

水質と心臓疾患による死亡率との関係

“Relationship between Water Quality and Deaths from Cardiovascular Disease”, *Muss, D.L.*, Jour. A.W.W.A. Vol. 54, No. 11 (1962)

アメリカでは心臓疾患による死亡率が全体の約 50% を占めており、特に 45~64 才の白人男子では、この率は 54.1% である。この心臓病の要因については、人種的、食習慣、環境などからも説明できるが、一方、統計的に解析すると心臓疾患による死亡率と水質、特に硬度との間に明らかに関係がある。

アメリカ 49 州 (D.C. をふくむ) の死亡率と硬度との関係を級別にまとめると下表のとおりである。

硬 度 (平均) (ppm)	州 数	心臓疾患による死亡率 (100 000 人につき)		
		中 位 数	最 小	最 大
0~100	24	435.8	339.8	511.4
101~200	19	393.8	334.6	457.4
201~300	6	350.2	290.2	425.5
97(平均)	49*	423.9	290.2	511.4

* D.C. をふくむ。

この表をみると明らかに心臓疾患による死亡率と硬度との間に関係があることがわかる。

さらに、45~64 才の白人男子について検討してみると、心臓疾患による死亡率と硬度との関係は図のようになる。最小自乗法により関係式を求めると、

$$D = 905.50 - 0.916 H$$

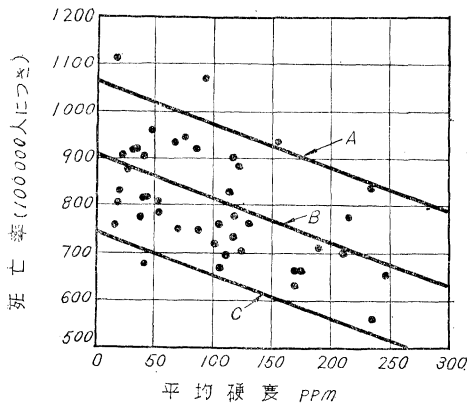
D: 心臓疾患による死亡率 (100 000 人につき)

H: 水の硬度 (ppm)

となる。

これらの統計値を、スチューデントの“t”検定により統計的な有意を求めると、“t”の値は 4.25 となる。

心臓疾患による死亡率と硬度との関係



A: $D_u = 1064.60 - 0.916 H$ B: $D = 905.5 - 0.916 H$
 C: $D_e = 746.4 - 0.916 H$

したがって、 $P_r(t \geq 4.252) < 0.001$ で、99.9% 以上の有意性がある。

水の硬度から、水中のカルシウム、マグネシウムの存在が心臓疾患による死亡率に関係してくるといえる。最近、Strain, W.H. によれば、バナジウムはコレステロールや磷脂質の形成を抑制する性質があり、軟水にはこのバナジウムが少ないと述べている。

良質の水とは、低硬度、低アルカリ度の水をいうわけであるが、この良質水の地域の方が、心臓疾患による死亡率が高くなっている。著者は、最後に水中の微少なエレメントについて、長期の健康への影響について検討しなければならないことを強調している。(松崎 茂樹)

プレキャスト プレストレスト
コンクリート片持ばり橋

“Сборный железобетонный мост балочно-консольной системы”, канд. техн. Е.А. Наук тронцкий, БЕТОН и Железобетон (コンクリートおよび鉄筋コンクリート) 10月号 (1962)

本論文は 1961 年ソ連のモスクワ河に架設された中央スパン 148 m のプレキャスト プレストレスト コンクリート片持ばり橋の工事報告である。

本橋は全長 619 m、幅員 49 m であるが、河流上に架設されたスパン 148 m の片持部分とその両側のスパン 36.4 m の側スパンの部分の施工が興味あるところである。片持ばり部分は長さ 74 m で、4 本のブロックを組合わせた箱形断面のけたからなり、けた高は支点上で 7.5 m、スパン中央で 2.5 m である(図-1)。双方の片持ばりはスパン中央で水平方向に可動のヒンジにより結合されている。

工場で上下フランジおよびウェブをそれぞれ別個に製造し、架設現場付近において、張出した鉄筋を溶接し、継目をコンクリートで充填し箱形断面のブロックを造った。ブロックは長さ 5.8 m、重量 80~165 t であって、ハシケにより架設地点に航送した。ブロックは、写真に

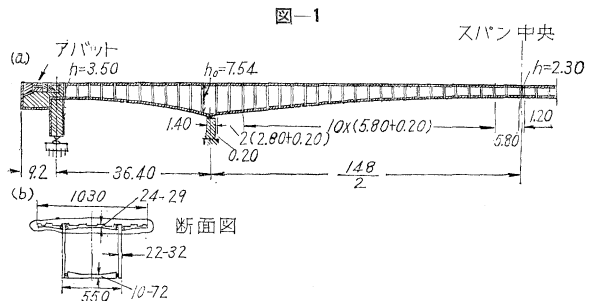
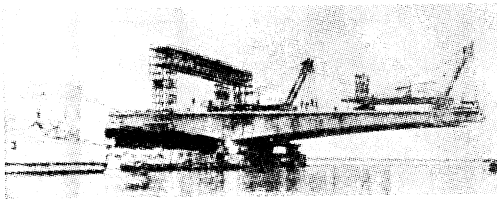


