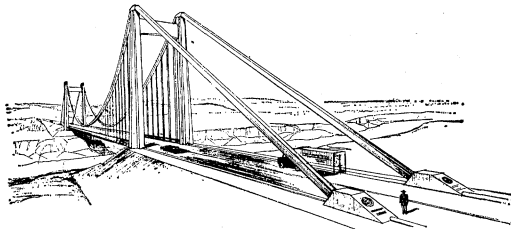


プレストレスト コンクリートの吊橋/松本陽太郎  
 構造用軽量コンクリートの配合決定方法/波木 守  
 任意な降伏特性を有する構造物の非線形振動/深沢泰晴  
 図表で求める急速水位降下時土斜面の安全率/江刺靖行  
 流水中におかれた円柱に働く揚力と抗力/荻原国宏  
 パップルピアの形状について/丸岡 計  
 振動くい打機による矢板セル打込みの成功例/橋川 隆

プレストレスト コンクリートの吊橋

“Suspended Deck is Prestressed”  
 Engineering News Record Vol. 172 No. 12  
 March 19 (1964)

イギリス コロンビア のハドソンホープのピース河をまたぐ地点に、現在建設中の2車線の吊橋は、スパン207mでボックスティとコンクリートのデッキから成る。デザインはコンサルタントエンジニア Phillips, Barratt 両氏によってなされた。



桁高1.2mのボックス ガーダーが、デッキの役割と補剛桁との二つの役割をしている。

これを請負った Hans Mordhorst 有限会社が、この box を6mのプレキャストとした。各小ブロックが2本のカバーなしのメイン ケーブルにより吊られている。各ケーブルは砂岩の中に深くアンカーされている。各プレキャストブロックは、架設の後207mのボックスガーダーに、2.9cm 径70本の電気メッキされたより線でもって、ポストテンションが加えられることになっている。タワーは、鉄筋コンクリートで高さ32mである。本工事には160万ドルの工費が予定されており1964年9月完成の予定である。(委員 松本陽太郎)

構造用軽量コンクリートの配合決定方法

“Подбор составов керамзитобетона для несущих конструкций”  
 Шеканенко, Р.А.  
 Бетон и Железо-бетон, pp 174~178,4 (1964)

ソ連においては軽量骨材として、人工膨張粘土骨材、

いわゆるケラムジイトが最も広く用いられている。

本論文は、このケラムジイトを使った軽量コンクリートのこれまでの研究結果を総括して、ケラムジイトの密度、モルタルの強度を考慮して、所定の密度、強度を持つ構造用の軽量コンクリートの配合を合理的に決定する方法を提案したものである。

著者は一般に、主引張みずみがり伸び能力を越えたときにコンクリートは圧縮破壊することを指摘し、軽量コンクリートでは、軽量骨材の伸び能力が不変であるのに対し、モルタル部分の伸び能力は、水セメント比および砂セメント比の低下とともに増大するため、軽量骨材の伸び能力とモルタル部分の伸び能力とが釣り合う点が存在すると考えた。この点を越えてモルタル部の強度を増しても、軽量コンクリートの強度はもはや、直線的には増大しない。このような限界点における軽量コンクリートの圧縮強度 ( $R_b$ ) とモルタルの圧縮強度 ( $R_p$ ) との比  $k \equiv R_b/R_p$  を最適強度比と名づけている。

一方、軽量コンクリート  $1m^3$  当たりの軽量骨材 (5~20mm) の使用量を  $K'(kg)$  とすれば、単位骨材容積比は  $r' = K'/\tau_K$  であるから、コンクリートの乾燥密度  $\tau_b(kg/m^3)$  は

$$\tau_b = \tau_p(1-r') + r'\tau_K \dots\dots\dots(1)$$

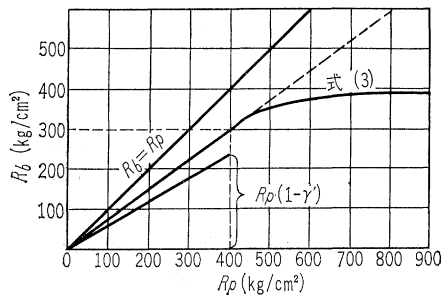
または

$$r' = \frac{\tau_p - \tau_b}{\tau_p - \tau_K} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $\tau_p$ ; モルタルの乾燥密度 ( $kg/m^3$ ),  
 $\tau_K$ ; 軽量骨材の乾燥密度 ( $kg/m^3$ )

また、密度一定のケラムジイトを一定量使った軽量コンクリートについては、一般に図-1のような関係がある。すなわち、

図-1



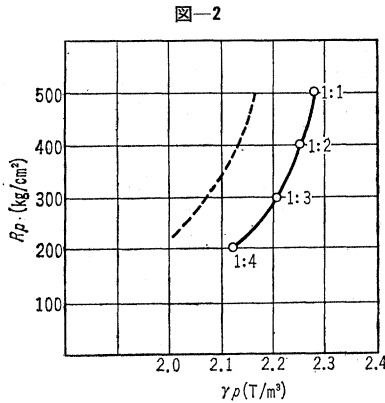
$$\left. \begin{aligned} R_b &= R_p[1-r'+r'k_1], R_b/R_p \leq k \\ R_b &= \frac{m}{R_p} + n \text{ または } R_b = \frac{m+nR'_p}{R_p k_2}, R_b/R_p > k \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 $k_1 = \frac{k+r'_1-1}{r'_1} \dots\dots\dots(4)$

$$k_2 = \frac{[1-r'_1(1-k_1)]}{[1-r'(1-k_1)]} \dots\dots\dots(5)$$

また、 $r'_1$  は  $R_b/R_p = k$  のときの  $r'$  で、著者の実験で

は  $r_1 \approx 0.380$  構造用軽量コンクリートでは、軽砂の代わりに、普通砂を使用するが、普通砂を使用したモルタルについて、例えば、図-2 のような関係を求めておくことは容易である。



