなからう(第568圖)。

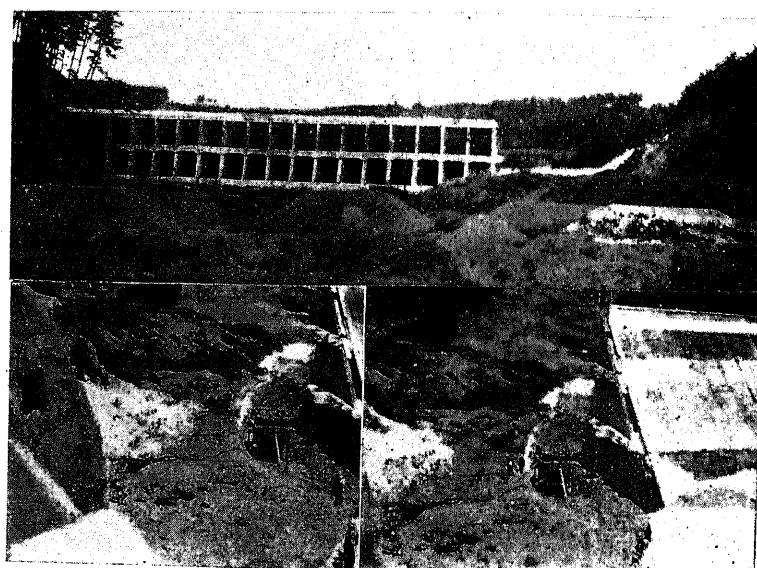
浮石質になり易いのは凝灰岩で水中に堆積した所謂層灰岩(Tuffite)に最も多く、信州の如きはこの種のものに屬するものである。集塊岩でも勿論浮石質に變らないとは云へない。熔岩が浮石質になつたのは、霧島地方から南九州一帯に發達してゐる俗にいふ白砂(シラス)である。之は坡砕質安山岩が風化したもので、地表面から30m位の深さまでに及んでゐることがある。浮石質のものが發達してゐるかわないかは一部分地史的に推定は出来る。即ちその火山地域がその火山生成當時海底であつた場合の如きは明かに豫想出來やう。それが湖水であつたか何があつたかどうかといふことになると一寸難しい。故に浮石質の挟み層の存否の判断は單に地史的考察では可成り不確實である。先づ火山地方ならば大抵あるものと推定して差支へない。

次に集塊岩に就いて一言したい。一口に集塊岩と云つても色々種類があるが先づ成因的に見て次の3種に分たれやう。普通集塊岩(Tuff-agglomerate)・集塊熔岩(Lava-agglomerate)・火山泥流(Volcanic mud flow)等である(第一部第四章第10節2)水成岩の項参照)。

一般に集塊岩と云へば火山灰・砂礫等に火山彈・岩塊等が混合して堆積したものであるが、時に依ると之に熔岩が混じてゐることがある。この際之を集塊熔岩といふ。

火山泥流といふのは、爆發等に伴ひ火口壁が破壊され地下水と共に泥流となつて流れ來たもの、或ひは時に依ると火口からも泥流状態で流れ出すこともある。

透水性からいふと普通集塊岩は殆ど不透水性である。之は岩塊・砂礫等の間隙を火山灰で密に充



第668圖 信州小諸堰堤の決済状況
上圖 堤体の裏面より臨む。下左圖 浮石層の露頭(侵蝕の原因) 下右圖 堤体の決済箇所

填してゐるからである。之に比し集塊熔岩は熔岩層に近い性質を持つてゐる。即ち普通集塊岩は凝灰岩(完全なる不透水性岩質)に近い性質であるため割目が極めて少い。然るに集塊熔岩は熔岩式の節理が發達してゐる上に岩塊と充填物質の灰砂・熔岩の混合物とが密着してゐない。

火山泥流は最も透水性である。成層當時灰分は水と共に流されてしまふからである。時に依ると併ふ水量が多いと流れて行く中にその運搬物を灰・礫の各部分に機械的分析を行ふことがある。その中特に砂だけが集つたものは非常に悪い。丹那隧道では此の如き成因に基く火山荒砂層(Volcanic lappilli)に出会して作業に困難を極めた。即ち非常に透水性であるため組織が弛緩し流砂性に化し崩壊して來るためである。之を防遏して掘進を續けるために壓氣式掘鑿法を採用した(第四章第9節参照)。

堰堤の場合に於ても此の如き事柄のあり得ることは自明のことである。次節の冲積層基礎の堰堤の場合と同様の基礎破壊の過程を取るものと見て差支へない。冲積地の場合ならば成因上砂層の存在することは當初より判明してゐるであらうが、火山地方で火山泥流の中に挟まれた砂層の存在を知ることは仲々困難である。特に地表面には熔岩又は凝灰岩層が露出して居る場合は兎角素人は良い岩盤だと速断し易い。その下部に不良な層が挟まつてゐやうなどとは夢にも思はない。所が之が一番危険なことであつて、火山地域といふものは前にも述べた通り成層状態といふものは實に錯雜不規則極まるもので、到底地表より中味は豫想すべからざるものである。

丹那隧道に於てあれ丈けの地質調査やボウリングを行ひ且導坑の切端から絶えず水平ボウリングをやり乍ら、少しも先きのことは判らず斷層や透水層の不意撃を喰らひ事故を起した事實でも明かなことであらう。

以上述べ來た如く火山岩といふものは厄介極まるもので、獨り堰堤工事ばかりでなく土木工事一般に取つて非常に不利な條件を備へてゐる。従つて火山地域に於ては特に地質調査を嚴重に行はなければならぬ。而して之に基いた地質工學研究に待たざる限りは決して工事に著手してはいけない。

この事柄は火山國に生れた我々の負はされた責務とでも云はう。特に火山地域に堰堤工事を施行して失敗した實例が海外に乏しいことから見ても、我々は獨自の立場からこの厄介物の征服に向つて努力しなければなるまい。

第13節 沖積層基礎の堰堤

堰堤をば水密性壁に依つて渺くとも下部の岩盤まで到達せしむることが技術上或ひは經濟的に不可能な場合は、先づ第一に基礎破壊(下部侵蝕作用)に依る堰堤の崩壊の憂があり、第二は著しい漏

兩種の危険の大きさは大部分未固結の谷埋積物内の成層状態如何に關係する。

この事實に関する非常に興味ある實例がある。例のGrüner¹⁾ のやつた工事であるが瑞西 Garonne 河の Pointis 堤の基礎工事のことである。Garonne 河底で水流を横断して非常に烈しい地下水水流があつた。上流側の止水壁の代りに鐵矢板工をこの地下水水流の下部まで打込んで置いたため、堤の下部は礫層であつたのに拘らず何等揚壓力の影響を蒙らなかつた。この方法が如何に當を得たかは次の事實で明かである。夫れは根據作業中河水が烈しく流れ込んで來て困つたことがあつたが、この根据りの中で堅抗を掘り地下水水流の中にまで下げた結果この根据中の水は全部この地下水中に逃げてしまつたといふ。

1) 基礎破壊の力学

基礎破壊の危険に対する地下の地質の影響を考察せんがためには、先づ最も簡単な場合の基礎破壊の過程を完全に鮮明にして置かねばならぬ。換言すれば全く平坦な岩盤がありその上に完全に等質で一様な透水度を持つ谷埋積物が載つてゐる場合を考へて見る。この過程は Terzaghi²⁾ が嘗て實驗的結果と Forchheimer の地下水流动の理論に基き研究したものである。

この研究結果に従ふと基礎破壊の直接の原因は、上方に向て重力に對抗して働く滲透水の流动壓力が、局部的に重力に打ち克つことに基くためであるといふことになつてゐる。此の如き状況が起つた瞬間に於ては、土粒の密な成層も流动壓力が重力に打ち克つ附近に於ては最も弛い状態に移り變はり、而かもその土粒は最初の弛緩個所から後退し移動して行く。