図-1

示されているように 200 t クレーンにより定位置に懸垂し、張出した鉄筋を溶接したのち、硬質ゴムにより幅 20 cm に保たれた目地をコンクリートで充填し、PC 線（直径 45 mm, 引張荷重 178 t）を配置し、ただちに一部のプレストレスを与えた。目地のコンクリートは 60~65°C で蒸気養生され、強度が 350~400 kg/cm² になると全プレストレスを与えた。一ブロックの施工には 4 日を費した。

PC 鋼線は、上フランジ中にすべて直線状に配置され、側スパン端部の counter weight の上にあるアバットに定着され、この部分で緊張作業が行なわれた。このように、PC 鋼線を側スパンの岸側端にまですべて延長することは不経済ではあるが、緊張作業が簡単になり、再緊張を行なえるという利点をもっている。本橋ではプレストレス導入の 0.5~2 カ月後、超音波を用いて実際の導入力を調べ、不足分を再緊張により補っている。

写真-1



本橋では継手に wet joint を採用したが、1962 年ソ連のオヤチ河に架設された同様の形式の橋では、厳寒期の工事であったため、鋼材を用いた dry joint を採用し、一ブロックを 1 日で施工している。本論文の結論として懸垂架設法によるプレキャスト PC 片持ばり橋はスパン 170 m まで推奨できると述べている。

(青柳 征夫)

スナップ座屈と等エネルギー荷重

- (I) "The Energy Criterion and Snap Buckling of Arches"
 (II) "Nonsymmetrical Snap Buckling of Spherical Caps"
 Gjelsvik, A. and Bodner, S.R. Proc. of A.S.C.E., EM Vol. 88. No. 5, October. (1962)

同一の著者による、類似な内容をもったこの論文を取りまとめて抄録することにする。

(I) 球形シェルや円筒形シェル、また固定アーチの座屈は、座屈した後も座屈荷重よりも小さい荷重で安定な平衡を示す「スナップ座屈」であって、その座屈荷重は古典的な固有値理論による計算値と、実験値とはその間に相当の差がある。これは構造系内の過渡的な不安定座屈や幾何学的形状の不完全さのために、理論上の荷重に達する前に、より小さい荷重の安定な平衡状態へ跳ぶためであると考えられているが、座屈前の平衡状態から座屈後の平衡状態への跳躍の条件は非線形であり、

図-1 スナップ座屈を示すモデル

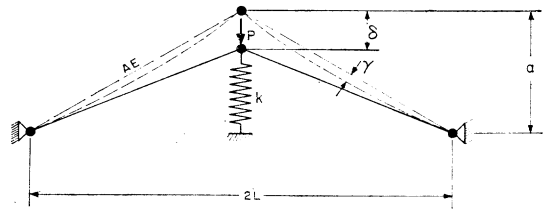
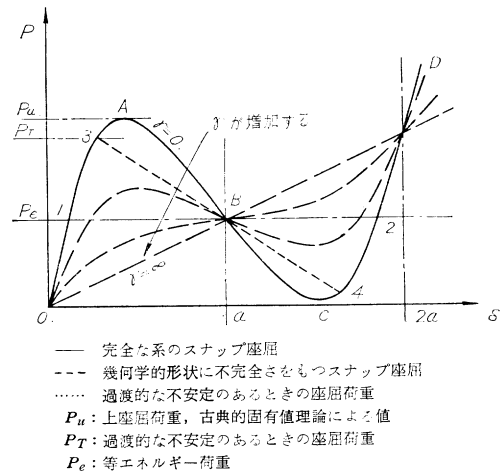


図-2 モデルの荷重-たわみ曲線

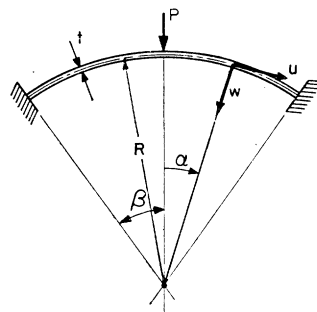


その公式化や具体的な値を求めることは、一般にきわめて複雑、困難である。

この研究は、エネルギー解析による、等エネルギー荷重 P_e (図-2; Friedrich の “intermediate buckling load” および Tsien の “dead weight energy load” に相当する) が、スナップ座屈の座屈荷重の下界を与える重要な値であることを示している。

まず、スナップ座屈をする構造系の性状を例証するために、簡単なモデル (図-1) につき解析した。この系の荷重-たわみ曲線は 図-2 の実線であり、部材 $MN(\bar{N}M')$ が棒として座屈するとした過渡的な不安定座屈の荷重-たわみ曲線は図の点線であり、部材 $MN(\bar{N}M')$ の軸心が r の幾何学的形状の不完全さをもっているとしたときの荷重-たわみ曲線は図の破線である。図の点 $B(a, P_e)$ が等エネルギー荷重であることは図より明らかである。図で $P_3 \geq P_e \geq P_1$ のとき、1, 3, B, 4, 2, 1 でかこまれるエネルギーは運動のエネルギーと

