

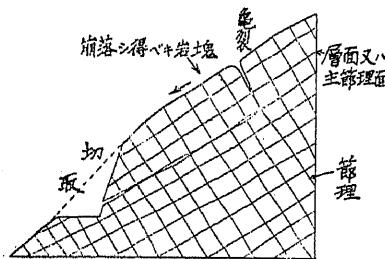
## 第四章 工事施工法

本章で述べんとする所は第三章 工事位置選定法の補遺の役目をなすもので、豫め地質調査によつて工事位置を避け得べきものは勿論斯くすべきではあるが中には却々それが困難な場合が多い。此の如き箇所には如何なる位置を選べばいいか、地質状態を考慮した上で工事施工法を考案すべき方法を示さうといふのである。従つて全てが多くの現場経験及び記録を基礎としたもので相當役に立つ所があるだらうと思ふ。

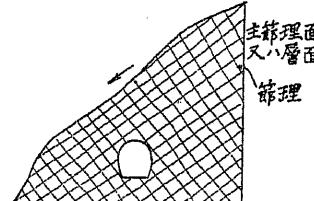
### 第9節 切取及び隧道

#### 1) 節理

岩石山で俗に『目』と稱してゐるものに節理 (Joint) と層理 (Bedding plane) の二者がある。



第561圖 節理と切取



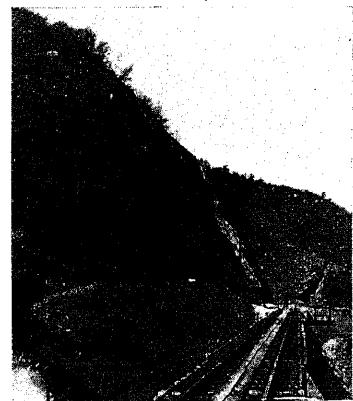
第562圖 節理と隧道

節理は規則正しい割目であるため殆んど層理に同じやうなものである。即ち或る方向に特に延長的に節理が發達してゐる時はこの節理面を主節理 (Master jointing) と稱

してゐるが、これが切取又は隧道の場合層理面と全じやうな役目をする。例へば傾斜主節理面のある時は傾斜層の場合と同様、これを辺り面とした山崩れを起し或ひは偏壓の作用を及ぼす(第6節7)傾斜層の項参照)。

この主節理面は場合により露頭で判定することが出来、従つて此の如き際は層理と同様クリノメエタアを用ひてこの走向・傾斜を測定し得ることもないとは云へないが、先づ一般的には難しいものと見做さねばならぬ。だから主節理面の走向に直角に中心線を選ぶことは層理の際のやうに容易ではない。

従つて岩石山の切取もいゝが下手をすると法長を際限なく延



第563圖 伯備線足立・神代間切取崩壊箇所(昭和5年)



第564圖 a) 岩越線萩野驛の切取の崩壊(大正4年4月)



第564圖 b) 岩越線萩野驛の切取の崩壊(大正4年4月)

ばしてしまふことがよくある。この點から見て所謂切取・盛土量の平均(Cut and bank balancing)といふ線路の選定法はあまり感心出来ない。切取には未知因子が非常に多いから危険である(第561圖)。

又節理の多い山の隧道では湧水の多いことは當然で、経験によると熔岩層では特に甚しいこと知つて置く必要がある(第562圖)。

次に建設線の實例を2, 3挙げて見やう。

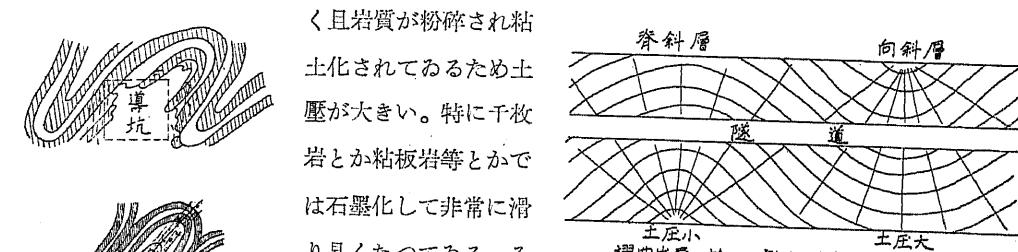
實例——伯備線足立・神代間では開業後數年を経て突然千枚岩の切取が主節理から崩壊した。そのため線路は勿論不通となつたが、崩壊土石量が餘り多いため取付作業は断念し、その崩積物の中に隧道を掘鑿し現在はこれを逆轉してゐる(第563圖)。

岩越線の萩野驛の切取の崩壊は有名な事故で安山岩の節理の發達したものであつた(第564圖)。

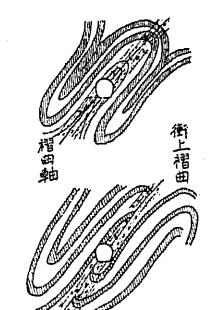
## 2) 摺曲層

摺曲層(Folded beds)では割目は摺曲軸より放射状に生ずるのを常としてゐるから、隧道坑内に於ては背斜部では土圧が比較的少であるが向斜部では大きい(第565圖)。

摺曲作用が甚しくなると摺曲軸面で押しつぶされて破碎帶を生ずる。此の如き破碎帶では湧水多く且岩質が粉碎され粘土化されてゐるため土圧が大きい。特に千枚岩とか粘板岩等とかでは石墨化して非常に滑り易くなつてゐる。そのため隧道掘鑿中崩壊した例が尠くない(第566圖)。



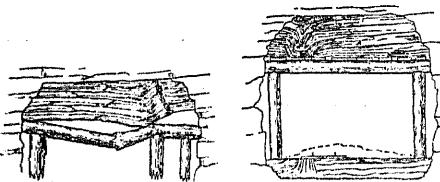
第565圖 摺曲層と隧道地盤



第566圖 摺曲破碎帶と隧道工事

實例——作備線坊子隧道は千枚岩の摺曲層で、隧道位置は丁度向斜層に當り掘鑿中可成りの土圧を蒙つた。

摺曲層の中の隧道では時に山と土圧が非常に強大なことがある、之はサンブロン隧道の場合の説明に從ふと、地中深き所で摺曲作用の原因たる横壓力に基く強大な應力の蓄積があり、導坑の掘鑿がこの平衡状態の破綻を



第567圖 (a) サンブロン隧道坑内導坑の破損



第567圖 (b) サンブロン摺曲層の地盤隧道

<sup>1)</sup> 誘發することに因るものとして、Schmidt<sup>1)</sup>はこの現象を Bergschläge の一種だと見てゐる(第567圖(a)(b))。

併し所謂山ハ木(Bergschläge)はもう少し外の原因だと見てゐる。詳細は第十章第34節5) a) 山ハ木現象の説明の項を参照。

摺曲作用で甚だしく揉めた層状岩は結晶片岩に多い。特に石墨片岩・雲母片岩では石墨粉又は雲母粉は機械的滑剤に用ひてゐる程のものであるから滑落・崩壊等の危険が多い。

紀勢線の三瀬・天神隧道の崩壊は半ばこの作用に基くものである。津和野線の切取が諸所に於て崩壊して居たのを観察するに、摺曲作用で著しく揉めた石墨片岩が地下水の滲出に由つて腐朽したものであつた。土讃南北線が沿ふて居る吉野川・穴内川の渓谷の兩岸に於ける山崩れは、何れもこの種のもので石墨・雲母・綠泥片岩の類が著しく摺曲作用を蒙つたものに起因し居る。

## 3) 斷層帶

隧道掘鑿中斷層に遭遇する場合次の如き變化を伴ふことが多い。

1) 突然多量の湧水があること、之は斷層作用に由つて透水層が丁度隧道掘鑿面まで變位され、之が斷層面に由つて抑止されて居るがためである。

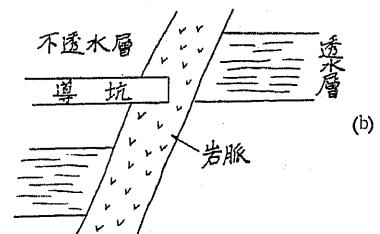
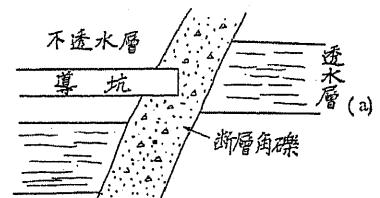
2) 粘土・岩片から或る斷層角礫と稱する軟弱帶に出會すること。

以上の如き突變があるため掘鑿作業には十分注意しないと崩壊する處がある。この事實は自分が丹那隧道に於て屢々経験したことであるが、總べて他の隧道の場合でも之を當てはめることが出来ると思ふ(第568圖(a))。

湧水多量な斷層帶に遭遇した場合斷層角礫中に無暗に冒進することは考へものだと思ふ。一般的に如何に多量の湧水でも相當の期間待てば大抵涸渇してしまふものと思つて差支へない。熱湧線泉越隧道の例等に由ればこの事實は明かである。

湧水あるに拘らず斷層角礫中に掘進を敢へてしたため崩壊事

1) Schmidt, Die Geologie des Simplon Tunnels, Basel, 1908.

a) 断層角礫  
b) 岩脈

第568圖 断層及び岩脈と導坑

故を惹起した事が屢々ある(次々項(5) 地下水の項参照)。

清水隧道土合口では湧水多量な断層帶に遭遇したため掘進を中止し、水抜坑に由り断層帶の湧水を他に導き断層角縫帶を濁済せしめた後、之を掘鑿する方法を執つたのは甚だ當を得た策と云はなければならない。

次に注意しなければならぬ事は断層は決して單獨で存在しない。必ず副断層を伴ひ一帯の断層群を形成して居るのが常であるから、この點は掘鑿上考慮の要があると思ふ。

大きな山では断層帶を崩壊させたことが地表まで影響することは尠いであらうが、小さい山では地表に陥没を生ぜしめるのみならず断層運動を促進せしめ、隧道疊築後覆工部分の變形等の原因になることが多い。

従つて断層帶は出來得る限り崩壊を避けるのが當然である。

#### 4) 岩脈

隧道掘鑿中岩脈に遭遇する時は断層の場合と同様突然に湧水を發生することが多い。

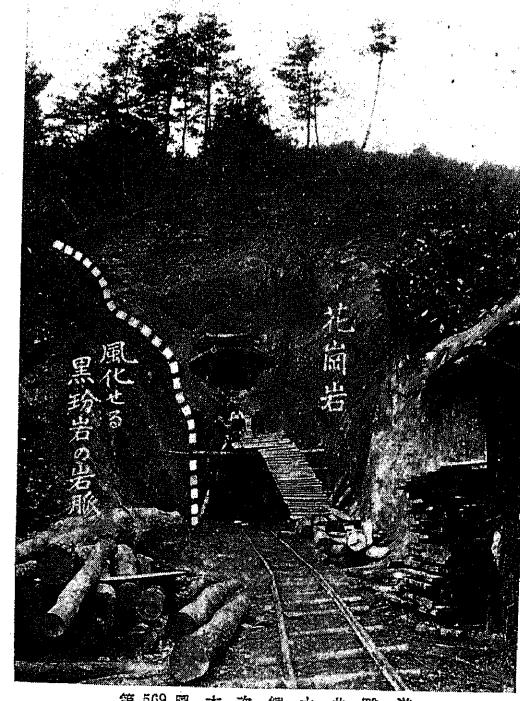
夫れは岩脈は元來地中の龜裂中に噴入したものであるが、その割目も断層のことが多いため岩脈が透水層の抑止壁をなして居るがためである。一方又岩脈には特に割目が發達し易いから岩脈自身が地下水の自由通路となるがためでもある(第

568圖(b))

岩脈の割目の發達状態は幅の狭い岩脈では岩脈の走向に直角に、廣いものでは走向に平行に生ずるのを常として居る。従つて割目多いため岩脈内で急に地壓が加はることがある(第一部第四章第13節4)第292及び293圖参照)。

一體岩脈内では急に土圧が増大する傾がある。この事實は次の様な原因に由るものではないかと思はれる。

即ち岩脈の成因は元來地中の龜裂中に熔狀岩漿が噴入して冷却固結したものであるが、その凝固するに當つて所謂結晶力(Crystallization force)に由つて龜裂壁を押し擴げて間まるのを常としてゐる。従つて岩脈中に隧道を掘鑿した場合、この晶出作用に因る應力の蓄積が導坑内に



第569圖 木次線大曲隧道  
岩脈内の導坑の膨脹地盤

於ける地壓の原因となるものではなからうかと想像する。

實例——木次線大曲隧道では花崗岩を掘鑿中その中を貫いてゐる黒玢岩の岩脈に遭遇したが山が膨脹して来て非常な地壓を蒙つた。之は黒玢岩が風化して粘土化してゐたことも半ばその膨脹性の原因をなしてゐると認められるが、それ以外にその個所は岩脈で狭い場所に差し挿まつて居り導坑掘鑿のため應力の開放口を見出したがためであらうと思ふ(第569圖)。

#### 5) 地下水

a) 湧水量 如何なる山でも地下水を含んでゐないものはない。而して地下水の形狀は理論上地形状態に準ずるものとしてあるから、山が高い程地下水の含有量は多いことになる。

併し乍らその含有量も各々その山自身の含水容量で違ふ。而して其の含水容量は各々其の山の有空隙量で決定する。空隙量も二種類あつて節理とか割目の如きもの或ひは又山を組成する地質自身するの含水率とであつて、之等の總和がその山の含水量に相當する。

従つて或る山の地下水の含有量はその山の體積或ひは簡単に云へば山の高さと含水量とに比例する。

隧道坑内の湧水量(單位時間)は次のやうな關係になる。

$$Q=F \cdot K \cdot S$$

但し  $Q$  は湧水量、  $F$  は隧道の断面、  $S$  は水頭勾配 ( $h/I = S$ ;  $h$  はその山の地下水位と隧道位置との静水圧の差、  $I$  は地下水の通り来る地層の長さ)、  $K$  は透水率で隧道掘鑿個所の地質によつて決する。

##### 地質と湧水量との關係

石灰岩は岩質そのものが不透水性であるから地下水といふものはない。この岩層内の地下水は鐘乳洞の中を所謂盲谷(Blind valley)となつてゐる。だから隧道が此種の空洞に出會しない限り湧水は極めて少い。

花崗岩・閃綠岩の如き深造岩は割合に含水量は小さい。且つ又節理も大抵大目であるため大湧水は比較的少い。

結晶片岩は岩質そのものは比較的含水率は小さいが、大抵褶曲して居りそのため空隙が多く湧水も案外多い。

古生層・中生層は岩質そのものは含水率は比較的小さいが、頁岩は層面と平行なもの、砂岩は層面に直角なもの等節理が必ず發達してゐるから湧水が可成りある。

第三紀層は岩質そのものが固結程度が低いため含水率は可成り大きい。特に砂岩は最も大きくなつて40%のこととはよくある。

茲に注意すべき事は、砂岩・礫岩何れに於ても第三紀層の場合では、珪質又は石灰質のものは含

水率小さく、泥質又は凝灰質のものは大きい。之に反して古生層・中生層では、前者の場合の方が大きく後者の場合は小さい。蓋し固結程度が高くなれだなる程節理がよく發達してゐるためであらう。

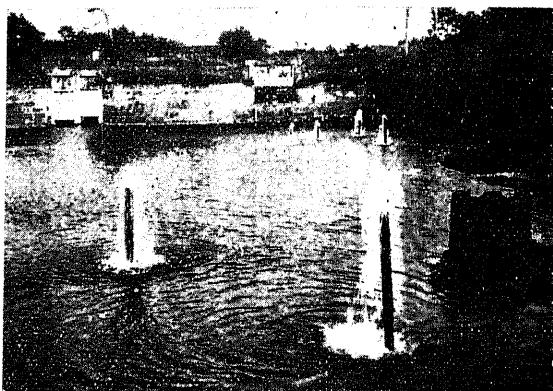
**沖積層** 河岸及び海岸段丘に於ける砂礫層・山腹斜面の崖錐の岩屑・谷間の山津波の崩土層等では、勿論含水率が大きいのみならず透水性も甚しい。切取や隧道の崩壊事故は専らこの甚しい湧水に起因する。第570圖は沖積地が如何に湧水が多いかを示す一例で、富士の裾野に源を發する狩野川の潜流が、非常に大きな水頭勾配を以て沼津在清水村で地下水の噴出をなしてゐる状況である。

**火山岩** 之は我が國では最も注意すべき湧水の多い地質である。火山岩を大別すると熔岩・集塊岩・凝灰岩の3種であるが、就中熔岩層が最も透水性である。之は岩質そのものの含水率は大きくなはないが、節理が發達してゐるため透水率が極めて高い。隧道工事で熔岩層が崩壊し易いのは湧水の多量なる事に起因する。

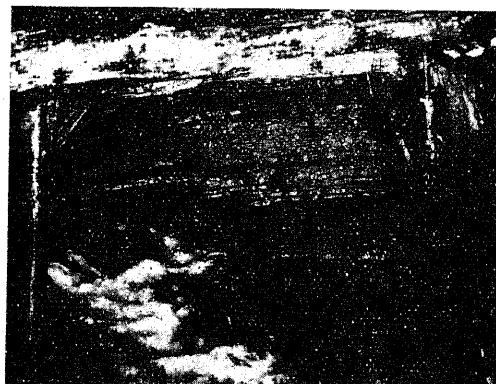
集塊岩は比較的湧水は少い。熔岩が充填されてゐた時は節理の發達は熔岩層に準するから湧水が多い。普通の集塊岩で充填物が灰・砂の場合は割目は少いが又集塊岩の一種である火山泥流は含水率高く從つて湧水量も多い。火山泥流の中には火山礫・砂・灰等が、流下してゐる中に自ら粒徑に從つて分類せられ互層となつて堆積してゐることがよくある。斯ういふ場合火山礫の厚い層でもあると湧水が非常に多く崩壊事故を起こすことがある。

第571圖は丹那隧道西口坑内9000呪附近遭遇したこの種の地層で、大湧水と共に崩壊が起り掘進困難となつたため、遂に河底隧道の掘鑿法である空氣掘進法を用ひ、高壓の壓搾空氣で湧水を防止しつつ辛うじて掘進した個所の状況である。

凝灰岩はこれに反し全く不透水性で從つてこの岩層内では恰かも豆腐を切るやうに隧道断面を彫刻し覆工したものが多い。



第570圖 静岡縣沼津在清水村モスリン會社廢工場内冲積層中を透る地下水の噴出状況



第571圖 丹那隧道西口坑内 9000呪附近  
火山帶砂層を透る地下水の噴出・地層の崩壊・空洞の生成

實例——次に世界中の長大隧道の湧水多量なもの実例を擧げて見よう。

第7表 世界長大隧道湧水量表

隧道名	國名	延長(呪)	湧水量(個)
モン・ド・オル	佛瑞	20.025	330.0
丹那	日本	25.614	122.7
ボスラツク	佛國	—	38.9
サンブロン	瑞西	65.734	37.0
グラウヘンベルヒ	瑞西	21.120	28.6
清水	日本	31.832	21.0
ロオブ	佛國	21.040	20.0
水分	日本	6.105	15.0
トットレニ	英國	18.690	11.0
矢嶽	日本	6.877	10.0
サン・ゴタアル	瑞西	49.122	9.0

以上は山岳隧道であるが河底隧道では

セバアン	英國	23.028	46.0
アストリア	米國	4.662	26.8
マアセイ	英國	10.498	9.5

アルプス山脈を貫く大隧道モン・セニイ、サン・ゴタアル、アルベルヒ等の諸隧道の地質は石灰岩であつたため湧水は比較的少なかった。

これに反しサンブロン隧道では冷たい水が湧いて出たり或ひは又熱泉に出會したりして作業に困難を極めた。レツチベルヒ、モン・ド・オルの二隧道に於ては大湧水と共に土砂崩壊し難工事だった。これ等は何れも石灰岩及び泥灰岩等の石灰質岩であつたのに拘らず、大断層が存在してゐたとか或ひは又偶々鐘孔洞に出會したとか、種々の原因によるもので石灰質岩と雖も決して安心は出来ない。却つて或る場合には非常な不利なことがあるといふ良い證據である。

上越線清水隧道(閃綠岩)、三吳線吳隧道(花崗岩)等は、岩質そのものは含水率は少いが大湧水事故のあつたのは断層の存在に起因にするものである。

熱海線丹那及び泉越隧道(安山岩)、慈線大刈隧道(石英粗面岩)、鹿児島本線矢嶽隧道(安山岩)等は熔岩層



第572圖 丹那隧道西口坑外への湧水氾濫状況  
大正14年5月8日坑内7,017呪附近より湧水、量122個土砂700坪を崩壊した

の湧水の良い實例である(第572圖)。

第三紀の砂岩層で湧水の多いのは日本海岸の建設線で數多あつた。これは湧水と共に固結程度の少ない砂層は容易に流砂性に化した。その他崩壊事故の實例は數多ある。

### b) 断層

イ) 湧水路 断層帶は地層が破碎されてゐるため地下水の自由通路俗に云ふ水脈となつて



第573圖 (a) 丹那隧道東口坑内断層泉

湧水路(Water path)を形成してゐることが多い。即ち透水率が最大度を示す場合である。従つて断層が發達してゐれば岩質の含水率如何に拘らず湧水量は多い。

ロ) 地下泉 断層帶には断層角礫が發達して之が或る厚さ充填されてゐることがある。そのため全く不透水性の障壁を形成してゐることが多い。従つて断層が不透水障壁として透水層を抑止してゐることがあり、導坑がこれを打ち破つた場合は突發的大湧水に出會することが屢々ある。即ち地下に於ける所謂断層泉(Verwerfungsquelle)の條件を備へた地下泉(Underground spring)の場合である(第573圖)。

之は非常に危険なことで丹那隧道では此の種の断層に出會したこと數十回に及んでゐる。断層を打ち破ると同時に巨大な水圧を以て湧水が噴出するを常とし、之に伴ひ断層角礫が崩壊流出す。そのため約1,000尺の導坑が埋没された例が屢々ある。西口の大正15年の大崩壊に16名溺死を出した事故もこれである。

隧道掘鑿中断層に遭遇することの危険なのは前にも述べたが、規模の大小の相異だけで我々が恐れるのは實に此の如き場合のことであつて、湧水の伴はない断層は假令その破碎状態が甚しくとも大して恐るゝに足らないことはこれも我々はよく體験してゐる事實である(第574圖)。



第574圖 湧水の水圧を低下せる後  
の断層角礫(丹那隧道西口)

### 湧水防遏工法

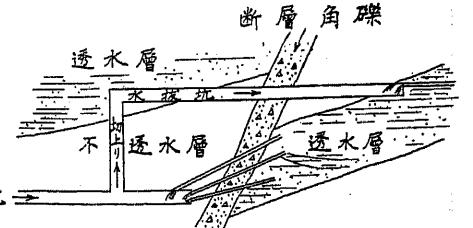
この湧水防遏工法として次の二通りの施工法が實施されてゐる。

- 1) 水圧低下法 2) セメンティシヨン法

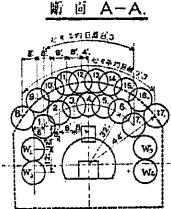
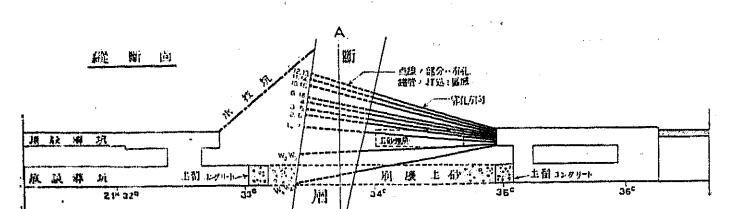
#### 1) 水圧低下法

水圧低下法は断層角礫によつて抑止されてゐる断層の裏面の透水層の水圧の低下を圖る方法である。

そのためには断層帶に近づいて来る時に第575圖に示すやうに、(イ)豫めボーリング孔に依つて断層裏側の透水層内の含水を排出し水圧を低下せしむるか、(ロ)或ひは又左右兩側を迂廻するか(ハ)或ひは又相當の高さまで切り上るかして、透水層が直接障壁となつてゐない個所で断層帶を打