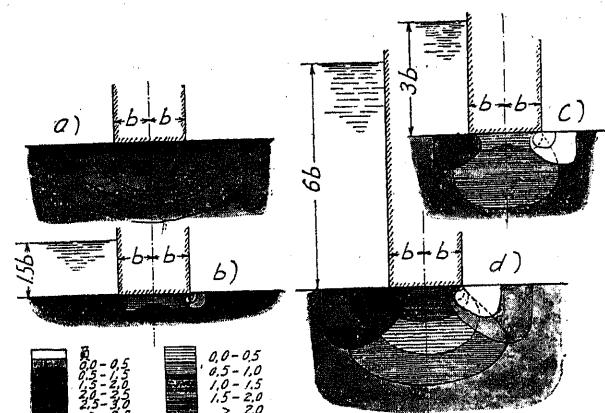
此の如き局部的弛緩作用の發生する危険性の最も大きい個所は、何より先づ堤の横断面に因る流線の経路に依て推定することが出来る(第669圖参照)。流線とは水の粒子が貯水池底から滲入して堤下の透水性の地中を通つて下流側の河底に再び滲出して來るまでの通路を表はすものとする。この定義からして二つの流線は乃ち池底と河底との間の全區間に於て流線の間を流る水量そのものを表はすことになる。今茲に前記流線をば各一組の流線間を流れる水量が等しいものとすれば、流線の密度換言すれば等水壓曲線(第670圖中の點線)の単位長さに於ける流線の數は、滲透水の流动速度のみならず又滲透水に依つて加へられる流动壓力を表はすことになる。流線間の距離が小さければ小さい程滲透水は急速に流れ且滲透水に依つて加へられる流动壓力は大きくなる。

第670圖(a)及び(b)は地盤が水平なものとし、矢板工及び堤の二つの最も簡単な場合に對するこの種の流線分布を示すものである。點線は等水壓曲線を表はす。換言すれば水中に周壁を不透

1) Terzaghi, Gründung von Stauwerken, S. 530

2) Terzaghi, Effect of Miner Geologic Details in the Safety of Dams, Pub. Mass. Inst. Tech. Vol. 65, No. 60. 1929.

水性にした鐵管を打込み、その開いた下端をば各點線曲線上にまで持つて來るやうにすれば、全ての鐵管内に於ける水位は同じ高さまで昇るやうな状態を示す。Forchheimer の地下水流动の理論に従へば流線と等水壓曲線とは直角に交叉する。この流線と等水壓曲線とを以て囲まれた立方體の集りを Forchheimer は Isothermische Kurvenscharen と名付けた。



第669圖 a) 透水層上の平底面の堤下部に於ける流線
圖 b)～d) 流動壓力の垂直分力のため土質の単位重量が受ける見掛けの變化を示す。

不透水性の建造物の全境界面(矢板工壁・堤堤壁)と不透水性の地盤の表面とがこの流線の形狀に關係し、透水性の谷埋積物の表面がこの等水壓線の形狀を決定する。流線の経路の方向に従ひ(下方へ・水平或ひは上方へ)流动壓力は物質を下方へ(貯水池底)、水平の方向に下流に向ひ(堤堤の下部)、上方へ押し上げやうとする(堤堤の外側河底)。

この流动壓力は地下の各點に於て垂直及び水平の方向に分解出来る。この垂直分力が重力と同一或ひは反対の方向に働くかに従ひ、土質の単位重量は見掛け上増加し或ひは減少する。第669圖(a)は平たい基礎面の堤堤の下部に於ける流線の形狀を示し、第669圖(b)～(d)は流动壓力の垂直分力の影響の下に於て土質の単位重量が受ける見掛けの變化を表はす。今静水壓又は水平流动壓力の下にある地下の土質の単位體積の重量を單位として、貯水高さを各 1.5, 3.0 及び 6.0×b とした場合の壓力強度をプロットして見る。圖中の中央部の横ハツチの密度は流动壓力の水平分力の強度を表はす。

第670圖及び第669圖 (b)～(d) に依つて直ちに弛緩作用の最大となる危険個所を見出すことが出来る。即ちその個所とは流線の密度が最大であつて加之その流線が上方に向はんとするやうな個所である。第670圖 (a)と(b)とを比較して見るに、(a)の場合に於ては最大危険の個所は比較的深い所即ち矢板工の下端の稍上部にある。(b)の場合に於ては夫れは表面近く堤堤の下流側の下部にある。斯うした相異は基礎破壊の色々の種類と方法とを表現するものである。

第一の場合(第670圖(a))に於ては流动壓力が土質の自重のみならず流線の最大密度の個所の上部にある土塊の重量に打ち克つた後始めて弛緩作用が起る。斯うした出來事が起るや否や弛緩區域に

1) Forchheimer, Zur Grundwasserbewegung nach isothermischen Kurvenscharen, Sitzber. Akademie der Wissenschaft, Aft. IIa, 126, Bd. 4 Heft. wien 1927.

於ては地層の透水度は大きくなる。流線はその弛緩個所では互に密集することになる。そのため局部的揚圧作用は倍化されその結果平衡状態が突然に破られるといふことに立ち至る。斯うした著しい特徴のある過程は實際に模型試験で極めて判然と觀取し得られる。堰止貯水高さが或る限界に到達する迄は水に滲透された地層でも完全な平衡状態を保ち得るものであることは、滲透試験の場合砂層の構造が全く變化せずに残つてゐるのが觀測されることに依つても判定することが出来る。併し乍ら限界堰止高さを超へる時は、矢板工の貯水池外側に於ける地層は上方に向つて幅廣く膨み上り、その瞬間から稍遅れて地層は池底から矢板工の下部を横切つて外側に向つて引き裂かれる。この過程は未だ弛緩されない地層の土壓の征服に依つて平衡状態の破綻が導かれるものであるから、Terzaghi は此の如き場合を名付くるに土壓基礎破壊 (*Erddruckgrundbruch*) の言葉を以てしてゐる。¹⁾

第二の場合(第 670 圖 (b))に於ては基礎破壊は、堰堤の貯水池外側に於ける少さな二個の噴泉の生成に依つて始まる。噴泉生成の當初に於ては土粒はその噴泉個所に於て上下に踊る。堰止高さが更に加はつて來るとその噴泉個所に於ては小さな砂丘が形成される。而して後退しつゝ發展して行く侵蝕作用が始まるやその出現は止つてしまふ。斯くして基礎破壊は突然非常な力を以て起る。その際堰堤の下部に於ては播鉢形の横断面を持つた幅の廣い侵蝕流路が形成される、Terzaghi は前者と比し此の如き場合を名付くるに侵蝕基礎破壊 (*Erosionsgrundbruch*) の言葉を以てしてゐる。²⁾ 模型試験の際觀察される。斯うした實際に起る基礎破壊の型式は、實物の基礎破壊事故の實見者に依つても唯その規模を大にしただけで全く同様な現象を呈することが報告せられてゐる。

2) 成層状態の影響

唯今まで摘録的に分類して來た基礎破壊の理論は、一様に埋積せしめた砂を以て行つた室内試験の結果と完全に一致して居り就中次のやうな結論に導く。即ち透水性地盤の比密度 (*Rerative Density*)³⁾ が等しい場合は限界堰止高さ、換言すれば基礎破壊が起るやうな堰止高さは地盤の土質の粒徑には殆んど無關係である。但し限界堰止高さは土質の比密度と共に減少する。限界堰止高さは簡単な矢板工(打込深さを t とすれば)に對しては $2.4 \sim 3.57 t$ 、水平の基礎底面を持つた堰堤(幅を $2b$ とすれば)に對しては $0.95 \sim 1.4b$ に相當する。堰止高さが限界値に達するまでは地盤の成層状態は完全に變化せられずにゐる。此の場合地下侵蝕作用は起らぬ。

a) Bligh の實驗公式 この Terzaghi の基礎破壊の理論が發表せられる數年前 Bligh が印度及び北米に於ける堰堤破壊實例を集めた經驗から、滲透水が建造物の下部を洗ひ流すのを防ぐためには溢流堰堤の基礎工と土質との境界線(横断面に於ける)が、尠くとも何の位の長さを持たね

1) Terzaghi, Effect of Miner Geologic Details on the Safety of Dams, Pub, Mass. Inst. Vol. 15. No. 60. 1929.