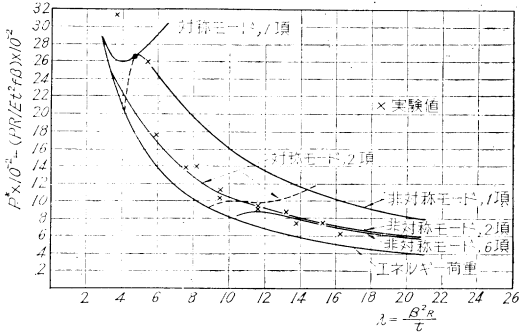
図-3 中点集中載荷の円形固定アーチ



なるが、 $P_3 < P_0 < P_1$ のときは 1, 3, B, 4, 2, 1 でかこまれるエネルギーは負、すなわち系の外部よりエネルギーを貰わなければ運動はできず、座屈は生じない。よってこの系において等エネルギー荷重は、座屈、荷重の下界である。

つぎに中央集中荷重を受ける浅い固定アーチ (図-3) について、エネルギー解析により座屈荷重 P_R 、等エネルギー荷重 P_0 を求め、固有値理論によって対称および反対称の座屈形のスナップ座屈の座屈荷重を計算し、さらに模型実験を行なった。その結果をまとめると 図-4

図-4 中点集中荷重の固定アーチの座屈荷重の理論値と実験値



P^* : 無次元化した座屈荷重
 λ : アーチの steepness を表わす幾何学的パラメーター

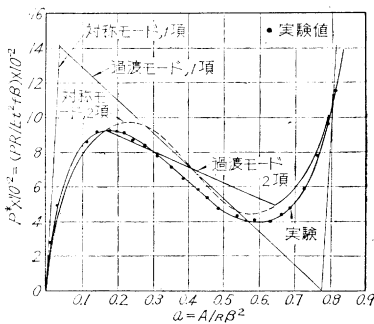
で、計算と実験はかなりよく一致し、等エネルギー荷重は近似度のよい下界となっている。

理論計算の際に対称および反対称の座屈形について、1項ないし6項のいろいろな程度の近似で座屈荷重を求めたこと、幾何学的形状の不完全さを解析の中にとり入れたこと、不安定な平衡をする領域をもふくむ完全な荷重、たわみ曲線 (図-5) を求められたことなどは、この研究

の比較的新しいところである。

(II) 球形キャップの重要性が増大し、一方では大型の計算機が利用できるようになって、複雑な非線形の問題が数値的に解けるようになったので、球形キャップのスナップ座屈が注目されてきた。一様分布荷重の固定キャップや単純支承のキャップの対称形の曲げおよび座屈についても、いくつかの計算がなされているが、それら

図-5 理論計算と実験による荷重-たわみ曲線



a : 無次元化したアーチの対称形たわみの amplitude

の計算値と実験値は一致していない。これは構造系内の幾何学的形状の不完全さ、キャップの steepness を表わす幾何学的パラメーターがある値を越えると支配的になる非対称な座屈をするため、また、キャップの厚さが薄くなると曲げ応力がキャップの縁の狭い範囲の境界層にしか影響を与えなくなるため、などが考えられている。

この研究では先の研究 (I) に引き続いて、一様分布荷重の固定キャップ (図-6) の非対称座屈について、等エネルギー荷重を適用してみた。

まず対称座屈のたわみの形を

$$W = aR\alpha \left\{ 1 - \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^2 \right\}$$

(a ; amplitudes, その他の記号は 図-6 参照)

と仮定して、座屈荷重および等エネルギー荷重を求め、つぎに境界層だけにしか曲げ応力の影響が働かなくなるとして、

$$W = aR\alpha \quad (0 < \alpha/\beta < \zeta)$$

$$W = aR\alpha \frac{1 - (\alpha/\beta)^2}{1 - \zeta^2} \quad (\zeta < \alpha/\beta < 1)$$

(ζ ; 境界層の幅)

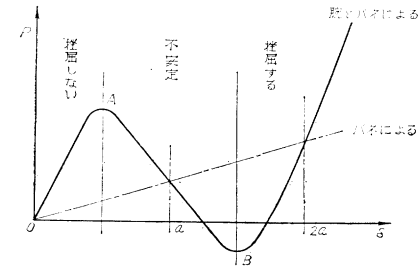
でたわみの形を近似して等エネルギー荷重を計算した。さらに非対称座屈については、そのたわみの形を

$$W' = C \frac{\alpha}{\beta} \left\{ 1 - \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^2 \right\}^2$$

と仮定して、座屈荷重を計算した。

これらの値と、これまでにも求められている計算値や、実験値とを比較してみると 図-7 のようになり、たわみの形を1項だけで近似しているのあまり正確ではなく、一般的性状の傾向を示しているにすぎないが、等エ

図-7 浅い球形シェルの座屈荷重の理論値と実験値



$\bar{\sigma}$: 座屈応力
 σ_{cr} : 古典的固有値理論による完全な球形シェルの座屈荷重

ネルギー荷重は、座屈荷重の相当に近似度のよい下界であり、重要な値であることが示されている。

(堀川 浩甫)

堅い岩の急勾配のり面の安定

“Stability of Steep Slopes on Hard Unweathered Rock”, Terzaghi, K., Géotechnique, Vol. 12, No. 4, December (1962)

この論文は、風化を受けていない岩のり面の安定性を、節理のある岩のせん断抵抗、有効粘着力、および節理をとおして浸透する水の圧力の3つの要素との関連において述べたものである。