これだけの準備をしておけば、以下のような手順で、所要の圧縮強度 ( $R_b$ ) と密度 ( $r_b$ ) を持つ軽量コンクリートの配合を決定できる。

- 1) コンクリートの所要強度に適した密度 ( $r'K$ ) を持つケラムジイトを選定する。
- 2) 図-1 または式 (3) を用いて所要のモルタル強度 ( $R_p$ ) を算定する。
- 3) 使用セメントに応じて、図-2 から、所要の  $R_p$  に対応するモルタルの密度 ( $r_p$ )、セメント：砂比 (1 :  $n$ )、水セメント比 ( $w/c$ ) を算定する。水セメント比は所要のスランプも考慮して適切に選ぶ。
- 4) つぎの順序で、軽量コンクリート  $1 \text{ m}^3$  当たりの使用材料を算定する。

軽量骨材量 :  $K' = r' r_K$

セメント量 :  $c = \frac{r_b - r' r_K}{1 + n + (w/c)_{\text{hydr}}}$ ,  $(w/c)_{\text{hydr}} \approx 0.15$

砂 量 :  $S = nC$

水 量 :  $w = c(w/c)$

- 5) 骨材の吸水量 (約 7%) を考慮して、上記の所要水量を補正する。 (委員 波木 守)

### 任意な降伏特性を有する構造物の 非線形振動

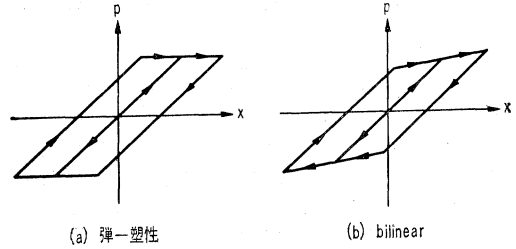
“Periodic Responce of a General Yielding Structure”

Jennings, P.C.

Proc. of A.S.C.E., EM Vol. 90 No. 2, pp. 131 ~166 April (1964)

構造物に生ずる応力が材料の降伏点を越えた場合の非線形振動については、従来はおもに降伏特性すなわち変形と復元力との関係が、弾-塑性の場合 (図-1(a)) あ

図-1

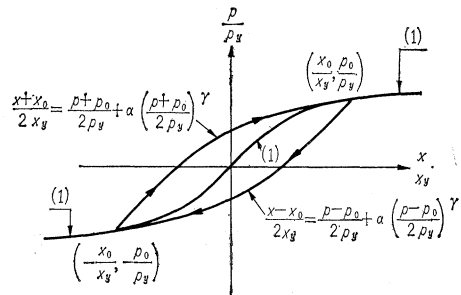


るいはさらにすすんで bilinear な場合 (図-1 (b)) が研究の対象となってきた。本論文はより一般的な降伏特性を有する一自由度系が周期的な強制力を受けたときの非線形振動の定常応答について論じたものである。

まず、降伏特性のスケルトン曲線として

$$\frac{x}{xy} = \frac{p}{py} + \alpha \left( \frac{p}{py} \right)^r \dots\dots\dots (1)$$

図-2



を用いる (図-2)。  $x, p$  はそれぞれ変位、復元力であり、  $xy; py$  はそれぞれ  $x, p$  の特性値 (定数) である。曲線の形状はパラメータ  $\alpha (>0), r (>1, \text{奇数})$  によって定められる。履歴曲線は上下限を  $(x_0/xy, p_0/py), (-x_0/xy, -p_0/py)$  とすると、図-2 中に記すごとくなる。なお、式 (1) はその極限の場合として、線形および弾-塑性特性をふくんでいる。すなわち、

$\alpha \rightarrow 0$  : 線形  $r \rightarrow \infty$  : 弾-塑性

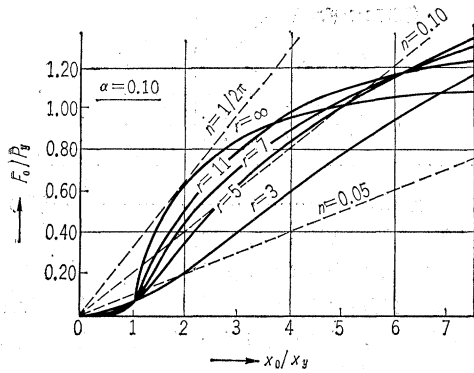
このようなより一般的な降伏特性曲線を用いることによって塑性振動に与える降伏特性の差異による影響を明確に把握することができるのである。

