

AE ペーストの気泡の形成および保持の機構

“Air Entrainment in Cement and Silica Pastes”

by G.M. Bruere

Jour. ACI, May 1955

1. 緒言 Air Entrainment に関する従来の研究は空気量の測定法、空気量の調節、あるいはAEコンクリートの性質、使用法等実用的な面のものが多く、気泡の形成および保持の機構について研究したものは、ほとんどない、本文はこれらの機構を明らかにする目的で、(1) 種々の表面活性剤を用いた場合のセメントおよびシリカペーストの空気量、(2) 表面活性剤溶液に通常セメントペーストの中に存在する電解質を添加した場合と、添加しない場合の溶液の気泡発生量および気泡の安定度、(3) 表面活性剤を混ぜたセメントおよびシリカペーストの濾過液の気泡の発生量および安定度、(4) 表面活性剤のセメントおよびシリカ粒子への吸着作用等について実験した結果の報告である。

2. 実験の方法および結果 用いた表面活性剤は次の4系統のものである。

(a) 陰イオン系統のもの：Sodium dodecyl-、tetradecyl- and hexadecyl-sulfate. アビエチン酸ソーダ

(b) 陽イオン系統のもの：Tetradecyl- and hexadecyl-trimethyl-ammonium bromide. Decyl- and dodecyl-amine hydrochloride.

(c) 静電的な結合をしないもの(Nonionic agent)：Triton NE. Lissapol N 300

(d) 雑系統のもの：Terpineol, Octyl alcohol, Saponin, ゼラチン

セメントは市販のもの一種を用い、シリカペーストは酸で鉄分を洗い落した清浄な石英砂でつくつた。混合水は蒸留水を用いた。

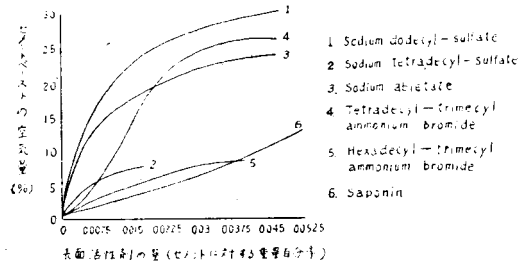
(1) 種々の表面活性剤を用いた場合のセメントおよびシリカペーストの空気量 予備実験の結果からセメントペーストの水セメント比は0.45、シリカペーストの水比は0.5とし、練り混ぜ方法はセメントまたはシリカ400gに表面活性剤を混ぜた所定量の水を加え、手で1分間練り混ぜたのち電機攪拌機で4分間練り混ぜることとした。

空気量の測定器はKlin & Walkerの考案したもの(圧力法)を小型にしたもので、容器の容量を250cc

とした。

実験の結果は図-1のようで、この図につてない表面活性剤を用いた場合は、ほとんど気泡が発生しなかつた。なおこの図において表面活性剤の量が多いほ

図-1



ど空気量の増加の割合が減少しているが、これは(気泡+セメントまたはシリカ粒子)と水量との比が大になるほどペーストの粘性が増し、練り混ぜの効率が減ずるからである。また気泡の寸法は非常に小さく、径0.5~0.01mmくらいで多くは0.25~0.02mmであった。

(2) 表面活性剤の溶液に電解質を添加したときの沈澱の有無と溶液の気泡発生量および安定度との関係 溶液と発生する気泡の量や安定度は次のようにして測定した。電解質溶液(水酸化カルシウム、硫酸ソーダ等)25mlを入れた試験管に表面活性剤溶液25mlを加え、2分後まず沈澱の有無を記録する。次に試験管を15秒間はげしく振り、30秒後気泡の高さを測つて気泡の発生量とし、このときから気泡が消えるまでの時間をもつて気泡の安定度とした。

表-1は気泡の発生量に関する実験結果の一部であるが、この表からわかるように電解質の添加によつて沈澱を生じる場合は、電解質を添加しないときより気泡の発生量も安定度を減ずる。ただしSodium dodecyl-sulfate、アビエチン酸ソーダはカルシウムイオンによつて沈澱を生ずるが気泡の発生量も安定度も良好である。これは沈澱したカルシウム化合物が気泡の安定化の作用をするものと思われる。なぜならばこれらを濾過して沈澱物を除くと気泡の発生量も安定度も減じたからである。

表-1

表面活性剤	沈澱の有無及び気泡の発生量 (cm)				
	添加せ	添加した電解質			
		NaOH	Ca(OH) ₂	Na ₂ SO ₄	CaSO ₄
Sodium dodecyl-sulfate (250mg/l)	-15	- 16	+ 15	- 16	+ 16
Sodium tetradecyl-sulfate (50 ")	- 1.5	- 2	+ 0	- 2	+ 0
Sodium hexadecyl-sulfate (50 ")	- 1.5	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0
Sodium abietate (50 ")	-12	- 12	+ 3	- 12	+ 3

+ 沈澱あり - 沈澱なし

(3) 表面活性剤を混ぜたセメント及びシリカペー

ストの濾過液の気泡の発生量および安定度 一般に表面活性剤を混ぜたペーストの濾過液の気泡の発生量および安定度は練り混ぜる前の混合水におけるそれより減少した。これは表面活性剤がペースト中の電解質によつて沈澱したり、セメントまたはシリカ粒子に吸着されて、その濃度が減るからである。しかしこのように濃度が減っても、図-1 に示すようにこれらの表面活性剤を用いたペーストの空気量はかなり多い。これに対し Nonionic agent 等は沈澱も生ぜず吸着もされないが、ペーストの空気量はきわめて少ない。