節理、断層などがなければ、最も弱い岩 ($q_u=5000$ psi, 単位体積重量 $w_r=170$ lb/cu.ft) の垂直なり面の極限の高さ H_c は、およそ $H_c=q_u/w_r=4200$ ft となるが、実際には、このように高い垂直なり面は存在しない。この事実は、極限の高さは節理や断層などの機械的欠陥によって決まることを示している。ある断面に沿ってのせん断破壊は圧力条件に左右されるせん断抵抗と岩の粘着力によって抵抗を受ける。この粘着力は有効粘着力 C_i としてつぎのように表わされる。

$$C_i = C \frac{A_g}{A} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、

C = 節理、断層などのない岩の粘着力

A = 岩のある断面の全面積

A_g = この断面において、節理によって区切られた間に存在する岩の総面積

ある断面に沿う岩のせん断抵抗 S は一般につきのうように表わされる。

$$S = C_i + (p - u) \tan \phi \dots\dots\dots(2)$$

ここに

ϕ = せん断抵抗角

p = ある点 P に作用する単位面積当りの荷重

u = ある点 P における静水圧

せん断応力が増加すると、節理間に存在した完全な岩は破壊し、その点での有効粘着力は0になり、このため周囲の岩石中の応力はさらに増大し、このような鎖状作用によって岩の破壊は進行する。砕けやすい粘着性土と節理によって弱まった岩との本質的な違いは、前者の C_i と ϕ が簡単な室内試験によって求まるのに対して、後者の C_i は現状では求める方法がなく、 ϕ も節理系とのり面の方向との関係によって変わってくるという点である。

非方向性節理系の岩では、のり面の方向による ϕ の違いはないが、垂直応力が増大すると岩石を造っている粒子間に破壊が生じ粒子間のかみ合わせによるすべりに

対する抵抗が減少するものと考えられ、あるカコウ岩では、垂直応力 $p=100$ kg/cm² に対して $\phi=40^\circ$ 、 $p=1000$ kg/cm² に対して $\phi=25^\circ$ となる実験結果が得られている。非方向性節理系の堅い塊状岩のり面の極限角は、浸透圧がなければ通常約 70° 程度である。

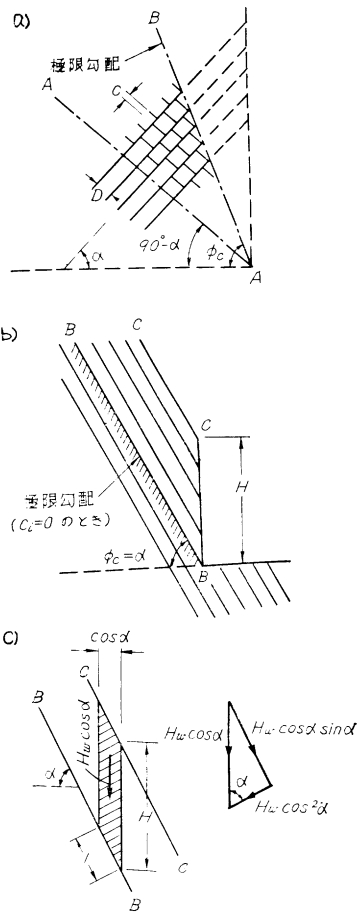
滞積岩には、層理方向節理とこれに直交する横断節理が発達している。図-1において、層理面の傾斜角を α とすると、のり先を通る断面 A-A の傾斜は $90^\circ - \alpha$ である。有効粘着力 C_i が無い場合には $90^\circ - \alpha$ が ϕ に等しいか、またはそれ以下であればのり面は安定している。 ϕ の値は C/D にも左右され、 C/D が増大すれば極限のり勾配も増大する。 ϕ の最小値は通常 30° とされている。 C_i がある場合は、のり面は高さ H まで垂直であり、それより上は角 α の斜面である (図-1 b) 参照)。この高さ H は、

$$H \leq \frac{C_i}{w \cos \alpha (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi)}$$

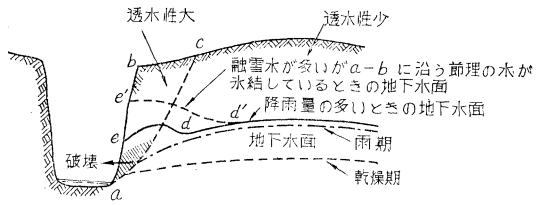
であり、これ以上になるとのり先を通る面 B-B に沿ってすべりが生ずる (図-1 c) 参照)。 ϕ より大きな勾配のり面は、その安定性を一部 C_i に依存していると考えられるが、現状では C_i は決定しがたくこの種のり面の安全率は1または1に近いと仮定すべきであろう。

岩盤には、土質力学の間げき水圧に相当するきれつ水圧 (clef-water pressure) が存在し、節理沿いの摩擦抵抗を減少させる (式(2)参照)。図-2において、クサビ形 abc の部分ではそこに働くせん断応力によって他の分部よりも節理が多くその幅も大きいと推定され、降