2) 比密度は第八章第 24 節 2) 間隙比及び間隙率(比密度)の項参照。

ばならぬかといふことに對する實驗法則を提案してゐる。¹⁾

堰堤の地下に打込まれてゐる矢板の深さの總計を $t = t_1 + t_2 + t_3 + \dots$ とし、堰堤の不透水部分の基礎面の全體の幅を b 堤止高さを h とすれば、彼の所謂滲透係數 (Infiltration factor) $c = \frac{2t+b}{h}$ となる。Bligh に從へば種々の土質類に對する滲透係數は尠くとも次の 第 9 表 やう

第 9 表

微粒砂及び流砂	13
微粒含雲母片砂	15
粗粒砂	12
礫及び砂	9
礫及び砂の堤心粘土	4~6

な價を持つてゐなければならぬ。

之に反し例の Terzaghi の基礎破壊の原理並に全く同種類の砂を以て行つた模型試験とに從ひ、崩壊事故の發生すべきやうな滲透係數を計算して見るに、簡單なる矢板工に對しては c は $0.57 \sim 0.85$ 、平坦な底盤を有する溢流堰堤に對しては $1.43 \sim 2.1$ といふことになる。この際 c の價は粒徑には無關係であつて専ら比密度の函數として表はさるゝものである。之等の 4 倍の安全率を取れば矢板工に對しては c は $2.3 \sim 3.4$ 、平坦な底盤の溢流堰堤に對しては $5.7 \sim 8.4$ の價となる。

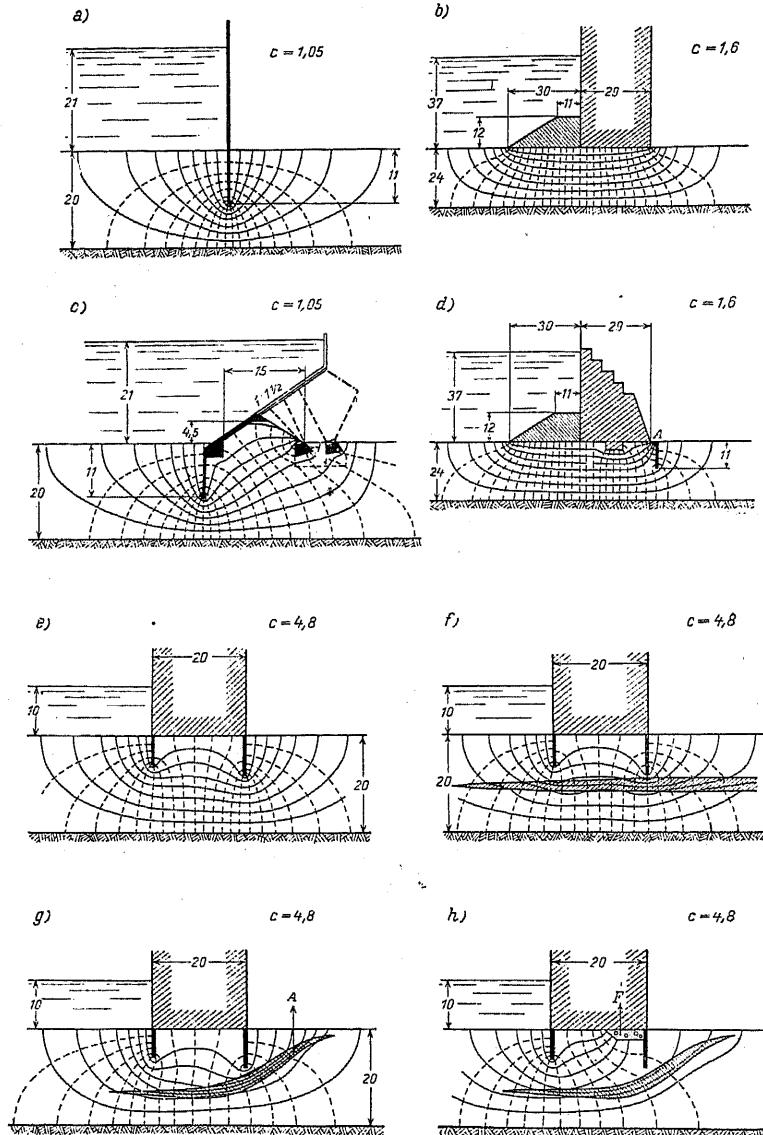
Terzaghi の理論と Bligh の實驗式との間の明かな矛盾の原因の一部は、Terzaghi の方は適切な設計の下に非難の打ち所なく施工された建造物を豫定してゐるに拘らず、Bligh はそのディクを一部分設計又は施工法の點から見て、第 670 圖 (c) 及び (d) の如く非難すべき點渺なからざる構造物に於ける崩壊實例から取つてゐることに依るのであらう。地下の地質が微粒質で特に等粒質(不均等度の低い)であれば或る程度土質は動き易くなり、構造上の缺陷の影響を著しく及ぼして来るやうになる。尚又もう一つの矛盾の原因是理論の場合は勿論實驗的研究に於ても何れも専ら完全に等質である地盤の土質を假定してゐるに拘らず、天然に於ては地盤の土質は決して等質のものではなく種々の異つた透水度のものの互層から成つてゐるといふことに基くものである。この種の土質に於ては滲透水の流動は當初から比較的狭く限られた水路を通るものである。加ふるに又微粒の土質層間の界目に於ては侵蝕作用が起り易いといふ條件も加はる。此の如き現象は完全な或ひは殆ど同形粒のもので組織されてゐる地層内に於ては、純力學的根據から見てあり得べからざることである。斯うした作用の過程と狀況に立ち至つた場合、氣泡が演ずる役割に就いては Läufer に依つて實驗的に研究されてゐる。

不同形粒質の土質類から成る地盤中に於ては、その中の包裹物のため或ひはその堆積狀態等に因り地層の構造及び透水度狀態が漸次時間的に變化して行くかどうか、といふやうな事柄は此の場合に於ては大して問題にはならぬものと考へていゝ。例へば全く一様な粒から成つて居り建造物の底

1) Bligh, Dams, Barrages and Weirs on porous Foundation, Eng. News, II, p. 708. 1910

2) Läufer, Lassenbildung und deren Verhaltung. Die Wasserwirtschaft, Heft. 24. 1927,

面に密着してゐるやうな地層中では、一定堰止高さに於ては滲透水のため時間的に何等の或ひは最小限度の變化すら受けることはない。唯限界堰止高さに到達した時は直ちに堰堤の下部に於て引裂かれてしまふのみである。その中間のものはない、即ち時間といふものはこの際因子として考へる



第 670 圖 透水層上の堰堤下部に於ける流線(實線)及び等水壓線(點線)
圖(Terzaghi)

vice で行つた、透水性層上に建造した數個の堰堤に設置せられた鐵管内の水壓の觀測結果でよく表示されてゐる。

i) Hind, Upward Pressure Under Dams. Proc., Am. Soc. of Civ. Eng. March 1928.