(4) 表面活性剤のセメントまたはシリカ粒子への吸着作用 表面活性剤が粒子に吸着されると、粒子は水との親和力を弱められるので気泡が粒子の周囲に付着し、粒子は浮遊する。そこで種々の表面活性剤のセメントまたはシリカ粒子への吸着作用の程度を知るために、次のような方法で Flotation test を実施した。約 30 ml の表面活性剤を入れた試験管にセメントまたはシリカ粒子約 1g を加え 2 分間静止したのち、試験管を振つて粒子の浮遊状態を観察する。この実験の結果、ペーストに多くの気泡を発生させる表面活性剤はたいいて吸着作用があり、従つて粒子を浮遊させることがわかつた。ただし Saponin はセメント及びシリカ粒子を浮遊させないが、図-1 のようにペーストの空気量は比較的多い。これは Saponin によつて発生する気泡がきわめて小さいため、ペーストから容易に逃げられないからである。表面活性剤にはセメントまたはシリカ粒子に吸着されて気泡の発生、保持を容易にするものと、単に発泡能力だけで粒子への吸着性が少ないものがあるが、表-2 のように両者を同時に用いると、ペーストの気泡の発生も安定度もいじむしく良好になつた。

表-2

セメント粒子への吸着作用のある表面活性剤 (Conditioning agent)	発泡作用のみの表面活性剤 (Foaming agent)	セメントペーストの空気量(%)
Tetradecyl-trimethyl ammonium bromide	—	10.7
" "	Octyl alcohol	18.0
Hexadecyl-trimethyl ammonium bromide	—	4.2
" "	Octyl alcohol	9.2
—	Octyl alcohol	0.5

Conditioning agent はセメントの 0.0125%, Foaming agent はセメントの 0.0025% を用いた。

3. 結 語 表面活性剤はペーストに混ぜたとき、その大部分に沈澱または吸着されて、混合水に残る量は練り混ぜによつて発泡しうるだけあればよい。表面活性剤がセメントまたはシリカ粒子に吸着され、粒子が水との親和力を弱められ、練り混ぜによつて発生した気泡が粒子の周囲に付着する。かくしてペーストの中に気泡が均等に分布する。気泡は粒子に付着しているので練り混ぜをやめたのちもペーストから逃げないことが気泡の形成および保持の機構である。

また粒子に付着した気泡は粒子を浮かせるので、粒子は沈降しにくくなり、さらに気泡は粒子と粒子を互いに結びつける作用をするので、AE ペーストは分離の傾向が少なく、粘性も増すのである。

(山梨大学工学部 村田 二郎)

跳水現象解析の一つの考え方

“Le Ressaut”

par J.O. de Mello Flôres

La Houille Blanche, Décembre 1954,

pp. 811~822

水路底が水平で、跳水前後の断面 I, II 間の流体重量の流れ方向の成分が 0 である場合には、運動量方程式より次の跳水函数

$$M(y) = \frac{\alpha Q^2}{gA} + hA$$

が得られ、与えられた水路断面形および流量に対して $M(y)$ 曲線を画くことによつて、共軛水深 y_I, y_{II} の値を相互に求めることができる。また水路が矩形断面形であるときは、 $M(y_I) = M(y_{II})$ の式を直接解いて、一般の水理学書にみられる y_I と y_{II} との関係式が得られる。

Flôres (Brazil) の提案は上述の考えを拡張して一般化せる跳水式を導こうとするものである。その論拠となる仮定は 3 つあつて、

1. 水路の流水断面積 A をその横断面内の最大水深 y の函数としてあらわす。すなわち、

$$A = A_1 y^a$$

2. 流速の不均一分布に対する補正係数 $\alpha = \int_{(A)} v^2 dA / V^2 A$ は水深の増加にともなつて漸次減少する傾向をもっているので、近似的に次のように置く。

$$\alpha = \alpha_1 y^\kappa$$

この 2 点にもとづいて限界水深を求めれば

$$y_c = \sqrt[\varepsilon]{(\varepsilon - 1) \alpha_1 Q^2 / 2 g A_1^2}, \quad \varepsilon = 2a + \kappa + 1$$

となる。

3. 跳水による表面渦の下側にある I-II 断面間の流体部分の体積を与えるために、最大水深を含む鉛直縦断面内の水面形を、

$$y = y_I^{1 - (x/l)} y_{II}^{(x/l)}$$

と仮定すれば、

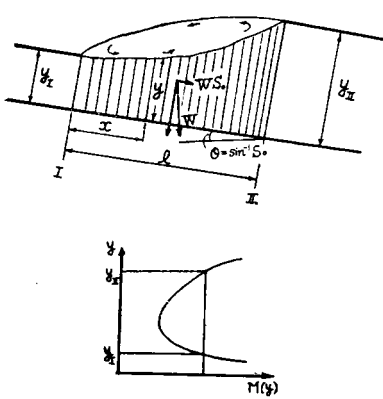
$$V = \int_0^l A_1 y^a dx = \frac{A_{II} - A_I}{a} \frac{l}{\log(y_{II}/y_I)}$$