図-1 堆積岩のり面



図一 クサビ形 abc の透水性が他の部分よりかなり大である時の地下水面



雨量の多いときには地下水面は一時的に破線 de のようになり、のり先部分のすべり破壊を促進させる。

圧力トンネルからのろう水によるのり面の崩壊は、トンネルが地表より $H_c' = H \cdot \omega_r / \omega_r = 0.385 H$ (H : トンネル内の水頭, ω_r : 岩の単位体積重量 = 2.6, ω : 水の単位体積重量 = 1) より深いところにあれば生じることはほとんどない。実用上は $H_c = H/2$ としているが内圧に耐え得る巻立てがされておれば、これで十分信頼できる。高い山の非常に深い谷では、斜面の岩石は地質学的過去に深部すべりの結果移動し、破壊していることがある。したがって、このようなところではダム建設のための労力のかかる現地試験を開始する前に、ダムサイトの岩がこの種のすべりを受けていないことを明確にしなければならない。(安江 朝光)

スキー ジャンプ式洪水吐下流の洗掘

“О размыве русла струей, отбрасываемой трамплином”, Соловьев, А.Г., Известия Всесоюзного Научно-Исследовательского Института Гидротехники (全連邦水工学研究所報告) Том 68 (1961)

この論文はスキー ジャンプ 式洪水吐下流の洗掘についての実験的研究を述べたものである。落下水脈によって河床を構成している岩盤が洗掘される過程は 2 段階にわけて考えることができる。すなわち、第 1 段階では岩盤内のすき間や割目に落下水の動水圧が伝わり結合した岩盤が岩石破片に粉碎され、第 2 段階でこの岩石破片の小さなものが下流へ流送されて洗掘孔が形成される。実際には、両者は同時に起きるのであるが、現在のところ第 1 段階の洗掘については十分に解明されておらず、主として第 2 段階の洗掘についての研究が行なわれている。これは河床の岩盤は岩石破片に粉碎されていて、落下水のエネルギーはすべてその流送に費されるという仮定を設けていることであって、模型実験により、生ずるであろう最大洗掘深さを求めることができる。

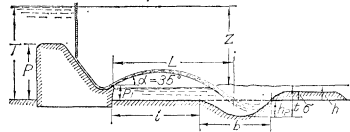
落下水による下流河床の洗掘の大きさを求める式としては、Schoklitsch の式のほかにいくつかが提案されているが、これらは、すべてスキー ジャンプ 式洪水吐下流の洗掘の深さを求めるのに適していないので、水理模型実験を行なって洗掘の深さに対する種々の要素の影響を

検討した。河床の最大洗掘深さ t_{max} はつぎの式で示されるものと考えた。

$$t_{max} = f(F, h, h_0, d) \dots \dots \dots (1)$$

ここで F : フルード数の 2 乗, h : 下流水深, h_0 : 射出端水深, d : 河床物質の平均粒径である。この関数関係を求めるため射出端の単位幅流量 $q = 114 \sim 960 \text{ cm}^2/\text{sec}$, 河床物質の平均粒径 $d = 0.5 \sim 2.5 \text{ cm}$, 落差 $z = 50 \sim 97 \text{ cm}$, 下流水深 $h = 4 \sim 27 \text{ cm}$ の範囲について実験を行な

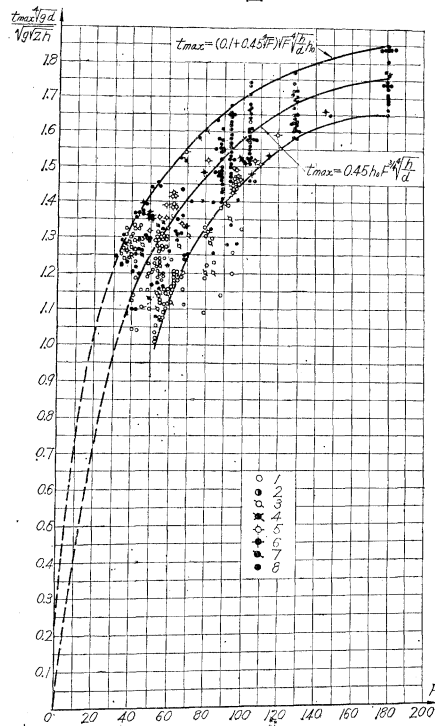
図一



た。洪水吐射出端の水脈射出角度 35° はとし、実験継続時間は安定した洗掘形状が得られるまでとした。この実験では、まず同一条件で洗掘孔下流の堆積物をのぞかない場合と人為的にのぞいた場合について、最大洗掘の深さを求めたが、堆積物をのぞいた場合は洗掘孔の深さ h_p が 1.3~1.4 倍になる。その後は洗掘孔下流の堆積物をのぞかずに行なったが、その結果は t_{max} は $h^{0.2 \sim 0.3}$ に比例し、またほぼ $z^{0.25}$ に比例することがわかった。河床物質には粒径の異なった 7 種類の砂利を用い q, z, h の種々の値

に対して実験を行なった結果 t_{max} は $d^{0.25}$ に反比例

図二



することがわかった。また t_{max} は $q^{0.25 \sim 0.27}$ に比例する。以上の実験結果をまとめると図一 2 となる。このグラフには 600 の実験結果をプロットしてある。図一 2 の中心を通る曲

1-d = 0.5 cm 5-d = 1.9 cm
 2-d = 0.8 cm 6-d = 2.10 cm
 3-d = 1.1 cm 7-d = 2.50 cm
 4-d = 1.3 cm
 8-1957 年の実験 (d = 0.5; 0.8; 1.1; 1.9)

$z = 60 \sim 97 \text{ cm}$
 $q = 204 \sim 918 \text{ cm}^2/\text{sec}$
 $h = 10 \sim 26.5 \text{ cm}$