第575圖 湧水断層帶の水圧低下工法

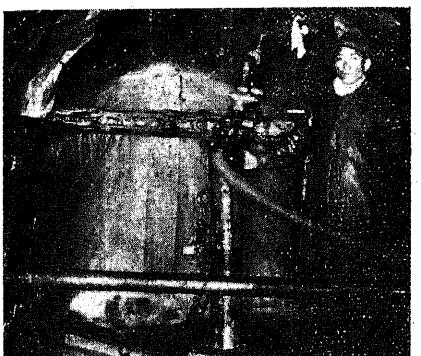


第576圖 (a) 丹那隧道の断層帶注入工事計畫

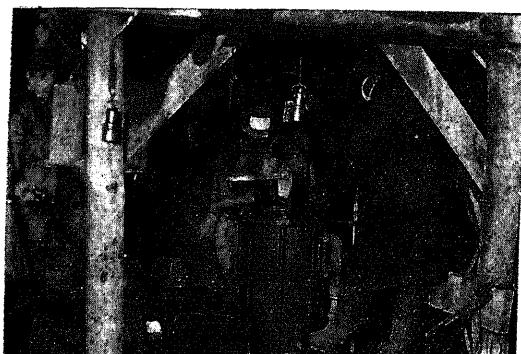
破り、それより透水層に到達するまで水抜坑を掘進せしめ、湧水をその中に導いて水圧を低下させるか、何れかの方法を用ひて断層帶突破を企てるのを常としてゐる(第575圖)。

上越線清水隧道高崎口4,000尺附近では、湧水多量な大断層に出會し掘進不可能になつたが水抜導坑の方法で辛うじて突破することが出來た。

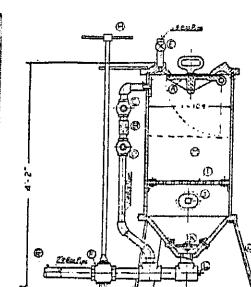
2) セメンティシヨン法 セメンティシヨン法(Cementation or Cement grouting; Zementierung, Cimentation)とは断層破碎帶にセメント乳を高圧力の下に注入



第576圖 (b) 隔壁内の注入孔より  
セメント注入中



第577圖 (b) 坑内足場上に於ける Grout mixer の操作



第577圖 (a) Grout mixer (高さ 4' 2" 径 1' 10" 容量 4.7ft³/min. 動力壓氣) 大船渡線飯森隧道坑内で使用中の Ransome Caniff Grout Mixer で断層破碎帶の影響覆工に生じた亀裂復舊工事

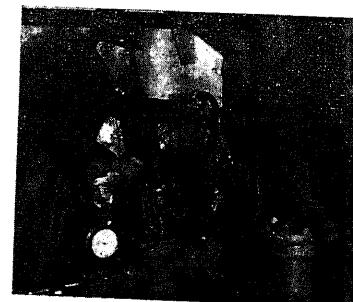
し割目を充填固結せしめ湧水を防遏する方法で、湧水さへ防げば如何に断層角礫が発達してゐても崩壊することは渺いから比較的安全である (第576圖(a)(b))。唯割目の中に粘土を含んでゐる時はセメント乳が這入り悪い。

此の如き場合は豫め水硝子其他の薬液を注入して置き割目の壁面を滑り易くして膠質物を注入する所謂膠質注入 (Colloidal injection) 等の考案もあるが余り效果がない。この缺點を補ふため珪化法等の新案もあるがこれも余り粘土分があつては不成功である (詳細は第10節 2) 漪水帶 b) 硅化法の項参照)。

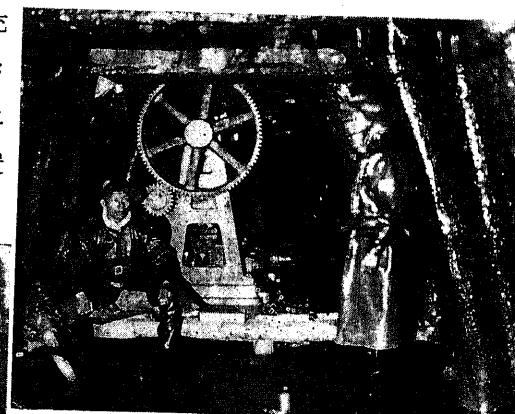


第577圖 (c) 覆工口に挿入せる注入管のノズル

セメント注入は割目が大きい時はモルタルを充填するを原則となす。又余り湧水が多くしてセメントが割目の壁面に容易に沈澱しない時は核心になるもの例へば鋸屑の如きものを豫め注入して置くこともある。松浦炭礦の外浦堅坑では馬糞をよく洗つて注入したが成績がよかつた。蓋し非常に細い纖維であるがためであらう。丹那隧道でもこの方法



第578圖 (a) 注入用圧水唧筒 (丹那隧道東口)



第578圖 (b) 注入唧筒作業中 (丹那隧道東口)

を採用したこともある。

注入方法に壓氣式と水壓式との兩者があるが、前者の法はセメント乳の中で氣泡が生じることがあるので、非常に湧水量の多く且水壓の高い場合は寧ろ後者の方を有利とする。丹那隧道では初めは壓氣式即ちグルウト・ミキサ (Grout mixer) を用ひてゐたが (第577圖(a)(b)(c)) 後には水壓式の注入唧筒 (Gouting pump) を用ひた (第578圖(a)(b))。この場合壓力 40kg/cm² まで位のものまで用ひるに至つたが、Back leakage があるので 第576圖(a)(b) に示すやうに豫め隔壁を建造して注入を行つた。注入の結果割目がセメントで充填され湧水が全く停止するのを待つて始めて掘鑿し断層帶の突破を敢行するのである (第579圖(b))。

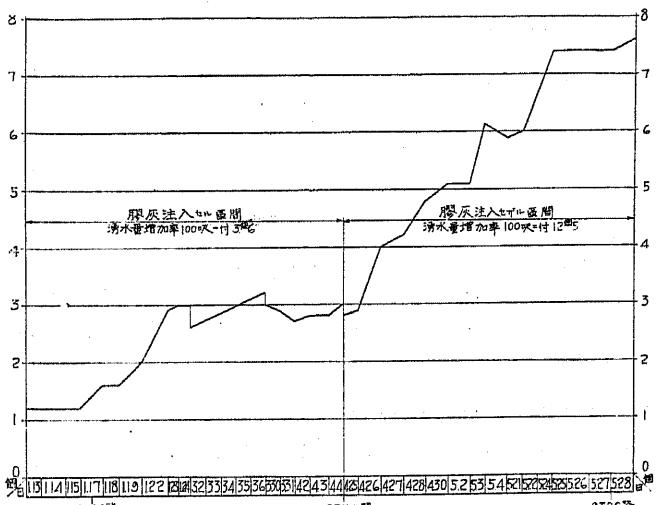
丹那のやうな大断層で湧水の多いのは別として一般は Grout mixer を用ひるのを常としてゐる (第577圖(a))。断層帶を掘鑿覆工後隕裂が生じたり等した場合はこの機械が最も便利がいゝ (第577圖(b)(c))。最も一般に用ひられてゐるのは Ransome grout mixer で 100~3000 封度の注入壓力のものがある (第577圖(a))。之より以上に高壓を必要とする時は Swedish Diamond Boring Co. の水壓注入機で 1,500 封度の注入壓力のものもある。併しこれは多く場合堤堤基礎の漏水防止用に使ひるので普通としてゐる。

機械が大きく取扱が面倒だからである (第578圖(a))。

其他セメンテイション法に就いては多々述べたいこともあるが、本書の性質上少し脱線の傾あり且今日セメンテイション法は一般的常識であるから茲では略す (詳細は小林紫朗、隧道工學、昭和 9 年 9 月工業雑誌社發行、並に渡邊貫、隧道掘鑿中の湧水防止法としての膠結法及び凍結法、大正 15 年鐵道省建設局版参照)。



第579圖 (a) セメント注入前の湧水



第579圖 (b) セメント注入前後の湧水量の比較

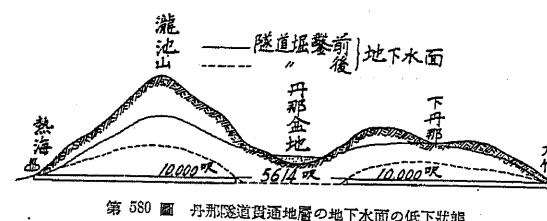
c) 潟水問題 元來地下水の源は大部分は所謂天水 (Meteoric water) より供給を仰ぐものであり、雨水の一部は蒸發又は通發して逃げ去り他の一部は水流として流去し、残部が地中に滲入して地下水となつてゐるもので、地下水面と河流の水面とは常に連絡して居り、増水又は澗水時に應じて相互に水を供給し合ひ、茲に地下水と流水との間に絶えず調節が行はれてゐるが、地下水も遂には河水に混入して海に注ぎ込み、更に太陽熱のため發散して再び雨となつて地表に落下する。乃ち此の如くして所謂水の循環の一系統が成立してゐるのである。

隧道の掘鑿はこの一連の循環系の平衡を破ることになる。乃ち多量の坑内湧水は地表から雨水が滲入して来る供給量を超過しその結果地下水表面は漸次低下して来る。従つて地表の水は地下水中に吸收される方が多くそのため溪流の流量も減することになる。

この現象が隧道上部地域に與へる影響としては

- 1) 泉の衰亡 (地下水面と地表面との交接點又は線が無くなる)。
- 2) 井戸水の枯渇又は減退 (從來の井戸の深さでは地下水面に到達しない或ひは又滲出水壓が低下するため湧出量が減ずる)。
- 3) 溪谷の流量の減退 (地下水面低下のため地下滲透量の増加) —— 灌溉用水の缺乏

實例——丹那隧道では大湧水の結果丹那盆地内に於ては、泉の滲出線上に分布する山葵畑の枯渇を始とし盆地



第580圖 丹那隧道貫通地層の地下水位の低下状態

内 70 餘町歩の水田の灌漑用水の缺乏を訴へるに至つた。その應急策として貯水池の建造・水道の敷設等を行つたが、結局賠償金約 150 萬圓を支出したが、恐らく此の如き大被害事故は隧道工事史上世界一のものであらう (第580圖)。

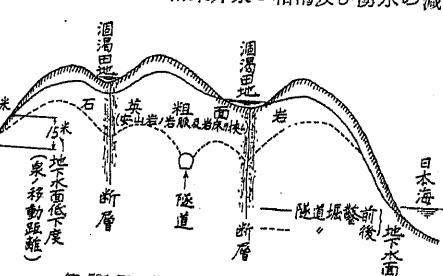
萩線大刈隧道は安山岩層からの湧水で地下水位が 15m 以上も低下して、その結果井泉の枯渇及び湧水の減少を來たし飲料水・灌漑用水何れも缺乏したが、この現象は特に断層谷に沿ふ部落に於て甚しかつた(第581圖)。

長門線堺川隧道は海岸段丘の砂礫層の下を掘進したため、井泉は何れも枯渇特にこの臺地には酒屋があつたので問題が一層大きくなつた。

三吳線吳隧道は花崗岩塊内を掘鑿したが、湧水量のため隧道上部一圓湧水しその影響をうけた家は百戸

以上に亘つた。この附近は酒造家が數戸あり飲料水・灌漑用水の問題と伴ひ騒が一層倍化した。

紀勢線由良隧道及び小坊師隧道では中世代頁岩・砂岩互層を掘鑿したが、地下水位の低下は山頂部で 100m 以上にも及び大被害を與へた。



第581圖 萩線大刈隧道の澗水問題

土讃線南喜山隧道は古生代珪岩・石墨片岩互層を掘鑿したが、それも地表一圓に澗水問題を惹起した。其他大小の差こそあれこの種の例は數多ある。

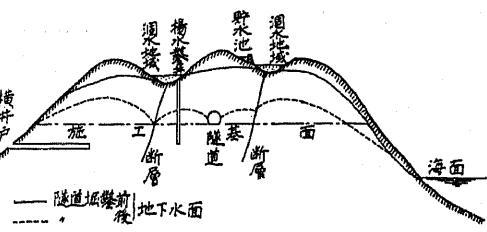
此の如く隧道掘鑿に起因する澗水補償問題が近來我が國に於ても頻發するやうになつたが獨逸では以前から問題になつてゐたと思ふ。1913 年既にプロシヤ民法の特別法として地下水保護法 (Grundwasserschutzgesetz) が出來てゐる。この法律によると隧道掘鑿前の地下水状態の調査を最も重要視してゐるやうであるが、將來我が國に於ても隧道掘鑿前には、豫めその地域全般に亘る水文學的調査 (Hydrological investigation) が如何に必要であるかを意味してゐるのである。

澗水善後策 澗水問題の善後策としては補償金さへ拂へばいゝと云へば失れまでのことであるが、飲料水其他でそれだけでは済まない場合が多い。以下その 2, 3 の例を擧げて見やう。

萩線大刈隧道 次の三案が考へられた。

第一案 揚水盤井 (Air-lift well boring) 井深は専くとも施工基面以下とし地下水位以下に到達せしめなければならぬから、掘鑿費が高くなると同時に揚水泵力用として経常費を要するから實行性は難しい。

第二案 横井戸 地下水面下相當の滲出水壓を有する深さまで掘鑿する。これも揚水泵力用の経常費を要するから實行性に乏しい。



第582圖 萩線大刈隧道の澗水善後策

第三案 貯水池 地下水面が低下したため地中の滲り水が地下に滲入する率が増へるから、池底は相當の粘土を張つて漏水を禦ぐ必要がある。

これ等三者の中第三案のみが稍々實行性があるが、これも灌漑用水のみならばいゝが飲料水では困る。この目的ならばどうしても井戸を掘り下げる必要がある。結局將來地下水位を舊状態に復する方法しかない。それがためには隧道の覆工にセメント注入でも施行して

極力坑内湧水壓を減ずる外ない(第582圖)。

長門線堺川隧道 泉よりの引水と横井戸の二案あるが、泉は地下水位の高低によつて容易に變化するが永久の水源としては不適當である(第583圖)。

## 6) 風化帶

a) 風化表土 地表面は大抵所謂表土 (Regolith) で蔽はれてその下部に岩盤を藏して居るのが常である。表土層は風化層と堆積層の二つである。風化作用に基因する表土は更に残積土と

<sup>1)</sup> Krusch, Gerichts- und Verwaltungsgeologie, Leipzig, 1920.

崩壊土の二種に分つことが出来る。前者は風化作用が岩石中に滲入してその表面に近いある深さ丈が全くの粘土・砂・岩塊等の軟弱な層に化してしまつて居る場合で、後者は風化作用の結果生じた岩屑・崩土等が山腹斜面又は山麓の岩盤上に堆積したもの即ち扇状地の類である。之は既に前掲の第三章崖錐・冲積扇・断層崖錐・扇状地等の頂で詳述したから茲では主として残積上の場合に就いて述べようとするのである。

崖錐の如きものでは地形その他の状況から大略その厚さ・区域等は判定出来るが、普通一般の風化土の厚さは地表面から推定するのは仲々難しい。その結果切取は風化土と岩盤の境から崩壊滑出することがよくある。特に拱門切取では屢々経験することである。この場合今迄の経験によると盲下水によつて排水法を施工するのが最も有利なやうである。



第 584 図 質士身延鐵道勝坂隧道拱門切取壁の倒壊

隧道の坑門附近では、この風化表土と岩盤の境目を掘鑿する場合では概ね逆捲法を採用してゐるが、事故を未然に防がうするには地表面に盛土をして受働土圧を軽減するやうにした方が有利な場合が多いやうである。

實例——風化土の切取崩壊事故は枚挙に暇がない位である。次に特徴のあるもののみを並べて見よう。

第 584 図は代表的の拱門切取の崩壊事故で、地質は第三紀頁岩・砂岩の互層の風化土で、開業後數年を経て漸次風化表土が岩盤の上を滑り始め、事故直前に於ては擁壁の頂附近に押出して來た土層のため地盤の持ち上りを生じて居た位である。これは擁壁の倒壊と同時に隧道も破壊された

(第 584 図)。

第 585 図は第三紀頁岩の風化土の拱門切取の崩壊事故であるが、地表面が平坦であつても被りが浅い時には必ず崩壊するものと見て差支へない(第 585 図)。

況んや拱門附近が少しでも斜面をなしてゐたら、風化表土の崩壊滑り出しは容易なことは次のやうな實例でも明かである。

羽越南線勝木隧道は、安山岩及び集塊岩の風化作用による表土層が、雪解と降雨とに伴ひ村上口の隧道地表に山辺を惹起し隧道に強大な偏壓を與へたが、種々の補強工事によつて危く崩壊を防止した(大正 12 年 4 月～7 月)(第 586 図)。



第 586 図 羽越南線勝木隧道



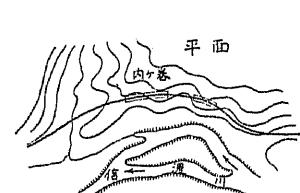
第 585 図 久慈線夏井隧道拱門切取の崩壊

羽越南線臨川隧道では花崗岩の風化表土が隧道の掘鑿のため弛みを生じ山辺をなした結果、村上口坑内より約 100 坪附近に於て崩壊し隧道上部地表に陥没個所を生じた。そのため疊築工事箇所にも數多の龜裂を生ずること頻りであるため、抱泥壁及び陥没地の埋戻し等の方法に由つて將來の危険を除いた(大正 11 年 7 月～12 月)(第 587 図)。

羽越南線島越山隧道は、石英閃緑岩の風化表土層が雪解に伴ひ山崩を惹起して地表面に數多の龜裂を生じたが、海岸に混泥土擁壁を設け之が大規模となるのを防止した(大正 12 年 1 月)(第 588 図)。

十日町線内ヶ谷隧道は、掘鑿中頁岩層の風化表土が崩壊し隧道上部に圓形の陥没個所を生じた。其際生垣 15 名を生じたが救助された(大正 12 年 3 月)(第 589 図)(a) (b))。

作備線の或る隧道は開業後豪雨のために千枚岩の風化表土が崩壊して拱門を閉塞した。この種の事故は豫め防止する譯には行かないでの、風化表土層の發達してゐない山はないからせいぜい豪雨の際は監視を厳重にする外方法はないのである(第 590 図)。



第 587 図 羽越南線臨川隧道



第 589 図 (a) 十日町線内ヶ谷隧道

風化表土層の最も厚いのは何と云つても花崗岩で深さ 100 尺以上にも及ぶ個所へある。之は所謂眞砂土であつてこれが含水すると全く凝集力を失ふから全然泥流となつて崩出して来る。第 591 図がその好適例で風化表土が全部流出してしまつて岩盤の肌を露出した状況である。此の如き場合は豫め堅下水を作つて排水設備を講じて置く必要がある。



第 590 図 作備線

b) 風化岩 前述の如き場合は風化作用が表面のみに止まる場合であるが、風化作用特に decomposition が地下深所にまで及んで岩層が軟弱な砂又は粘土層に化してしまつてゐることがある。特に第三紀層に於てその例が多い。北國の雪の多い地方では永い間雪の下に埋もれ含水

飽和してゐるがため一層甚しい。

この種の地質の切取では前項に述べた如き風化表土が一期に岩盤上を滑り出すといふこともないが、泥状になつて流し出しが始める限界のあるものである。従つて盲下水又は堅下水等の方法により出来るだけ排水を講ずるのが最も得策である。第592圖の如きはその一例で北海道瀬柵線の第三紀砂岩層の切取であるが、この種の崩壊流出を排水工にあつて防止して成功したのである。



第592圖 瀬柵線茶屋川附近切取

此の如き場合張混凝土施工は寧ろ失敗の實例多く、流出性崩壊のためその壁が倒潰又は押出されることのあるのは勿論であるが、北國では冬季にその壁の裏面にある滲出水が凍結した結果混凝土を破損せしめ一層壁の倒潰を促進させることがある。第593圖の如きはその好適例で八戸線種市・八木間切取の張混凝土の破損押出の状況である。地質は第三紀凝灰質頁岩の風化帶であつた。



第593圖 八戸線種市・八木間切取の張混凝土の崩壊

隧道ではこの種の風化性軟弱等の土圧は非常に大きなもので、到底普通の土圧論では勘定出来ない程大きな而して變化極まりなき未知因子の多いものである。この問題は次項軟弱岩で詳述することとし、茲では切取の場合の實例のみを擧げて置こう。



第594圖 東海道線程ヶ谷隧道拱門切取の崩壊

#### 實例—東海道線程ヶ谷隧道の拱門切取の崩壊は誰しもよく目撃して

ゐる事實であらう。第三紀の凝灰質頁岩の風化岩で切取としては最も性の悪い土質である(第594圖)。

北海道の羽幌線では第三紀砂岩層が風化して居り、切取の崩壊續出し盲下水によつて排水工を施し辛うじて安定を保つた。就中留萌・小蕪間で白茶附近の地に地はこの風化岩の崩土の御行に因るものである。次に建設工事中



第591圖 八幡濱線切取の崩壊 花崗岩の風化岩質真砂土

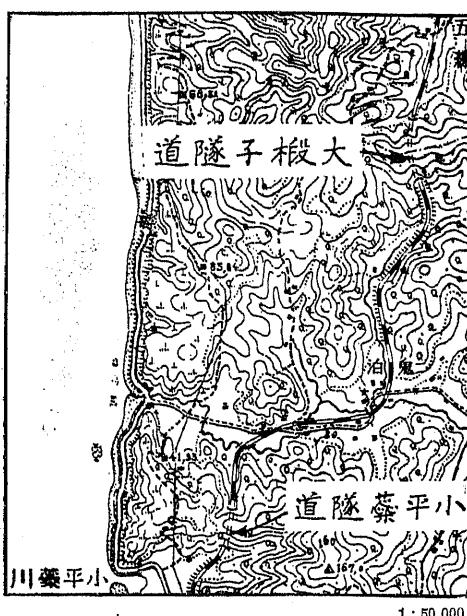
の實例を擧げて見やう。

大根子隧道坑門附近は、同様の地質で往時の山崩跡で御行する性あるものを切取つた爲俄然大山崩を惹起したが、崩土堆積層には無数龜裂があり之が總べて澤となり多量の地表水を供給するため連續的に押出して來た。應急策として導坑を掘鑿し栗石を詰め排水用の盲下水を設けて一時小康を得たが未だ將來の安全は難い様である(第595圖)。

小平蕪隧道は同様の地質であつたため掘鑿中強大な土壓を蒙つたが幸に崩壊しなかつた。坑門附近では地表に龜裂を生じたため、隧道を1鎖だけ延長し切取を避けた(第596圖)。

天鹽線ベンケオノカンラオマツ川疏水流隧道は第三紀に屬する頁岩・砂岩の互層の風化岩であつたが、疊築後雪解季に至り覆工部分に無数の龜裂の生じたのを發見した。この復舊工事にはセメント注入を施工した。

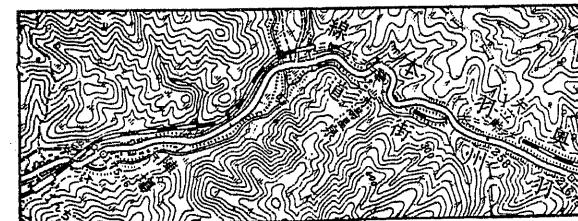
十日町線3哩20鎖附近は風化作用が深く及んでゐたのみならず地層の傾斜は水平に近かつたが、節理が發達してゐたためその主節理面を滑り面とし岩層が崩壊滑出した。そのため地表に大龜裂を生じ崩壊線の法肩は50尺にも及んだ。且又崩土は絶えず御行して線路を信濃川



第595圖 羽幌線小平蕪及び大根子隧道

の河岸に押出するため、線路は遂に曲線に變更するの止むを得ざるに至つた。岩質は下層が綠色砂質頁岩で上層が褐色頁岩であつたが、崩壊したのは主として上層の褐色頁岩であつた(第3章第6節第505圖参照)。

其他第三紀凝灰岩・砂岩及び頁岩等の風化岩を切取つたり又は隧道を掘鑿して事故を起した實例は枚舉に遑がない位である。一體第三紀層地域は地表が平坦で隧道の被りが薄く從つて崩壊もし易い。前記の久慈線夏井隧道の坑門附近的崩壊は(第585圖参照)この種のいゝ實例として載せて置いたのであるが、此の如き場合はあまり重きを置いてゐない様であるが、實際は非常の注意を要すべきものであらうと思ふ。



第596圖 奥羽線大釋迦隧道

第597圖 奥羽線第三矢立隧道及び第四矢立隧道

が閉塞されたが、原因は前記砂岩の風化帶で加之その層が傾斜して居り掘鑿當初から既

に偏壓を蒙つてゐたものである(明治22年3月)(第598圖)。

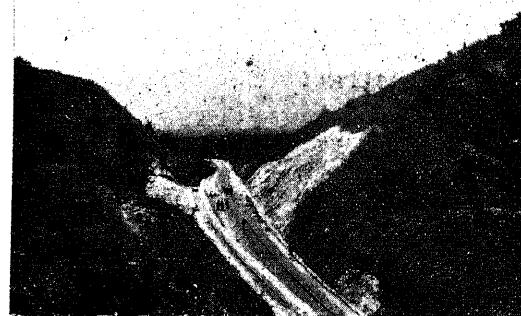
奥羽線碇ヶ關・陣場間第三矢立隧道(延長168呎)は第三紀頁岩層を掘鑿したものであるが、風化土が岩盤との境より滑り始め土圧増大して作業に困難を極めたが崩壊は辛うじて免れた。同線第四矢立隧道(延長2,302呎)は第三紀凝灰岩層を掘鑿したが當時(明治29年12月)としては長大隧道として作業には相當困難を感じた。坑口より75呎地點で導坑崩壊し地下水を湧出し坑内を閉塞したことがあつた。原因は風化土の厚さが深かつたためである(第597圖)。