必要はない。此の如きは純理論的觀察から出發してゐるものではあるが、實驗的にも亦承認せられてゐることである。

之に反し種々の土質類から組織されてゐる地盤中では、その組織構造も透水度も時間の經過するに伴ひ變化する。その際各個々の土質類間の境界面は最も多量の物質を運搬し易い通路となる。地盤の構造は専くとも堰堤設置後最初の一 年間以内に良くなるか悪くなるか何れかになる。靜止状態になるのは極めて漸次的である。斯うした地層中で起る變化は U. S. Reclamation Ser-

堰堤の基礎工の設計の際の假定の不確實な點もあるではあらうが一方又揚圧作用の影響も相當あるものと考へなければならぬから、透水性層上に設置した堰堤に於ては觀測管の設備をして透水度の漸次的變化を絶えず觀測し、半ば靜止的状態に立ち至るまで充分監視を怠らないやうにすることが必要である。

b) Terzaghi の濾過層案

地下の成層状態が如何に基盤破壊の大きさに深く影響するかは、第 670 圖(e)~(g) に示した通りである。(e) の場合に於ては全く等質な地下の地質を取扱つたものである。(f) の場合に於ては殆ど水平な、(g) の場合に於ては之が貯水池外側に上り勾配となつた粗粒砂の挟み層がある時を示したものである。流線の形狀は之等 3 の場合に於ては何等共通の點はない。然し基盤破壊に対する安全度に就いては同じ程度である。最初の場合 (e) に於ては基盤破壊の最大危険箇所は矢板工のすぐ近くにある。第二の場合 (f) に於ては危険箇所は廣い區域に亘る。その際粗粒砂層の存在は堰堤の擴がり基盤工の効果を減殺してしまふ。第三の場合に於ては(g) 堤堤の貯水池外側の下部から可成りの距離に離れた A の箇所に於て基盤の破壊が起こることになる。唯堰止高さが低い場合に於ては他の二者の場合のやうな有様に起る。

此の如き基盤破壊の危険を減殺せしむるため Terzaghi は、堰堤の下部で矢板工に依つて保護された箇所に濾過層(F) を設置し、之に依りて危険箇所に於ける滲透水流の一部を他の區域に外らす方法を提案してゐる。即ちこの濾過層の箇所に於ては流動圧力は堰堤の重量に依つて相殺調節することになるからである(この考案は 1923 年 Terzaghi が澳大利政府の特許を得てゐる)。第 670 圖(h) は同圖 (g) の場合に對するこの種の濾過層(F) の作用を示したものである。之は流動圧力が危険になりそうな地質の場合、地下に於けるそうした部分に於て流線密度を特に減却することに役立つ。この作用は成層状態には無関係である。從つて基盤破壊の危険を永久的に減殺せしむることが出来る。

之と同時に濾過層中の埋設管中に於ける水位を繰り返へし觀測することに依つて、堰堤の地下の地盤中を支配してゐる水壓状態に關する記録を作製し、この壓力状態の變化からして堰堤の地下の地盤中に早晩起るべき流洗作用を未然に防止することが出来るのである。澳大利に於ては Gratweiner 及び Kellner-Partington 等の如きの製紙會社の堰堤工事でこの種の濾過層の設置に基盤破壊の危険を防止した實例がある。¹⁾

併し乍ら一方に於て濾過層を設置した場合は、濾過層の隙間を通つて微粒分子が洗ひ去される危険と、他面に於て化學的に新に生成されたものに依つて濾過層の隙間が閉塞される可能性のあることは考慮しなければならぬ。第一の危険は粒徑の大きさを數段にすることに依つて避けることが出来

i) Terzaghi, Effect of Miner Geologic Details on the Safety of Dams, Pub. Mass. Inst. Tech. Vol. 65. No. 60, 1929.

る。第二の危険は水が多量の溶解物を含んでゐる時は當然豫期せねばならぬことであらう。

¹⁾ 北獨逸 Hemelinger-Bremen 間の曳舟運河の閘門工事の際、揚圧力を防遏するため閘門底部の下に濾過層を設けたことがあつた。使用開始後三年目に閘門の土質は揚圧力作用のため高く膨れ上り張り裂けた。之を後程調査して見ると濾過層の隙間が盡く赤色の鐵錆の泥土で充められてゐた。この鐵錆泥は濾過層内に於て鐵分を含んだ地下水と空氣泡を含んだ Weser 河の水とが混合した結果である。

堰堤の場合に於てはこの濾過層は粗粒の挿み層の水壓が高まるのを専ら調整する役目以外に、斯うした事故を惹起する可能性は先づないものと見做していい。濾過層内に鐵錆泥が生成されるやうな場合には、又夫れは天然の粗粒の地層内に於ても亦生成さるべき筈である、何故かならば粗粒の脈は我々の意志に反して天然に地中の地層中に且又屢々我々の未知の間に不利な條件の個所に造られた濾過層に外ならないからである。而して堰堤の基礎破壊に対する安全度をば大なり小なり我々の計算出来ないやうな方法に依つて、普通の等形粒の地質中に靜置した堰堤の安全度をより低下させてゐるのである。又斯うした天然の濾過層の隙間が泥土で閉塞されてしまへば、我々が上記の如くして調整法を講ずることは自働的に不要となる譯である。前記したやうな理由から適當に按配し設置した濾過層が崩壊危険に何等影響を與へずに終るといふことは餘程條件の悪い場合である。施工上何等缺陷のない限り大抵の場合には被害を蒙るやうなことはない筈である。

3) 基礎破壊實例

地下の成層状態又は透水度關係を豫め充分測定することが不可能なため、之に起因し基礎破壊に対する安全度の計算が非常に不確實であるから、基礎破壊事故の實例はこの問題に關する我々の知識を最も裨益するものと云はなければなるまい。次に掲げるものはこの意味に於て有益な経験であらうと思ふ。筆者は鐵道技師であるため遺憾乍ら堰堤工事の経験はない。又本邦の實例の知識もない。従つて専ら外國文獻の涉獵に止めて置く。

²⁾ 西班牙 Gudalatia 河の Puentes 堤。1792 年の建設にかゝり、堰堤高さ 50m、基面幅 46m、之と連結せしめた 40m 幅の水門を備へたものである。地質は 20m の河幅を埋積せる粗粒礫層であつた。水門と堰堤壁には 6.7m 長さの杭工を施してある。建設後間もなく排水溝内に滲透水を發生し、其の後水門内に噴泉を生成した。使用開始後 5 年目堰堤はテルツアギイの所謂侵食基礎破壊を蒙つた。破口は堰堤の壁から弓形に橋渡しなつてゐた。

北米 Massatuset 沢 Pittfield 堤。³⁾ 鐵筋混泥土工、堰水高さ 12m、基面幅 14.4m、止水壁上流側 2m、下流側 2.7m 深さ、地下の地質は約 10m 深さの礫及び粘土質砂層。之も前者と同様侵食基礎破壊、侵食流路

1) Franzius, Der Unfall an der Schleppzugschleuse Hemelingen-Bremen, dessen Ursachen und die Wiederherstellung der Schleuse. Zentralbl. d. Bauverwalt., S. 146~159, 1914.

2) Ziegler, Die tatsächlichen Gefahren des Unterdruckes, Zeitschr. f. Bauwesen, S. 408, 1916 und 670, 1927.

3) Eng. News. April 30, 1908.