梯形水路彎曲部の水理

$$t_{\max} = \frac{0.49 \sqrt[4]{F} \sqrt{q} \sqrt{zh}}{\sqrt[4]{gd}} = 0.45 h_0 F^{3/4} \sqrt[4]{\frac{h}{d}} \dots\dots\dots(2)$$

実験値のこの曲線よりの最大偏差は 15% を越えない。しかし生じ得る最大洗掘深さを求めるには実験値の上限を通る曲線を用いるのが適当であって、この式は

$$t_{\max} = \frac{(0.11+0.49 \sqrt[4]{F}) \sqrt{q} \sqrt{zh}}{\sqrt[4]{gd}} = (0.1+0.45 \sqrt[4]{F}) \sqrt{F} \sqrt[4]{\frac{h}{d}} h_0 \dots\dots\dots(3)$$

現在、計画中および建設中のいくつかのダムについてこの式を用いて求めた t_{\max} の計算値と、模型実験値との差は 10~15% である。

洗掘孔の中心はほぼ水脈落下点と一致していて、その洪水吐射端よりの距離 L は周知のように

$$L = \varphi^2 \cdot 2 z_0 \cos \alpha \left[\sin \alpha + \sqrt{\sin^2 \alpha + \frac{T - z_0}{\varphi^2 z_0}} \right] \dots\dots\dots(4)$$

で求められる。ここで z_0 ; 射出端よりの落差, α ; 水脈射出角度, T ; 貯水池面よりの落差, φ ; ダム下流面の損失を考慮した流速係数である。

洗掘孔の長さ b を求めるため、すべての実験結果を整理して 図-3 に示した。中心を通る直線の式は

$$\frac{b}{h_p} = 3.5 + 0.3 \sqrt{\frac{zh \sqrt{q}}{q \sqrt{d}}} \dots\dots\dots(5)$$

実験値の上限を通る直線の式は

$$\frac{b}{h_p} = 4.5 + 0.3 \sqrt{\frac{zh \sqrt{q}}{q \sqrt{d}}} \dots\dots\dots(6)$$

式 (2) または式 (3) を用いて洗掘の深さ $t = h_p + h$ を求め、式 (5) または式 (6) を用いて洗掘孔の長さ b を求めることができる。洪水吐射端より洗掘孔始端までの距離は次式によって求められる。

$$l = L - b/2 \dots\dots\dots(7)$$

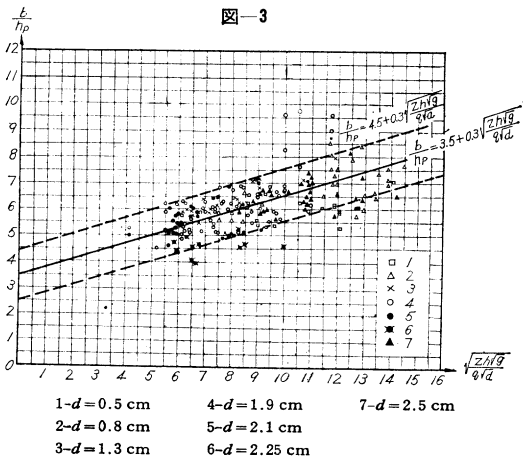
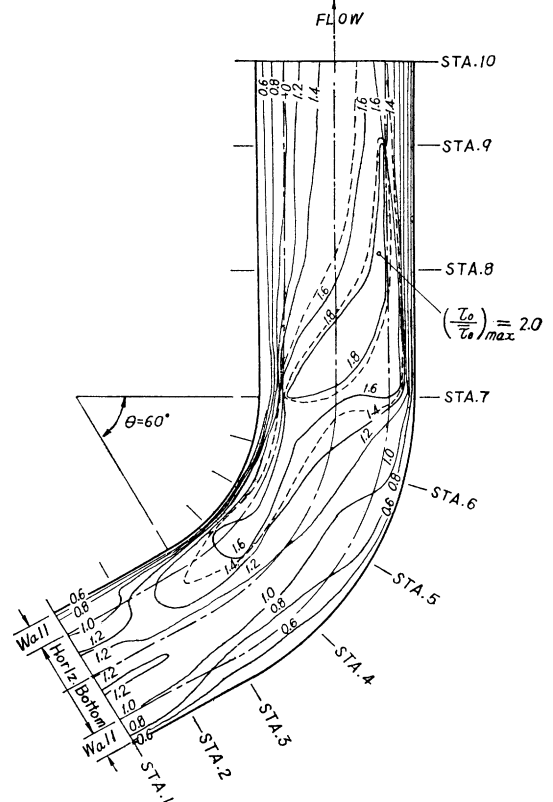
“Boundary Shear Stresses in Curved Trapezoidal Channels”, *Ippen, A.T. and Drinker, P.A.* Proc. of A.S.C.E., HY Vol. 88, No. 5, (1962)

“Stream Dynamics and Boundary Shear Distributions for Curved Trapezoidal Channels”, *Ippen, A.T., Drinker, P.A., Jobin, W.R. and Shemdin, O.H.* Massachusetts Institute of Technology Hydrodynamics Laboratory Technical Report No. 47, January, (1962)

本研究は河川彎曲部における河床洗掘や護岸保護に対する基礎的な研究として行なわれたものである。実験は 2 種類の梯形断面水路について彎曲部の水面形、河床に働くせん断力分布などを滑面水路および粗面水路について測定した。