強制力を  $F_0 \cos \omega t$  とするときの共振時における定常解は、一サイクル間に失なわれるエネルギー  $E_d = \oint p(x) dx$  と供給されるエネルギー  $E_c = \oint F_0 \cos \omega t dx$  とが相等しい条件によって求めることができる。

$$\frac{F_0}{py} = \frac{4\alpha}{\pi} \cdot \frac{r-1}{r+1} \cdot \frac{\left( \frac{p_0}{py} \right)^r}{1 + \alpha \left( \frac{p_0}{py} \right)^{r-1}} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、外力と変位との位相角は近似的に線形の場合と同じであるとし、  $90^\circ$  としている。式 (1), (2) を用いて外力と変位との関係を描くと 図-3 のようになる。同図

図-3



中には減衰のある線形振動の場合の解をも同時に示してある (n: 減衰係数)。

式 (1) の関係を有する 塑性振動の等価減衰係数  $n_{eq}$  を求めると、

$$n_{eq} = \frac{2\alpha \left(\frac{r-1}{r+1}\right) \left(\frac{p_0}{py}\right)^{r-1}}{\left[1 + \alpha \left(\frac{p_0}{py}\right)^{r-1}\right]^2} \dots\dots\dots (3)$$

となり、この値は常に  $1/2\pi$  より小さいことは注目値する。

つぎに、frequency response 曲線の近似解は T.K. Caughey の方法 (method of slowly varying parameter) によって求めることができる。結果のみ記せば

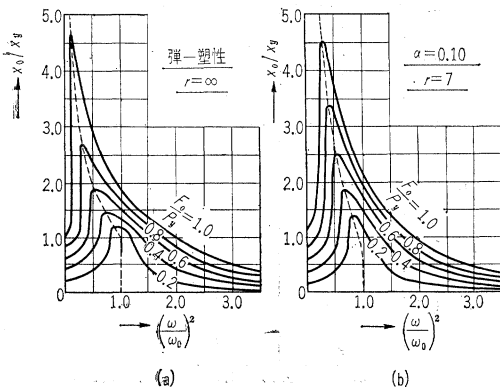
$$\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 = C(x_0) \pm \sqrt{\left(\frac{F_0}{p_0}\right)^2 \left(\frac{xy}{x_0}\right)^2 - S^2(x_0)} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $\omega_0$  は微小線形振動における 固有円振動数であり、 $C(x_0)$ 、 $S(x_0)$  は次式で与えられる、

$$\left. \begin{aligned} C(x_0) &= \frac{xy}{x_0 \pi} \int_0^{2\pi} \frac{p}{py} \left(\frac{x_0}{xy} \cos \theta\right) \cos \theta d\theta \\ S(x_0) &= \frac{xy}{x_0 \pi} \int_0^{2\pi} \frac{p}{py} \left(\frac{x_0}{xy} \cos \theta\right) \sin \theta d\theta \end{aligned} \right\} (5)$$

ここに、 $\theta = \eta\tau + \phi$ 、 $\tau = \omega_0 t$ 、 $\eta = \omega/\omega_0$ 、 $\phi$  はパラメータ式

図-4



(4) を用いて、弾-塑性 ( $r=\infty$ ) および  $\alpha=0.10$ 、 $r=7$  の場合について、frequency response 曲線を描けば図-4 のようになる。これより両者の差異がよみとれるであろう。最大振幅は式 (4) の root の値が 0 のとき起り、したがって、 $C(x_0)$  は共振振幅を表わしている (図-4 における破線)。これは式 (2) と一致する。

著者はさらに、非線形振動の基礎微分方程式を直接に数値積分 (third order Runge-Kutta method) して、式 (4) の近似度が良好であることを確認している。

(委員 深沢泰晴)

### 図表で求める急速水位降下時 土斜面の安全率

“Stability Charts for Earth Slops during Rapid Drawdown  
Morgenstern, N.  
Géotechnique Vol. 3 No. 2 pp. 121~131 June (1963)

アースダムの貯水池の水位が急速に降下した際にダムが崩壊した非常に多数の記録があり、このような条件下のアースダムの安定性を調べることがいかに重要であるかが広く認められている。著者は従来用いられてきたスライス法にビショップ (1952, 1954) の水位降下時に生ずる間げき水圧の変化に対する考え方を導入し、最小安全率の計算を行なった。計算は、均一な不透水性水材料からなる一様な斜面に急速な水位降下が生じた場合に間げき水圧の消散がなく、間げき水圧比  $B$  が 1 であると仮定して、種々の、有効せん断抵抗、斜面勾配、降下水位の組合わさった場合について電子計算機を用いて行ない、その結果を図表に表わした。この図表によりアースダムの調査段階に断面の比較を行なうため、簡単にダムの最小安全率が求められる。

#### (1) 水位降下時の間げき水圧

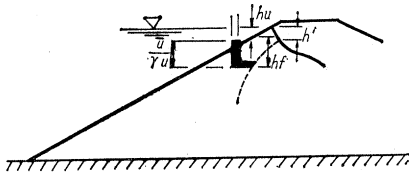
ダムの水位が急速に降下すると、まずダム内の水の流に新しい境界条件が生じ、浸潤線が新しいつり合の位置に達するまで不安定な状態が続く。他方、水位降下によって生ずる応力の変化によって間げき水圧が変化する。