となり、 $l = K \log(y_{II}/y_I)$ なる近似的関係を用いれば、 $WS_0 = wVS_0 = wKS_0(A_{II} - A_I)/a$ となる。よつてこの 3 点の仮定にもとづく跳水函数は、

$$M(y) = \frac{\alpha_1 Q^2}{g A_1} \frac{1}{y^{a+\kappa}} + \frac{A_1}{a+1} y^{a+1} - \frac{A_1}{a} K S_0 y^a$$

となる。これは与えられた水路断面形に対して Q と S_0 をパラメーターとする 2 種の曲線族になる。しかし無次元量 $\eta = y/y_c$, $k = K/y_c$ を用いれば、無次元表

図—1



示の跳水函数は、

$$N(\eta) = \frac{M(y)}{A_1 y_c^{a+1}} = \frac{2}{2a+k} \frac{1}{\eta^{a+k}} + \frac{1}{a+1} \eta^{a+1} - \frac{kS_0}{a} \eta^a$$

となり、与えられた断面形に対し kS_0 をパラメーターとする一群の $N(\eta)$ 曲線が得られ、 k の値が十分に吟味されれば、跳水前後の共軌水深を求めることができる。さらに原著には、表面渦を形成する流体部分をも考慮した場合として、跳水上面を限る曲線を仮定して、同様に跳水函数を導き、またエネルギー損失計算式をも導入している。

(電力中央研究所 千秋 信一)

圧力トンネル堅坑設計に関する最近の傾向

“Present Trends in the Design of Pressure Tunnels and Shafts”

Water Power Feb, March, April, May 1955

1. 緒論 ずつと昔におけるトンネル応力の定説としてはスイスの地質学者 Heim の提唱する“深度の非常に大きい岩盤内ではその自重がプラスチック状あるいは液体状として働かし、あらゆる点の周囲の圧力はあらゆる方向に対して大きき等しく、岩盤の比重を持った静水圧の大きさを持つというものであつた。

その後発達した理論では厚肉円筒の理論を応用して、水圧によつて生ずる岩盤中のヒズミと応力を求めようとしたものである。以上二者は互いに関係がないのみならず、一見相反するものであるが、現在においては、この両者は互いに密接な関係があり、今後地下発電所を設計する場合にはこの2つの理論をよく調和させ、その上に最近発達したプレストレス工法の優れた点をも取入れねばならないというのが一般的傾向となつている。

興味のある問題は鉄管を埋込んだ堅坑の例である。最も初期のものは応力に関しては何もわからないで

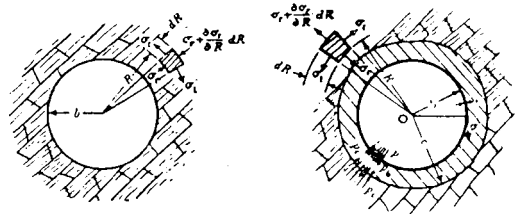
表—1 鉄管埋込み圧力堅坑の例

発電所名	国名	最大静水圧	管内径	管厚	鉄管に生ずべき応力
Handeck I	スイス	550 m	2.10 m	20 mm	kg/cm ² 2 885
Innertkirchen	“	672.3	2.40	20	4 030
“ 試験トンネル	“	1 500	2.20	10	16 500
Handeck II	“	463	2.15	12	4 150
Oberaar 堅坑	“	531	1.65	13	3 380
“ 露出管	“	532.5	1.40	28	1 330
Wassen	“	279.2	2.40	11	3 050
Gondo	“	490	1.60	17	2 300
Verbano	“	297	2.80	26	1 600
Piage de Vigilla	フランス	142.5	3.50	11	2 270
Isère-Arc	“	152	3.70	16	1 750
Kemano	カナダ	730	3.35	49.3	2 670
Pfaffensprung (計画)	スイス	818.5	2.50	34	3 000
Abjora	ノルウェー	442	2.30	22	2 310
Lyse	“	630	2.00	18	3 500
Tafjord	“	396	1.75	15	2 410
Rössaga	“	245	2.80	23	1 500

られた。次には水圧をすべて鉄管で受持ち、鉄管内応力が鋼の降伏応力を超えないように設計した。この方法は現在でも岩質が不均一で信頼しにくい場合に使用されている。表—1 は実在する堅坑中の鉄管についてこの方法で計算した結果である。

1925 年から 1933 年の間にこの理論は発展して鉄管、コンクリート、岩盤の間に伸縮の関係を取入れ、それに従つて水圧を鉄管、コンクリート、岩盤と次々に伝達、配分してゆく状態を想定する方法を考え出した。すなわち、図—1 の状態の場合、鉄管内に生ずる応力は、 $\sigma = (p - p_0)b/e$ で表わされるとしたものである。ここに、 b : 鉄管半径、 e : 鉄管厚である。このときの鉄管の半径方向弾性変形は $\Delta b = \sigma b/E$ で表わされるが、この Δb はコンクリートの変形と等しくならなければならないわけであり、またコンクリートと岩盤との間にも同様の関係が生ずるわけである。ここに E は弾性関係を表わす。

図—1 無巻トンネルおよび鉄管巻立トンネルにおける岩盤内応力分布状況



しかしながら、この理論式から得られた結果から見たば当然破壊しなければならない岩盤がしつかりと実在している例から考えて、このように水圧によつて応力が生ずる以前に岩盤は自重によつて相当のプレストレスを受けているものであるということは想像するに難くない。すなわち、先に掲げた Heim の説と関連させて次のようにいうことができる。“トンネルまたは堅坑においては、鉄管および岩盤内のすべての点にお