単一彎曲部を有する場合の実験は、 $7 < w/y_0 < 12$, $1.75 < r_0/w < 4$ の場合について行なった。ただし w : 水面幅, y_0 : 水深, r_0 : 水面の外縁における曲率半径である。図-1 はこの場合のせん断力分布を示す一例で、せん断力が最大となる位置は一般に彎曲部の内側と彎曲部終端下流の外側に生ずる。すなわち最大流速を有する流線部と加速運動を生ずる位置である。彎曲部の最大せん断力とその生ずる位置は主として w/r_c (r_c : 水路中心

図-1



(中村 宏)

線に対する曲率半径)に関係する。図-2は w/r_c と $\bar{\tau}_L/\bar{\tau}_0$ 、図-3は w/r_c と $(\tau_0/\bar{\tau}_0)_{max}$ との関係を示したもので、特に最大せん断力と流水の曲率との間には相関が認められる。ただし $\bar{\tau}_0$: 彎曲部入口での平均せん断力、 $\bar{\tau}_L$: 測定部全体の平均せん断力、 τ_0 : 任意の測点におけるせん断力である。

水路彎曲部での流況は従来行なわれた実験と同様に、自由渦による流速分布と水面形状をなしており、最大水面上昇高を自由渦理論で計算しうる。しかし流れの非回転性は水深が深く、彎曲部の曲率が大きくなると顕著になる。また彎曲部においては流水の水路側壁からはく離が生じ、水路の有効断面積を減少させる。このはく離現象は流水の曲率に関係し、彎曲部の水面が局部的に上昇するところから発生する。彎曲部に生ずる2次流は、水路横断方向の圧力勾配により支配されることから、主流の速度水頭と、流水の相対曲率に w/r_c 関係する。

水路面が粗面である場合も、彎曲部内の流況は滑面の場合とほとんど同じであるが、河床に働くせん断力は粗面のため2次流が十分発達し、滑面の場合に比べて一般に大きくなる。すなわち滑面においては $(\tau_0/\bar{\tau}_0)_{max}=2$ であるが、粗面の場合には $(\tau_0/\bar{\tau}_0)_{max}=2.5$ となる。

水路単位長当りの流水エネルギー損失は

$$S_{ex} = \frac{\tau_x}{rR_x} \dots\dots\dots(1)$$

(τ_x : 断面 x での平均せん断力)

図-2

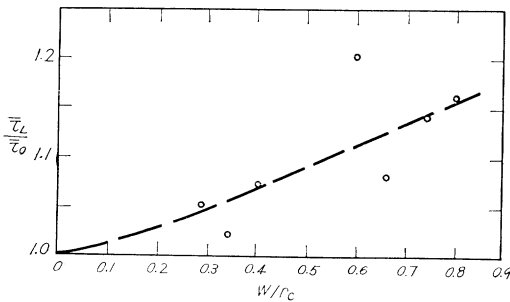
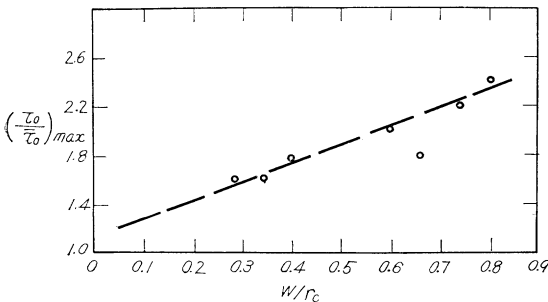


図-3



である。ただし S_{ex} : 断面 x におけるエネルギー損失率、 R_x : 断面 x の径深、 r : 流体の比重

水路彎曲部では流れが不定流となるため S_{ex} は一定ではなくなる。いま平均摩擦係数 C_{fx} を導入することにより、 $\tau_x = C_{fx} \rho v_x^2 / 2$ (v_x : 平均流速、 ρ : 流体の密度) を式 (1) に代入すると式 (2) をうる。

$$S_{ex} = C_{fx} \frac{v_x^2}{2gR_x} \dots\dots\dots(2)$$

実験においては τ_x 最大 40% 程度変化するに対して流水断面積、潤辺および流速の変化は 2~4% にとどまることが認められた。したがって S_{ex} は $v_x^2/2g$ の変化内にて C_{fx} に近似的に比例すると認められる。図-4は水路彎曲部でのエネルギー損失率 ($S_{ex}/S_{e1} = \tau_x/\tau_1$) と摩擦損失係数 (C_{fx}/C_{f1}) の変化を示したものである。

水路彎曲部のエネルギー損失は、水路床に働くせん断力を測定することにより近似的に計算しうる。水路の彎曲部が重複している場合についても二、三の実験を行ない、単一彎曲部を有する場合との比較を行なっている。

図-5 (a) のような場合には、彎曲部内の流況は上流の彎曲部による影響のため自由渦的傾向を強める。そして河床面のせん断力は図示される位置が最大となるが、彎曲部終端下流のせん断力は単一彎曲水路の場合より小さくなる。図-5 (b) のような彎曲部の場合には、彎曲部の内側に大きなはく離帯を生じ、このため彎曲部外側にせん断力が最大となる部分を生ずる。