第598圖 滿洲國吉林省內島天靈線道改築工事中の石門子隧道坑内

天國鐵道改築工事の石門子隧道(滿洲國吉林省間島)は第三紀層の頁岩を基盤とする平坦な波状丘陵の下部を掘鑿中であるが、筆者が現場に行つた際(昭和8年10月)には坑内が土圧のため苦んで居たが坑門切取も山崩れで崩土取片付作業を行つて居た。頁岩が風化して軟弱土層が綿状に差し挟まつてゐるので之を辺り面としてその土層が滑動したものである(第599圖)。

朝鮮東海線通川・庫底間の大切取(深さ30m)は花崗岩の風化土で殆んど真砂土化したものであるが、豪雨又は淋雨で水が地中に滲透すると滑動を始める。筆者が現場に行つた際は地表に數條の龜裂が発生して居た(昭和8年10月)。之の個所は隧道にてもして埋戻しでもしなければ切取法面は保護出来ないと思ふ(第599圖)。



第599圖 朝鮮東海線通川・庫底間大切取の地図

### 盲下水

粘土層を含む地盤を地下水面以下に於て切取る時は、殆んど總ての場合多少とも法面の崩壊を免れ難いことは、實地に於ける幾多の経験から明かなることである。これを防止するには擁壁を以つて崩壊して来る土塊を受け止めるか、或は法面から切取地盤内に盲下水を掘り込んで粘土層を乾燥固結するか二つの方法が考へられる。前者の方法は切取の高さが數mを超えないものには、擁壁に及ぼす土圧も少いから經濟的にこれを施工することが出来るが、數mを超える緩勾配の大きな切取が一塊となつて辺り出して来るやうな慮れのある場所には、どうしても後者の方法に依らざるを得ない。

盲下水といふのは地下水面下に於て排水坑を地盤中に切取の軸に直角の方向に掘鑿し、これに地下水を集注せしめ外部へ排出せしめるものをいふである。

粘土層の位置の條件には種々の場合があるが、茲には最も危険な一枚の粘土層が切取の下部にありその上を透水層が覆つてゐる場合と、粘土層が切取面の全部を占めてゐる場合との兩者の間の固結法を説明しよう。

#### a) 粘土層が切取の下部にあり透水層で覆はれてゐる場合

盲下水の長さ——排水の主旨から云へば、この際の盲下水は尠くとも乾涸せしめんとする限界線からその間隔の $\frac{1}{4}$ に等しい長さだけ奥へ入れた方がよい。今 $e$ だけの間隔を有する二つの盲下水をA B 及び C D とすると(第600圖)、盲下水 A B は周邊 F E I K L まで、盲下水 C D は周邊 L K J G H までその影響を與へる。

併し水が盲下水中に集中流動する角度を $45^\circ$ とすれば、周邊上の點Xに達した水の分子は盲下水の中へ落ちて行くためには X Y の道を通るから、周邊 M E I K 及び N K J G には尚盲下水の方へ向つて流動する水が含まれてゐるものとせねばならぬ。

全く乾涸した地盤言ひ換へれば地下水が流動しなくなつた地盤は、多角形 E M K N G 或ひは平均線 P Q によつて限られてゐる。

故にこれ等の盲下水はその間隔の $\frac{1}{4}$ 丈乾涸しやうとする線から奥へ入れねばならない。

盲下水の間隔——盲下水の間隔は最少10mと最大40mを限界とし、盲下水自身の深さ、上層の透水度及び流動すべき水の量によつて適當に變へる。

この三要素即ち排水坑の深さ・土質の透水度・地下水量等は殆んど同じ重要性を持ち、同じ深さの排水坑並に同量の水に對しては、上部の地盤の間隙率が大きい程通水はより容易になり盲下水の働きはより大きくなる。つまり水量の少い程排水坑の間隔を廣くすることが出来る。

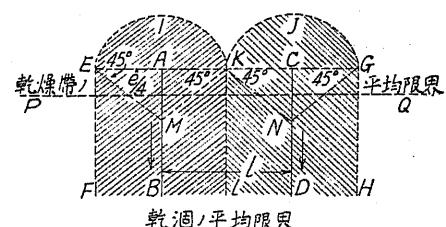
盲下水の配置——盲下水の配置は任意であるが、多くの盲下水の位置は地形によつて定つてゐる。

イ) 切取の後方100~200mまでの地盤面上に大小の窪地がある時は、その前に一つ又は多數の盲下水を配置しその口径を大きく長くしなければならない。

ロ) 地盤面とすれすれの泉あらば出來る丈盲下水の中に落し込まないやうにしなければならない。

ハ) 既に崩壊した地盤ならばその中心に盲下水を設置するのがいゝ。

盲下水——原則として縦方向の盲下水を最必要條件となし、切取の軸に平行に設けることは必ず



第600圖 粘土層内に於ける盲下水の影響範囲

避けねばならない。多くの場合この盲下水はそれに沿ふ崩壊の原因となる。

その理由はこの種の盲下水は非常に多量な水を集め、通常縦盲下水の底面の傾斜の緩かなるも或は部分的閉塞並に盲下水の位置の移動のため地下水の流通が少しでも容易に出来なくなると、暫てその水は盲下水を捨て、地盤の中に滲出して崩壊を惹起するに至るからである。

併し盲下水に依る排水工が巨額な費用を要するやうな特別の場合には、切取の法肩から數mの背後に地盤面より低い溝を設置することもあるが、この場合は水溜の設備を施してこれを監視出来るやうな注意を要する。

#### b) 全部が粘土質の切取

盲下水の深さ——此の場合は特に地盤中に水の沿ひ流れ得る砂の脈が存在するやうな場合を除いては、盲下水の深さは切取の深さに同じに取るべきであらう。若し盲下水が切取の底まで到達しないときは、盲下水の底よりも下部に滑り肌を生じ盲下水は却つて崩壊の誘因となる。

盲下水の間隔——この間隔はあまり廣すぎてはならない。この種の地盤中に於ては水の流動は非常に困難であるから餘り廣くしそうに20mを超へてはならない。

工費を節約するために間隔を少し廣くして設けることがよくあるが、この場合若し粘土層の固結の不十分なことを示す時は後から補促的に盲下水を加へればよい。

盲下水の長さ——前の場合と同様の理由に依つて、盲下水は切取の深さの半分にその間隔の $\frac{1}{4}$ を増加した丈、切取の法肩から奥へ入れなければならない。

盲下水の構造とその施工法——盲下水の設置の目的は土質中の過剰な水分を吸引集注しこれを外部に誘導するにあるから、盲下水中には流通自在な大きな空洞があつて多孔性な一種の層をなし濕氣を帶びた地層全體に行き亘つてゐなければならぬ。

例へば、直徑の同じ陶管或はコンクリート管を埋設すればいいのであるが、この種の管類は抵抗力弱く粘土の收縮作用によつて破壊されることが多い。普通最大径50~70cm位の栗石詰、或ひは礫層のやうな40%位以上の空隙を藏してゐる材料を以つて盲下水を建造してゐる。細かい砂利は空隙が小さいため毛細管現象の影響を受けて、或る程度の水をこの物質自身が含むやうになり排水作用の速度と確實性を妨げることが多い。

盲下水の底面の位置——地層内の水の自然流動は粘土層の表面に沿ふて起るものであるから、盲下水の底面は専くともこの表面迄は下げなければならない。尙水の完全な吸收を期するには盲下水の底を粘土層中に15~20cm埋め込むことが肝要である(第601圖)。

基礎混凝土——盲下水によつて吸收された水は栗石の間隙を透つて底まで落ちるから、若し底を粘土層の上に直接設ける時にはこの土は軟化溶解して流れ出すため遂に盲下水は移動する危険がある。故にコンクリートを以つて最大厚さ15cm廣さは盲下水より少し大きく、その上面は3~4cm

の窪みを持つた断面の基礎を與へる必要がある。

基礎の縦の力向の傾斜は1mに付き5~0.5cmとし、盲下水の縦断面がそれ以上の傾斜を有する場合は基礎を5cmの傾斜を持つた断面をなすやうに造る方がよい。

溝渠——斯くの如き建造にしても尙、盲下水は基礎コンクリイトに小さい溝渠を設けなければ排水は未だ不完全である。

通常この溝渠は基礎コンクリイトの上に20cmの間隔を持たせて兩側に石を置き、又場合により長い盲下水を建設しなければならない時は最大30m位毎に視察用堅坑によつてこれを區割して置くことが必要である。この堅坑の底は侵入する土を集め、隨時これを浚渫出来るように管より一段低い40cm位の所

第601圖 盲下水の断面

に設ける。これには人が降りられるやうに70~80cmの徑を與へ鐵の梯子を設備する。又二つの堅坑間の溝渠の中には、その距離の2倍に等しい鎖を入れて置きそれを前後に引張つて浚渫する。時にはこの鎖に針金の刷毛を着けることがある。盲下水が長さ10mを超過する場合には、その上端の傍に圓筒の小さい水溜の一種を設置して a) 排水を助ける通風を起させ b) これから水を流し込んで、その通水の良否を確め又これを掃除し得るようにするとい。

#### 7) 軟弱岩

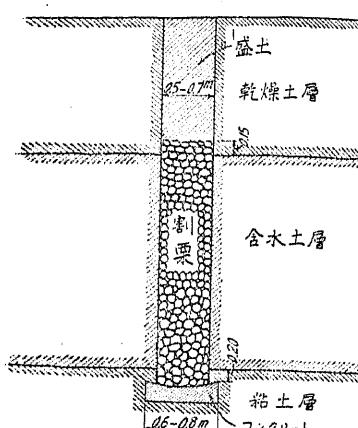
蛇紋岩とか温泉餘土又は石膏の類は十分精細な地質調査をすれば豫めその分布を知ることも出来やう。併し乍ら唯單に岩石が風化して粘土質又は泥状質化してゐるのを確めるのは仲々容易なことではない。茲で述べやうとするのはこの種の地質に遭遇した場合その力学的性質の観察方法と工事施行法の考案とに就いてである。

此の種の風化岩を現象的に次の2種に分けて考へやう、即ち a) 粘土層 b) 流砂層である。

a) 粘土層 頁岩又は泥灰岩其他それに類似の岩石から成る第三紀層が風化して腐朽して來ると地下深所にまで全くの軟粘土と化してしまつてゐることが多い。而して切取は勿論であるが隧道の場合であると著しい所謂膨脹現象のために工事に困難することが多い。

大抵の場合導坑掘鑿當初に於ては硬い性質のものであるがこれを水に投すると直ちに泥状に化してしまふ。而して概ね數多の滑面が鱗片状に發達して居り時間の経つと共に土圧が加はつて來る。その状態は全く土質そのものが膨脹して來るのか或ひは又餡のやうに流動して來るかのやうである。その土圧の加はり方は俗にいふ『真綿で首を絞める』のやうな有様である。

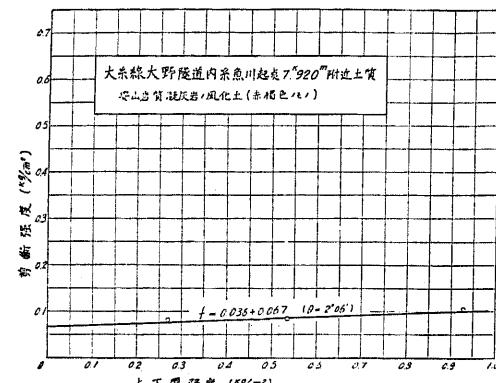
兎も角もこの種の粘土の所謂膨脹現象を誰も未だ實驗的に追究した人はない。併し乍ら石膏層の



如き吸水に因る化學的變化に結果した膨脹でないことだけは確かである。兎に角機械的のものとして即ち彈性的變形或ひはプラスティック流動として取扱ふべきものではあらう。

この現象は我々の経験では風化軟粘土ばかりではなく蛇紋岩又は温泉餘土でも同じ作用を蒙つてゐる。兎も角もその現象は今茲で遮断を下すことは避けたいが大野隧道の粘土で實驗した結果に依ると次のやうな結果が出てゐる。

因に大糸線大野隧道は凝灰岩の風化粘土を掘鑿しながら膨脹地圧が増大して來て覆工を破壊した。そのため断面を圓形に改築しその膨脹地圧



第602圖 温泉餘土の剪断抵抗

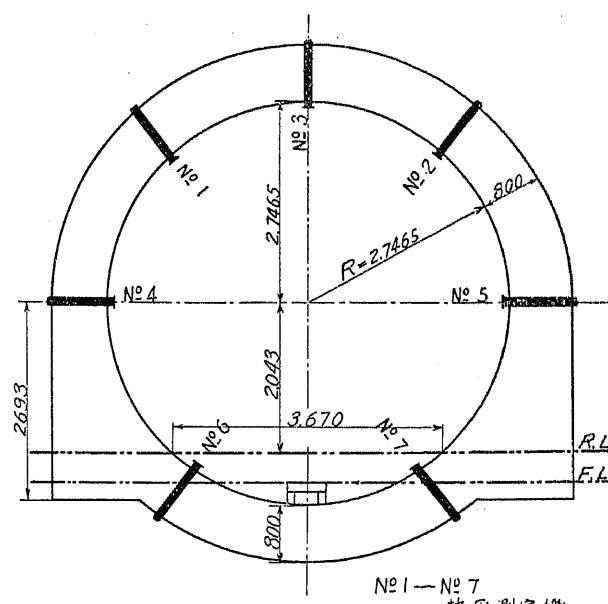
を測定するため第603圖(a)のやうな位置にスプリング・バランスを應用した地壓測定器 第603圖(b)を挿入し目下測定中である。

即ち坑内から自然状態の儘採取した粘土を剪断試験をして見ると第602圖の如く摩擦角は殆んど $0^{\circ}$ に近い。又第603圖(b)の如き裝置によつて導坑の土圧を測定して見るに第604圖に示す如く時間的に漸次增加していく傾向がある。これ等の資料から考察するとこの粘土の所謂膨脹現象は一種のプラスティック流動ではないかと想像される。摩擦角が $0^{\circ}$ に近いもの例へば飴のやうな物質が流動して來るのと同様ではないか。

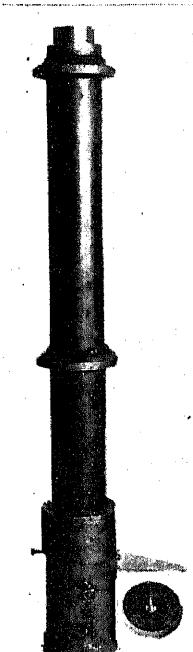
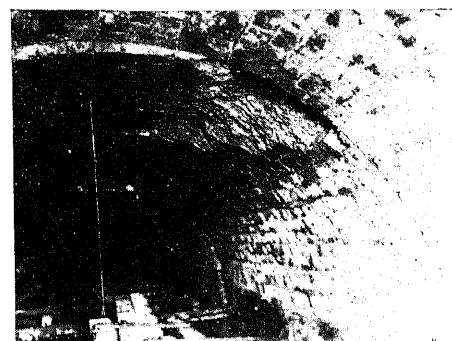
Pollack<sup>(1)</sup> もこの種の膨脹現象を一種の流動作用だと解釋してゐる。

何れにしてもこの種の現象は隧道工事上非常に多い。そのため工事報告や記録等で可成り興味あ

(1) Pollack, Über Frostwirkung, Quellung (Blähungsdruck) usw. Technische Blätter. Teplitz-Schönau. 1921.  
—Über Quellung oder Blähen. Verh. cd. R. A. Wien. 1906. S. 106.—Über unzulänglichkeit und  
Rückständigkeiten im praktischen Erd-und Stollenbau. Zeitschr. d. Österreich. Ing.-u. Arch.-Ver. 1927—  
Über Vorbildung in der praktischen Geologie. Die Steinindustrie Halle a. d. Saale. 1925.



第603圖 (a) 隧道土圧測定裝置

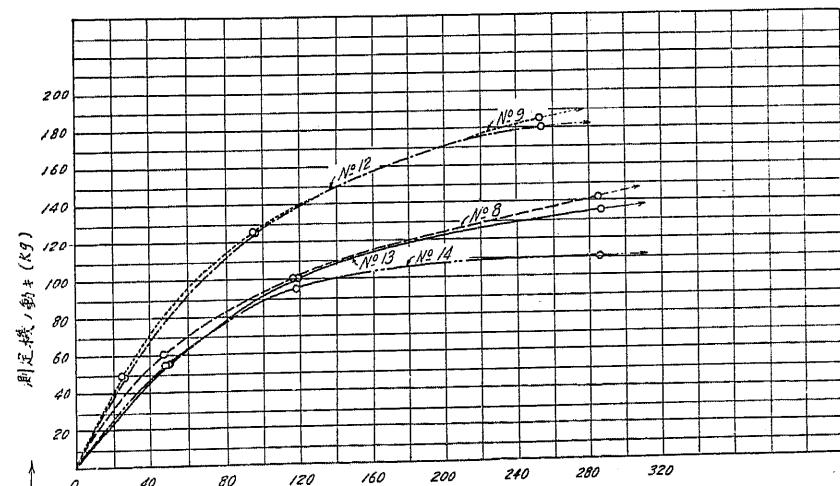
第603圖 (b)  
スプリング・バランス  
を應用せる地圧測定器第603圖 (c) 大糸線大野隧道  
の拱覆工箇所の破損  
風化せる軟弱凝灰岩の膨脹作用に起因  
せるもの

てゐる。

外國實例——英國の鐵道では創設時代の建設工事で既に膨脹現象に遭遇してゐる。<sup>(1)</sup> 特に London-clay とか或る種の一部分硬化した泥灰岩質粘土の如きものに於てある。London-clay は大氣に曝して數時間経たない中に直ちに膨脹するのが認められた。Richmond では直徑 1~2 m の井戸が一夜の中に膨脹した土塊に依つて埋められてしまった。Manchester-Bolton 間の鐵道線路中の或る隧道では、地質が全く乾いてゐるやうに見えるのに拘らず膨脹性の粘土のため覆工は屢々改築を餘儀なくさせられた。Great Western Railway の Box 隧道では粘土に膨脹

する餘地を與へるため、覆工と粘土層との間に一般に約 15 cm だけの隙間を豫め與へて置いたが、時に山るとこの隙間も殆んど充分でなかつたこともあつた。

Blechingly 隧道で出會した泥



第604圖 地圧増加曲線 (大野隧道に於ける測定結果)

(1) Simms, Practical Tunneling, New York, 1896.

るもののが極めて多い。又その結果所謂膨脹現象も我々の想像するプラスティック流動といふ考へ方と異り又面白い觀察もある。例へば Terzaghi の考察方法も一理あるものと思ふ。次に参考のため彼の研究を紹介して置かう。彼は先づ次のやうな實例の蒐集から出發し

灰質粘土層は、脂肌を呈し掘鑿には爆破を要したが大氣に觸れると膨れて落ちた。土壓は非常に大きく直徑 35 ~40 cm の桿の支持材が折れた。壓力の強さは場所に依り異つた。一般に土壓は隧道の拱門口附近では拱頂部に集中し、隧道の中央部（被り深く山の奥方）では側壁部に於て強大であつた。拱頂壓力の強かつた個所では地表に陥没個所を生成するのを一般とした。堅坑の沈下した場合があつたが粘土は數多の割目や亀裂の生じてゐるのが観察せられた。

Primrose-Hill 隧道では膨脹性の粘土のため、覆工の目地の生モルタルが押し出され最後には煉瓦まで押しつぶされた。Netherton 隧道では（Netherton-Dudley 港間の運河の一部、1856~1858 年建設）、仰拱が約 40 m の區間青粘土のため持ち上げられて損傷された。或る個所の如きは持ち上つた高さ 20 cm に及んだものさへあつた。同時に煉瓦は必ず押潰されてゐた。

北獨逸 Fulda-Tann 間の支線の Milsburg 隧道工事では、全長 1158 m 區間中 Wellenkalk (石灰岩層の名) (179 m)・赤色砂岩層 (700 m)・雜色砂岩層 (279 m) 等の諸地層に玄武岩脈を伴ふものを掘鑿したが、地質状態は一般的に割合に好条件であつた。然るに前記の赤色砂岩層内で湧水を伴ひ、岩石が大氣に曝されるや直ちに風化し全く分解してしまひ、同時に之が膨脹を始め土壓が非常に加はつて來た。その結果支持材は數時間で折れ仆れ屢々増支持工の必要を感じしめた。從つて赤色砂岩層全區間に亘つて仰拱を施工した。

之に反し雜色砂岩層内では殆んど土壓を感じなかつた。

獨逸 Giessen-Gelnhausen 間の鐵道中 Büdingen 隧道 (535 m) の改良工事では、地質は泥灰岩層であつたが、その上層部は非常に風化して居り深部に至るに従ひ堅くなつて行つた。この泥灰岩は白雲岩から變化したもので 35 % の粘土分を含んでゐる。大氣と水に觸れるや直ちに薄く剝げる片岩性のものに化し土壓が非常に加はつた。被りは最大 32 m で成層狀態は水平層で規則正しい數多の斜交割目があつた。風化しない部分の掘鑿には爆薬の使用を必要とする位であつた。

同様の事故が Friedberg-Pinkabell 間鐵道線路中 Hochstrass 隧道工事 (延長 523 m, 被り最大個所 35 m) では、含水性のロオムと膨脹性の粘土で難工事であつた。土壓は作業の進むに伴ひ益々増加し、掘鑿と疊築との追馳仕事でも間に會はない程であつた。最後は盾構施工法を採用したが之れも成功せず、遂にこの坑口方面は放棄するの止むなきに至つた。そのため二個所の開鑿作業を必要とした。

Stapff に従ふと Gotthardt 隧道の雲母片麻岩は約 2.9% 位も膨脹したそうである。

Pollack に従ふと、或る種の地質は乾いてゐる時は普通の支持力を示すに拘らず、一朝水に遭遇するや否や特に烈しく反応が著しくなるものがあるといふ、例へば北西ボヘミア地方の褐炭坑内の赤色粘土とか、アルプス地方の褐炭坑内の風化千枚岩の如きがあるそうである。

1) Der Bau des Milseburg-Tunnels der Neubahn-Fulda-Tann. Zeitschr. f. Bauwesen. 1892

2) Walloth, Wiederherstellung und Trockenlegung des Tunnels von Budigen. Organ für den Fortschritt des Eisenbahnwesens, 50, Bd., S. 415, 1913

3) Randzic, Neuere Stollenbauten. Die Bautechnik, S. 343~347, 1925

4) Pollack, Über Vorbildung in der praktischen Geologie. Die Steinindustrie, Halle a. d. s., nach Stapff, Jahrb. d. preuss. geol. Landesanstalt für 1888

5) Pollack, Über Frostwirkung, Quellung (Quellungsdruck) usw., Technische Blätter. Teplitz-Schönau. 1921.