いてプレストレスを考慮に入れた合計応力が普通一般に認められている許容値以内に収まれば、そのトンネルまたは堅坑は安定である。

2. 鉄管裏側填充コンクリート 現在では鉄管裏側に填充するコンクリートにはすべてバイブレーターを使用しなければならない。空隙を少なくするためには、鉄管4本当りの長さに注意すること、アンカーの有無および形に注意を払うこと、及び十分のグラウトを行うことが必要とされる。

Kemano においてはプレパクト工法を使用して好結果を得た。

3. 鉄管 圧力堅坑で最も多く使用される材料は鉄管である。一般には普通鋼を使用するが、Oberaar では貯水池下を通過する際には鉄管を埋込まずにトンネル中に自由露出させ、その部分には alloy steel を使用したが、こういう材料を使用したのはこれが初めてである。

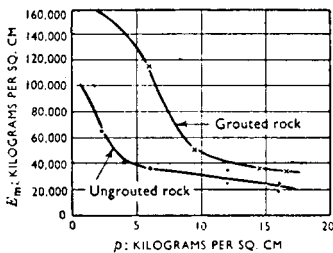
4. 岩盤の圧潰強度 堅坑において水圧の大部分を受持つものは岩盤であり、岩盤こそ最も重要な材料であるが、岩盤には種々の欠陥を内蔵するために、水圧の大きな部分を受持たせるのに、土木技術者は多少のためらいを見せている。亀裂のない岩盤の圧潰強度は非常に高いものであり、アルプス Urseren 花崗岩で得た値では 2000 kg/cm^2 であつた。横方向ヒズミを適用すれば圧潰強度はさらに増加する。例えば、 $\sigma_{\max} = 300 \text{ kg/cm}^2$ の供試体に横方向応力 $\sigma = 100 \text{ kg/cm}^2$ を加えれば $\sigma_{\max} = 600 \text{ kg/cm}^2$ になることは、Mohr 円から容易に了解されるところである。

5. 岩盤の弾性 世界中各所において岩盤の弾性測定が行われたが、その実例を示せば、

	材料に 直角方向	材料に 平行方向
Rossens 砂岩	22000 kg/cm^2	50000 kg/cm^2
Urseren 花崗岩	250 000 "	400 000 "
Urseren 片麻岩	80 000 "	280 000 "

これによつてわかることは岩質とともに材料の方向

図-2 岩盤に対するグラウトの効果



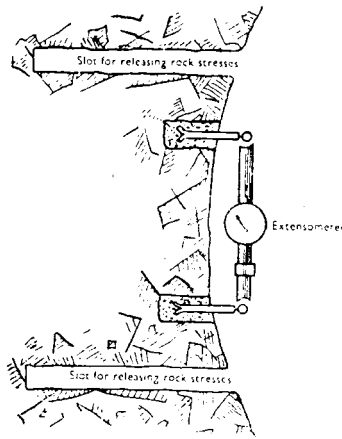
ということが重要要素であるということである。しかしながら、これらの亀裂に対してもグラウト工法を適用することによつてかなり改良され

ることは図-2が物語っているとおりである。

6. 岩盤の天然プレストレス 山の中の岩盤が掘削される以前に自重によつて応力を受けているものであるということは前に指適したとおりである。この応力測定は近年に至つていくつかが行われたが、その一例を次にあげよう。

図-3に示されるようにように伸び計をしつかりとトンネル内岩盤に固定させて、その周囲にボーリングにより孔を穿つてゆき、そのボーリングが進むにつれて伸び計周辺の岩盤のプレストレス応力は軽減されて伸び計の針はある一定値に近付いてゆく。この針のよみによつて天然プレストレスを測定するわけである。

図-3 トンネル壁における岩盤のヒズミ測定



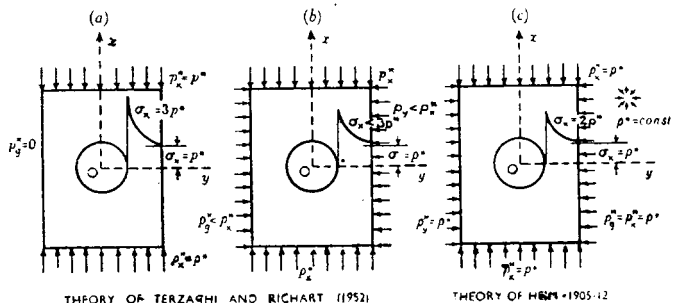
ネル壁の応力は Timoshenko によると $\sigma_r = 0$, $\sigma_t = 3p^*$ である (図-4(a) 参照)。

また p^* に平行な直径上 (鉛直半径上) では引張応力 $\sigma_t = -p^*$ を生ずる。

p^* に直角方向成分をポアソン比に従つて導入した Terzaghi と Richart の理論によると、応力は

図-4 トンネル周囲の応力状態 (空の場合)