図-4

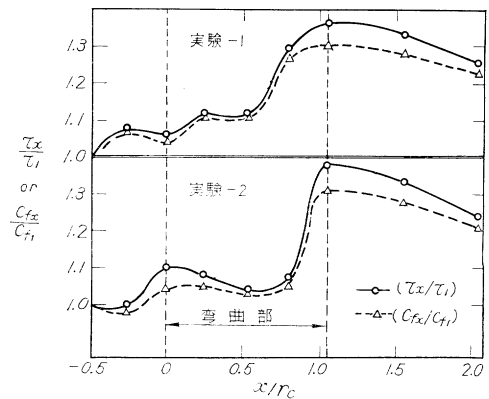
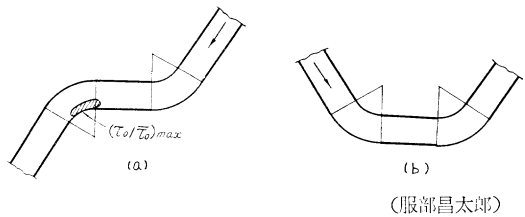


図-5



土の純粋一面剪断試験器 SO8-P

概要

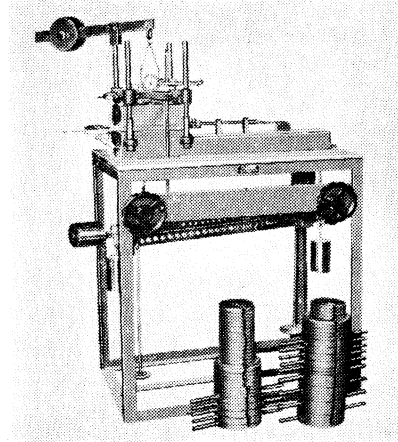
本器はスウェーデン式の直接剪断試験器を改良したもので、一面剪断試験で生じる応力の集中を排除して理想的な剪断歪を生じさせることにより、純粋な応力値が求められるとされています。

特徴

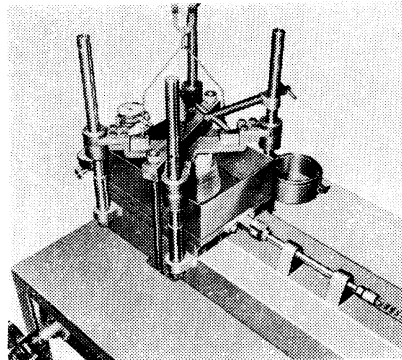
1. 試料の剪断構造は従来の一面強制剪断式の剪断箱を使用せず、薄いゴム膜により試料を包み、その周囲に薄いリングを各々間隔をあけて積み重ね、試料の全域にわたる剪断歪を生ぜしめて任意の面で試料を水平に剪断するものとしてあること。
2. 従来この種の試験器では、剪断試験前の試料の設置が困難である事が大きな短所となっていたが、本器においては、メンブラン・ジャケットや試料側壁を押えるリングの組立具などを使ってこの問題を完全に解消しております。
3. 試料を設置する場合リングをリング組立具によりセットしてから、メンブラン・ジャケットにより薄いゴム膜を試料に包み、セットされたリングを試料の外周面に挿入したのち、リング組立具を取り外します。このようにして試料の設置が簡単になっていること。
4. 垂直荷重載荷および応力制御式の場合の載荷は、積桿水平調節装置を装備した完全平衡型の積桿拡大銅荷重式で荷重は極めて正確に伝えられます。

仕様

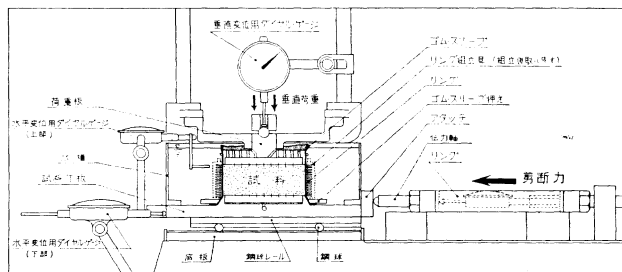
1. 試料寸法：100mm ϕ × 40mm
2. 剪断荷重関係： 載荷機構
 - 1) 歪制御式—手動式または電動式
 - 荷重計測—フルビング・リング容量300kg
 - 剪断変位測定—ダイヤル・ゲージ2個
 - 垂直変位測定—ダイヤル・ゲージ2個
 - 2) 応力制御式
 - 荷重計測—レバー式分銅定荷重
 - 分銅0.05kg/cm²—20個 } → 2kg/cm²
 - 0.10kg/cm²—10個
 - 剪断変位測定—ダイヤル・ゲージ3個
 - 垂直変位測定—ダイヤル・ゲージ1個
3. 垂直荷重関係：レバー式分銅
 - 段階荷重最大2kg/cm²
 - 分銅0.1kg/cm² 20個
4. 付属品：トリミング・リングおよび押出具1組、ゴム膜8枚、スリーブ押え、メンブラン・ジャケット、リング組立具



純粋剪断試験器 (SO8-Pa)
応力制御式



剪断計測部分



カタログ、その他不明の個処につきましては下記へお問い合わせ下さい

連絡先・東京都江東区深川白河町2の7 株式会社 丸東製作所 営業部

土誌
VOL. 48. 5
MARUTSU

試験機紹介のページ

丸東製作所

TEL
東京
(641)
2661
7749
8735
1090