透水性の大きな盛土材料の場合の間げき水圧は Reinius (1948) によって述べられ、新しい境界条件を満足する流線網を描くことによって求められる。

不透水性盛土材料の場合には、浸潤線したがって間げき水圧が新しい条件につり合うまで相当の時間を必要とする。またこの材料は一般に圧縮性であり、水位降下による荷重の変化は残留間げき水圧とこれに関連するせん断抵抗の変化を引き起す。この盛土中の間げき水圧の求め方についてはビショップ (1952, 1954) が述べている。

図-1 に水位降下前の上流斜面内の間げき水圧を示す

図-1 水位降下前の上流側斜面内間げき水圧



と任意の点の間げき水圧  $u_0$  は

$$u_0 = \gamma_w (h_f + h_w - h') \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし  $\gamma_w$  は水の密度を示す。水位降下後の間げき水圧  $u$  は

$$u = u_0 + \Delta u \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし  $\Delta u$  は水位降下による間げき水圧の変化分を示す。これは一次の主応力の変化  $\Delta \sigma_1$  に関係しこの主応力の変化が考えている点以上の材料の重量に等しいとすると、

$$\Delta u = \bar{B} \cdot \Delta \sigma_1 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\Delta \sigma_1 = -\gamma_w \cdot h_w \quad \dots\dots\dots (4)$$

したがって間げき水圧は

$$u = \gamma_w [h_f + h_w (1 - \bar{B}) - h'] \quad \dots\dots\dots (5)$$

で求められ、 $\bar{B}$  の値が低ければ低いほど斜面の安全率も低くなる。また、 $h'$  を無視すると間げき水圧に関して安全側の計算を行なうことになる。ビショップとヘンケル (1957) は  $\bar{B}$  が三軸試験によって求められると述べており、Fraser (1957) の試験報告では、最適含水比より 1% 湿った状態で締め固めた氷堆石と玉石混り粘土の場合  $\bar{B}$  がそれぞれ 1.05 と 1.14 であった。さらにスケンプトン (1954) によれば  $\bar{B}$  と間げき水圧係数  $A, B$  の関係は次式でえられ、

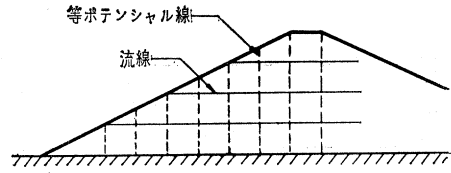
$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \bar{B} = B \left[ 1 - (1 - A) \left( 1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right] \quad \dots\dots (6)$$

飽和土の場合の限度は  $A=B=1$  であり、水位降下時には  $\Delta \sigma_3 / \Delta \sigma_1 > 1$  であるから普通  $B=1$  で  $A < 1$  の場合  $\bar{B} > 1$  である。したがってビショップ (1952, 1954) は  $\bar{B}=1$  として急速水位降下後の間げき水圧を計算したが、スベリ円の安全率の計算から見れば安全側で、これを裏付けする多くの実測データがある。しかしながら飽和していない土に関しては、 $\bar{B}=1$  と仮定しているつぎの図表を適用することはできない。

(2) 安全率の図表

安全率の図表を求める計算上、ダム断面形状、材料水位、水流などの状態についてつぎのように定めた。ダムの斜面は一律で、有効せん断強度  $c', \phi'$  を有する単一不透水性材料で作られ、硬い不透水性基盤上に設けられる。水位降下前の貯水高はクレストまでとし、水位降下中の  $\bar{B}=1, h'$  は無視し、この間、間げき水圧の消散は起ころぬものとする。盛土の単位体積重量を水の 2 倍とすると残留間げき水圧は次式で与えられる。

図-2 完全水位降下後の流線網



$$u = \gamma_w \cdot h_f \quad \dots\dots\dots (7)$$

この場合の流線網は図-2 に示す。

計算はスライス法にビショップと著者 (1960) の表示法  $c'/rH$  (ただし  $r$  は土の単位体積重量、 $H$  はダムの高さ) を導入し、Little と Price (1958) による電子計算機の利用法にもとづいて行なった。

計算により斜面勾配  $B$  が 2:1, 3:1, 4:1, 5:1、内部摩擦角  $\phi'$  が 20°, 30°, 40°, 無次元化した粘着力  $c'/rH$  が 0.0125, 0.025, 0.05 の各組合せについて、水位降下位置がダムクレストからの距離  $L$  とダムの高さ  $H$  との比、 $L/H=0, 1/4, 1/2, 1$  の各場合の最小安全率を求め図表に表わした。計算上スベリ円はすべてダムの底に接するものとし計算を行ない、中間の高さの場合は  $F$  の値をスベリ円弧が水平面と接する高さ  $H_e$  で置換し、 $c'/rH_e, L/H_e$  を求め図表から最小安全率を読みとる。