- (a) 岩盤圧力 p^* が ox に平行な場合
- (b) " $p_y < p^*$
- (c) " $p^* = p_x^* = p_y^*$ (静水圧的)



$$\sigma_t < 3p^* \quad \text{水平方向直径上}$$

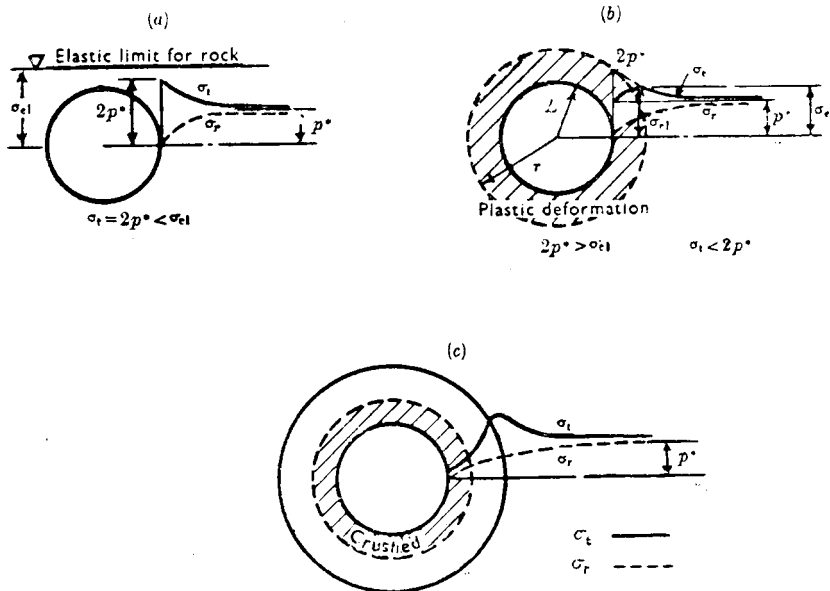
$$\sigma_t > -p^* \quad \text{鉛直方向直径上}$$

となる(図-4 (b))。

もし、Heim の理論どおり岩盤が静水圧的性質を有しているものとすれば、($p_x = p_y = p^*$)、 oy 軸上応力は図-4 (c) に示されるとおり $p_r = 0$, $p_t = 2p^*$ となる。

次のことは Heim の説が正しく、岩盤は最初いわゆる“静水圧的”状態にあるものと仮定した上で話である。このときにはトンネル掘削によつてトンネル周囲の応力が2倍 ($\sigma_t = 2p^*$) に増加する。岩盤の弾性限界を σ_{el} 、圧潰強度を σ_{cr} で表わすと、 $\sigma_{el} > \sigma_t = 2p^*$ ならば岩盤は安定であり、もし部分的に σ_t が弾性限界を超すときにはゆつくりと塑性変形を起す。塑性変形が一度起れば、応力分布が平均化するが岩盤が破壊するまで続いて止めることはむづかしい。もし、 $\sigma_{max} - \sigma_{min} > \sigma_{cr}$ であるならば間違いなく岩盤は破壊する。図-5 (a)(b)(c) は Talobre が次の応力分布状態を图示したものである。

図-5 トンネル周囲の応力状態 (空の場合、Talobre その他)



$$\sigma_t = 2p^* < \sigma_{el}$$

$$\sigma_t > \sigma_{el}$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} > \sigma_{cr}$$

8. 岩盤の安定と巻立トンネル トンネル内に満水して水圧 p が p^* に等しいときにはトンネル周囲の条件は掘削以前の $p^* = \text{const.}$ の状態に戻るわけである。

もし、 $p < p^*$ ならばなんらの巻立をを必要とせずにトンネルは安定である。しかし、岩盤には種々の欠陥が存在するため、安全率を見て $p < p^*/n$ と書き直した方がよいだろう。トンネル内に水圧を導入したのちにおける岩盤内応力分布の大体の目安をうるには図-5 に示されているものと図-1 に示されているもの

を重ね合わせればよいことになる。以上が現代圧力堅坑理論を要約したものである。

圧力堅坑設計の一課題として外部水圧の問題がある。堅坑満水時に岩盤中に滲透していた水が堅坑を空虚にしたのちに外圧として鉄管に働き座屈した例はいくつかある。その外部水圧を抜くために以前はよく鉄管の底部下(多くの場合斜坑)に排水管を設けたものであるが、この排水管は細過ぎればグラウト工の際に中を詰められてしまい、そうかといつて監査坑のように太くすれば堅坑周囲の応力分布が乱れて破壊の原因となるために、現在ではこれを設けないのが普通とされている。外部水圧が鉄管にかかるのを防止する方法として填充コンクリートの完全施工及びグラウト工の適用が重要視されているが、座屈防止の補剛環取付の有無に関しては填充コンクリートの施工の完全さと関連して議論のわかれるところである。

9. グラウト工 グラウトを行うことが、岩盤内応力分布を再配分し、巻立コンクリート及び鉄管に圧縮

応力を与える意味において重要性を持っているということがやつと最近になって認識されるようになった。

鉄管裏側填充コンクリートの不十分な点は、組織化したグラウト作業によつて補い、十分密なものにしなければならぬ。グラウト孔は鉄管補剛材の箇所とコンクリートと岩盤との接触面に集中させる。

鉄管の代りにプレキャストコンクリートを使用した例もある。すなわち、積重ね

られたプレキャストコンクリートの外側に沿つて小さい溝を設置し、この溝を通してグラウト工を行い、プレキャストコンクリートで作つた円筒に圧縮応力を与えるが、このときに生ずるプレストレスは内部水圧 p よりも大きくなつてはならない。

使用グラウト圧力の問題もまたむづかしいものである。水圧によつて巻立コンクリート中に $\sigma_c = pr/e$ を生じ、グラウト圧によつて同じく $\sigma_c = p'r/e$ を生ずるために、 $p' > p$ でなければならない。しかも實際上セメントのクリープや圧力の伝達中の損失を考え、それに安全率をも見込んでグラウト圧力は $p' = 4p$ で与えられる。