彼は以上の如き實例を資料として次の如き觀察を下してゐる。Terzaghi<sup>1)</sup> の解釋法に依れば粘土の膨脹現象はその土質の自重に基く彈性的伸展に外ならないといふことである。以下に彼の説明を要約して記述して見よう。

### 粘土の膨脹

軟粘土層内に矩形断面を持つた溝を掘つて見るに溝の底盤は持ち上つて来るが、その溝に嵌め込んだ切張りは専ら垂直土圧の影響で保たれてゐることが珍しくない。この現象を所謂膨脹作用と區別することは何人も異存はあるまい。之は唯單にこの溝の兩側の粘土塊の重さのため切張りが迫持つて作用をなすことを示すものである。この場合一般に溝内に水を充たすことに依つて安定を保たしめることが出来る。

稀な場合として切張りが漸次大きな壓力を受けて来るに従ひ、その支保材をより短いものと取り換へねばならぬやうなことにも出會する。此の如き場合に粘土の所謂膨脹といふことが考へられる。併し乍ら普通坊間で云ふ意味の膨脹といふ概念は、濕つた空氣に觸れた結果による容積の増大といふことを豫想させる。

今粘土の一片をその側壁面から引き剥がし水蒸氣で飽和された空間に放置して見よ。然る時はその粘土片は何等かの容積を變化せしめることを見出すであらう。そうすれば粘土の膨脹といふことは考へられないではないか。例の現象といふのは唯單に側壓力を取り去つたため粘土の伸展作用が行はれたに過ぎない。實驗に従ふと或る種の脂粘土の彈性率は地表から 10 m の深さに於ては 40 kg/cm<sup>2</sup> を示すが荷重を取り去るに従ひ著しくその値を低下するそうである。普通に岩石の彈性率は 200,000 kg/cm<sup>2</sup> に相當する。若しも花崗岩の彈性率が粘土と同様な低いものであつたならば、花崗岩は切取又は隧道の開鑿の後粘土と同様非常に所謂膨脹しなければならぬであらう。而して膨脹作用は緩慢ではなく即刻起るであらう。

粘土の膨脹の遲滯する理由としては次のやうな事情が説明される。即ち元來粘土といふものは粘土と水といふ二つの組成成分（相）から成つて居り、夫等の兩方共殆んど壓縮し得ない質のものである。従つて地中に於ける濕つた粘土の彈性的伸展といふものは、その兩種の組成成分そのものの彈性的變形からではなく、恰も海綿が伸展する時水を吸ひ込むやうにその組織が水分を攝取することに伴ふ彈性的伸展をするためである。その水は決して大氣から來たものではなく隧道坑内の溜水から攝取されたものである。そうした溜水とは一般に隧道の底面を流る排水溝のことが多い。この水を吸收する経過状態は Terzaghi に依つて體積・時間・透水度等の關係が周到に計算されてある。詳細は第八章第 25 節 3) 壓縮試験の項に述べてあるが、第 872 図に示す圖解はその経過の主旨を示したものである。

1) Terzaghi, Erdlaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Wien 1925, S. 215)

先づ微孔質の海綿をその下部を水中に浸し壓力板を以て之を押し付けた状態に保つて置く。

次にこの壓力板中に穴を一箇所開けて見るに海綿はその穴を通して上部に膨れ上りその下部にある容器の水を吸ひ上げる。海綿が微孔質であればある程即ち透水度が小さい程膨脹するには時間を要する。何故かんれば海綿は體積の増大と水の攝取とが同じ速度に進行するやうに伸展して行くことを、水の表面張力に依つて強ひられるからである。従つて粘土が空洞内に押し込んで行く現象は、専ら重力壓（純碎の山の土壓）に抑壓され乍ら同時に又その中の含水の流動抵抗に依つても遲滯されるその物質の彈性的伸展作用の結果の外の何ものでもないといふことに歸結する。非常に膨れる軟粘土は同時に撓曲し易い基礎盤として知られてゐる。許容荷重が  $4 \sim 5 \text{kg/cm}^2$  のやうな場合、軟粘土上に設置された建造物は非常な沈下を始め時間の経るに従ひ漸次その量が加はつて行く（第八章第25節参照）。此の如き粘土は隧道では所謂發育する（膨脹する）ことは明白な事實で、側壁下部でも被りの地層の重さのため  $10\text{kg/cm}^2$  或ひは夫れ以上にも荷重を受けることになる。

粘土の耐壓強度が小さく弾性率が低いといふことから見れば次の様な解釋が下されなければならぬ。即ち隧道内の粘土層はそれが工事中観察される程烈しく所謂膨脹し強く壓力が加はるものではない。Terzaghi は粘土層内の隧道の地壓を次のやうに説明してゐる。即ち粘土層は隧道の被りが充分深い限り隧道上部に於てはその層自身内に於て拱状の應力分布をなす。

山の被りが不充分な時は地表の地盤が沈下したり陥没したりする。同時にこの際純碎の土壓の作用を示すことになる。此の如き場合は覆工は充分堅牢に建造しなければならぬ。若しも山の被りが深いため地表面の破壊が起らないやうな場合では、導坑を掘つたために必要な應力状態に山が移り變る附隨現象の一つとして膨脹作用が起り、その際その附近の地層は保護包被として作用する。（第拾章第34節参照）

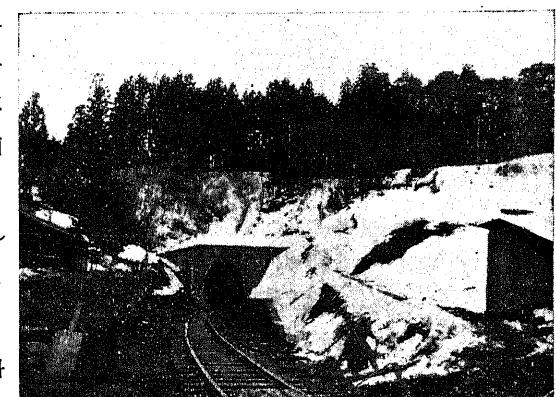
此の如き場合に於ては山に伸展作用をするだけの遊びの隙間を與へて置くことが有利である。之は英國では粘土質地層に隧道を掘鑿する時昔から行はれてゐる施工法である。我國では所謂膨脹性の土質を掘鑿する際は一般に、導坑の山留めの矢板の裏側に杉の葉等を充める習慣となつてゐるが之は最も有效な施工法であらうと思ふ。外國では鋸屑等を充める所もあるそうであるが、前者の方が遙かにいゝ思ひ付である。

**實例**——隧道工事に於ける粘土の膨脹現象は我が國鐵道建設線では昔から數多あつたに違ひない。併し乍らその多くが工事報告や記録として残つて居るのは殘念である。温泉餘土や蛇紋岩に於ける實例は既に第三章に挙げて置いたから茲には専ら單なる風化作用に因る軟粘土の場合を列記して置こう。

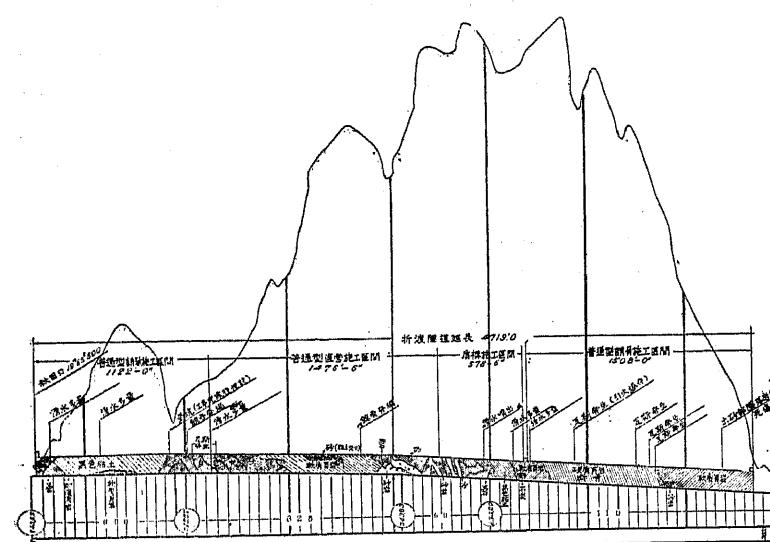
1) 軟粘土　國鐵羽越線折渡隧道では掘鑿中（大正6年着手大正13年竣工）坑奥  $1500$  尺附近まで掘進した際油質頁岩の風化帶に遭遇したが、導坑掘鑿後岩石面が大氣に觸れる時は著しい土壓が加はり所謂

膨脹現象の最も烈しい状態を呈し、遂には導坑又は切換げ個所は押潰され閉塞個所を生ずるに至つた（第605圖(a)(b)）。その結果到底普通の工法に依つては掘進不可能なることを認め、我が國鐵道隧道工事史上最初の試みとして盾構掘進法を採用した。そのため延長僅か  $4719$  畝の隧道にして、沿年以來約7個年の日子を費し漸く完成するを得た（第606圖）。

其の他第三章工事位置選定法中挙げた頁岩質の傾斜層で苦しんだ多くの隧道は、大なり小なり所謂膨脹的地壓を蒙つてゐるに違ひない。



第605圖 (a) 羽越線折渡隧道坑門口被りの如何に低きかを見よ

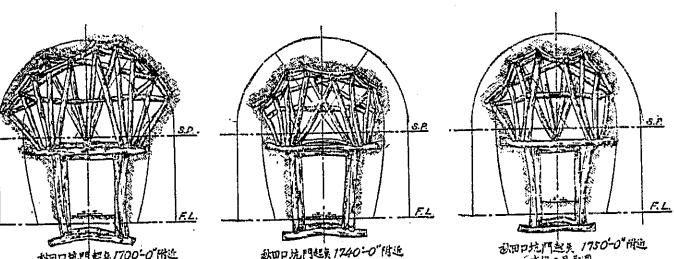


第605圖 (b) 羽越線折渡隧道地質圖

以上の如き膨脹現象は脂粘土か軟粘土といふ普通の頁岩の如きものから粘土迄の風化岩の場合であるが、これが少し石灰質を帶びて來た泥灰岩の場合であると又大分趣も異つて来る。Terzaghi は泥灰岩の場合を次のやうに觀察してゐる。

□) 泥灰岩　泥灰岩 (Marl, Mergel, Marne)

といふ名前で呼ばれるものの中には、岩石學的にも物理學的にも非常に異つた種類の岩石が含まれてゐるもので、例へば粘土泥 (Tonmergel) とか石灰泥 (Kalkmergel) とか、色々の泥質物が沈澱して固つたものをいふのである。泥灰岩は乾燥した場合或ひは又永く水に浸して置いた場合何れに於てもその體積を變ずる。而して  $10$  回以上も乾かし再び湿して



第606圖 折渡隧道坑內支保工狀況

も破壊する事がない。もう一つの泥灰岩の著しい特徴は水中に於ても掘開出来るといふことである。天然の岩層としてはこの種の泥灰岩は可或りの累層の壓力に耐へてゐることが認められる。(新鮮な標本を乾かして見るに 10%だけ収縮する但し其際夫れは破碎する。又他の同時に採取した新鮮な標本は氷い間水中に浸して膨くと 12%の體積増加を示す)。之等の事柄に依つても泥灰岩の性質は實に複雑極まることが判る。或る泥灰岩の岩石學的研究が複雑極まるものであり、或ひは又土質科學的諸性質が非常に多種であるとした場合は、先づ隧道工事の土質調査の目的としては次の様な因子に就いて研究したらしいと思ふ。即ちその耐壓強度が何の位であるか、乾燥したり水中に浸したりした場合生じる體積の變化、乾濕作用を交互に與へた場合の崩壊作用の種類と速度、側方に伸張するのを出来る得るだけ防止して壓力試験をした場合夫が示す彈性的性質等に就いてである。

或る種の泥灰岩が崩壊するに至る経過に就いては未だ詳しいことは判つてゐない。唯 Deecke 等の説に依る<sup>(2)</sup>と次のやうなことが云はれてゐる。

即ちこの種の岩石組織が弛緩崩壊する原因是、水の作用ばかりではなく岩石組成成分であるアルミニウム石灰が空氣中の炭酸瓦斯に依つて分解せらるゝ作用を見落してはいけない。多くの粘土・泥灰岩層は乾いた空洞(洞穴・隧道の如き)内に於ては不思議にも安定を保つてゐるものであるが、一度湿氣が這入り込んで来るや忽ち層面や片岩理の石灰質外殻から剝離をして崩壊を始める。膨脹作用にも水のみが働くのではなく前記のやうな化學變化が原因となる。この現象は丁度鐵珪酸鹽に富んだ地層(明礬岩・龜甲粘土等の如き)に於て酸素が作用する化學變化に比較出来る。その際硫酸鹽類特に石膏生成の場合は極く微薄片となつて全く剝げてしまふことが多い。此の如き場合酸素の供給といふことは直接體積増加の機會を與へるものと認めることが出来る。

尤も Terzaghi の説では標式的の(膠着力のない可逆的)粘土は、膨脹する際何等化學變化を伴はないといふことになつてゐる。併し泥灰岩類のものでは勿論斯うした化學變化は起り得るものと見ていゝであらう。

この種の泥灰岩が浸水の結果分解することは最も無氣味なものであることは明かである。換言すればその強度は主として所謂見掛けの凝集力のみで働いてゐることになる譯である。従つて隧道の掘鑿は泥灰岩の組織を振り動かしその岩層内の割目を深くし且數を増加せしむることになる。その結果水が侵入して來た場合は水の攻撃面が著しく増大して來るためその土塊は全く糊泥状になる。

山の地壓のため小破片に碎かれた泥灰岩層が裸のまゝ露出した傾斜面をなしてゐる時は、水の滲入が伴ふと同時にその山は容易に流砂性を呈するやうになる。隧道内で泥灰岩が急速に破碎作用を始めることは多くの場合山の地壓の結果を意味してゐる。何故ならば泥灰岩は元來風化作用の急速に進むやうな性質を備へてゐるに拘らず、それが地表面であると破碎・分解作用が地中奥深く進んで行くのは極めて緩慢であるからである。

1) Moran; Notes on the laboratory test in Columbia University of New York, Eng. News Record, Vol 95 1925.

2) Deecke, Vier Kapitel aus der petrographischen Geologie, S. 32—33, 1919.

3) Pollack, Über Vorbildung in der praktischen Geologie und Wetterbeständigkeit sowie Quellung der Gesteine. Die Steinindustrie H. 10, 11. 1925.

ハ) 石墨片岩 石墨片岩(Carbonaceous schist)で苦んだのも同様膨脹現象を伴つてゐたものである。紀勢線天神山の如きものがその一例である。大般渡線飯森隧道では断層帶の石墨片岩が明かに膨脹した。一體この種の軟粘土は獨り第三紀頁岩又は泥灰岩に限らない。火成岩・結晶片岩類でも風化作用が進んで腐朽したものには軟粘土と化したものが多い。特に造岩礦物中の長石質のものがカオリンに化してゐる場合は甚しい。

實例 本次線反谷隧道では断層谷の真下を掘進したが、母岩の閃綠岩が断層破碎作用のため長石がカオリン化し全く軟粘土になり膨脹した。(第 569 圖參照) 同線大曲隧道では花崗岩内の黑玢岩の岩脈が所謂選擇風化のため特に軟粘土と化し膨脹現象を呈した。(第 569 圖參照)

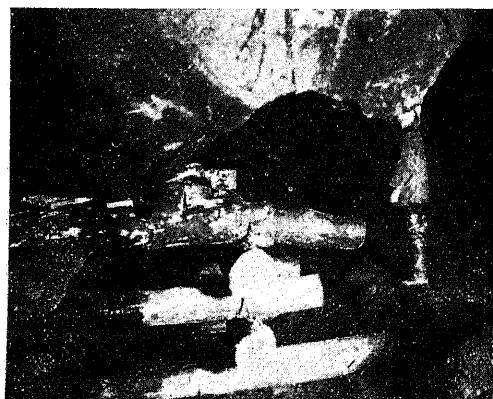
b) 流砂層 流砂性(Quick sand, Schwimmsand, Sable bouleant)の山といふのは多くの場合専ら純粹の微粒砂より成り、その間隙が盡く水を以て充されてゐる場合の如き状態をいふのである。自然状態が少しも擾されてゐない様な場合では、土圧は乾いた砂層の場合と同様の法則を當て得ることが出来るかも知れない。併しその場合その土圧算式の中には比重の價に水の流动壓だけを加へなければならぬ。即ち隧道内に湧出する滲出水が砂粒に働く流动壓である。併し作ら實際の場合濕った砂層を掘鑿するに當つても支保工の後側にある物質を何等擾さずして掘ることは出来ない。而して組織の中を流动して來る水は導坑内に砂を洗ひ流す。此の如くして生じた空洞は次から次と崩壊して來る物質で充されてしまふ。斯くして山の組織の弛緩は掘鑿箇所から漸次奥深く進んで行く。此の如くして弛緩した物質の間隙は次から次と流して來る水を攝取し、水の滲透し弛緩した砂層の内部摩擦力は、夫れと同じ砂層で少しも擾されてゐない時の價の數分の一しか當らなくなる。この事實は地下水面下に堅坑を掘り下げる場合屢々經驗をしてゐることであらう。弛緩した微粒砂が完全に含水した状態に於ては殆んど水平面上でさへ流出を始める位になる、之は山崩れの際含水飽和した粗粒砂層に於て我々が實見してゐる事實である。

此の如き地質中の隧道掘鑿法としては摩擦力の減少作用の張本人即ち滲出水を排水設備に依つて防遏するか或ひは凍結法等に依つて凍化固結せしめることが最も有利である(第 10 節 2)○凍結法の項參照)。此の如き施工法は既に半世紀も或ひはもつと前から佛蘭西では延長 286 m の Aba 隧道で應用されたと聞く。

丹那隧道では西口 7500 呎附近から、火山泥流層中に挿まつた厚い火山荒砂層(徑 3 mm 位)に出會し、約 800 呎の區間は之に壓力 128 封度の湧水を伴ふたため(當時湧水量 33 個)、導坑の掘進に伴ひ一種の流砂状態を呈し數多の大小空洞を形成するに至り、作業に困難を極め一時は工事を中止するまでになつたが、空氣掘鑿法(Pneumatic process)を採用し(氣壓最高 22 封度)排水隧道を辛

1) (渡邊貢、隧道湧水防止法としての膠結法及び凍結法、大正 15 年 9 月鐵道省建設局版參照)

うじて掘鑿し得た結果、湧水をこの排水隧道に落とし中心線區域を乾涸しめたので、遂に本隧道の切擴・疊築を完成することが出來た(第607圖(a)(b))。砂層が未だ少しも擾されてゐない場合の成層状態の密度に就いて、流砂性の地質である。



第607圖 (a) 同火山荒砂層が湧水のため崩壊して生じた空洞

ひは又元來は密に成層してゐた砂礫層中の空洞内に長い期間の後微粒の部分が集中して之を充填してゐるやうな場合である(侵蝕作用の產物)。

**實例** 丹那隧道西口の火山砂層の如きはこの後者に屬するもので、集塊岩層が火山の爆發に伴ひ火山泥流となつて押流される中、水流に依つて砂礫の粒徑の篩別が行はれたその結果、粘土層と砂層との互層が火山泥流中に生成された。

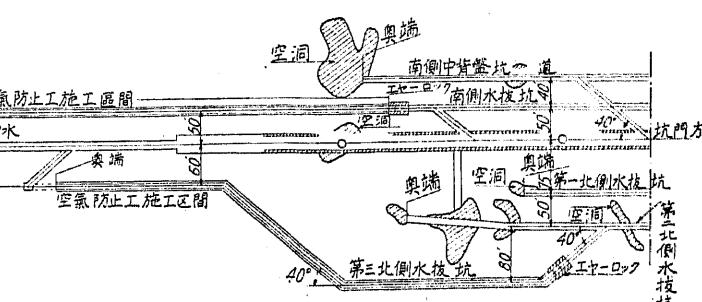
筆者は丹那隧道在勤中此の如き成層状態を命名



第608圖 丹那隧道西口に露出せる粘土及び砂の互層  
(Differential deposit)

するに、*Differentiale Ablagerungen* (差別堆積) の新造語を以つした(第608圖)。信濃川水力電氣の水路の計畫地域に、丁度流砂性の愛ひのある輕石混りの砂層が發達してゐる。この層は河段丘を構成してゐるもの

<sup>1)</sup> 鐵道省熱海建設事務所々報参照)



第607圖 (b) 同火山荒砂層が湧水のため崩壊して生じた空洞

かどうかを豫め確め得るやうな方法は未だ判つてはゐない。併し乍ら唯基礎工事の場合の経験から推定するならば、砂層が流砂層になる傾向の多いか渺いかは、その成層状態の弛いか密であるかに専ら從つてゐるやうである(第七章第20節参照)。

**イ) 堆積層** 天然にあるこの種の不安定な成層状態をなした砂礫層といふのは、洪水時に異常な流速を以て押流して来る砂礫を漂山浮べた急流に依つて堆積されたものとか、或

でこの前者の方に相當するものである(第三章第6節第411圖参照)。

流砂性になる傾向は砂粒の粒の大きさを小さくなるに従つて甚しくなる。最も悪い性質のものは、或る種の凝集力の弱い殆んどプラスティック性なく透水度の極く少さい土で、乾燥さしても殆んど圧密化されないやうなものが最もよくない。例へば粘土と微粒砂の混合物の如きものである。尤もこの種の土質の液状化の原因が砂層の場合の如く、組織が擾されたため間隙量が漸次増加して來るためとか、或ひは又構造を破壊されたため含水量の變らないのに拘らず凝集力が減退するためとかに起因してゐるものかどうかは勿論判然とはしてゐない。

**ロ) 風化層** 天然にあるこの種の地層は風化岩に於て見ることが出来る。例へば第三紀層の風化岩で砂岩特に泥質砂岩又は凝灰質砂岩の類である。これは雪國で永く含水飽和したため深部まで風化が進んでゐるやうな場合である。

又火成岩特に粒状質のもの例へば花崗岩の如きは風化が進むと所謂真砂土質のものに變化してゐる。即ち長石はカオリンに化してしまひ石英・雲母の類が粒状となつて残つてゐるもの、これが含水するとカオリンが泥状化し来るからその泥水は比重が大きくなり石英粒の如き粗粒のもので容易に浮べ得るに至るのである。

地質の液状化作用の極く特殊な場合として斯ういふものもある。即ち粘土質の餘り厚さの厚くない地層が長い期間乾いてゐた後隧道掘鑿作業のために非常に破碎される。而して秋季にこの割目の中に雨水が滲み込む。そうすると見掛けの凝集力は零になる。そのため割目の間の土塊は全く粉碎されてしまひこれに水が混じその結果山が流砂状を呈するに至るのである。

**實例** 丹那隧道の例は最も著しい大事故である。恰かも海底隧道を掘鑿するが如き壓氣式掘進法を採用したことは異常の實例であるが、これによつて如何に水壓が高くとも排水工事へ施行すれば何んな弛い砂層でも掘鑿し得る自信を得た譯である。建設線では河段丘下を掘進する場合2, 3の例があつた、例へば飛越寺隧道の如きその一例である。

次に最も著しい外國の例を擧げて見よう。

湧水性の砂層を掘鑿して非常な困難を感じた隧道工事としては、瑞西 Emmersberg 隧道の實例がある。

地質は氷河堆石層で褐色粘土層中に所々微粒砂の大塊が、一部分乾いたもの一部含水性のものとが介在してゐた(第609圖)。禍はこの含水性のものであつて、導坑の掘進に伴ひ湧水毎分 160 l/min に及ぶものがあつた。加之この湧水の三分の一は微粒砂を含んでゐる状態であつた。従つて結局湧水は流砂とも云つていい位のもので 1 m<sup>3</sup>/hour の砂量を吐出した。その結果丹那隧道の場合と同様大小の空洞が盛んに生成せられ、且土壓は著

<sup>1)</sup> Der Emmersbergstunnel bei Schaffhausen, Schweizer. Bauzt., II., S. 67, 75, 1894 und I., S. 135, 1895

しく増加して疊築に困難を極めたので、之を防遏するため空氣掘鑿法を採用した (0.1 気壓)。併しこれ等も丹那隧道の場合に比べれば大したものではない。恐らく丹那隧道の工事は世界一の難工事であつたらう。

氷河期の堆積粘土層中によるこの種の微粒砂層が、渠状または脹狀に無数に發達してゐることがある。Terzaghi はその實例として北米 Chicago の水道工事の集水堅坑及び隧道の掘鑿作業中、並に北米 Washington 附近の洪積期粘土層内の基礎工事で遭遇した事實を擧げてゐる。

以上は主として堆積層の場合であるが次に風化岩の場合の實例を擧げて見やう。

北海道ではこの種の多くの實例を持つてゐる。例へば羽幌線地帶は第三紀凝灰質砂岩層が發達してゐるが、これを掘鑿した大根子及び小平藻隧道は好適例である。

大根子隧道では拱門の切取の崩壊に續いて坑内も巨大な土圧を蒙つた。應急策として崩土内に掘つた導坑に栗石を詰め排水用盲下水を設け一時小康を得たが、將來の安全は未だ保し難い(第 595 圖參照)。

小平藻隧道は掘鑿中土圧を蒙つたが幸ひに崩壊はしなかつた。唯隧道を延長することに依つて辛うじて事故を免れたが、拱門上部には龜裂を生ずるの止むなきに至つた。(第 595 圖參照)

最後にこの種の外國の實例を擧げやう。

1843—1844 年間に建設された Bristol-Gloucester (北米) 間鐵道の、延長 500m の Stumpston 隧道では (地質は灰炭層内の炭質泥灰岩の厚さ 12m の層)、着工當時の初夏に於ては何等土圧の著しいものを見なかつた。然るに晚秋近くに至り長期の淋雨の結果急に土圧が加はつて來たり、隧道の地表部には陥没個所を生じ遂に一部分崩壊を見るに至つた。Altenbeken 隧道(獨逸)の崩壊も同様長期の淋雨の結果であると云はれてゐる。

## 第 10 節 基礎

### 1) 軟弱地盤

a) 築堤 軟張地盤に築造した築堤に壓、發生する破壊的沈下を防ぐには(イ)抑へ盛土 (ロ)粗朶沈床等が考へられる。

イ) 抑へ盛土 第三章第 8 節 5)の項に記したような軟弱地盤は盛土を施工すると沈下を來し同時にその兩側の地盤が盛上つて際限がない。この種の土工現場は昔から化物工場と稱して實例が極めて多い。斯かる場合或る程度まで土を沈下に従つて次から次に嵩置して行けば何時かは築堤は平衡を保つに至るが、積極的に沈下を防ぐには豫め 第十章第 32 節に記す如き計算を行つて土量を算定し抑へ盛土を施工する。

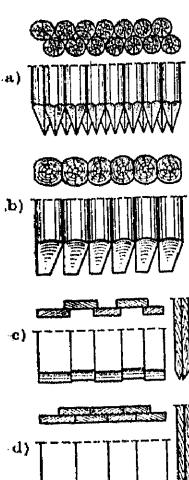
實例——國鐵品鶴線宮野原(第三章第 8 節參照)では高さ 7m、法尻幅 28m の複線築堤の兩側に幅 14.5m、高さ 2.2m の抑へ盛土を盛つて現在略平衡をつてゐる(第 591 圖參照)。

七尾線笠師保・田鶴濱間に於ても延長約 150m に亘つて高さ 2.5m の單線築堤が沈降して幅 13.4m に兩側の地盤が美事な對稱形に押上げられてゐるが、其の対策として同じく兩側に抑へ盛土の築堤が考究されてゐる。

1) Simms, Practical Tunneling, New York 1896.