は深さ 7m 幅 16m。

²⁾ Hauser-Lake 堤。⁴⁾ 堤堤高さ 21m 地質は 20m の深さまで礫層。貯水池内外で矢板深さ 11m。貯水池外側に向ひ上り勾配となつてゐる鐵筋混泥土工を施し、之は柱脚基礎を施した鐵骨構造となつてゐる(第 670 圖(c)) 幅 15m 高さ 4.5m の礫層をその板上と水底との間の定間に充填した。

基礎破壊は使用開始後 1 箇年目 1908 年 4 月に起つた、之に先ち礫詰堰堤の下流側の下部で噴水を發生し、深さ 15m の侵食流路を形成してゐた。

北米 Washington の Fort Angeles. に於ける Elwha 堤。⁵⁾ 長さ 30m、堰水高さ 32m、基底面幅 29m。地盤深さ河底より 25m。粗粒の透水度の極めて大きい礫層。原因矢板工を施さざりしたため池底の基礎工よりの水の侵入、堰堤の下流側下部より 2.4m の距離の個所に於て 9~11m 深さの矢板工打込後侵食基礎破壊を惹起す。侵食流路深さ渺くとも深さ 20m。

Dansville 堤。⁶⁾ 繋つた礫層。鐵筋混泥土工。堰水高さ 3.8m、基底面幅 4.36m、止水壁は上流側 0.97m、上流側 1.52m 深さ。基礎盤内に滲透水路の開口。満水後 2 日目 1909 年 12 月揚圧力作用のため決済、原因是基礎地盤の破壊。

Hauser Lake 及び Elwha 堤の基礎破壊の原因は第 670 圖(c)及び(d)により、同時にこの圖面を同じく第 670 圖(a)及び(b)に比較することにより直ちに判明する。流線が技術上缺陷のある設計のために或る局部に集中せられ、斯くして人工的に生成された流線の最大密度の個所が事故発生の出發點となつた。Dansville 堤は地中の水平な粗粒砂層による揚圧力作用を除去するため數多の孔を設けたがその各個の間隔が餘り離れすぎたための事故が起つた實例に相當する。粘土質の地層中に設置した堰堤の基礎破壊の實例としては、次の二つを掲げることが出来る。

Stony River 堤(⁷⁾ 北米 Virginia)。高さ 15m 止水壁深さ 12m、底面幅 22m の鐵筋混泥土工。決済個所では 10m の深さ迄止水壁の掘鑿を行つたが岩盤はなかつた。地質は北米通稱の所謂 Hardpan 即ち外見上は密に沈積した粘土・砂礫の混合物。止水壁の厚さ 0.9m 深さ 1.5m。止水壁の下部 2.4m の個所に、0.5~15cm 幅の水平な粘土質砂を以て充填された龜裂があつた。事故はこの龜裂から地中を軟化したためであるやうである(第 670 圖(i)参照)。ハアドパンは決済個所附近では全く軟化し殆ど凝集力を失つてゐた。

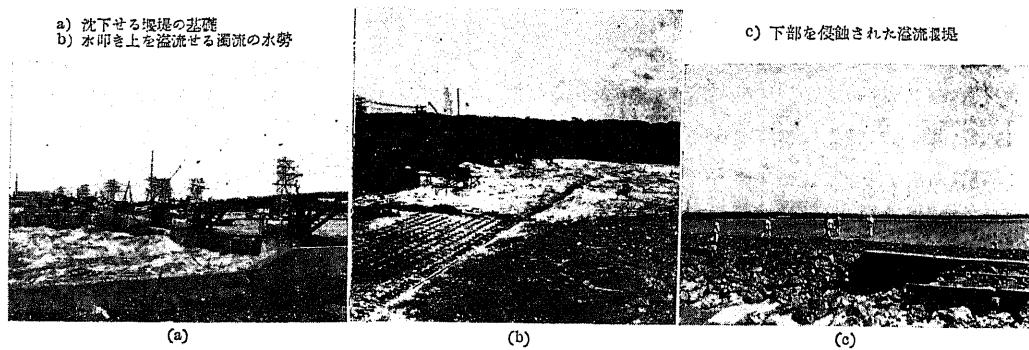
McDonald 堤(⁸⁾ 北米 Pennsylvania)。巨大な石造堰堤、堰上高さ 5m 基面幅 4.5m。堰堤延長 130m の中 1/3 は硬粘土上に 1/3 は石灰岩上に設置した。基礎工深さ 1.4m 矢板工なし。堰堤の裏込めは泥砂及び粘土を以てした。使用開始後一ヶ月乃至一ヶ月半目に堰堤壁内に裂目を生じ、その後直ちに基礎破壊を惹起した。侵食流路は幅 7.5m 深さ 1.8m で堰堤に橋渡されてゐる。第 670 圖(h)に示す如く裂目の生成は時刻でも粘土の軟化作用に起因してゐる。侵食作用は堰堤から後退しつゝ進行して行つた。

1) The accident to the dam at Fort Angeles, Eng. News, Dec. 26, 1912. Reconstruction, Eng. Record, 23 May 1914, p. 372.

2) Ziegler, Die tatsächlichen Gefahren des Unterdruckes, Zeitschr. f. Bauwesen, S. 408, 1916 und, S. 670, 1907.

3) Failure of Stony River Dam. Engin. Record, I., p. 115, 1914.

4) The failure and repair of low masonry dam, Engin. Record II., p. 581, 1911.



第 671 圖 信濃川大河津堰堤の破壊状況

信濃川大河津のベニア・トラップ式堰堤が沈下したのは、計画当初に於て河の堰止めに結果する勾配変化を考慮しなかつたことが主な原因だと聞くが、基礎破壊の過程は結局例の後退性の侵蝕作用だつたらうと思ふ。水叩の破壊状況及び河底の地質關係から見て現場でそう感じた(第 671 圖)。一體我が國では、責任者や犠牲者を出すのがどうのこうのと云つた小役人根性の故か、事故の原因を少しも明かにしない傾があるのは甚だ遺憾である。事故は事故として原因を明かにして責任を負ふべきものは潔く負へばいい。さうすることが將來の失敗を未然に防止する所以でもある。兎に角堰堤ばかりではない。一體工事の事故の原因の報告は我が國では少い。この稿を草するに當つても文献が一向見当らないには閉口した。尤も筆者は何分にも堰堤工事の實地經驗を持たないで、本邦に於いては前述した海外に於ける興味ある實例の如きものを少しも知らない。之は甚だ残念であるが仕方がない。切に讀者諸氏の御教示を抑ぎ度い所以である。

4) 漏水問題

透水性の地中に於ける堰堤の下部からの漏水問題を扱つたのは、Forchheimer¹⁾の研究が著名である。Forchheimer の公式は全く等質な地盤の場合の基礎破壊に対する安全度の計算方法を取扱つたものである。

この理論を實際問題として一步進めるためには先づ最初に地質工學的にその場所の地盤の地質の透水度の平均値を求めなければならぬ。換言すれば或る全く等質な地層としての透水度を求ることであるが、透水度といふ點に關しては地中で出會する不規則に成層した地層と雖も略等しいものとして取扱ふことが出来る。この問題を解くためにはボウリング又は壺掘りに依つて地下の成層順序を確め透水度試験に依つて各個の地層の透水度を決定し、最後にその試験結果からして成層全體の透水度の平均値を求めることが肝要である。第 672 圖及び第 673 圖はこの方法を實行した一例

¹⁾ Forchheimer, Zur Grundwasserbewegung nach isothermischen Kurvenscharen. Sitzber. Akademie der Wissenschaft, Abt. IIa, 126, Bd., 4. Heft. Wien. 1927.