一方グラウト圧力は $1/2 p^* = 1.25 H$ (H : かぶり) を超えてはならないから、 $p = \frac{1.25}{4} H = 0.3 H$ となる。ただしこれは岩盤の粘着力を 0 としたときのことで、実際にはある程度 (20 kg/cm^2) コンクリートの坑張応力に頼れること、 p を $1/2 p^*$ 以上に取りうること、またはコンクリートに鉄筋を使用すること等の理由によつて上記 $p = 0.3 H$ という関係はもつと緩和することができる。グラウト圧力の問題も同様である。

10. 圧力堅坑の試験 Oberaar での試験結果によれば、内部水圧は $1/4$ を鉄管、 $3/4$ を岩盤で受持たれていることがわかつた。

Gondo においては斜坑は 2 つに区分されている。下部鉄管巻立部の漏水は $5.7/h$ であるのに対し上部コンクリート巻立部では $10/l$ の漏水を記録した。

11. 大規模な圧力堅坑の実例 実例の数が多いために、その目立つものだけを拾うと、最大水圧の最高のものは現在では 758 m (カナダ, Kemano), 工事中のもの 872 m (スイス, Grand Dixence), 計画中のもの 1171 m (フランス, Roseland) である。内径は 1.2 m (イタリー, Rovesca) から 9.45 m (カナダ, Bersimis) までである。

(建設技術研究所 梅田 昌郎)

土砂流送に関する研究の現況

“The Present Status of Research on Sediment Transport”

by Ning Chien

Proc. A.S.C.E., 1954, Vol. 80, Dec. No. 565.

この報文は現在までの流砂に関する研究の要点と、これらの間の関連についてのべるとともに、種々の問題点について議論している。このうち二、三の問題について抄録してみた。

粒子抵抗 河床の土砂粒子による摩擦抵抗は Karman の相似の仮説より導かれた対数式により最もよく表わされる。垂直方向の流れの平均速度 V は

$$\frac{V}{\sqrt{R_b' S g}} = \frac{2.3}{K} \log_{10} \left(12.27 \frac{x R_b'}{k_s} \right) \dots (1)$$

x : 粗滑に関する補正係数で k_s/δ の函数, δ は層流境界層の厚さ

K : Karman の常数

k_s : 河床物質の代表粒径

S : エネルギー勾配

k_s の値は Einstein と El-Samni は通過百分率 65% の粒径 D_{65} であるとし, Meyer-Peter と Muller は D_{90} が代表粒径だといっている。しかしいずれが信頼できるか証明できる十分な実験はない。

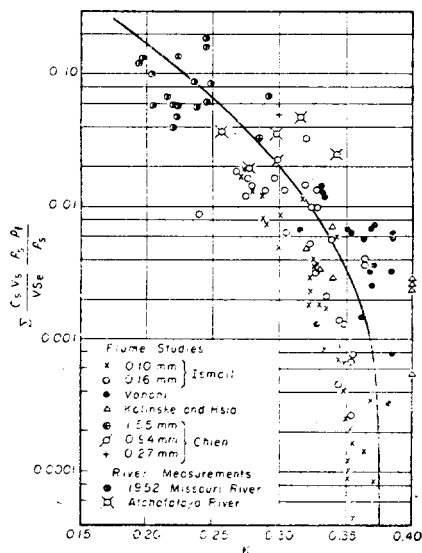
K の値は種々の水路実験と河川の実測よりすると, Nikuradse の実験による 0.4 より小さいことがわかつた。河床粗度による影響は Keulegan により発表された Bazin の実験, 及び Schlichting の実験とも

に K の値は 0.4 に近い。Iowa 水理研究所の実験結果を Rand が発表したところによると, 粗面の突起の高さ h と水深 d との比 h/d が 0.3 のときは, $K=0.3$, $h/d=0.03$ のときは, $K=0.37$, $h/d=0.06$ 以下のときは $K=0.37 \sim 0.4$ である。また浮流物質による影響は, 1951~1953 年にミズリー河 Omaka 付近におけるアメリカ工兵隊の流速および浮流物質の濃度分布の測定によると K の平均値は 0.25 程度である。著者は 1.55 , 0.94 , 0.27 mm の 3 種の径の砂を底にニカワづけした水路で実験した。清水を流したときは K の値は 0.4 程度で, この水路に底の砂と同一の砂を沈積しないように混入した場合の K の値は 0.3 程度であつた。

以上のことよりわかることは (a) 流砂の運動は流速分布に影響を与える。(b) もし河床の粗度により K が変化するとき, 粗面の突起が水深に比較できるほど粗くなければいけない。

Einstein と著者は浮流している物質を支えるために費される乱流のエネルギーの減少より K の値の減少を測定することを提案した。流砂を浮流させておくために流体の単位重量, 単位時間当りに費される摩擦エネルギーの量 $\frac{\Sigma C_s V_s \cdot \rho_s - \rho_f}{V S}$ と K との関係を図 1 に示してある。 C_s は沈降速度 V_s をもつある粒