2) Willmann, Zur Frage der Tunnelerhaltung, Zentralbl. der Bauverw. S. 251, 1909.

其の他有明線肥前鹿島・濱間、久慈線侍濱・陸中夏井間、朝鮮鐵道東海線高城など築堤の沈下に依る兩側地盤の隆起した例は一々枚舉に逃れないので、その対策としては次に記すやうな粗朶沈床の設置とか杭、矢板の打込などが考へられるが、抑へ盛土は最も簡単にして確實な方法である。



第 610 圖

木矢板締切工

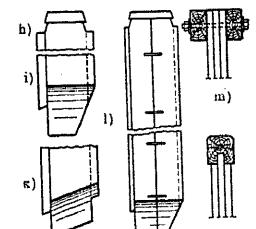
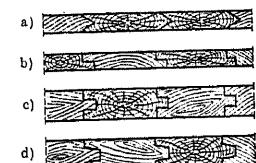
ロ) 粗朶 軟弱地盤の上に築堤を盛る場合、河川工事の護岸に使用する粗朶沈床を築堤法尻より幅廣く施工しその上に盛土して壓力を一様に地盤に傳達せしめる。この方法は抑へ盛土の如く餘り用地を要しない代り特に軟弱な地盤では餘り有效とは考へられない。

б) 構造物 軟弱地盤に構造物を建造する場合は(1)矢板締切・箱下げる・壓搾空氣潜函に依つて根据りしたり、(2)砂工・粗朶・鐵筋コンクリート床板の如き浮基礎、或は(3)杭・井筒等の基礎工を施工する。

### イ) 根掘

矢板締切工——木・鐵筋混凝土又は鐵の矢板を以つて締切り、内側を掘鑿して矢板を打足す。

木の矢板は第 610 圖 a, b の如き杭を打並べるものと、c, d の如く唯扁平な板を重ね合せて打並べるものと、第 611 圖 a~d の如く枘を以つて噛合はせるものがある。木の矢板は地下水位の低いロオム砂質の如き相當よい土質の地盤に 2~3m の深さに餘り廣くない幅又は面積の掘鑿を行ふ際に採用される。木の矢板は通常長さ數 m のものを普通とし、長さ 2m までは厚さ 8cm で十分でありそれから上は 1m を増す毎に厚さ 1~2cm を増すのを適當とする。幅は 25~30cm、用材は生松を通常とする。打込には掛矢・蛸・モンキイを使用する。



第 611 圖 木矢板締切工

鐵筋混凝土矢板は第 612 圖の如き縦に通る主鐵筋に帶筋を配し尖端

に鐵筋の沓をはかせてある。寸法は厚さ 10~50cm 幅 50~60cm に達するものがあり、現場に於て任意の厚さ及長さに作製し得るのが特徴である。鐵筋混凝土矢板は價格の高い點と耐久力の大なる點から木或は鐵矢板の如く一時的の締切基礎工には適せず、擁壁・岩壁の如き永久的構造物に使用される。

第 612 圖 鐵筋混凝土矢板締切工

鐵矢板は展壓鋼釘で長さは 20m に達するものもある。鐵矢板は岸壁の如き構造物の土留にも使用されるが、基礎の締切工としては地下水位の高い相當惡

い土質の地盤又は附近に建造物があつて大きな土壓を受ける處に深い掘鑿を施す場合に使用される。打込はモンキイ或はスティム・ハムマアに依る。

鐵矢板は重量に比して慣性能率非常に大きく且つ表面が滑らかで打込み引抜きの抵抗が少いから、深い掘鑿には殆どこれに依るより外ない。

上記の各種矢板を用ひて根掘り基礎或は地下構造物を施工した後は土を埋戻して出来る矢板を拔取る。

箱下げ工法——此の工法は水中或は地下水位の高い地盤に基礎の根掘りをする際、陸上或は築島上に上の開いた水密の木の箱或は混擬土、鐵筋混擬土の箱を作つてその場に沈降するか、又はこれに浮子を結び付けて現場に曳航して所定の場所に沈降する方法である。箱枠には最初水を入れ砂利・混擬土塊の如き荷重を加へて沈めるが、水底の地盤内に適當の深さまで沈降した後は中の水をかへ出し空中で掘鑿して基礎を施工する。

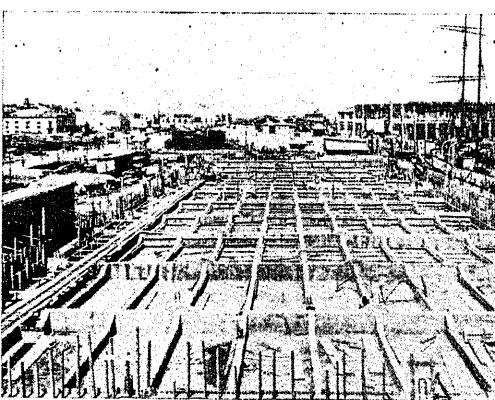
圍堰工法——此の工法は水中の締切掘鑿工法であつて木又は鐵矢板を水密に打並べて中の水をかへ出し、其の深さが數mの深さに達すると矢板を1~2m幅に二列に並べて打込み其の間に不透水性の粘土を填めて取囲む方法である。内側には通常水壓と土壓に耐へしめる爲掘鑿が進行するに従つて横梁を格子型に組んで支桁とする。

壓搾空氣工法——此の工法は特に水深大なる場所を深く根掘りする際に使用される工法で、上部を閉じて空中へ抜ける通路を具へた鐵筋混擬土或は鐵製の箱を掘進沈降せしめる方法である。此の場合潜函は通常基礎の一部として埋設した儘にすることが多い。但し稀には岩壁基礎面の切均し等に沈鑪工法として移動潜函を使用することがある。

#### ロ) 基 础 工

上に記した各種の方法で基礎地板を根掘りした後は、混擬土床板・杭・井筒の如き基礎を施工する。併し茲に最も重要な點は基礎の選択にはそれが支へる構造物の種類と同時に地盤の成層状態・地下水位及び力學的性質をも充分に考慮すべき點である。以下各種基礎工と地盤の性質との關係を記さう。

鐵筋混擬土床板——この基礎は柱の受けける集中荷重を地盤の耐へ得る許容荷重に減少する爲載荷板を擴げるものである。従つて地下水位の低いロオム・砂の如き良質の地盤では床板の大さは柱に比して餘り大きくならないが、地下水



第613圖 浮 基 础

位の高い粘土沈泥質の地盤では相隣る柱の床板が互に接續するに到り所謂浮基礎を形成する。

鐵筋混擬土床板には平板型のものと肋桁を有する逆丁桁型のものとがあり、形は正方形・矩形・圓形に分けられる。平板基礎面下の壓力分布・耐荷力に就ては 第九章第28節に詳述する(第613圖)。

沈床工——東京市内下町の如き軟弱地盤に建造される建造物の基礎や、小さいものでは擁壁・函渠の基礎には生松丸太を格子に組んだ格子型沈床工・梯子胴木工を施して構造物から来る集中荷重をより廣い面積に擴大分布せしめて沈下を防ぐ工法である。

浮基礎——これは大なるビルディング・倉庫・上屋の如き大建造物を地下水位の高い軟弱地盤の上に建造する際、基礎を一連の床板として建物を全體として沈降せしめるやうに作つた基礎である。

東京驛前中央郵便局の基礎が龜甲形に梁桁を組合せた逆丁桁型床板より成ることは餘りにも有名であつて、現場は地下水位が基礎床板より高いため施工中揚水壓が働いて事實全體が浮上つたような事故を引起した。近頃鐵道省東京改良事務所の兩國線建造工事では同じく鐵筋混擬土高架橋の支柱の間を一連の床板で縦いで一種の浮基礎を構成してゐる。

斯る浮基礎は載荷面積が非常に廣い爲基礎下方の地盤は床板の邊縁に近い土が側方に逃げ得る丈であつて所謂破壊的沈下は發生し難いが、地盤内の地下水が壓力の爲に擠り出されて壓縮に基く長期間の沈下は免れ難い。

割栗工・砂工——建造物の基礎を施工する際は、土質の良否に拘らず基礎混擬土打ちの便宜及び基礎壓力の一様な分布を計つて、根掘り面に割栗を一重に敷並べ其の目を砂利で埋めつぶして其の上に基礎を施工する。

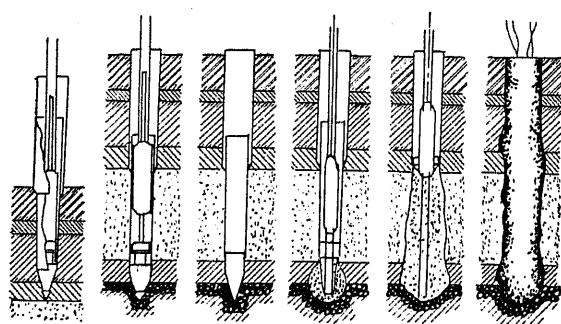
砂工は地下水位の高い軟弱なる地盤に函渠・築堤等を施工する際地盤改良の目的を以つて基礎根掘を掘越して其處に荒砂を埋戻す。

井筒工——河口に近い第四紀堆積層に橋脚基礎を施工するには主に井筒を沈降して適當の深さに止め或は深い岩盤に達せしめる。

井筒工は外壁が水密なれば中の水を代へ出して空中の掘鑿が出来るが湧水が激しければクラムウエル、プリイストン等で水中掘鑿を行ふ。

杭——(Pile, Pfahl, Pieux) 基礎地盤の耐荷力が僅少で床板基礎では荷重を負へ切れない場合は基礎の下方に杭を打つ。杭には表面の摩擦力によつて荷重を負ふものと支柱の作用に依つて支へるものとの二種がある。前者は杭が深い均質な地盤の中に打込まれた場合、後者は杭の先端が特に硬い強い地盤に達してゐる場合である。杭の支持力に就いては 第九章第29節 に於て詳述してあるが、茲では今日使用されてゐる特殊の杭を特に著者の識る範囲に於て述べて見よう。

i) フランキイ杭 軟弱地盤に基礎杭工を施工する際先の尖つた肌の滑り易い杭の打込み工法を採用する時は、下手をすると 20m 或ひは時に依ると 30m の長さのものまで使用しなけ



第614圖 フランキイ杭の施工順序(普通の場合)

の鐵筒を引抜いて行くのである(第614圖)。

この栓郎ち杭の尖端は普通軟質で杭の下りの良い地盤中では木製で尖だけを鋼で被つてゐるが、湧水の多い場合は下方からの湧水を防遏するため之を後から引抜かずそのまま放置するために、一般に之を混凝土製として置くのを常とする(第615圖)。

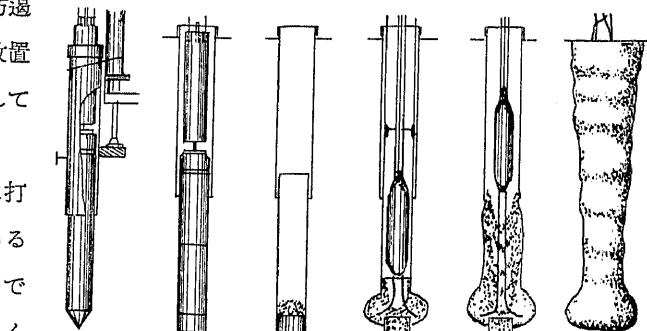
混凝土は普通20cm位づゝの厚さに打ちつゝ之をモンキイで叩き込むのであるが、このモンキイも2,500kg位のもので恰も砂利層か岩盤かでもあるやうに強く打ち込む。その結果下方の膨れた周囲が凸凹した摩擦抵抗の多い形になるのである。

又割合に良い地盤の場合でもこの式の杭を用ひる方法もある。それは長さも最大5m位で豫め下端部を特に大きく葦型に掘つた孔の中に重いモンキイで激しく砂利を打ち込み、その打込み方も垂直のみではなく少し斜の方向にも打固め然る後混凝土を施工する(第616圖)。このフランキイ式杭では深さ8m位で50tonの支持力は十分取れる。長さ9mのフランキイ杭を粘土層に打込んだ一例では荷重100tonで沈下2mm、許容荷重70tonといふ勘定になつてゐる。

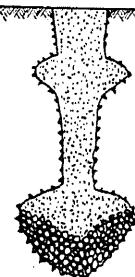
巴里にはこのフランキイ杭(Pieux Franki)専門の請負會社が設置されてゐる。

#### ii) 武智杭

杭の支持力を増加するため普通の木材に所謂カンザシやトンボと稱する横支材を取り付ける事は從來既に行はれてゐた。武智杭はこの作用を更に合理的にするため鐵筋混凝土製のflangeの突出した杭を砂利を填充し乍ら地中に打込むものである



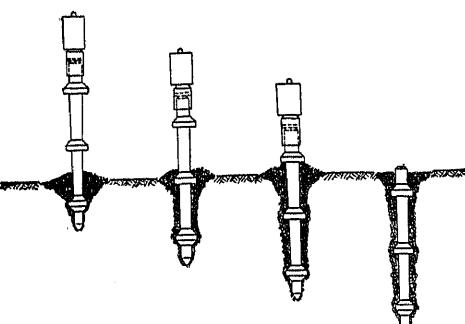
第615圖 フランキイ杭の施工順序(湧水層の場合)



第616圖 フランキイ杭(地質良好の場合)

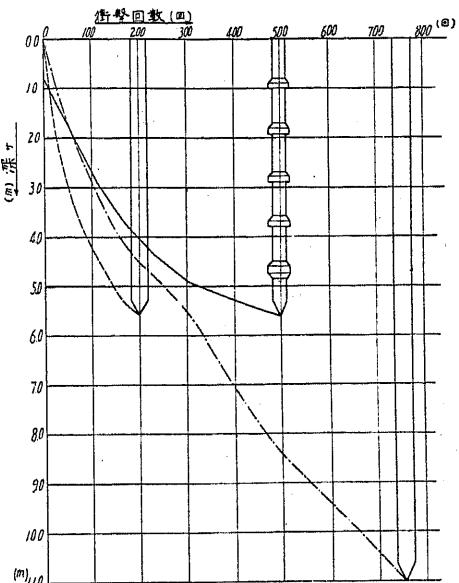
ればならぬことがある。然るに第614圖の如く混凝土を用ひた先が特に大きくなつたフランキイ式杭を用ひる時は遙かに浅い例へば6-10m位の深さで大きな支持力を持たせる事が出来る。

この杭の施工法は先づ第一に取外し自在の栓の付いた鐵筒を打込み、それに續いて混凝土を打ち順次に打ち固めつゝこ



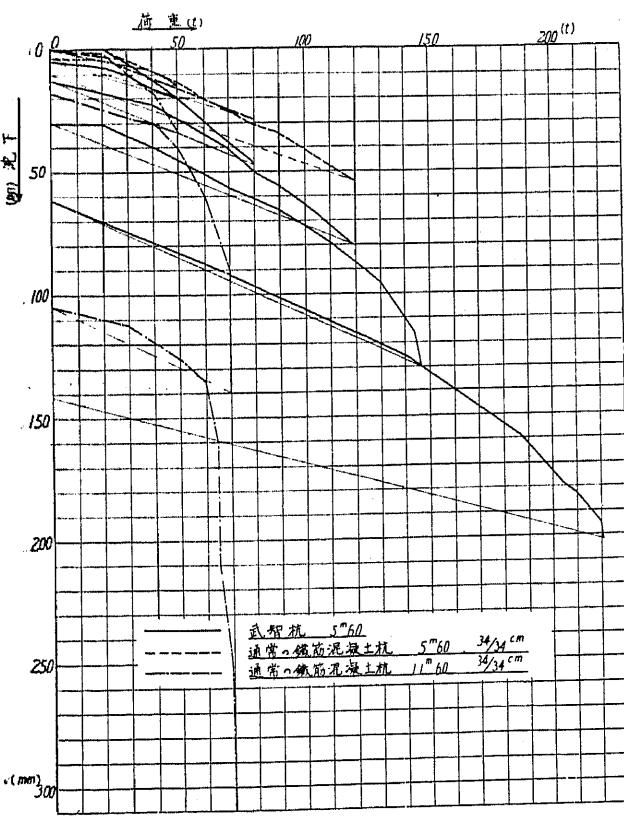
第617圖 武智杭の施工順序

(第617圖)。今武智杭の特性を明かにするため獨逸Ryckerhoff-Wildmann會社に於て、普通の鐵筋混凝土杭と武智杭とを同じ深さ且つ混凝土の體積を同一として是等を同一のhammerを以て打込んだ際に、其の打回数と支持力とを比較した試験成



第618圖 打回数の比較

績の概要を示して見ると次の如くである。



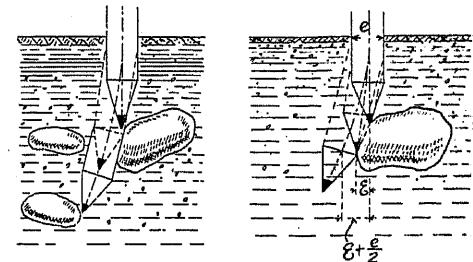
第619圖 支持力の比較

杭の深さは何れも5.60mとし、普通の鐵筋混凝土杭は24cmの断面を有し、武智杭は長さ5.60m断面の大きさ31cmのstemに95cmの間隔に四方に8cm宛突出したflangeを5個所につけ、是れ等二本の杭を重さ2tonのhammerで1.50m~1.80mの落下高を以つて打込んだ。先づ二つの杭の支持力を其の打回数即ちhammerの行つた仕事の量で比較して見たのであるが、其の結果は普通杭の200回に對して武智杭は500回の打回数を要し約二倍半の抵抗を示したものであるが、而もその打回数と深さの關係を示す第618圖に於て示す如く深さの増加する

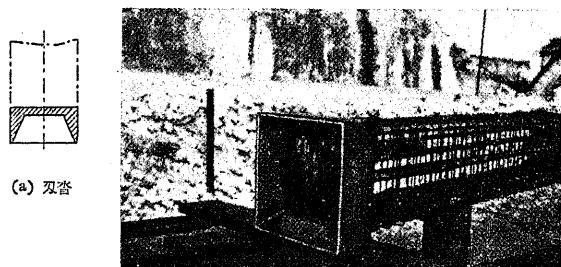
と共に武智杭の所要打回数は著しく増加し、是れを逆に云へば杭の深さを僅かに増加すればその抵抗力則ち支持力は著しく増加する事を示して居る。

亦是等二つの杭に漸次荷重を加へて行つて途中で一旦之を取除き又更ににより大なる荷重を加へて、其總支持力を見ると普通杭が 70ton の荷重で yield したるに對し、武智杭は 230ton の荷重に到るも最初の沈下角度を維持して居るのみならず、其の途中の反撲彈量を比較すると第 619 圖に示す如く武智杭は極めて大なる値を示してゐる。是は主として打込みの際に用ふる砂利の效果に依るものであらう(第 619 圖)。

iii) 刃刃付鋼筋混疑土杭 普通の既製鋼筋混疑土杭を掘出して見ると完全なものは殆んどなくあつても極めて稀である。打込みの際杭先が玉石にぶつかつて側方に外れた結果裂目が入つたり甚しいになると 3 本位に折れたりする。木杭なら撓曲性が強いから伸々裂目も出来ない又出来ても大したことはないが、混疑土杭では玉石に當ると上記の如き杭の中心の偏位のためすぐに裂目が出来る。而してこの裂目から水が浸み込んで鋼筋を腐らせて



第 620 圖 混凝土杭の破損の原因



(b) 刃刃を附したる例刃刃付混凝土杭

第 621 圖 刃刃付混凝土杭

しまふ。混疑土杭の支持力が悪くなるのは大抵この原因が多い(第 620 圖)。

この障害を避けるため第 621 圖 (a) に示すやうな刃刃を付ける方法が考案された。第 621 圖 (b) は混疑土杭の鐵筋にこの刃刃を付けた所である。第 622 圖は普通の尖つた杭先のものとこ



第 622 圖 兩者の比較

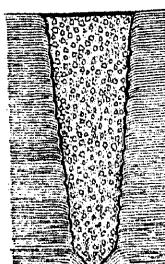
の刃刃を付けたものを、同じ地質の箇所で打込んで後から掘出して見たものである。左方の圖は尖つた杭先のもので、杭先が A, B, C の三つの玉石にぶつかつて杭の中心線が偏位し、最後に D の玉石にぶつかつて折れた有様を示すものである。然るに右方の圖はこの刃刃を付けた杭で、A, B, C の玉石を突き抜けた有様を示す。

實驗の結果に依れば打込み抵抗は兩者大差なく打止めの決め方も兩者全く同様である、刃刃の方は尖頭の

方より勿論障害物に當る率は多いが曲ることはない。然るに前者は玉石にぶつかれば之を貫くに拘らず必ず曲つて折れる(第 622 圖)。

#### iv) 圓錐形杭

第 623 圖は獨逸 Stern 株式會社の特許である Stern 杭と稱し、先端の尖つた杏と波形の鐵釘製外被の中に生コンクリートを打込んで地中で硬化せしめたものであつて、表面の波形が摩擦抵抗を大きくする點と楔の作用に依つて打込みの際杭の周囲の土を壓密する點に此の杭の特徴がある。許容支持力は 1 本に就き 70ton まで上げることが出来ると稱してゐる(第 623 圖)。



第 623 圖 圓錐形杭

### 2) 溝水帶(流砂層)

溝水帶といふのは地下水位の高い透水性の堆積層である。こういふ地層は河底沈積層・河口三角洲・海濱形成物(即ち淺海性砂質堆積層)・河川に沿ふ冲積平原・氷河堆積層に發達すること多く、或ひは隧道掘鑿の際相遇する深い地山の中に挿まれた地下水を含む砂層・集塊岩層も同じく溝水帶を形成する。其の性質と成因に就ては第七章第 20 節 b) 流砂層の項に詳述してある。斯る溝水帶は所謂流砂層を形成するから基礎の掘鑿を行ふ際溝水と同時に土留板の間から砂を流し出して屢々非常な危険を作ふ事がある。流砂層は元來餘りよく結つてゐない砂粒が、100%の浮力を受けるから自重は非常に減少して殆ど水圧に等しい壓力が作用する。

溝水帶に深い基礎の根掘りを施すには地下水を除去して土質の摩擦抵抗を高めるか、或はセメントイシジョン法又は凍結法に依つて砂層を固結せしむるより外ない。

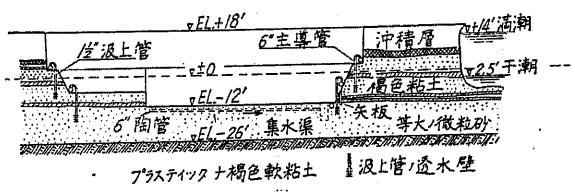
#### a) 地下水面降下法

地下水降下の理論は第二章第 4 節に記した地下水の流動理論と同一であるから茲には省略する。

地下水面降下法 (Grundwasserabsenkungsmethode) は不安定な砂層中の基礎の根掘り等の場合、工事施行期間中數多の単簡列に依つて地下水位を降下せしめ、砂層が弛緩して流砂状態に化するのを防止して作業を行ふ方法である。