である。¹⁾

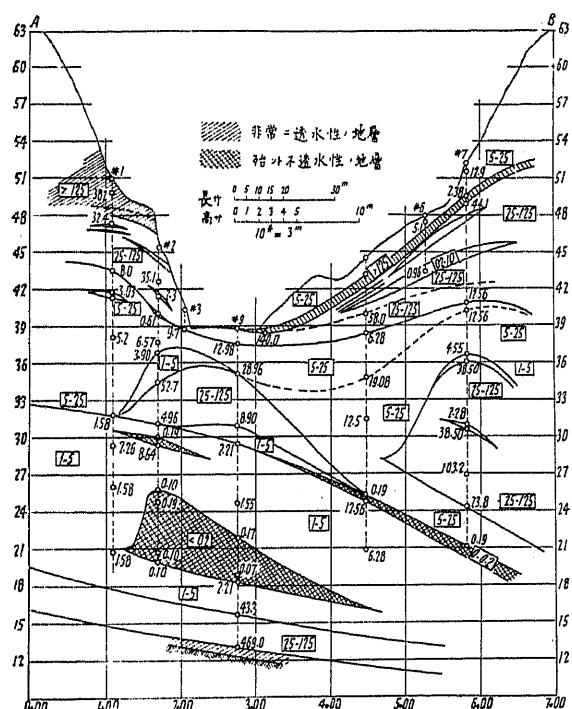
實例——第 672 圖に示したのは、北米 Massattusett 州の Chicopee 水道工事の 18m 高さの堰堤の設計の場合である。地質は谷底 25m の深さ位までは微粒砂が密に堆積してゐるが一方に於て非常に移動性の大きい砂層から成つてゐる。

地質學上から云へばこの地層は Chicopee 河から吐出された氷河後期の三角洲堆積層に屬するものである。

この三角洲を形成してゐる Springfield 湖の水面は現在の谷底より約 50m 高い。三角洲堆積層の基底部と岩盤との間に、厚さ約 1m の水壓を持つ地下水を含む砂礫層が介在してゐる。壺掘りに依つて谷の側面を調査した後、ボウリングを Nor. ~ Neq. まで施した。ボウリング標本に依つて試験した透水度の値は、第 672 圖に示すやうな透水度縦断面圖を作製するに必要なデータとなつた。この縦断圖から計算上必要な平均値を求める

夫れから Forchheimer の公式に依り漏水量を許容限界に止めるためには、如何なる程度の深さまで矢板工を打ち込めばいいかを推算したものである。現在既に堰堤は建造されて居り水量は絶えず観測されてゐるが、その結果に依ると漏水量は許容限界の見込みよりも遙かに少いさうである。

第 673 圖は北米 Massattusett 州に於ける或る谷の西側山腹の狀態である。谷の側斜面は或る一つの溢堤堰堤の西側の境目になつて居り、同時に高さ 30m の堰堤の西側翼壁の支架臺を建てる事になつてゐる。谷の側壁部を構成する地層は Oser 河の三角洲形成物から成り、この地方典型的の Oser 河堆積層に移り變つてゐる。地層の組成成分は特に垂直の方向に於て、非常に錯雜してゐるため甚だ計算がし悪い。就中堆積層中には花崗岩及び片麻岩が數多含まれて居り、之等は明かに地層の生成過程中溶解して行つた氷塊のため磨滅され土質中に沈積されたものである。西側に隣接した谷と貯水池敷地とを界する低い臺地の表面はドリイネ式の凹地



第 672 圖 Chicopee 堤 (Mass. U. S. A.) の地下透水度圖
(Terzaghi に據る)
矩形内並びにボウリング孔 (#) に添ふ測點に記した
数字はこの個所の透水度即ち K ($\text{cm/sec} \times 10^4$) ...
但し 10°C の際 ... を示す

が發達してゐる。之は氷山が岩上に打ち上げられ、他の沈積物に依つて蔽はれた後之が氷解した個所を示すのである。

豫備調査は堰堤設置に最も有利な個所の選擇、並に貯水池底から臺地の下を通つて隣接谷へ滲透作用に依つ

¹⁾ Terzaghi Gründung von Stauwerken, S. 539. Berlin. 1930

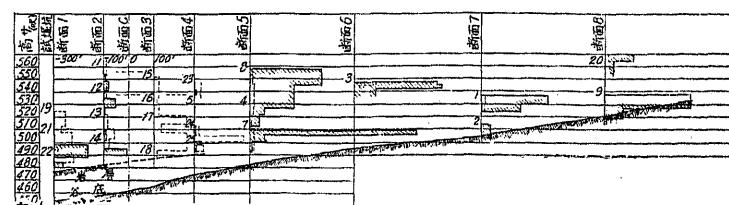
て逃げ出す漏水量の豫測を目的としたものである。ボウリングは地中に於て數多の障害物があつたため斷念せねばならなかつた。従つて土質標本の採取は谷の斜面に、縦断に沿ふて掘下げた I—VIII 號までの試錐坑に依つた。機械的分析結果に依ると水流の方向並に速度は三角洲形成中斷續して居り、且その組成も非常に變化してゐることを明かに示してゐる。三角洲の砂礫層の不均等度は、普通 1.5 から 4 までの狭い範囲内にあるものであるが(第 673 圖参照)。第 673 圖の場合に於ては砂礫層の不均等度は、15 から 100 に至るまでの變化を示してゐる。縦断圖中 III 及び IV 號は透水性の地層を殆ど完全に缺いてゐる。従つて堰堤建設位置はこの區間に選ばれた。V 及び VIII 號のディタから境界の臺地の透水度の平均値が推算せられた。この平均値を用ひ境界臺地の平均透水度が到る所で之に等しいといふ假定の下に、隣接谷へ逃げ出す漏水量を水理學の公式に依つて推算して見た。その結果滲透漏水量は非常な大きい數字となつた。従つて設計としてはこの透水性の谷斜面は出來得る限りの範囲水密施工法に依つてこれを防止することが必要となつた。尤もこの計算は最大度の不利の條件を假定してのものであるから、先づ堰堤を建設して後漏水量を觀測したらしいだらうといふ意見もあつた。

既設の或ひは新に建設せむとする貯水池からの漏水を減殺せむがためには、透水性層の全表面を水密性の表皮で蔽ふより外仕方がない。この被覆材料としては現在では捏ね粘土(容積比 粘土 1 砂 1 磚 2 の人工的混合物)・アスファルト・鐵網混擬土又はガナイトの類を使用してゐる。薬灰を流し込むといふ說もある。丹那の輕井澤貯水池では之も用ひて見た、勿論粘土も混ぜた。何でも瑞西では水力電氣業者の間で水密工法研究委員會(*Abdichtungskommission*)が出來てゐて種々の材料を用ひて試験を行つてゐるようである。

第 14 節 土 堤

堰堤の頂部上を溢流するのが因をなして堰堤の崩壊が起ることから見て、土堰堤の決済の原因は 1) 堤を横断して水が滲透することか、2) 堤の地下に於て滲透作用が起るのか或ひは又 3) 單なる基礎破壊に因るかの何れかであるやうである。

第一に掲げた原因の如きは我々の地質工學の容啄すべき範囲ではない。何故かならば適當の設計の下に且材料の物理的性質を適當に考慮した場合十分堅牢なる堰堤を建造し得ないやうな土質は恐



第 673 圖 Cranville 貯水池 (Mass., U. S. A.) 西側斜面の透水度圖 (Terzaghi) に據る
横軸の長さを以て…實線は透水度 (cm/sec at 10°) 破線は不均等度を表す

らく滅多にあるまいと思へるからである。乾いた土を盛り且ロオラアをかけた堰堤の崩壊する原因は法勾配が急峻すぎたか(實例 佛蘭西における Charms 堤では高さが 14m であった)¹⁾或ひは又盛土にロオラアをかける際餘り強くやりすぎたため堤體中に層を造へることになり、この層面が水平的滲透性隙間の役目を勤めることになるがためである(實例 南ハンガリアに於ける Anina 堤・北ボヘミアに於ける Weisse Desse 堤)。²⁾