図-1



子の重量比による平均濃度, ρ_s は固体の密度, ρ_f は流体の密度, Σ は浮流しているすべての粒子の計を意味する。このデータは Vanoni, Ismail, Kalinske と Hsia, Chien の水路実験, 及び Missouri 河と Atchafalaya 河の観測結果をプロットしたものである。相当ばらつているがこれは河床付近の流砂濃度の大きい所の効果が異なっているからであるが, パラメーター $\frac{\Sigma C_s V_s \cdot \rho_s - \rho_f}{V S \cdot \rho_s}$ の増加とともに K は 0.4 より 0.2 と減少することは確かである。(1)式は流砂の

ある流れを表わさないことは明らかで河床付近の流砂濃度の高い部分の効果が解明されなければならない。

浮流物質 Einstein は流体の乱流理論より浮流物質の相対濃度の分布を次のように表わした。

$$C_a/C_y = \left(\frac{d-y}{d} \cdot \frac{a}{d-a} \right)^z \dots\dots\dots(2)$$

$$Z = V_s/KU_*$$

C_y と C_a は河床よりの距離 $y=y'$, $y=a$ における沈降速度 V_s をもつ粒子の濃度, K は Karman の常数, d は水深, Hunt は粒子により占められる部分を考慮してさらに正確な分布函数を導いた。

$$\left(\frac{C_y}{1-C_y} \right) \left(\frac{1-C_a}{C_a} \right) = \left(\frac{1-y/d}{1-a/d} \right)^{1/2} \times \left(\frac{B_s - (1-a/d)^{1/2}}{B_s - (1-y/d)^{1/2}} \right)^z \dots\dots\dots(3)$$

B_s は常数。

(2) および (3) 式の Z の値は Z が小さい所では実測したデータ Z_1 とよく一致する。 Z の大きい値に対しては Z_1 は Z より小さい。

Hunt は次のように Z_1 を表わし, 常数 k_s を導いた。

$$Z_1 = V_s/B_s K_s V_* = ZK/B_s K_s \dots\dots\dots(4)$$

$B_s K_s/K$ をいかにして導くかはくわしく発表されていない。Einstein と著者は次のように浮流砂論を訂正した。

(a) 垂直距離 l (混合距離) 離れた 2 点間の濃度差は細かい粒子に対しては $l \cdot dC_y/dy$ で表わされるが, 粗な粒子に対しては濃度分布は非常に傾斜し, C_y の高次の導函数の項を含む。

(b) 乱流渦がある距離 l を移動するまで同一状態を維持すると考えるのは適当でない。混合距離はある定まった値をもたず, ある確率分布に従うとみなされる。

(c) ある点で発生した乱流の, 上向きの流れの混合距離, 速度変動は, 下向きの流れとは同一でない。

乱流の速度変動と混合距離がそれぞれ正規誤差法則とある確率分布函数に従う場合で, 濃度勾配の高次の

導函数の項を含む場合の Z と Z_1 の関係は次のとおりである。

$$Z_1 = \frac{Z}{e^{-L^2 Z^2/\pi} + \frac{2 Z L}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\sqrt{\frac{2}{\pi}} \cdot L \cdot Z} e^{-x^2/2} dx} \dots\dots(5)$$

$$L = \log_e(1+BK)$$

(5) 式は 図-2 にプロットしてある。

(建設者河川局 稲田 裕)

海岸の安定に対する防砂堤の影響

“Influence of Groins on Beach Stabilization”

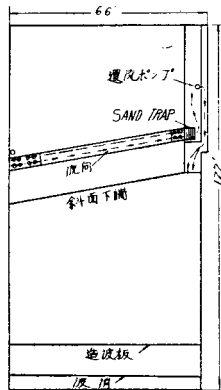
by E.A. Shay & J.W. Johnson

Series 14, Issul 6. 1951.

Institute of Engineering Research,
University of California.

1. 研究の目的 一般に, 供給される砂の量が運び去られるものよりも少ないとき, その海岸は浸食を受けることになる。この海岸の欠潰を防止し, その安定を保つために, 一連の防砂堤を設置することが多い。特に波浪による沿岸漂砂がその海岸の欠潰の重要な因子である場合にそうである。

図-1 造波板, 海岸, Sand Trap 還流ポンプの関係位置を示す水槽平面図



この研究は種々の防砂堤形式のうち, 図-1 に示すような代表的な二つの型を選定し, それらが単独でまたは集団として海岸の安定に及ぼす影響を実験的に研究したものである。

2. 実験の概要 実験は 図-2 に示すような平面形の水槽 (37×20 m) 内で行った。すなわちその一端に, 模型海岸を, 平均粒径 300 μ の砂で 1:10 の勾配をもつた直

図-2

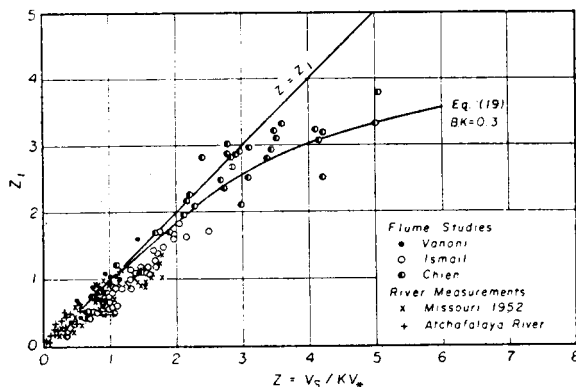
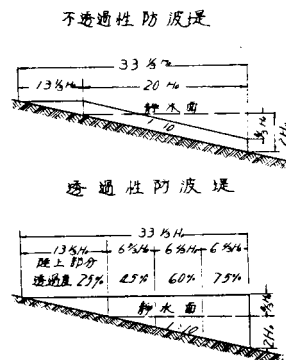