図-3 安全率の図表

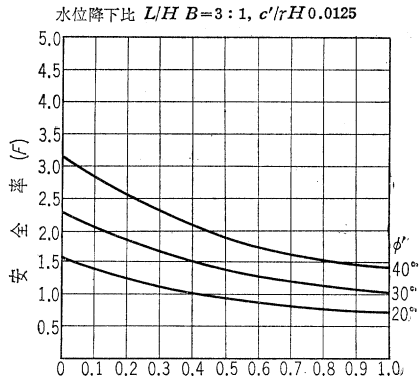
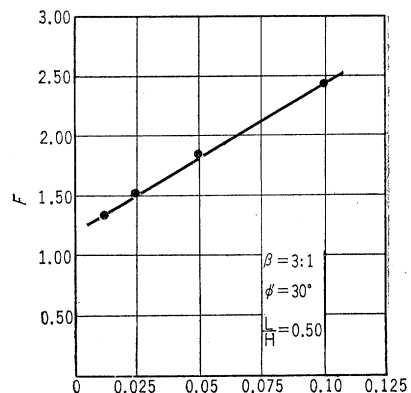


図-4 安全率と  $c'/rH$  の直線関係



計算結果の一例である図-3は  $c'/rH=0.0125$ ,  $B=3$ :1 の場合の図表である。なお図-4に示すごとく、安全率が  $c'/rH$  とほぼ直線関係にあることから  $c'/rH=0.0125\sim 0.025$ ,  $0.025\sim 0.05$  の間は補間法によって求めることができる。(委員 江刺晴行)

### 流水中におかれた円柱に働く揚力と抗力

"The Lift and Drage Forces on a Circular Cylinder in a Flowing Fluid"  
Bishop, R.E.D., Hassan, A.Y.

Proc. of The Royal Society Series A pp. 32~50 No. 1368 January (1964)

"The Lift and Drag Forces on a Circular Cylinder Oscillating in a Flowing Fluid"  
Bishop, R.E.D., Hassan, A.Y.

Proc. of the Royal Society Series A pp. 51~75 No. 1368 January (1964)

この二つの論文は同一の実験装置によって行なわれたもので、前の論文は円柱を流水中に固定した場合、後の論文は円柱に強制振動を加えた場合に生ずる振動、抗力、揚力について解析整理している。ここでは主として後の論文についてまとめる。実験装置は図-1に示すように円柱を水路中に入れ、これに振動を加える装置が取り付けられている。変位および力はストレインゲージによって測定している。なおストレインゲージの防水にはゴムとワックスを使っている。

固定した場合の振動測定より Strouhal number  $S = \frac{f_s d}{U}$  の値がレイノルズ数  $Re = 3 \times 10^3 \sim 10 \times 10^3$  で  $S = 0.20$  であったことが示されている。また揚力の振動数  $f$  と抗力の振動係数  $f'$  の間には  $f' = 2f$  の関係がある。

円柱に強制振動を加えたときには図-2のような波が生じている。(a)は共振している場合。(b),(c)は加える強制振動の振動数が流れによって生ずる固有な振動数(ストローハル数の  $f_s$  に相当)とに差がある場合で

図-1

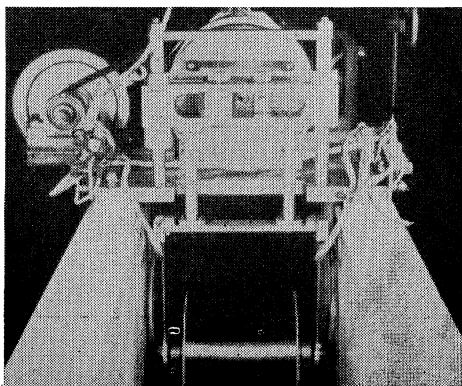
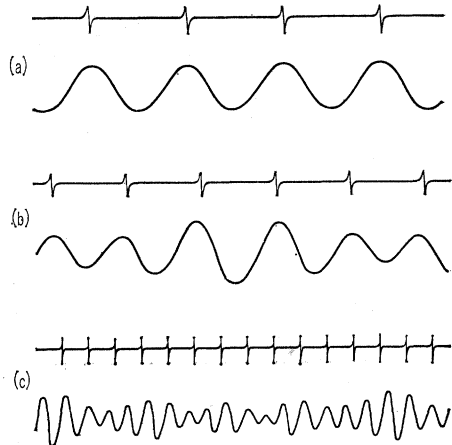


図-2

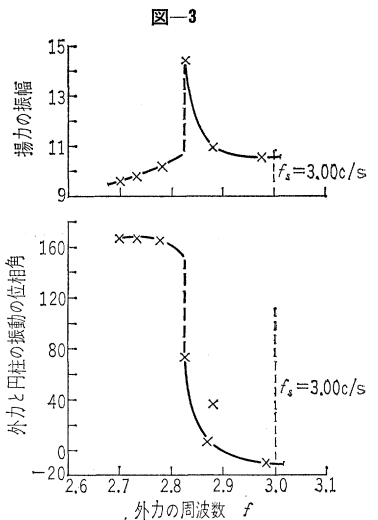


(a) 共振時の揚力 (b)  $f=4.18$  c/s,  $f_s=3.84$  c/s  
(c)  $f=2.937$  c/s  $f_s=3.84$  c/s (b), (c) は共振域外