第 624 圖 はこの地下水面降下法の最も簡単な一例である。地質は微粒砂の水平層であるが中に薄い粘土の挟み層を數枚介在して居り、この砂層は矢張り水平な青色水成粘土の地盤に堆積している。砂層は成層状態が密であるに拘らず作業中動ともすれば流砂性を呈した。

根掘りの設計は 3m の深さとして、12m 幅の背部を持つた切取で港内と距てること



② Terzaghi, Wellpoint method for handling excavation of foundation pit at new sewage pumping station Lynn, Mass, Journal Bcston Soc. of Civ. Eng., Vol. XIV, 1927

になる。そのため地下水位降下法で砂層を乾燥させることが必要になった。ボウリング作業中にこの粘土の挿み層に出会したが、當初工事場の設備計画に際しても之を数段の地下水層として取扱はず、排水用井戸設備は根掘内に濾過材料を詰め込んだ集水用井戸を設け補充した。その結果砂層内では排水が完全に行はれたので、急峻な勾配にても法面に土留工を施す必要なく成層状態は密の儘變化なかつた。降下した地下水位が根掘りの縁と交接してゐるやうな個所も稀にはあつたが、砂が坑内に流れ込んだので矢板工を施して堰止めた部分もあつた。尚ベルギーの antwerp の河底隧道でも最近この工法を実施して成功した(第 647, 648 圖参照)。

弛い透水性の挿み層があるため困難が伴ふやうな場合には、獨逸に於ける近代的な地下水位降下法では汲上井戸の鐵管壁中數 m の長さだけ孔を穿つたものを使用する。その結果各透水性の挿み層はその孔の開いた鐵管部分で安定に保つことが出来る。

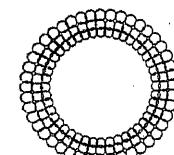
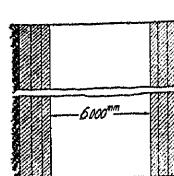
地下水位降下法計画の費用と效果とを決定する地質工學的因子としては第一に地盤の粒径・透水度・成層状態とし、第二には地下水中の酸類又は瓦斯類の含有量等を擧げなければならぬ。組成物質が微粒であればある程、唧筒の徑を大きくし唧筒相互間の間隔を小さくしなければならぬ。粗粒の物質の時ならば徑 15mm の井戸を 10~14m 隔てて設ければいい。微粒の時であると井戸の徑は 25cm 以上にした上にその間隔は 5~8m まで下げねばならぬ。但し其際鐵管の孔明き部分は篩の個所が塞るのを防ぐため砂漬器で包む。先づ透水度を判定するためには透水試験の助けを借りなければならない。尤も多くの場合経験者であるとボウリングの標本で大抵可成りの程度の判断がつくものである。併し乍ら排水しやうといふ地層全體としての透水度は各個の層の透水度ばかりでなく大部分大等の層の層序状態に依つて決するから、最後の排水計画の確立に必要な充分の材料はボウリング孔で透水試験を行つた結果に依らなければならぬ。地表水のある場所で行ふ地下水位降下法の際は、水の滲入度はその地表水の水底の防水設備の程度如何に係る。

地下水中に酸素を含有してゐる時は金屬製の濾過網の壽命に影響する。即ち長期の工事の場合であると井戸の鐵管を腐蝕させてしまふ。又地下水が或る種の溶解性の物質を含んでゐる場合であると、大気に觸れると同時にその物質が沈澱して篩部を夫れに依つて閉塞する虞れがある。又多量の瓦斯を含有する際は瓦斯放散設備を施せばいい。夫れ故に排水計画の當初に於ては豫め大略の地質調査を行ひ、各個の地層の大凡そ見當の粒径並に透水度等の如き地下水層の性質、或ひは透水性の小さい挿み層の發達状態等を特に考慮して地質の成層状態を、最後に地下水の化學的成分等を充分よく研究して置くことが大切である。各個の土質層の組成物質の性質は地質縦断とその地質工學的性質の數値とを丁寧に併記して置かねばならぬ。尚又從來實施した地下水位降下法の経験をば地質的見地に據り蒐集し統一整理して置き参考とすることは非常に有利であらう。

### b) セメンテイション法 附珪化法

セメンテイション法は元來岩盤中の割目中にセ

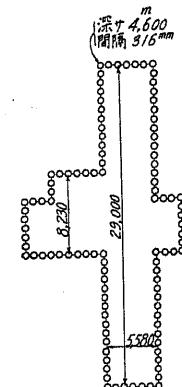
1) Schultze, Die Grundwasserabsenkungen in Theorie und Praxis. Berlin 1924)

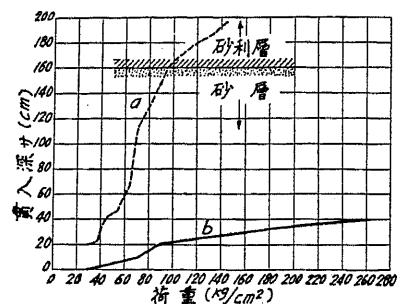


第 625 圖  
流砂層中の堅坑掘下  
に應用せるセメント  
イシジョン法

14,5 年前セメント注入法の創始者である白耳義の  
イシジョン法 Francois Cimentation Industriel はこの施工法の缺陷を補ふため一種の水  
硝子を砂層中に注入した例があるが餘り成功しなかつた。4,5 年前獨逸の  
Tiefbau-u. Kältindustrie A. G. で Joosten がこの方法を改良して、化學的  
固結法 (Chemische Versteinungsverfahren) といふ施工法を始めた。

**施工法** 何しろ特許であるため注入用の薬液の成分はハツキリと記してな  
いが、第 626 圖のやうな装置により或る種の珪酸溶液と酸又は鹽類溶液を同時に砂層中に壓入し、





第 629 圖 硅化固結せる砂礫層中の鐵棒貫入試験結果

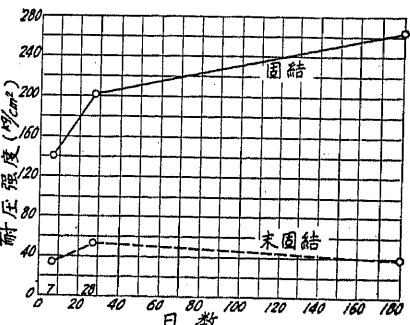
る。この注入を施工しない地層中には試験用鐵棒が  $70 \text{ kg/cm}^2$  の荷重で  $100\text{cm}$  の深さまで沈下するが、施工後であると  $70\text{kg/cm}^2$  の荷重では僅かに  $10\text{cm}$  の深さまでしか沈下せず、 $40\text{cm}$  の深さまで沈下させるには  $600 \text{ kg/cm}^2$  の荷重を要する事が判つた。

**特徴** この方法の大筆すべき特點は固結作用が速かといふよりも寧ろ瞬間的であることである。セメントであると 2 日なり 3 日なり凝固時間有待たなければならぬがこの點が非常に有利である。從つて湧水の烈しい水壓の

高い所では假令岩盤であつてもこの方法を應用した方が有利である。

次にセメントであると地下で出會する水によつて凝固の時に生じた珪酸又はアルミニウム石灰が溶解されたり膨脹せられたりすることがある。然るに此の薬液注入で生じた化合物には絶対に斯ういふことがなく全く不反応であることも極めて有利である。

もう一つの應用は混擬土建造物の補強で、第 630 圖はこの固結法施工前後の



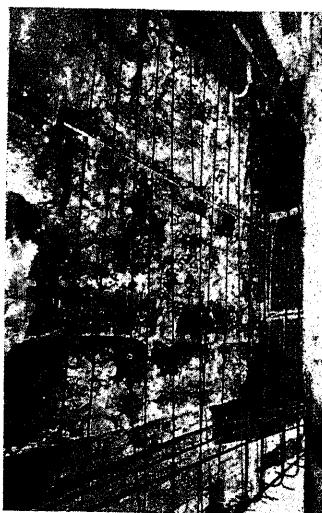
第 630 圖 混擬土建造物に珪化法を施工せる前後の耐圧強度の比較

混擬土の耐圧強度の差異を示す。この試験結果でも判る通り薬液を注入せるものは時日の經過に従ひ益々強度を増加するに反し、施工しないものは 5 ヶ月以上も経過すると漸次強度が下つて来る。

更に斯くして注入を施した混擬土は硫酸に對して抵抗力が強く、從つて隧道とか其他煤煙の影響で混擬土の腐朽の虞れのある箇所では非常に有利である。是等も既に實驗の結果證明せられた特點である。從つて隧道・堅坑等の湧水防止法としては最も有效な施工法である。

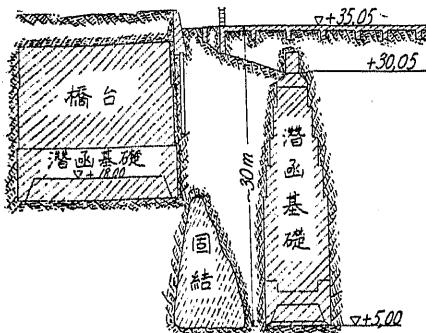
第 631 圖は基礎の根掘りに應用せる固結法であつて、軟弱な砂層の地盤が恰かも砂岩の如く固まつた有様を示す。

**實例** 伯林醫科大學眼科教室の新築工事の際應用した。固結體積は



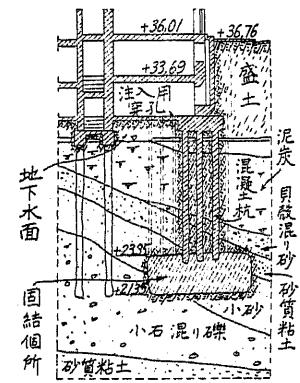
第 631 圖 根掘り内の珪化固結せる砂層の掘鑿面

i) Bernhard, Versteinung loser Bodenarten im Grundbau, Der Bauingenieur, 1913, Heft 11/12, 14 März, S. 202—208).



第 632 圖 橋臺の補強に應用せる實例

$16\text{m} \times 4\text{m}$  で Monjou 河の橋臺の保護を目的とした。この橋の底部は夫れより  $8\text{m}$  距つた潜函式施工の橋脚の底部( $7\text{m} \times 6\text{m}$ )より  $13\text{m}$  深い。從つて新舊基礎は約  $30^\circ$  の勾配面上を掘り下げることになる。そのため新橋臺の潜函作業が探部に進むに從つて舊橋脚に非常な危険を及ぼすことになる。從つてこの兩者間の地層が滑り出し又は崩壊を始めるを防ぐために、兩者間の土質を固結せしめて一個の防護壁を造つたのである。この防護壁の底部は橋臺の基礎底部より  $12\text{m}$  深い位置とした。從つて固結法は深さ  $25\text{m}$  の箇所で長さ  $16\text{m}$  の區間施工した。而かもこの防護壁の建造には僅か 3 週間しか要



第 633 圖 桁の基礎盤築造に應用せる實例

しなかつた(第 633 圖)。

獨逸 Havel 河岸の Spandau で或る住宅の建築工事で混擬土杭工と珪化法を同時に實施した。地質としては元來支持力のある地層であつたがこの層が急角度で Havel 河の方へ傾斜して居り、この層(玉石混り砂利層)の上に厚さ  $2\sim 3\text{m}$  の泥質砂層が發達してゐる。これは早晚滑動して建物を危険に陥れることは明かなことである。上部は泥炭層が發達してゐたため杭工は Michaelis-Mast 式を採用した。建物の中央隔壁の下部では泥質砂層を貪きその下盤の良基礎まで到達せしめた。街路側の下部では泥質砂層を厚さ  $2\text{m}$  廣さ  $100\text{m}^2$  だけ固結した。從つて街路側では杭工はその固結盤まで到達させればいいので  $17\text{m}$  の長さの所を  $9\text{m}$  で済んだ。此の如くしたお蔭で土質上の荷重は  $0.5\text{kg/cm}^2$  に分割することが出來た。固結土塊の周囲及び厚さはボウリング依つて確めた。その結果長さ  $19\text{m}$  幅  $5\text{m}$  あり、地下水面上  $9\text{m}$  の位置にあることが判つた(第 633 圖)。

**e) 凍結法** **凍結法** (Freezing method, Gefrierverfahren, Méthode de congélation)は湧水が多量で軟弱なる地盤に堅坑を掘下げる際人工的に之を凍結硬化して掘鑿する方法である。1883 年始めて Poetsch に依つて Archbald 堅坑に於て實施成功したものである。凍結法の施工法は、先づ最初に開鑿せむとする堅坑の外周に或る距離の範圍内を選び約  $1\text{m}$  内外の間隔を以て數本の小孔を含水層まで穿つて、之に下部の閉塞した鐵管(凍結鐵管)を挿入しこの中に更に下部の開口した鐵管(注入鐵管)を降下する。次いで極めて低溫度に降下せしめた液體(冷却液)を注入鐵管中に注ぎ込み注入鐵管と凍結鐵管との間の空隙を通つて上昇せしめる。其の間に冷却體は外圍の地層を冷却して含水層の凍結作用を行ふ。而して此の冷却液は再び冷却機中に導かれて注入鐵管との間に一個の循環系を構成する。斯くして堅硬なる圓筒状の凍結帶を生成し、外周よりの湧水崩壊を十分防禦しつゝ普通の手掘りを以て容易に掘鑿することが出来るに至るのである。掘鑿中は絶えず

凍結作用を施行するが終了後は凍結鐵管を撤廃する。この方法は脆弱な地質のみならず又堅緻でも割目が多く湧水多量な地質にも同様に應用し得るから、堅坑開鑿のみならず隧道の掘鑿作業にも應用せられたことがある。地下水の凍結の困難な場合例へば温水であるとか濃厚な鹽類溶液を含有する場合或ひは地下水の運動ある個所等では極めて此の方法は危険である。

#### イ) 地表設備及び準備作業

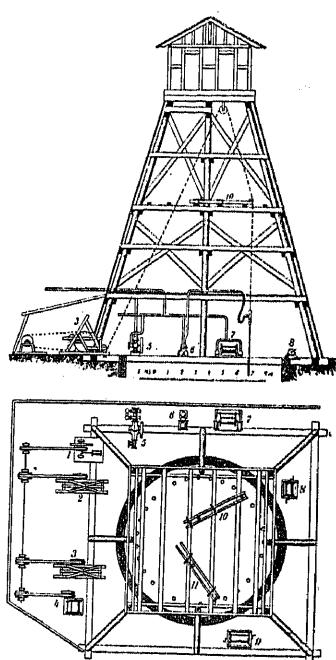
地表設備・堅坑口付・穿孔及び掘出機——凍結法に依る堅坑開鑿は地下水面が地表に極めて近接せる場合の外は一般に堅坑口付を掘鑿し、その上に第634図の如き穿孔用試錐機を設置し凍結鐵

管插入用穿孔の掘鑿の為使用した後は一般的に堅坑開鑿に際し掘出用として利用せらる。機内或はその外側の床上には2~3箇の試錐機(2, 3)を設置し、夫れ等を滑車に依つて導き可動性傳導機(10, 11)に依つて各個の穿孔中に鑿光を挿入する。尙こ外に誘導機(1)試錐機に附屬せる洗滌水唧筒(5, 6)及び手捲揚器(8, 9)並びに蒸氣索道(7)及び捲揚器(4)等も設備する。

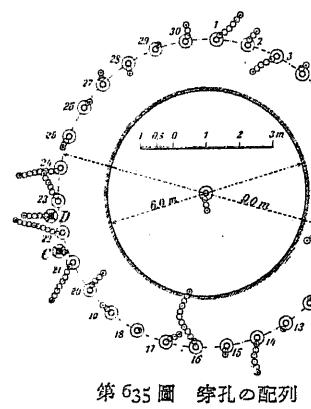
穿孔の配列及び完備——穿孔は一般に掘下げんとする堅坑の周囲に或る間隔を以て同心圓を描いて配列する。穿孔圓の豫定堅坑の周囲よりの隔りは堅坑の深さ及び凍結壁の所要厚さに依つて異なり1.5~3.5mとし、各穿孔相互間の隔りは0.75~1.5m或は又0.9~1.0m位を通例とする(第635図)。

穿孔の掘鑿は一般に鑿先を使用し衝撃式綱掘りに依る。穿孔は地質崩壊の虞ある場合は保護鐵管を挿入し孔口から強壓力を有する洗滌水を壓入して崩壊を防禦する。穿孔が所要の深さに到達した後は下部を鎔接閉塞した凍結鐵管を挿入し保護鐵管は出来る限り撤廃する。凍結法の效果は殆んどこの穿孔の掘鑿成績如何に因るものと云つてもいゝので、これを垂直且つ平行に掘鑿することが最も必要な條件である。就中最上部の誘導鐵管の降下は必ず垂直とし且つ尠くとも7~10mの深さを必要とする。

凍結鐵管——凍結鐵管の内徑は100~140mm厚さは6~8mmである。冷却作用に起因する鐵



第634図 凍結堅坑地表設備

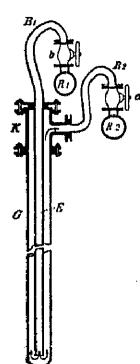


第635図 穿孔の配列



第636図 凍結鐵管

管の收縮を調節するため鐵管には100m毎に伸縮性の連結装置を附けるのを普通とする(第636図)。

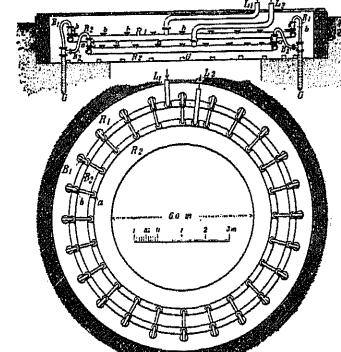
第637図  
凍結液の配給法

冷却機の運轉及び掘鑿作業開始後は必ず冷却液が外部へ漏出しないやうに注意するを要する。液の蒸發に由つて冷却液面が不時に降下するやうな場合のあつた時は、鐵管が破損したことを意味するものであるから液を遺失した鐵管は直ちに撤去し、状況に依つては別に補助穿孔を穿つことを必要とする。

注入鐵管及び液の分給——凍結鐵管内には下部の開口した内徑26~40mm外徑34~48mmの注入鐵管を前者の殆んど基底近くまで挿入する。凍結及び注入鐵管相互間の連結並びに凍結液の分給環 $R_1$ 及び收合環 $R_2$ と凍結鐵管との間の連絡は第637図に示すが如く頭函 $K'$ に依る(第638図)。

#### ロ) 冷氣製造法

冷氣は冷氣製造設備内に於て沸點の低い液(普通冷氣製造液としてはアムモニア又は液状炭酸瓦斯を使用する)を揮發又は蒸發せしめ、その冷氣を地中に與へる傳導物として所謂冷却液を使用する。之は容易に凍結し難い液體(例へば鹽化マグネシウム・鹽化カリ・酒精)等を用ひ、所謂冷熱交換作用に依つて冷氣製造液を氣化する次の熱量を之に與へ同時にそれより同量の冷氣を得て生成する。冷氣製造液及び冷却液は施工中材料節約を目的とし一連の循環系として使用し、兩循環系共に温度の交換作用に依つて交代運動をなさしめる。

第638図  
凍結液の配給法

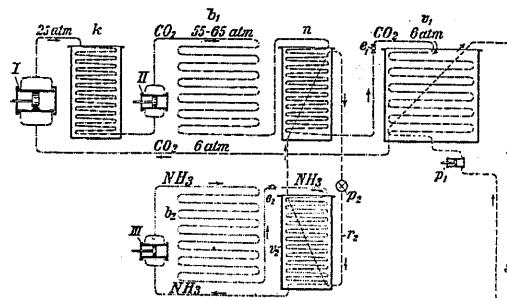
冷氣製造液の循環——冷氣製造液の循環系を導管に依りて五に連絡した主要装置は壓搾機・凝結器・膨脹弁・氣化器(冷熱交換器)の4機である。壓搾機 $C$ は氣化せしめたる冷氣製造液を吸收し、アムモニア瓦斯では9気圧・炭酸瓦斯では60~75気圧にまで壓縮する。この壓搾せられ温度が上昇した瓦斯は凝結器 $K$ 中に壓入せられ、冷水槽内を迂曲した蛇管中を上部より外部に向つて流れる。一方では壓力の増加、他方では冷水の冷却作用のため瓦斯は液化して膨脹弁 $E$ 中に流入し、續いて氣化器 $V$ 中の蛇管に到達する。(第639図)この中で壓力はアムモニアの際は0.2~0.5気圧、炭酸瓦斯の際は8~10気圧まで低下せられる。此の急激な壓力減退は溫度の低下從つて冷氣製造液の強き冷却を促すことになる。

第639図  
冷氣製造液の循環

冷氣製造液——冷氣製造液としてのアムモニア及び炭酸瓦斯の主要なる性質は第8表に示した。

即ちアムモニアは温度 $16^{\circ}\sim 20^{\circ}$ Cの冷水及び約9~11気圧の低圧力の下で容易に液化し、特に冷却用媒質を使用することなしに單に普通一般の方法に依り約 $-22^{\circ}$ Cの温度迄降下することが出来る。尙又同一條件の下に於ては $60\sim 80$ 気圧を要するがその代り $40\sim 45^{\circ}$ Cの温度にまで降下することも出来る。因に炭酸瓦斯は甚だしく低き臨界温度を有しその温度より高い時は液化は全く不可能であるから、多量にして且十分冷い冷却用水の準備を必要とする。

强度冷却法——鹽分を含有する水を連絡せしむる場合は冷却液の温度を尠くとも $-40^{\circ}$ C以下にする必要がある。此の場合は炭酸瓦斯を用ひた强度冷却法を應用する。第640圖はアムモニア冷却装置を基とする炭酸瓦斯冷却法であつて圖中上部は炭酸瓦斯、下部はアムモニア冷却装置である。*I*は第一次壓搾機で約6気圧の下に吸收せられた炭酸瓦斯を25気圧にまで壓縮し、次いで之は第一次冷却器*k*中に於て冷水を以て冷却され更に高壓の第二次壓搾機*II*に依つて $55\sim 80$ 気圧まで壓縮せられる。次にこの炭酸瓦斯は灌水式冷却器に依り續いて更に別個のアムモニア冷却装置に依つて絶えず冷却されつゝある第二次冷却器中に送入され全く液化さる。茲に於て膨脹弁*e*はこの



第640圖  
强度冷却に要する冷氣循環配置

り成る。冷却液は循環系*r*<sub>2</sub>を成形し唧筒*p*<sub>2</sub>に由つて運動する(第640圖)。

Cell 鎌山(獨)の Prinz Adalbert 堅坑に於ては上の設備に由り數ヶ月の後、冷却液は $-42^{\circ}\sim -43^{\circ}$ C低温の下に坑内に送入せられ約 $-36^{\circ}$ Cに暖められて坑外に排出するに至つたといふ。此

液状炭酸瓦斯を噴出せしめ壓力を減退すると同時に約 $-20^{\circ}$ C附近までに温度を低下せしめ、最後に氣化器*v*<sub>1</sub>内に於ては $-45^{\circ}\sim -50^{\circ}$ Cまでの低温を得るに至らしめるのである。唧筒*k*に由つて運動しつゝある冷却液は循環系*r*<sub>1</sub>を形成し堅坑内に送入せらる。附屬のアムモニア冷却装置は壓搾器*III*の外に灌水式冷却器*b*<sub>2</sub>、膨脹弁*e*<sub>2</sub>、氣化器*v*<sub>2</sub>等よ

の如くして坑壁の約25%附近まで凍結せしめ深さ170mに到達するを得た。

#### ハ) 理論的観察

所要熱量の計算——圓筒状凍結帶の生成に必要な冷氣の量は冷却用水に與ふる熱量に等しいから、冷却作用は此の熱量に由つて表はされる。比熱は水は1、氷は0.5、普通岩石は約0.2であるから $1\text{m}^3$ の水・氷及び岩石を $1^{\circ}\text{C}$ まで冷却するに要する熱量は、水では $1\text{m}^3$ は $1,000\text{kg}$ に相當するから $1,000\text{cal}$ 、從つて氷は $500\text{cal}$ 、而して岩石の比重を今假りに2.6とすれば岩石に於ては $0.2 \times 2.6 \times 1,000 = 520\text{cal}$ を要する。之等の外水を氷に變化せしむるに要する熱量は $1\text{kg}$ に就て $79\text{cal}$ である(氷の比重は此の場合省略)。