安定度の最も勘定のし悪いのは何と云つても北米でよくやる流し込み式施工法 (Hydraulic fill) に依る堰堤の場合である。Hazen に據ると堰堤の羽金の有效徑は 0.01mm 以上を超してはならぬそうである。斯うした法則に従ふと堰堤羽金が砂質の挿み層を含んで居り之がその羽金の厚さ全部に亘つて貫いて居る時は、之が例の後退性の侵蝕作用に依る堰堤崩壊の出發點を形成する危険がある。他面に於て有效徑がハーゼンの限界より著しく小さい時は、羽金の固まり方が非常に緩慢になつてしまふと同時に收縮龜裂が生じ易く漏水の原因をとなり易いことになる(第八章第 22 節 5)分析結果の表示法の項参照)。

Terzaghi は三個の流し込み式堰堤(北米)を調査した結果に基き次のやうなことを云つてゐる。この三個の堰堤は何れも十個年以上経て居りその所有者からは完全に固結してゐるものと見做されてゐた。然るに全三者共その土質標本(自然状態の僅採取)を試験して見た結果に據ると含水量は何れも例のアツテルベルグの流出限界 (*Atterbergsche Fließgrenze*) を餘程超越してゐたといふ。之に依つて見ると流し込み式堰堤をして普通のロオラアをかけた盛土式の場合と同じ程度の安全度を保たしめるがためには、法勾配を非常に緩にしなければならないといふこと、従つてサンド・ポンプを用ひたがため節約し得た土工費用も、實は安定度の方で損失すると云つた奇妙な交換條件となるものではないか。兎に角何れにせよ今日末だこの流し込み式施工法の價値を云々するディタは先づ集まつて居ないものと云つていゝ。

實例——第二に掲げた崩壊作用の實例としては北米 Utah 洲の Hatchtown 堤の決済がある。この堰堤は高さ 18m 池内側法勾配二割池外側二割五分。地質は 0.6~2.4m 深さまで疊混り微粒砂層で、局部的に砂又は磚の挿み層を介在して居る。1910 年満水後眼に見えて漏水があり東側谷壁に山なりが起つた。西側の谷壁をなす低い臺地は貯水池のためすつかり含水飽和した。1914 年に排水溝から程遠からぬ地貯池の外側足許で烈しい噴泉が生じた。³⁾

例の後退性の侵蝕作用に依つて堰堤の決済が起つてから 2 時間後、侵蝕個所の上部にある土塊のこり出しが

1) Résal, Poussée des terres, 2 me Partie. Paris, 1910.

2) Schaffernack, Über die Standsicherheit durchlässiger geschütteter Dämme. Mitt. der Verschanst. für Wasserbau im K. K. K. Min. f. öffentl. Arbeiten. 3. Folge, Wien, 1918.

3) Terzaghi, Gründung von Stauwerken, Berlin, 1930. S. 54^r.

4) アツテルベルグの緊硬度限界は第八章第 24 節 5) プラスティシティ a) 緊硬度限界の項参照。

5) Tension, Break in Hatchtown Dam, Eng. Record, I., p. 729, 1914.

誘發せられた。崩壊が全く終つた後西側の谷壁に於て、貯水池底から 12m の高さ最初の噴泉生成個所から 20m 離れて、 $71/\text{sec}$ を湧水する立派な噴泉が出來上つてしまつた。第 3 の崩壊過程即ち基礎破壊は鐵骨構造の堰堤の場合と同様屢々あることで且夫れと同様の経路を取つてゐる。第 674 圖は北米 Massachusetts 州の Langewald 堤の基礎破壊を一例に取つて見た。この崩壊事故は第 673 圖に掲げた横断面を示した谷と平行な或る一つの隣接谷で起つたものである。基礎破壊は池の外側の堰堤足許で噴泉を生成したことに始まり、満水後數個年を経た後のことであつた。



第 674 圖 Langewald 堤の決壊

北米 Colorado 州の Tumbo 堤。高さ 15m、地質砂岩の水平層。崩壊原因堰堤の池外側足許に於ける地盤内の揚壓力作用。押上げられた砂岩塊の大きさ 30cm^3 に及んだ。

北米 Colorado 州 Horse Creek 堤¹⁾ 高さ 12m 法勾配池内 2 割 5 分、池外 2 割。砂岩水平層。基礎崩壊は堰止高さ 5.5m の際に既に発見。破口は幅 55m 深さ 9m であつた。

第二及び第三の崩壊事故の原因は大部分地下の地質構造に關係する。換言すれば透水性の異なる地層が互層をなす状態に關係する。故に設計當時充分地下の成層状態を研究して置くことは前にも云つた通り極めて大切なことである。

この一例として第 672 圖に縦断を掲げた Chicopee の堰堤の場合を掲げて見やう。之は堰堤設計に先ち地質調査を行ひ、ボウリング孔より採取した土質標本に就いては充分地質工學的試験を経た後 (Terzaghi に依頼したそうだ)、地下の成層状態を基とした土質の種々の物理的性質を考慮した上工事に著手した。工事中並に後と雖も絶えずこの點に注意し、工事と地質試験とを併行してやつたため遂に何等事故なく完成した最もいゝ實例であらう。

最後にこの節で述べた事柄から見て、元來地質上一見して全く同等のやうに見える地盤上に設置した二個の全く相等しい堰堤でも、その安全度が非常に異なるといふことが判る。従つて設計に當つては與へられた地質的條件中その最も不利な場合を假定に置いて取扱ふべきであらう。斯うした條件を判断するには先づ第一に流動壓力並びに基礎破壊の原理に精通しなければならぬ。第二がボウリング並に水壓試験の如き數多の準備調査を行ふことであらうと思ふ。

第 15 節 壓力隧道

壓力隧道工事に於て技術者のなすべき重要な問題は、若し出来るならば隧道位置を第 664 圖の I)

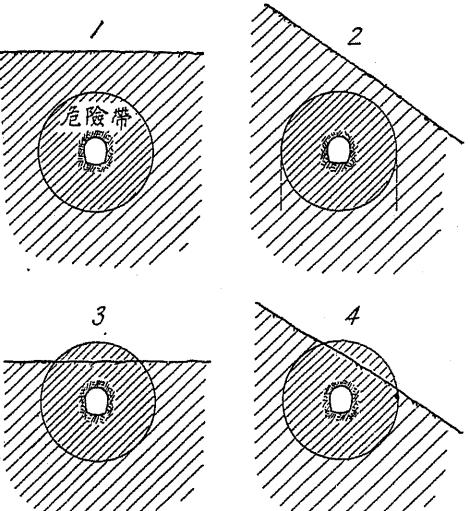
¹⁾ Hall, Failure of Horse Creek Dam in Colorado, Eng. Record, I., p. 205, 1914

²⁾ Mansfield, Sand Embankment impounding dam at Chicopee, Mass. Journal of the New England Water Works Assoc., p. 244 1927

又は 2) の場合を選ぶやうに努力すべきことである。之等の條件を満たすことが全く不可能であるならばそこで更に又新に特種な方法を執らねばならぬ。

扱て斯くして隧道の位置が定まるやその附近の岩石の調査を行ひ、次のやうな箇條に就いて研究せねばならぬ。即ちその岩質が

- (a) (1) 安定であるか、(2) 不安定であるか
- (b) その安定な或ひは不安定な岩質は
(1) 不透水性であるか、(2) 不透水性であるが割目が多いか、
(3) 透水性であるか
- (c) 尚又その岩質は
(1) 風化し難いか、(2) 風化し易いか