図-2 防波堤の寸法



線海岸として建設し、水槽の他端に設備した造波装置により種々の特性の模型波を発生させて実験を行ったのである。防砂堤の効果を比較するため、最初になんらの構造物を設置しない直線海岸の安定形状を見出し、これを基準断面として、次のそれぞれの型式の防砂堤を種々の配置に設けた場合に得られる海岸の平衡地形を比較検討した。

ここで実施した実験項目は次のとおりである。

- 1) 防砂堤を設置しない自然状態の直線海岸の場合
- 2) 透過性防砂堤を1本だけ単独に設置した場合、
- 3) 2本の透過性防砂堤を設置した場合、
- 4) 3本の透過性防砂堤を設置した場合、
- 5) 10本の不透過性防砂堤を設置した場合、
- 6) 10本の透過性防砂堤を設置した場合、

実験に使用した波の特性は次表のごとくである。

波の種類	項目 波の週期	T	波高	H_0/L_0 スティーブ ネス	L_0 深海波長
I		1.00 sec	0.12 ft	0.024	5.12 ft
II		0.86 "	0.15 "	0.041	3.78 "

実験(1) 模型海岸に防砂堤を設置する前に、海岸の基準断面を決定するため、ある量の砂を上流海岸から供給しつつ上記の2種類の波を自然状態の直線海岸にあてて一連の実験を行った。この実験によつて、海岸が一定断面のまま変化しなくなつたときの砂の供給量と、その平衡断面を決定するのである。

実験(2)~(4) 防砂堤をまづ1本だけ設置し、上流海岸から供給する砂の量を調節しつつ、海岸断面が平衡状態に達するまで実験を継続する。次に海岸の断面をそのままにして、2本目の防砂堤を最初のものの下流側に設け、実験をくり返す。3本目の防砂堤を設置する場合もこれと同じ方法で行う。

実験(5)~(6) **実験(1)** の過程を経たのち、同時に、10本の防砂堤を所定の位置に設け、上流海岸から供給する砂の量をそのままにして一定時間ごとの断面及び平衡状態の断面を測定する。

3. 実験結果

1) 透過性防砂堤を3本設置した場合 特性IIの波を用いたとき、3本の透過性防砂堤は基準断面に対し26%増しの砂を構造物付近に捕捉することになるが、特性Iの波では、半分以下の堆積量を示すにすぎない。また特性IIの波では、1本の防砂堤を設置した場合と、2本または3本の防砂堤を出した場合の砂の捕捉堆積量はほとんど変わらないが、Iの波の場合には、1本だけ単独に出したとき逆に洗掘が起り、2本設置したとき、ようやく基準断面に戻ることになる。

従つてIIの波に対しては防砂堤の設置間隔としてとつた深海波長は、それぞれの防砂堤を個々に働かす

には間隔が小にすぎ、一方集団として作用するには大にすぎると考えられる。Iの波における防砂堤の影響範囲は明瞭でないが、IIの波の場合には1本の防砂堤の影響あるいはその下流海岸方向に1.5深海波長、沖方に2.0深海波長の範囲である。

2) 10本の不透過性防砂堤を一深海波長の間隔で設置した場合 この実験にはIの特定の波を使用した。

この場合、基準断面に対する海岸砂の増加率は32%に達する。防砂堤の上流側に砂の堆積が生じ、下流側が洗掘される傾向は10本の防砂堤に共通の現象でその等深線の形状もきわめて類似していた。

不透過堤の砂の保持力を研究するため、上流海岸からの砂の供給を停止して相当長時間実験を行った。その結果、基準断面からの洗掘量は19.5%に及んだが、この大部分は防砂堤先端より沖方の区域で生じたものであることに注意されたい。

3) 10本の透過性防砂堤を一深海波長の間隔で設置した場合 この実験でもIの波を使用した。

この場合の基準断面に対する砂の増加率は6%にすぎず、設置した構造物の規模と比較して効果が小さいように思われる。

4. 結論

1) 海岸断面が平衡状態に達したときの砂の移動量(この場合には上流海岸からの砂の供給量)は防砂堤の有無とか、その配置によつて変化しているが、この移動量の多寡はおそらく設置された防砂堤の海岸安定に対する有効性を評価する最良の基準である。

ここに報告した一連の実験から明らかなように、一度砂の平衡移動量が確定すると、海岸線は安定するようになる。

2) 海岸に適当な砂の補給がある所では、透過性防砂堤は少ないながら有効な影響をもたらす。透過性防砂堤は単独に設置すると、そのすぐ下流側にいちじるしい洗掘が生じ、砂の平衡移動量を増大するので、海岸の安定をもたらすためには、一連の防砂堤群として使用することが望ましい。

3) 不透過性防砂堤は透過性防砂堤よりも、海岸に砂を付着させるのに有効である。適当な砂の補給があつかつ沿岸流が漂砂に対して大なる影響を持っている海岸では不透過性防砂堤は急速に砂を堆積させることができる。

4) 沿岸流が透過性を通過する場合、最初の(上流側の)2本の防砂堤では、構造物の空隙で砂を十分移動させるだけの力を持っているので、透過性防砂堤を有効に使用するには少なくとも3本を一群として設置すべきである。

(運輸技術研究所港湾物象部 久田 安夫)