ある。このときは二つの波の合成波が生じている。このように強制外力の振動数  $f$  と生ずる波の振幅との関係を求めてみると

図-3のようなものとなる。

共振点付近では振幅の急変が生じており、このとき振動の位相も急に変わっている。また強制外力の振動数  $f$  を変化させる場合、増加させてゆくと減小させてゆくと



ずれて図-4のようにヒステリシスの現象が生じている。

図-3に示されているように共振していると考えられる点の振動数と、円柱を流れの中に固定した場合に生ずる振動数  $f_s$  とは一致していない。これは外部より強制外力を加えることにより流れを変化させているためとも考えられる。ここで振幅が最大となる点の  $f$  を  $f_{crit}$  で表わし、円柱を流れの中に固定したとき(外力を加えないとき)に生ずる卓越周波数を  $f_s$  で表わすと、 $f_{crit}$  は  $f_s$  よりは一般に小さい。また  $f$  を増加してゆくと生ずる  $f_{crit}$  は  $f$  を減少してゆくと生ずる  $f_{crit}$  より大きい(図-4参照)。

また外力の振幅  $a$  と円柱の直径  $d$  の比  $a/d$  と  $f_{crit}/f$

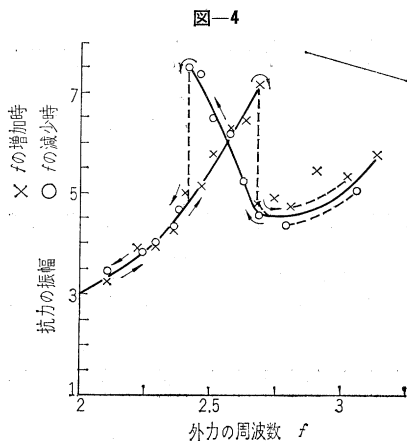


図-4

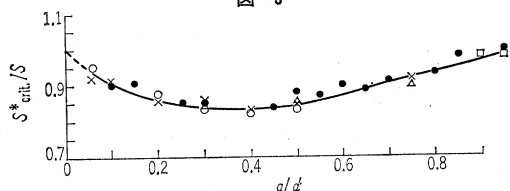


図-5

× 揚力 ○ 振動抗力 △ 平均抗力 (×, ○, △ 円柱 II)  
□ 揚力 (円柱 III b) ● 揚力 (円柱 III a)

または  $S^*_{crit}/S$  ( $S = \frac{fd}{U}$ ) の関係を示したのが図-5である。 $f$  を増加させてゆくときの  $f_{crit}$  をとって  $f_{crit}/f$  を求めるとほぼ一定の 0.95 となっている。

これらの実験より “Wake Oscillator” というようなものが流れの中におかれた構造物の振動に対して考えられ、それは図-4をみてもわかるように、非線形の自励振動として考えられる。なおこの論文ではこれらに対する理論的解析は示されていない。(委員 荻原国宏)

### バッフルピアの形状について

“Shapes for Appurtenances in Stilling Basins”

Pillai, N.N., Unny, T.E.

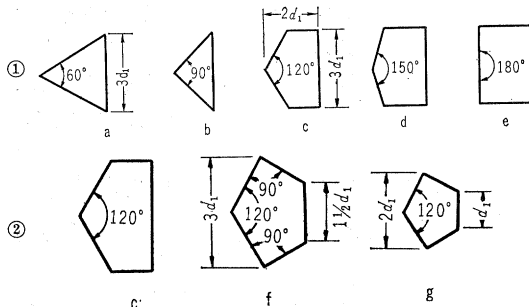
Proc. of A.S.C.E., HY. Vol. 90 No. 3 pp. 1~21 May (1964)

水平床の跳水型減勢池に設ける減勢工について、既往の研究結果を比較検討し、筆者の研究結果とともに述べている。跳水前後の共やく水深をそれぞれ  $d_1, d_2$  射流のフルード数  $F_1$  との間には良く知られた関係

$$d_2/d_1 = 1/2 \cdot (\sqrt{1+8F_1^2} - 1) \quad (1)$$

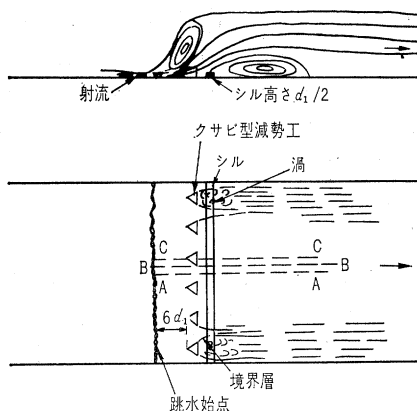
がある。従来多くの減勢池においては跳水後の水深  $d_2$  よりも小さい水深でもって跳水を生ぜしめるために減勢工を設ける場合が多い。筆者は幅 25 ft、深さ 2 ft 9 in、長さ 28 ft のガラス張り水路を使って図-1に示す8種類の減勢ブロックについて試験をおこなった。図-1①の(a)~(e)の5種類のブロックについて、流れ

図-1 試験したブロックの形状



の条件を一定 ( $d_1=0.055\text{ft}$ ,  $F_1=7.85$ ) にして同種のブロックを6個1列にならべ(ブロックの総幅は水路幅の50%をしめる)、すぐ下流に高さ  $d_1/2$ 、幅  $d_1$  のシルを設けると流況が安定状態になる(図-2参照)。図-2のA-A、B-BおよびC-C断面につき流れ方向に0.25 ft、水深方向に0.05 ft 間隔で流速測定を実施し、