第 675 圖 壓力隧道の位置

即ち工事施工法は岩質に關する範疇に屬する。岩質が若し安定で不透水性で隧道がその奥方にあるならば第 675 圖 I) 又は 2) を満すことになるから、隧道は全然覆工を施さないか或ひは又 Gunite 又はセメント乳吹付程度のものでいいこともある。

實例——以下水力工事の權威者 Grüner 氏の手記から摘錄して見やう。

Grimsel の壓力隧道 (瑞西) は巨大な花崗岩の山塊を貫いてゐるものであるが、その中 600m の區間は覆工を施してない。所が通水後第 1 日目で漏水量は $21/\text{sec}$ に及んだが、第 2 日目にはそれが $11/\text{sec}$ に減退した。この結果覆工施工法に關する計畫が判然と確定した。即ち唯單に表面にセメントを吹き付けるとかガナイトの類で澤山だといふこと、並に底部の岩石の凹凸を削り取つて水の通り易いやうに滑かにすることこの兩者である。この種の程度のものは西班牙 Andalusia の Cala 水力工事でもあつた。岩質も花崗岩及び閃綠岩の山塊を貫いたものであつた。1927 年春以來 30m の水壓の水を通してゐるが現在に至るまで何等漏水はない。

興味ある一例としては Kloster-Küblis (瑞西) の壓力隧道の場合で、之は結晶片岩内の隧道で簡単なガナイトの覆工を施したのみであつた。この岩質は非常に安定で水密性であつた。1928 年の春検査を行つたが何等ガナイト覆工には異常はなかつた。

稍、條件の悪かつた一例としては前記した分類の ((a) I. (b) 2. (c) 2) に相當する場合で、即ち安定で不透水性ではあるが割目があり風化し易いといふ岩質の時である。

その實例は Achen 湖の水力工事の水路で岩質は寒水石 (大理石) の一種であつた。元來石灰岩自身は不透水性であるが割目があるためそれを水が侵蝕してゐる中に地中に水の通路を生成するやうになる。従つて風化は

¹⁾ H. E. Grüner, Praxis in Druckstollenbau, Basel, 1929

しないから水路は覆工する必要はないが龜裂だけは充填して置くことは必要である。工事監督者側も請負人側もこの水路は、20~25cm位の厚さの薄い混疑土で巻きセメント注入を施すことに決した。その結果直徑3.50mの水路中に、30~40mの水壓で通水し現在使用することが出来る。

次に安定はあるが((a) 1)透水性であり((b) 3)唯風化はし難い(c) 1)といつたやうな岩質内では水路はどう取扱つたらいいかといふに、この場合では漏水は廣範囲に及ばないやうにすることが肝腎である。特に Ritom の水路の場合のやうに被害の原因となるやうな湧水泉の個所を作らないやうにすることである。

この種の水路の標式的な實例は Broc の水路である。この水路は上部侏羅紀の地層を所々では貫いてゐるが、或る個所では深い砂礫で埋められた侵蝕谷の中を横断してゐる。この地點は透水性で且含水性であることは明白のことである。そのためこの個所では水路は鐵筋混疑土の設計とし全壓力に自立的に耐え得るやうにした。その結果1921年以來何等の支障なく約40mの水壓の水を通して使用してゐる。

又この Broc 水路の他の部分で斯んなものもあつた。即ち安定で不透水であるが非常に風化し易い岩質で、之れは Neocomian 紀の泥灰岩に相當するものであつた。

水路の掘鑿後大氣と濕氣とが這入り込むで來ると、その岩質は非常に急速に風化し始め大小の薄片に剝げ落ちてしまふのである。そのため約25cm厚さの混疑土で巻き立て丁寧にセメント注入を施工した。水路の底盤に排水管を設置し之を地表と連絡せしめ放水した。水路の使用開始當時はこの排水管から非常な水量が漏出した。それでこの排水管内の蓋戸を閉めたが、そのため山の斜面の何れの地點に於ても湧出水の個所は發見出来なかつた。その後暫く經てこの蓋戸を再び開いたが、今度は排水管から少しも水が流れ出なくなつてゐた。この現象は次の様な事實に基くことは疑ふ餘地はない。即ち通水と同時に泥灰岩は膨れ上り覆工を裏面から押しつけてしまつた。その結果完全に水の通路を閉塞してしまひ何等漏水に原因を發見せしめないやうに變化した。

次に又例へば岩石が全然安定度を持たないと云つたやうな場合であると關係が亦全く變つて来る。此の如き場合には水路内に二重の覆工を施す、即ち外側の覆工は外側の壓力を與へ内側の覆工は水壓に耐え漏水を防ぐ役目を果すのである。

((a) 2. (d) 1. (c) 1)の場合の如く安定ではないが不透水性で而かも風化し悪いと云つたもの。

之には Partenstein の水路の場合が興味が多い。この水路はボヘミア山塊の線端部を貫いてゐるので、岩質は主として巨晶花崗岩或は花崗片麻岩で之を大きな花崗岩の岩脈が貫いてゐる。地質學者の鑑定では兼ねてこの水路の通過地帶では可成り山が採めてゐることが注意されてゐた。最も採め方の甚しかつたのは南方區域で、或る30mの區間の如きは岩石が殆ど粉粹軟化されてゐた。その結果非常な地壓を蒙り支保工は厳しく施した。この軟質岩層内では40cm厚さの混疑土塊で一部分環状に壘築を施して見たが、山の地壓を支へるには之で十分であつた。然しこの環状覆工は非常に急速に巻立てたものであるから、その壘築區間の様子を一年間といふもの十分観測することが出来た。楔を打ち込むとか或ひは丁寧に規則正しく高さを測定するとか云つた方法に依り、この環状覆工部分は何等動いてないことが確められた。茲に於てこの環状覆工部分を中心として、兩側

に鐵筋混疑土の壘築を施した。勿論この兩端は危險區域を或る一定距離だけ通り越した個所に置いた。この結果は十分満足出來た。

((a) 2. (b) 2. (c) 2)の場合、即ち安定ではないが不透水性である併し割目があり風化し易いと云つたやうなもの。

佛蘭西の Tarn の水力工事の場合この種の實例を觀察することが出來た。この水路は5m直徑の2本並列で、地質は花崗岩・片麻岩及び千枚岩の山塊を貫いてゐる。岩質は非常に風化して居りその結果カオリンの層が中に介在してゐる。最初に先づ50cm厚さの混疑土覆工を施したが、この中に又10~20mの水壓の水を通すため鐵筋混疑土の補装を施した。

Albula 水力工事の Solix 圧力水路は或る個所で約45mの區間、一部分石膏一部分粗粒硬砂岩及び綿雲母片岩であつた(地質縦斷は第三章第6節9)變質岩の項参照)。工事中既に地壓がかはつて來たため35, 45~60cmの厚さで壘築した所もあつた。

この水路を約半ヶ月程使用した後丁度白雲岩に移り變る個所で、4m區間約15cmほど隧道の底部が沈下した。この沈下の原因を考察するに内部の水壓のため覆工部に微細な割目を生じ、之を通つて水が外部に滲出し硬砂岩層中に介在する石膏脈を比較的短時間内に溶解し、その結果隧道底部の下で空隙が生じたのに起因するものであらうと推測された。後破損した覆工部分を破壊して見た結果に據ると、水に浸された龜裂は數mの深さに達し就中最大のものは幅2mに及ぶものもあつた。

この改築工事としては隧道底面の下部を掘り返し混疑土を施し、後水の作用で生じた空隙にはセメント乳又は液状のモルタルを注入した。尙ほ破損個所は補強工事として厚さ105cmの鐵筋混疑土を施した。鐵筋としては6.6kgの軌條を入れその使用量は63kg/m²の割合とした。この作業はこの區間の側壁及び拱をその儘何等手を入れることなしに施行した。