依て $+10^{\circ}\text{C}$ の溫度の水 $1\text{m}^3$ を同量の $-15^{\circ}\text{C}$ の氷に變化せしむるためには

$$10 \times 1000 + 79 \times 1000 + 15 \times 0.5 \times 1000 = 965,000\text{ cal}$$

の熱量を要する。同様に $1\text{m}^3$ の地層に於ては

$$25 \times 520 = 13,000\text{ cal}$$

を要する。

次に或る地層の $1\text{m}^3$ が $1,700\text{kg}$ の岩石成分及び $300\text{kg}$ の水より成るものとすれば、之を $+10^{\circ}\text{C}$ より $-10^{\circ}\text{C}$ にまで冷却せむとする場合は $1\text{m}^3$ に就ては

$$1,700 \times 0.2 \times 20 + 300 \times 10 + 300 \times 79 + 300 \times 0.5 \times 10 = 35,000\text{ cal}$$

を要する。

従つて例へば直徑 $11.3\text{m}$ 深さ $100\text{m}$ の圓筒状凍結體でその内部は全く充填せられたるものとすれば $10,000\text{m}^3$ の地層に相當するから、之を $-10^{\circ}\text{C}$ にまで冷却するためには總計 $350\text{ mil cal}$ の熱量を要することになる。

實際に於ては傳導並に輻射熱の損失を伴ひ且又獨り圓筒状凍結帶の範囲のみならずその周囲をば凍結せしめ、凍結作用中と云はず掘鑿中と云はず絶えず冷氣を送るから以上の算出に依る熱量より遙かに多量の熱量を要することになる。一般的に地表に於ける傳導並びに輻射に依る損失を所要熱量の算出額の約25%、而して凍結作用中周囲の地中に散逸するものを約50%と認めていゝから、總計凍結作用中要する熱量は

$$350 + 0.75 \times 350 = 612.5\text{ mil cal}$$

である。

今圓筒状凍結帶を完成するに要する日数を100日とすれば、之に要する熱量は損失量を加算して毎日 $6,125,000\text{ cal}$  每時 $255,200\text{ cal}$ となる。

掘鑿開始の後は凍結壁を保持し冷氣損失を補ふに過ぎないから、凍結までの期間に比し遙かに少い量の冷氣を以て足りる。不必要に容積の大きな冷却機械を準備することは非常な愚策であつて、一

例を擧げれば前記のやうな場合に於ては次に示すが如き 3 個の冷却機械を準備し即ち 160,000 cal, 120,000 cal, 80,000 cal, 其の中少くとも 1 個は補助機とし凍結用としては絶えず 2 個の運轉で足り、掘鑿作業の最後の期間に於ては其の中少の機械で十分である。

凍結地層の耐圧強度——凍結せられた地層の耐圧強度に關しては種々の個所に就いて數多の試験を行つてゐる。その結果に由れば耐圧強度は溫度が降下するに従ひ次第に増加する。一般に實験の結果に據れば含水せる純粹の石英砂の凍結されたものが最高の耐圧強度を有し, 0°C に於ては  $20\text{kg}/\text{cm}^2$ , -10°C に於ては  $120\text{kg}/\text{cm}^2$ , 更に -25°C に於ては  $200\text{kg}/\text{cm}^2$  の耐圧強度を持つてゐる。第 641 圖に示した曲線は凍結した石英砂の溫度と強度の關係を表したものである。

含水せる純粹の粘土の凍結したものの強度は石英砂の凍結せるものに比し僅かにその半に過ぎないから、堅坑の掘下げに際しては多少の危険を伴ふことは免れない。砂質粘土及び泥質砂はその中間の強度を有する。普通砂質粘土中にはその  $\frac{2}{3}$  は石英砂の含有するものと認めてよい。鹽分を含有する水の場合には飽和鹽類溶液は溫度 -22°C で初めて凍結する。從つて溫度を十分降下することを要し耐圧強度も極めて高い。一例を擧げれば鹽類の飽和溶液で凍結した砂の凍結塊を試験した結果に據れば、溫度 -47°C ~ -49°C に於ては  $188\text{kg}/\text{cm}^2$  の耐圧強度を有してゐるに過ぎない。

凍結壁の所要厚さ及び凍結深度の極限——凍結壁の所要厚さを計算しよう。今假りに便宜上凍結圓筒は上部より下部に至るまで規則正しく等しき直徑を以て凍結せるものと見做す(第 642 圖)。即ち外圓は凍結圓筒の外周に相當し點線を以て示せる内圓は堅坑の外周を示し A B は凍結圓筒の中心を過ぎる鉛直平面を表はすものとす。

之等に依り次の公式を成立することを得。

$$2x \times k = (D + 2x) \times H \times 1.8$$

但し  $x$  は凍結壁の所要厚さ ( $\text{cm}$ ),  $k$  は耐圧強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),

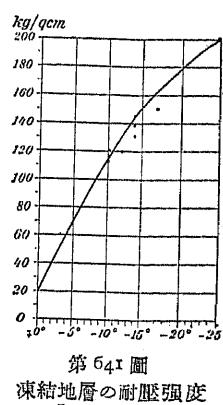
$D$  は堅坑の直徑 ( $\text{cm}$ ),  $H$  は大氣中に於ける水壓

(含水地層の場合は  $H$  は 1.8 倍するを要す)

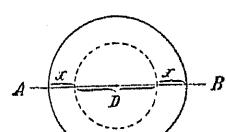
$$\text{従つて } x = \frac{D \times H \times 1.8}{2(k - H \times 1.8)} \text{ である。}$$

此の式に於て  $x = 8$  とすれば  $k = H \times 1.8$  である。

地中に於ける凍結作用の極限は石英砂では 666.7m の深さを以て最大限とする( $K$  は  $120\text{kg}/\text{cm}^2$ ), 従つて 333m の深さに於ては 2 倍の安全率を有する。泥質砂又は粘土に於ては尙一層その極限は小である。



第 641 圖  
凍結地層の耐圧強度



第 642 圖  
凍結壁の所要厚さ

次に逆に圓筒状凍結體の外徑を一定した場合を考へるに、種々の深さに於て堅坑壁は如何なる程度までの内徑を許し得べきかを算出すると、第 643 圖に示す如く例へば凍結圓筒の直徑を 20m とすれば含水砂中に於ては最大限の安全率は  $s_2$ , 更に確實なる 2 倍の安全率は  $s_1$  となる。粘土質の地中では約その  $\frac{1}{2}$  の耐圧強度と見做し最大限を  $s_2$  とすれば確實のものは  $s_1$  である。

凍結法を地中深く應用する場合に今一つの必要條件は、前節に述べた如く凍結鐵管挿入用の穿孔を十分鉛直且平行に掘鑿することであるが、之も深さ 300~400m 以上に達する時は甚だしく困難を伴ふ。從つて穿孔の方向を注意深く測定掘鑿することが必要である。此の困難を避けるため後に述べる凍結作用の中斷に由つて階段的開鑿を企てることがある。

### 二) 凍結法の實施及び堅坑開鑿

凍結體の生成——堅坑内部に於ける凍結體の形狀はその發育の途中では第 644 圖 b 及び c に示すが如く恰も 1 個の壘型狀を呈する。即ち未凍結の部分が内方に深く凹み下部は稍々持上り氣味を呈す。

深さ 4000~6000m に及ぶ深堅坑に於ては之等の關係は多少相異する。即ち注入鐵管内の冷却液と上昇(凍結)鐵管内の冷却液との間に著しき熱の交換作用を生じ、前者が下部に下降するに従ひ次第に温めらるゝに反し後者が

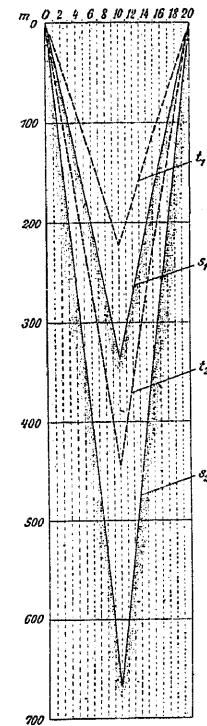
上部に上昇するに従つて次第に冷却され

る。從つて穿孔の最下底に於ける冷却液は上部に於て凍結鐵管より流出する時より高溫度を有する譯である。

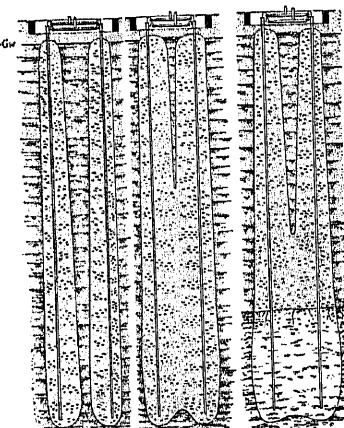
此の如き深い堅坑に於ける結凍體の生育狀態は凍結作用が先づ上部より始まり從つて凍結壁は下部に向ひ次第にその厚さを減する。

堅坑の掘鑿——掘鑿作業は普通一般の堅坑掘下作業と何等異なる所なく手掘りで掘進する。堅坑中核部が軟弱なる場合はスコップ又は鶴嘴を以て氷結塊を打ち碎きつゝ掘進するが、中核部が凍化固結して堅硬なる時は爆破に依る外ない。

此の際は爆破の震動に依り地層の弛緩する虞れがあるから、之を防ぐ目的として一般に電氣雷管に依り爆薬孔の各個を隔時的に順次に發火せしめる。その爆薬充填用穿孔も深さは一般に中央部は 1.5 m, 側部は 1 m 以上を出づるは危険である。特に最後に爆破せしめる穿孔は餘りに多量に爆薬は装填しないやうに注意するを要する。



第 643 圖  
凍結深度の極限  
直徑 20m の堅坑



第 644 圖  
凍結體の生成過程

## ホ) 階次凍結法

凍結用穿孔を鉛直且つ平行に掘鑿することは甚だ困難であるため深い堅坑では階次凍結法に依る掘鑿を採用する(第645圖)。この方法では堅坑の全深を二、三の階段に區分し凍結法の施行はその一段の深さ毎に止め置き、その部分の掘鑿終了後再びその坑底を基盤とし新たに穿孔を掘鑿し凍結法を施行し然る後之を掘下ぐるもので、此の如き方法を階次的に數回繰返し遂に凍結堅坑の全深の掘鑿を完成するものである。

此方法は獨逸の *Tiefbau u. Kalteindustrie A.-G.* に依つて建造せられた Dorsten 炭礦に於ける Baldeur 堅坑 No. 1 の掘鑿に際し始めて施行せられたもので第645圖に示せるはその施行法である。坑底に混凝土根固 *B* を施し鐵環 *St* を埋設し之を基とし第二次の凍結作用の穿孔を掘鑿した。

Borth に於ける Deutschen Solvaywerke の建造に係る堅坑は 330m 及び 502m の二階段の凍結作用に依り開鑿した。その施行法は基礎混凝土を十分施したる外に穿孔用鐵管は下方に向ひ開き角度となし同時に上方の凍結壁の補強に當てた。凍結圓の直徑は 6.6m とし 30 個の穿孔を外方に向ひ 5° の角度を以て掘鑿した。

## ヘ) 凍結堅坑開鑿に要する日數及び費用

時日——凍結堅坑開鑿に要する總日數を次の三つに分つことを得。

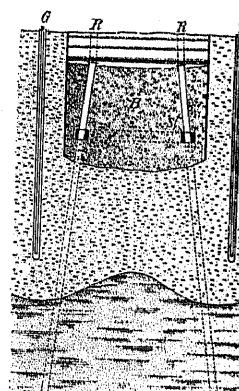
i) 凍結用穿孔の掘鑿並に凍結作用準備に要する日數、ii) 凍結作用に要する日數、iii) 掘鑿並に疊築に要する日數

i) 掘鑿の急を要する場合は穿孔作業に同時に 3 個の試錐機を使用する。特に故障を惹起せざる限り深さ約 150m 内外の場合に於ては各 1 個の試錐機は毎日平均 15~20m の進行率を有す。従つて深さ約 150m の堅坑で直徑を 6m とすれば穿孔數約 30 個は必要であるから穿孔全長は約 500m に及び、試錐機 1 個を使用するすれば掘鑿作業日數は約 100 日を要すべきである。

次に掘鑿終了後穿孔内の凍結鐵管の挿入、掘鑿中使用した保護鐵管の引抜、注入鐵管の降下並に分給及び收合環の連結等に要する日數は深さ 150m の堅坑に於て約 3~4 個月と見做すことを得る。

坑深 300m に及べば掘鑿作業の正味日數が各穿孔間の試錐機の取付其他の諸作業に要する日數より遙かに大きいから穿孔作業の進行率は割合大きい。實際坑深 400m の Lohberg 堅坑に於ては毎日平均の進行率は實に 40m に達することがあつたといふ。

然し乍ら一般に坑深が大きい程坑徑が大きいことは免れないから、穿孔數の増加のみならず又補助穿孔を必要とする場合があるから掘鑿作業並びに其の他の準備に要する日數は 8~9 個月に及ぶに至る。但し地質軟弱にして且坑内状況の良好なる場合は之以下の日數を以て足りることがある。之に反し地質堅硬且坑内状況不良



第645圖 階次凍結法

な場合は之以上の日數を要すべきは勿論である。

ii) 凍結作用に要する日數は 150m の堅坑に於ては尠くとも 2箇月、300m の場合は 2.5~3 篇月を要する普通とする。

iii) 凍結圓筒の開鑿作業のみに要する日數は可成大きい。特に爆破に依るが如き場合は更に大きい。Maal の Brassert No. 1 坑に於ては 175m の深さを掘鑿するに約 5 篇月を要したと云ふ。但し同時に施工した土留用環状籠の降下作業に要した日數も併せてである。

この進行率よりして一般的な場合を推定すれば進行状態良好にして何等の故障を惹起せざるものとすれば、坑深 150m の場合は 6~7 篇月、300m の場合は 11~13 篇月の掘鑿並びに疊築日數を要すべきである。

以上の總日數より推定すれば凍結堅坑開鑿作業の 1 篇月當り平均の進行率は 9~10m に相當する。然るに之に極めて舊時代の開鑿に屬する遅き進行率のものをも包含して平均すれば、一般的には 1 篇月當りの進行率は 6~8m に相當する。Brassert No. 2 坑の如きは 1 篇月當りの進行率は 13m に相當した。

一般に第三紀層の如き軟弱の水成岩は凍結法の最も適當した地質で、この地域に於ける凍結堅坑開鑿の最高進行率は 1 篇月當り 11.7~13.1m のことがあるといふ。

費用——佛蘭西・北獨逸・白耳義・和蘭陀地方に於ける凍結堅坑の實例を參照して坑徑 5~6m の開鑿に要する總工費 1m 帶りの平均單價を出せば

坑深約 100m の場合	3,500~4,000 馬克
坑深約 200m の場合	4,000~6,000 馬克
坑深約 300m の場合	5,800~7,000 馬克
坑深約 400m の場合	7,000~9,000 馬克
坑深約 500m の場合	9,000~11,000 馬克

一般に坑深が大きい程 1m 帶りの費用の增加するは次の如き理由に依る。

坑深の大きい程坑徑大にして且凍結範圍擴大し同時に凍結期間の長期なるがため、従つて掘鑿費も增加すると共に疊築も之に準じ增加する。尙又之等の外に坑深大なる程危險率大なるため一般に請負単價も高率である。

坑深 100m 以下の場合は 1m 帶りの費用内訳は大略次の如きものである。

穿孔費	900 馬克
凍結費	1,150 馬克
掘鑿費	500 馬克
疊築費	1,200 馬克
合計	3,750 馬克

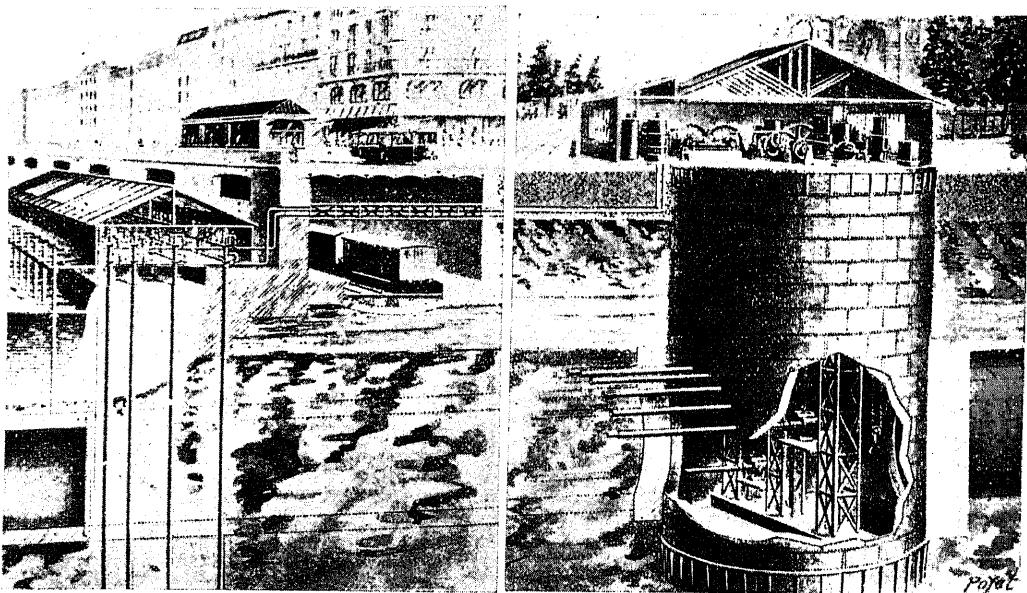
以上は 1922 年の調査に據る。<sup>1)</sup>

以上は拘著、湧水多量なる隧道掘鑿法としての膠結法及び凍結法、大正十五年鐵道省建設局版の抜粋であるが、少し詳しそぎた値のないでもないがセメンテイション法と異り凍結法は一般土木工事では未だ實施されてないやうであるから特に茲に紹介する譯である。

1) Heise-Herbst, Bergbaukunde Band II, Berlin, 1928.

**實例** この方法は主として堅坑掘鑿に應用するものであるが基礎工事でも大規模な場合ならば施行しても損にはならないと思ふ。

隧道掘鑿に應用されたのは巴里の地下鐵工事で實施したのが後にも先にも唯一の實例である(1910年)。Clignancourt d'Orléans に至る工區中 St. Michel 廣場で Seine 河を横断する工事に實施した。方法としては先づ Seine 河中に溝を下しこの中から河底中に水平に凍結用を穿孔を數本掘つて冷却液を循環せしめた。當時の技師長 Lucien Fournier の報告書に依ればこの方法の應用は地質が泥土質であったため施工困難と費用嵩高とで結局失敗に終つたが、軟弱地質中でも水平にボーリングが出来ることを學んだのは非常な収穫であったといふことで結んである(第 646 圖)。

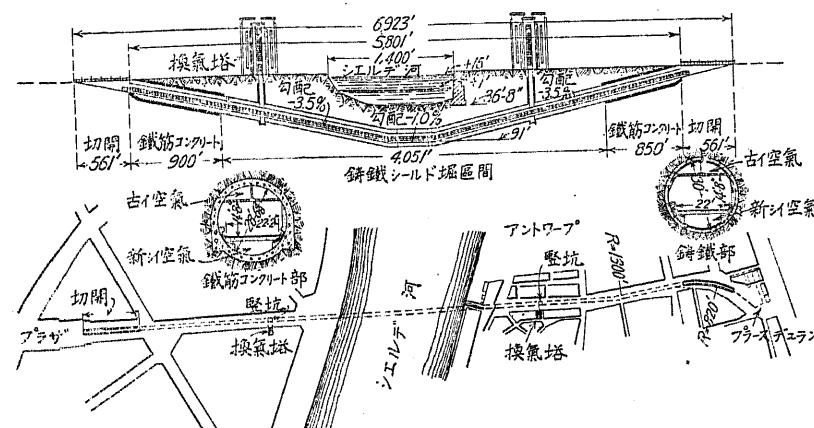


第 646 圖 Seine 河底隧道工事に應用せる凍結法

最近の實例として最も興味あるのは白耳義アントワープに建造された自動車・歩行者用 2 本の水底隧道工事で本隧道の掘鑿に地下水降下工法、換氣堅坑と歩行者用隧道の主堅坑に凍結法が採用された。<sup>1)</sup>

自動車用隧道は延長 580 ヶ所、その内中央 4051 ヶ所は盾構工法による外徑 30 ヶ所の鉄錠圓管、残り 1,750 ヶ所は内徑 28 ヶ所  $6\frac{3}{8}$  吋の鐵筋混凝土管になつてゐる。この隧道が貫く地質は大部分流砂の程度に軟く飽和含水量を含んだ砂で、地表面に近い處は 14~20 ヶ所が砂、その下に泥炭層を挟んで、路面下 86 ヶ所の粘土層までは流砂層が續いてゐる。それ等の許容支持力は  $5\sim 8 \text{ ton}/\text{ft}^2$ 、流砂層では  $7 \text{ ton}/\text{ft}^2$ 、隧道は最低部に於て平水位以下 91 ヶ所まで下り、坑門から 2000 ヶ所先は全部粘土層中を貫いてゐる。この掘鑿工事の特徴は溝の兩側に砂質の良否と土壓の大小に依つて多數の井戸を下ろして地下水降下工法を採用したことである(第 647 圖)。

地下水は泥炭層の上と下とに二段の水位を保つてゐることが判つたが、泥炭層から上の地下水は鐵管を埋込んで中央ポンプ場に導管で導いて吸上げたり、泥炭層に設けた排水溝で排水したが、泥炭層の下の地下水で吸上げの利かない深い部分は次の方法に依つた(第 648 圖)。

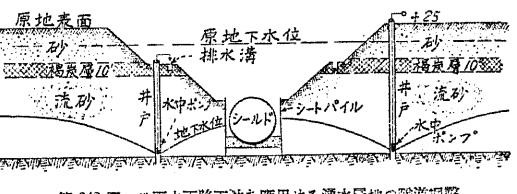


第 647 圖 Scheldt 河河底隧道の平面及び縦断面

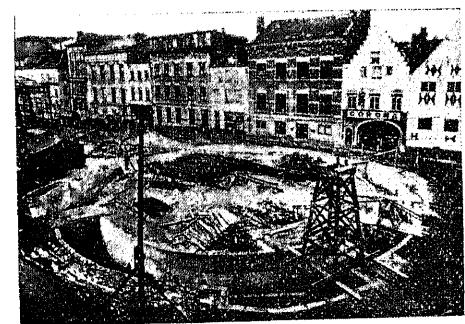
10 吋管の底部に下ろして地中で迴轉して徑 3 吋の鐵管で汲上げた。

斯くて地下水位を 45 ヶ所も低下することが出来たが、西側では更に此の井戸を河中にまで下ろして水壓を低下して、盾構工を粘土層中に掘進するまで盾構内の壓縮空氣の壓力を低下することが出来た。

2 本の換氣用堅坑は凍結法に依つて施工した。先づ徑 6 吋の鐵管 116 本を徑 86 ヶ所の圓形に二段に埋設して地下 90 ヶ所まで達せしめた。此の管の中に徑 2 吋の先端の開いた鐵管を下ろしてこれに氷點以下に冷却した食鹽水を流し、地盤の含水を凍結して必要な厚さ及び強度を持つた氷の壁を作つた。必要の凍結には約 4箇月を要した(第 649 圖)。歩行者用隧道は、河岸に近く下ろした 2 本の堅坑間を水平に結ぶ長さ 1,750 ヶ所の直線の隧道である。この隧道もシールド工法で施工し、混凝土で仕上げた。内徑は 14 吋 9 吋、2 本の主堅坑は内徑 38 吋、深さ 120 ヶ所、地質は全部不透水性粘土中を貫いてゐる。主堅坑エスカレタ用堅坑共凍結法で施工し、此の各 2 本の堅坑を更に 3 枚の氷壁で連結し、エスカレタ用傾斜路を開鑿で施工した。



第 648 圖 地下水面降下法を應用せる湧水層地の隧道掘鑿



第 649 圖 凍結法による堅坑の開鑿工事

1) Eng. News-Rec. Vol. 110 No. 26 pp. 827-832)

先づ 15~60 ヶ所間に徑 20 吋の鐵管を粘土層まで下ろし、此の下部に網中目を開けた 10 吋鐵管を押入し、2 本の管の間に小砂利を填める。次に外側の 20 吋管を抜き取つて、特に徑 8 吋長さ 30 吋に作つた能力 75 gal/min のポンプを