図-2 クサビ型ブロックとシルを設けた場合の流れの略図



$$E = d + \alpha \cdot V^2 / 2g \quad (2)$$

ここに、 $V$ :平均流速、 $d$ :水深、 $\alpha$ :係数

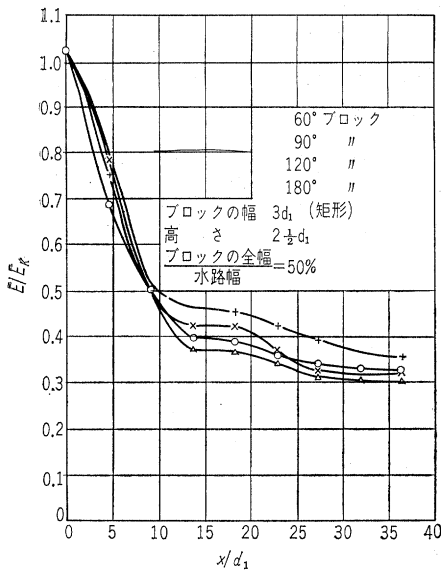
によりエネルギーを計算した。図-3はA-A断面の  $E/E_K, X/d_1$  の関係を示している。ここに  $E_K$  は跳水前のエネルギー、 $x$  は跳水地点からの距離である。各断面において、エネルギー減衰比  $E/E_K$  の最小値を与えるのは先端で120°の角をもつ“ブロックC”であり、エネルギー散逸はB-B断面に沿って一番顕著であることがわかった。実験測定による跳水の長さは表-1のごとくになり“ブロックC”の場合が最小値を与えている。

つぎに、 $d_1(=0.033\text{ft})$  を一定とし、フルード数  $F_1$  を5, 7, 9, 10 いろいろ変化させた場合の  $d_2/d_1$  の関係を求めると、この場合にも“ブロックC”が最小値を

表-1

ブロック	a (60°)	b (90°)	c (120°)	e (180°)
跳水の長さ	56 $d_1$	31.5 $d_1$	27 $d_1$	36 $d_1$

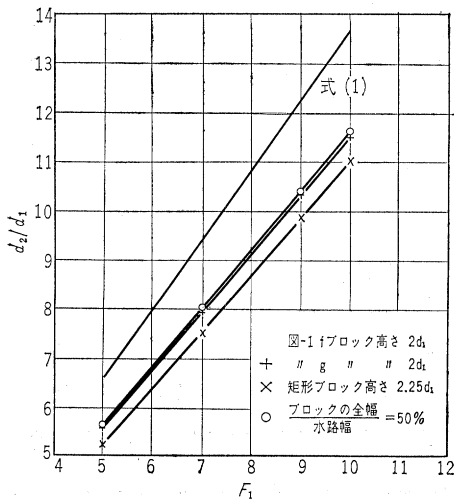
図-3 A-A断面に沿うエネルギーの変化



与えた。またブロックの高さを  $2d_1$  よりも高くしても減勢効果にはあまり影響をおよぼさないで  $2d_1$  で適当と思われる。

“ブロックC”の形状では両側壁に負圧を生ぜしめる懸念があるので 図-1 ② の  $f$  のように両側を改良し、“ブロックC”と比較検討すると、“ブロック  $f$ ”の方が好ましいことがわかった。そこで同種のブロック C,  $f$ ,  $g$  につきエネルギー減衰効果を求めた結果 (図-4 参照)、“ブロック  $g$ ”はエネルギー散逸を大にし、跳水の長さも  $22.5d_1$  となり先のいずれの実験結果より良い傾向を示している。またこの形状をもってするとキャビテーションによる損傷を減少せしめることができる。減勢池内にこのような減勢工ブロックを設けること

図-4 ブロック幅の影響



は減勢池の長さを短かくし、ひいては築造経費の節約に役立つ。(丸岡 計)

### 振動くい打機による矢板セル 打込みの成功例

“Vibratory Driver Successful for Sheetpile Cells”  
Boggs, E. W.  
Civil Engineering Vol. 34 No. 4 April (1964)

エリー港の埠頭延長 480 m の施工に、振動数の小さい振動くい打機が鋼矢板打込みに有効なことを実証した珍しい例である。計画位置はペンシルバニア州エリー港航路の入口の少し中に入った所で、半径 6.8 m の完全な円形セル 3 基と直線隔壁を有する円形セル 37 基から 3 バースの海洋貨物船用のセル式岸壁ができる予定である。

湖底の下の地層は砂礫および砂・シルト層で、岩盤は水面下 12.5~14.0 m である。土層断面図は 図-2 に示す

図-1 3 バースのエリー港矢板セル式埠頭

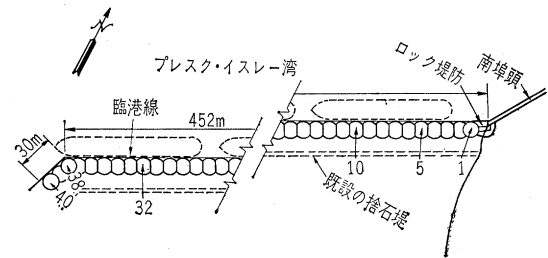
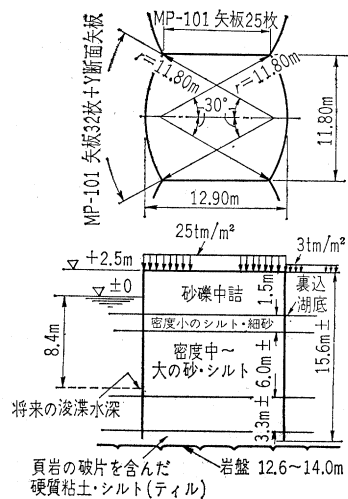


図-2



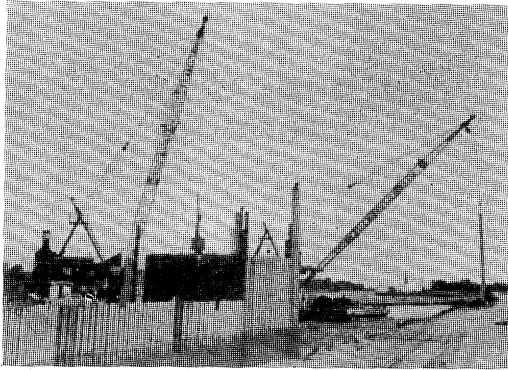
とおりでである。

矢板は標準断面の直線矢板が使用され、溶接 Y 断面矢板でセルを連結した。MP-101 矢板はウェブ厚 9.4 mm、純幅 37.5 cm、壁体の重量 142 kg/m<sup>2</sup> である。アーク部の矢板長は 15~16 m、隔壁部は平均してアーク部よりも 1 m

ほど短くなっている。矢板はティル層の中で止るか、岩盤の上端に達するまで打ち込まれる。

施工会社は、完全円型セルと直線隔壁部を有する円形

写真-1



セルの打込みに、曲面を変形できるテンプレート(湾曲型鋼板)を使用した。32.5×32.5 cm の箱形スチール・ビームでテンプレートを支持し、ビームはセル中に打ち込まれた 30 cm WF スパッドに連結され、テンプレートを保護し適当な位置にわくを組み立てる。矢板は建込まれると、四番目か五番目の矢板をテンプレートに仮溶接する。初め西側から衝撃ハンマーによって打込みを始めたが工期の遅れが激しいため、1 ヶ月と少しで8個のセルを打ち込んだところで振動数の小さい振動くい打機の使用をはじめた。短期間の試験の後、この振動くい打機がこれまでのスチームハンマーに代って使用された。振動くい打機は出力 200 kW の軽便ディーゼル発電機の動力によるモーター (35 h.p. 440 V 60 cycle) で操作され、くい打機の重量はヘッドの自重をふくめて 4.5 t で振動数 840~1 100 cycle/sec, 振幅は 0.9~1.2 cm である。くい打ヘッドは矢板一枚か二枚にあった溝をつけ、打込み中および引抜中は 80 t 水圧ポンプでヘッドと矢板を固定する。機械はフランスの Prôcedes Techniques de Construction of Paris 社で製作され、L.B. Foster Company によって“Vibrodriver” (振動くい打機) の商品名でアメリカに入ってきた。このくい打機の長所は 10 秒以内に正確に所定の深さまで打込めることであるが、打込みが不可能な場合は従来のハンマーによって打ち込むことになっていた。

振動くい打機の打込記録は、二枚矢板または Y 断面

矢板の打込速度を記録した。表-1 の打込記録は No. 5 セルの内側のアーチ部二枚矢板のものである。打込み結果から判明した周囲の地盤は良好で大抵の場合、衝撃ハンマーやウォーター・ジェットを使うことなく所定の深さに打ち込むことができた。

表-1 矢板 (二枚) の打込記録  
湖底下 33 ft に打込まれた長さ 53 ft 矢板

打込深 (ft)	打込長 (ft)	打込時間 (sec)
0~5	5	12 (建込時)
5~7	2	9
7~9	2	3
9~11	2	5
11~13	2	4
13~15	2	3
15~17	2	4
17~19	2	3
19~21	2	3
21~23	2	10
23~25	2	15
25~27	2	16
27~29	2	22
29~31	2	22
31~33	2	51

施工会社が行なった振動くい打機の有効な使用方法は、隣のセルに位置を移す場合1台の浮機重機はテンプレートわくを移す。セルの一部の矢板の建込みが終わると、他の1台の浮機重機が振動くい打機を用いてテンプレートの位置まで打ち込む。全矢板がテンプレートの高さまで打ち込まれるとテンプレートは取のぞかれ、つぎの矢板打ち込みのために取付ける。8~10 時間交代労働で1日1基のセルの打ち込みを終えることができた。先に打ち込んだ矢板の傾斜のため、最後数本の矢板やY断面矢板の打ち込みに困難が生ずる場合があった。

飽和した粘着力のない土はくいの打ち込み抵抗が大きいので、抵抗力にまさる力と振動数を必要とする。矢板の先端が砂・シルトの密度の大きい層に入り、さらに堅いティルに達した場合、打ち込み速度はいちじるしく低下し、これは地下条件を判断するすぐれた方法となった。

(橋川 隆)

## CIVIL ENGINEERING IN JAPAN 頒布

CIVIL ENGINEERING IN JAPAN, 1961

A 4判 80 頁 定価 700 円 (千共)

CIVIL ENGINEERING IN JAPAN, 1962~1963

A 4判 125 頁 定価 700 円 (千共)

CIVIL ENGINEERING IN JAPAN, 1964

A 4判 160 頁 定価 1 000 円 (千共)