### 3) 泥炭層

泥炭地は出来得るだけ避けべきことは第2章第8節(3)河の横断(口)蛇行跡及び同じく(4)海岸沼澤池の項で詳細に述べたが、茲はどうしても避け得られない場合如何なる施工法を以て對したらいいかといふことを研究して見たいと思ふ。

**泥炭層の特徴** 泥炭そのものは壓縮性及び透水性が非常に大きいため基礎は壓縮作用に因る沈下を來たし、又その下部に泥炭土が厚く發達してゐる時はこの土は抗剪強度( $\theta$ 及び $c$ 共に)が殆んど0に近いため、上層の泥炭が切斷された場合は何等抵抗なく恰かも水の中の如く地中にもぐつてしまふ。

**a) 築堤** 上記のやうな性質のためどんな低い築堤でも荷重が地下深所にまで傳はり泥炭層を押し潰してしまう。その結果一般に築堤體の舊地表面下にある部分の體積はその地表面上にある部分のものを遙かに超過する。

斯うした場合先づ我々が必要とする事柄は、泥炭地に築堤を完成するに必要なだけの土の容積計算法の参考となるデータとか、或ひは寧ろ盛土した築堤の沈下を促進せしめるやうな何等かの施工法とかであらう。これに對して北米ミシガン洲の洲立道路局は、8個所の泥炭地に於ける深さ8.3~20mのボウリングのデータとこの泥炭地に設けた築堤に關する詳細な調査に基いて有益な資料を與へてゐる。<sup>1)</sup>

(イ) 沈下量の豫想 泥炭層上に盛土した堰堤は7.2~9.0mの幅とする。盛土の高さに就いては泥炭層の厚さが3mを超過した場合始めて高さが沈下量に影響を及ぼすやうに見える。

即ち3~7.5mの厚さの泥炭の場合では、沈下量は盛土の高さに依つて著しく影響を受ける。7.5m以上の厚さの泥炭層の場合では盛土は一般に泥炭層を通り越して硬い下の地盤の所まで沈下してしまふ。

第650圖は盛土が沈下して泥炭層を通り越して下の地盤まで到達したものを示す。此の如きは河の蛇行跡とか海岸沼澤池の如き個所に生成された泥炭層の深味を避けるために、その位置形狀を確める可くボウリングを施すことの肝要なること示すものである(泥炭と岩盤或ひは粘土層とでは可成り電氣抵抗が異なる。之を利用して北海道の國鐵遠別線で電気地質調査を行つて相當の成績を挙げた。この場合は盛土の下の岩盤は急斜面をなしてゐたが、

<sup>1)</sup> Burton, Fill settlement in peat marshes, Proceeding of the 6th Annual Meeting of the Highway Research Board, pp. 93~117. 1926

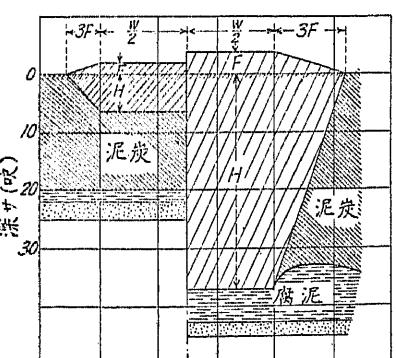
一般に深さが一樣な水平な岩盤の場合より非常に沈下が大きい)。

沈下現象は一般に數くとも5個年以上も繼續する。この事實は瑞典土質調査委員會報告にも見えてゐる。同様の事柄がミシガンの場合でも觀察された。尤も年沈下量は18cmよりも少いことはあまりない。盛土工事が秋に終つた場合は一般に翌年の早春には一時的ではあるが可成りの沈下速度の増加がある。7.2~9.0mの幅の盛土の場合の沈下量の觀測並に計算結果は第651圖に示す通りである。

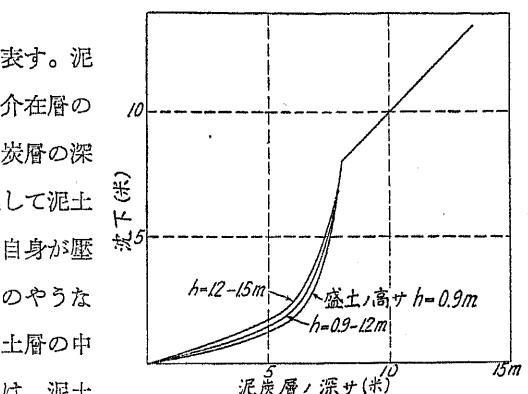
横軸は泥炭層の深さを表し縦軸は沈下量を表す。泥炭層の深さが8mより小さい場合は泥炭土の介在層のあることは沈下量に何等影響を及ぼさない。泥炭層の深さがそれより大きい時は盛土は泥炭層を通り越して泥土層の所まで押し潰される。多くの場合泥炭土層自身が壓縮される(第650圖参照)。或る場合に於ては窪地のやうな格好の沈下状態を呈することもある。盛土が泥土層の中に何の位の深さまでもぐり込んだかといふことは、泥土の標本の性質からその大きさを略推定することが出来る。

第651圖に依る推定沈下量と實際の沈下量とを比較し相異が著しかつたのは、ミシガンの場合では推定沈下量1.5mの時で100%, 3.0mの時で60%, 6.0mの時で30%, 7.5mの時で20%, 9.0mの時で10%であつた。一般にそう大した相異はないものと見ていゝ。

築堤を完成させるに必要な丈の土量の計算法は、第652圖に示すやうな圖式に依ればいゝ。地表面上の築堤の高さを $F$ とし、第651圖から得た沈下部分の推定深さを $H$ 、築堤の馬踏の幅を $W$ 、法勾配を $F/3F=3$ 割とするならば単位長さに對する盛土の容積は $(W+3F) \times (F+H)$ といふ計算になる。



第652圖  
泥炭地築堤土量の計算法



第651圖  
泥炭層の厚さと沈下量の關係

#### (ロ) 特殊施工法

Burtonは主としてミシガンで得た経験を基として、築堤を完成させるに必要なだけの土量を出來得るだけ減するのを目的とし且沈下を促進させるため次のやうな施工法を推薦してゐる。

#### (イ) 早期沈下工法

#### (II) 泥炭層の深さが1.8mより深い場合

盛土の長さは90mよりも短かなるべきこと。9~12mの馬踏幅、法勾配4割、3mの大走り、0.6m幅0.3m深さの側溝但しその法勾配1.5割たるべきこと。

## (2) 泥炭層の深さが 1.8~6.0m の場合

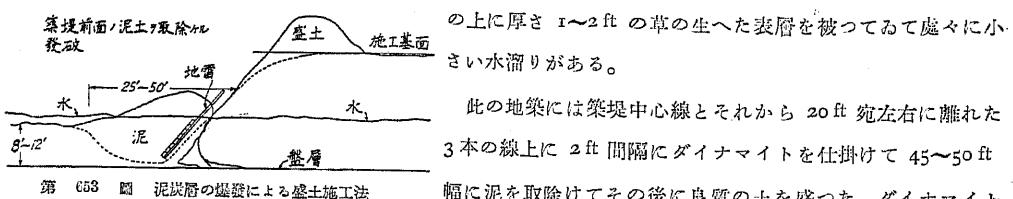
経験に従へば此の種の場合が最も取扱い悪いものである。先づ最初に間隔 4.8m を置き各馬踏幅 2.4m を持つた二個の盛土を平行に築造する、而してこの盛土をば火薬を爆發させる方法に依つて掘り込むて沈下させてしまふ。その際盛土の個所に生じた溝をば再び新に土を以て埋める。而して之れに 1.2m 厚さだけ真土を盛土する。盛土の沈下速度が著しく減退するや否や、築堤の中心軸から兩側に 1.2m の間隔で盛土の底面下 0.6~0.9m の深さの位置に火薬装填をなし、全延長に沿ひ尠くとも 30m の長さ毎に同時に點火する。斯くしてそれから沈下が緩慢になるまでそこで再び待つこととする。而してそこで 1.2m の厚さの真土の盛土を重ねて続ける。この際補助築堤の法肩は、示方書の法肩の高さから 30cm の垂直距離だけ離れることになる。盛土の中央部分は側方築堤の沈下速度が毎月 1.5cm 以下になつた時始めて施工する。

## (3) 泥炭層の厚さが 6m 以上の場合

先づ盛土の中心軸に沿ひて火薬を爆發させる方法に依り泥炭層の硬い外皮層を破碎する。次に泥炭層を横断して 1.2m の厚さの真土層の中に、馬踏幅 3.6m の盛土を示方書通りの法肩高さまで施工する。法肩高さは毎月當りの沈下が 1.5cm より小さくなるまで順次に盛土を加へつゝ常にこの高さを保つてゐるやうにする。然る後新に 1.2m 厚さの真土層を盛り沈下が所定の程度に減するまで待つ。それから法肩で掘下げられた土塊を利用して築堤の側方部分を造らへる。一般に泥炭層は此の如き築堤塊の附近では沈下した土塊に依る側圧力のため壓縮されて来る。そのため築堤の側方部分の重量をよくそれが耐え得るに至る。夫故に一般的に斯うした場合には、盛土體は狭い而して泥炭層の下部の硬い土質層まで到達してゐる中心部と、一部分硬化した泥炭層の表面上に静置する側方體とから成立つてゐる。

<sup>1)</sup> 實例 米國ニュージャシの道路工事には沼澤地の盛土に火薬を埋設して爆發により早期に地盤を落着せしめる工法が應用されてゐる。

因に最近は更に積極的に下層の泥炭層を爆破により排除してしまふ方法が實施されてゐるやうな工事報告がある。米國ロードアイランド洲のポオツマスで海岸泥炭地に長さ 1,100 ft に亘つて路面幅員 54 尺、水面上の高さ 6 ft の道路築堤を爆破法で施工した。沼澤地は 3, 4 ft の間隔に薄い砂層を挟んだ深さ 10~15 ft の泥土



1) J. A. Williams, Settling swamp fills by blasting. Eng. News-Rec. Vol. 106, pp. 687~689.

2) Eng. News-Rec. Vol. 110 No. 22 pp. 715~717.

は電柱 2 本に板を渡した足場の上から亞鉛引きの管で穴をあけて圓い盤まで装填し、一時に 50 ft の長さ宛爆破させた。爆薬量は平均 1 本の穴で深さ 1 ft につき 1 封度の割とし、10 ft の深さの泥土層では中央が 10 封度両面は 8 封度宛とした。

爆破で泥土を取除けた後は泥水が溜つてゐるが之に盛土するには 第 653 圖 のやうに道路の一端から順次に撤出して行き、先づ築堤の先端に餘盛してその前面に鐵板にダイナマイトを取り付けた。第 654 圖 の如き地雷を當てがつて盛土でこれを前に押出し半日分位の土工で地雷鉄の前に泥が溜ると爆破でこれを押除けて前進するのである。

## (ii) 壓密工法

有機性の土質類は粘土でも矢張りそうであるが荷重又は乾燥作用で十分壓密された後は、假令後でその重さを取りはづし或ひは又水中に浸しても、一度壓密化された後は彈性が不完全なため極く僅かしか伸縮をしない。斯うした理由から豫め泥炭層を人工的に壓密してしまつて置く施工法がある。



第 654 圖 爆破剤の状況

<sup>1)</sup> 實例——和蘭陀に於けるライン運河の工事の際（河底幅 20m、水深 3.3m）の如きは、4m 位までの高さの堤防ならば現場で採用した材料で築くことが出来た。土質は軟質泥炭及び泥炭土から成つてゐたが、含水量は 80 % で乾燥する時はその原容積の  $\frac{1}{4}$  にまで縮する。水密性にするため堤防には粘土の羽金を入れて築いた。尙幾多の經驗結果に基けば乾燥した泥炭土で築造した堤防ならば、粘土の羽金を入れなくとも 1.45m 位の水頭の水壓では殆んど水密性であったやうである。

尚有機性土質の水密性能に就いては、給水設備の建築物の基礎工事の際屡々利用してゐる。

<sup>2)</sup> これは伯林で直徑 38m の瓦斯タンクを建造した際の經驗がある。基礎工事はこの壓密式工法に依つた。深さ 7m の數多の穿孔を掘つた。その上部の直徑は 0.75m で相互間の距離は 3~4m とした。これ等は先づ最初に脂粘土を入れ踏み固めて水の流出を防過した。この作業は地表面下 0.3m の個所に地下水位があつたのに拘らず成功した。孔の詰物は普通の通り碎石と混凝土で固めた。詰め込んだ物質の量は孔の容積の 5 倍に當つた。杭の間の土は非常に密に固められたため、スコップで突き壊すのに困難を感じた位であつた。砂層の盤まで杭打をしたのであつたが、その作業に先づ豫め鑽孔器で突き掘つて行つたのに拘らず非常によく固つて居た。

<sup>3)</sup> 獨逸 Freiburg-Breslau 間の線路の或る鐵道橋の基礎工事では、地質は半ば流砂性の一部は褐炭を帶びた泥炭層で、厚さ 8~10m のもので砂層の盤の上に載つてゐた。泥炭層を通つて砂層内に打ち込んだ杭が途中で折損する危険を防ぐために、木杭の間にある泥炭土塊を砂杭で壓密化する施工法を採用した。この目的のため直徑 40cm のブリキ鞘を地中に挿入し、この鞘を引き抜いた後に生じた孔に砂を詰めた。砂杭の數はその個所の地質の抵抗に依つて決めた。泥炭層の強度は可成り大きく時に由るとブリキ鞘では突き抜くことが出來

1) Dämme und Deiche aus Moorböden. Zentralbl. d. Bauverw., S. 153, 1894.

2) Anwendung Neuer Gründungsarten. Deutsche Bauzeitung. S. 303, 1905.

3) Dichtung und Tragbarmachung lockern aufgeschütteten Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw., S. 485, 1899.

ないこともある。つまり工事に着手以前に既に自然に泥炭層の壓密作用を施したのだ、斯うした場合は條件が非常に有利になつた譯である。

北海の漁港 Urk 島の堤防の築造個所は、砂及び礫層に載つてゐる厚さ 4m の泥炭層であつた。地下水面上下にある泥炭層は斯うした程度でよく支持力を持つてゐる。従つてそれを浸漬したり砂で壓密化したりする必要は起らなかつた。この硬化作用は明かに或る地質時代に土地が隆起したため乾燥したことによつて原因するので、第七章第20節3) 基礎地盤c) 粘土層の項で述べるやうな瑞典でも實例のあつた所謂粘土の化石外皮の生成に比すべきものである。

### b) 構造物

イ) 大構造物の基礎 大構造物を設置する場合はその基礎工は、如何なる場合と雖も泥炭層の下部の支持力のある岩盤まで施工することが必要である。

實例——獨逸 Rhein 地方の Hohenem<sup>1)</sup> の或る刺繡工場の基礎工事の際の経験である。

地下の地層は褐炭と赤色粘土の互層で、後者は下層に行くに従ひ非常な軟質に移り變つてゐる。その下約20m の深さに行つて始めて支持力のある盤があるやうな譯で、基礎としては排水設備をなして鐵筋混泥土を施工した。然るに土質の耐荷力は僅かに  $0.35 \text{ kg/cm}^2$  を出ない。加之泥炭層内の含水は粘土の透水度が悪いため上方に向つて逃げることが出來ず、その結果建築物は不平均な沈下を起した。然し構造物其のものには何等亀裂を生ずる如き被害はなかつたそうである。

ロ) 小構造物の基礎 又夫れ程大きくない中位の構造物の場合では、地下に可成りの深さまで泥炭土のあるやうな時は淺い基礎工で我慢する外仕方がない。斯した場合は過去數百年來の經驗に基く傳統的基礎工法の或る種のものを採用するに如くはない。

實例——此の種の施工法の好實例としては獨逸東プロシヤ地方に於ける報告を掲げて見やう。同地方は世界でも有名な泥炭地で所謂丘泥炭地乃至平泥炭地が廣域に發達してゐる。泥炭層が半ば抗張強度のある表皮で蔽はれてゐる時は(之は多くの場合丘泥炭地の時であるが)この表皮は損傷しない様にして、凍結作用の影響等そんなことには顧慮することなくいきなりその表皮の上にそつと建造物を載せて置く。又時としては泥炭層の上層部分に支持力を持たせるやうな種々の方法を講ずる。之が砂の築堤であると盛土作業を建造個所の周囲から漸次中央部に向つて進める。軽い組立家屋のやうなものであると擴がり基礎とか、 $25\text{cm} \times 30\text{cm}$  位の木製格子を組み下に厚い砂層を敷きその上に夫れを載せる方法に依る。Hannover 地方の 4~5m 深さの泥炭地では、幅 1m 深さ 2m 位の溝を掘り之に砂を詰めた人工壁を造り、之に 1.3m の間隔に横断して土臺材を並べた。煙突の如きものは特殊の基礎枠材を載せ建物の壁とは連絡なく獨立に建てる。尤も之程の基礎工事を施したにも拘らず、或る二階建の建物は數年間に 1.5m も沈下したことがあつたといふ。そのため多くの場合建物は、乾燥した砂を充めた泥炭煉瓦で築いた地行の上に建てることが妙くない。而してその地行の高さを豫想沈下量

1) Fischereihafen auf der Insel Urk im Zuidersee. Zentralbl. d. Bauverw., S. 161, 1904.

2) Heimbach, Flachgründungen auf Schlamm und Moorböden und Rekonstruktion mit Hilfe dieses Verfahrens. Beton und Eisen, S. 343, 370, 386, 1913,

3) Anlage und Bauart freigehender Gebäude in Ostpreussen. Zentralbl. d. Bauverwalt. S. 329, 1909.

だけ上げ越して置く。

唯茲に數へ擧げたやうな施工法は専ら壁の建造に充つたものであるが、往々に床下の土が沈下することがよくある。この災害を避けるため獨逸 Heydeckrug<sup>1)</sup> 地方の泥炭地では建設せむとする平坦地を先づ深さ 1.2m 幅 0.40m の木摺の排水溝に依つて排水する。翌年及び翌々年に建設地に、各 1m の厚さづゝ砂の盛土をして荷重を加へる。第一の層は全部泥炭地の中に埋没してしまうが、第二層の方は可成り手斧へがある尙多少は沈下する。排水のため泥炭地の表面は約 1m 位沈下する。又砂の盛土の荷重に依つては約 80cm の二次的沈下をする。この第二の層の上に更に 0.5m の厚さの砂層を盛る。之は一時は人爲的荷重の役目をするが結局混凝土基礎工の盤となる。道路工事でも同様の試みをしたことがある。即ち木摺の排水溝の中に礫の盛土を施したものである。

ハ) 杭基礎 南 Ostend<sup>2)</sup> 地方の泥炭地では、泥炭層の深さが 7~8m に及ぶ所があるが高層建築物の場合は格子状に杭打を施した。経験に依ると地下水面上にある木杭でも杭頭が泥炭層の表面下 30~50cm の深さにある内は決して腐らなかつたそうである。

ニ) 橋梁の基礎工 深い泥炭地に於ける橋梁の基礎工に就いては特殊の方法を講じなければならぬ。泥炭土中に打ち込んだ基礎杭が將來滑動する危険を防止するためには、先づ接近斜道の築堤を作りこの土は橋臺を取り巻くやうに盛こぼしにする。そうすれば盛土の眞中に橋臺が出来ることになる。

實例——此の如き重大な施工規定を無視したため、1916年北米ミシガン洲では徑間 12m の或る橋梁の、15m の長さの杭の上に設置した橋臺が倒壊したことがあつた。この工事では杭の打込を盛土作業以前に施行したのであつたが、盛土の自重に起因する側壓が先づ第一にこの基礎杭を滑動せしめ最後に之を倒壊してしまつた。残餘のものは軟い土中に埋没してしまつた。其他北米にはこの種の數多の實例がある。斯うした問題に關する地質工學的研究も大分出てゐる。

丙) 泥炭地水 泥炭地の地下水は種々なる物質を溶解する事が多いから其の上に建造する構造物殊に混凝土・鋼鐵等に害を及ぼす事が少くない。

瑞西では耕地整理の多い地方では混凝土管の腐朽が廣範囲に亘つてゐるため、その調査委員會が設立せられその原因の研究に力めてゐるが、それに據ると次の様な事實が判明してゐる。即ち一般に混凝土に化學作用を及ぼすやうな物質を土質中に發見するため必ず化學試験を行ふことにしてゐる。

1) Paulsdorf, Moorböden. Zentralbl. d. Bauverw., S. 423, 1904.

2) Schurzholzbauten im grossen Moorbruch (Kreis Labin). Zentralbl. d. Bauverw., S. 585, 1899.

3) Crosby, A Study of the Geology of the Charles River Estuary and Boston Harbor Technology Quarterly, Vol. XIII, p. 2, June 1903; Emerson, Geology of Massachusetts and Rhode Island, U. S. Geological Survey Bulletins, p. 597, 1917; Alden, The physical features of Central Massachusetts. U. S. Geological Survey Bulletin, p. 760, 1925.

4) Wiegner u. Gessner, Der heutige Stand der schweizerischen Forschungen über die Korrosionsscheinungen an Zementröhren in Meliorationsböden. Ausszüge der Verhandlungen des ersten Internationalen Kongresses für Bodenkunde, Washington D. C. Juni 1927, VI. Kommission, S. 19.

るが、その有害な物質は先づ次のやうなものであることが判明した。

此の種の土質はセメントに對しては弱酸の反應をする。地下水中にある濃度の大きい炭酸成分はセメントを完全に分解する。即ちカルシウム成分を二酸化カルシウムに變じ溶解させてしまふ。

(1) 泥炭(主として平泥炭地地域)中に石膏分を多量に含む時はセメント中に石灰を移入しその結果之を分解する。

(2) 不飽和腐植土成分の存在に因る土質の酸性反應。

(3) 石灰分に富む土質中で多量のマグネシウム成分を含む時に( $2\% \text{MgO}$ を超過した場合)混擬土に害を與へる。その原因は間断なく潮解作用をなすに因るものとす。

混擬土の質を變へた所で被害を除く事は出來ない。唯この反應速度に影響を與へ得る程度に過ぎない。この研究結果に基き該委員會の提案する所に據れば、泥炭地内に於て大規模の排水設備を行ふ場合は、混擬土を損傷する危険程度を判定するため十分土質の研究をなすことが必要であると。使用石材は新鮮なるを要す。尙又混擬土用セメントは粘土分に富む比較的酸に耐え得るもの(粘土セメントの類)を使用する可とす。

<sup>1)</sup> 實例——獨逸オスナブルュクの排水用集水溝(延長 2300m, 高さ 170cm, 幅 130cm~180cm に 140cm の卵型斷面)は、所々厚い泥炭層を挟む砂層の中を掘つたものである。混擬土配合比は底部及び側壁は 1:4:7, 梁は 1:4:6 とした。溝内は精選した材料で混擬土施工後充填した。使用は 1903 年 9 月から開始した。1904 年 5 月溝の内面に所々褐色の斑點と縦の方向の亀裂の生じてゐるのを發見した。この亀裂の附近に於ては混擬土は完全に腐朽し諸種の色の縞をなし小刀にて容易に切斷し得るに至つてゐた。この腐朽作用は表面より順次に内部に及んでゐる。溝の附近又は上部から採取した土質標本内の含有水を試験した結果に據れば、果して酸性の反應を呈し多數の硫酸性酸化鐵と遊離酸とを含んでゐた。

e) 透水度 先づ最初に元來泥炭層は比較的透水性なるものと見做すべきであることを云つて置く。即ち泥炭の固結作用は數個年程度の壓力を受けたものにしか相當しない(若し粘土であつたらば數十年乃至數百年程度の固結度を示すやうな年代を経てゐるものでも)。然し乍ら唯泥炭土を微粒砂と比較するならば、後者よりは非常に透水度が悪いことは直ちに判る。従つて泥炭土内に溝を掘つて乾燥作用を行ふことには何等困難を伴はない。即ち多くの場合手押し唧筒位で澤山である。

<sup>2)</sup> 實例——北獨逸 Kiel 軍港の船渠の基礎工事の際、泥炭層内で地下水而下約 2m の深さまで掘つたことがある。其際掘開作業に潜水器を用ひた。泥炭上に載つてゐる泥土は此の如くして空氣の透らない障壁となつたため、潜水器の刃口の下部の泥炭土を 2m の深さに垂直に掘ることが出來たといふ。

1) Lehmann, Der Bau des Abwassersammelkanals in Osnabrück und die in demselben beobachteten Zerstörungsscheinungen. Zentralbl. d. Bauverw., II., S. 466, 473, 511, 522, 1908.

2) Fsanzius, Der Bau des neuen Trockendocks auf der Kaiserlichen Werke in Kiel, Zeitschr. f. Bauwesen, S. 201—207, 1903.