

問題などに寄与するところが少なくないであろう。われわれは今後こういった問題への応用について研究を続けてゆきたいと考えている。

最後にこの研究を行うに当つて終始御指導御鞭撻を賜つた石原教授並びに実験および計算に助力していただいた大学院学生中西秩君に厚く感謝し、またこの研究は文部省科学研究費の補助により行われた研究の一部であることを附記して、感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) R.E. Horton: "Rain wave-trains," Trans. Amer. Geophy. Union, 1938.
- 2) R.F. Dressler: "Mathematical solution of the problem of roll-waves in inclined open channels", Communications on Pure and Applied Mathematics, Vol. II, No. 213, 1949.
- 3) 石原藤次郎・岩垣雄一・岩佐義朗: "急斜面上の層流における転波列の理論", 土木学会論文集, 第 19 号, 昭.29

- 4) V.V. Vedernikov: "Conditions at the front of a translation waves disturbing a steady motion of a real fluid" Acad. Sci. U.R.S.S., Vol. 48, No. 4, 1945.
- 5) 岩垣雄一: "開水路水流の基礎方程式について、薄層流に関する研究 第 6 報", 土木学会誌に投稿中
- 6) G.H. Keulegan and G.W. Patterson: "A criterion for instability of flow in steep channels", Trans. Amer. Geophy. Union, 1940.
- 7) H. Jeffreys "The flow of water in an inclined channel of rectangular section", Phil. Mag., Ser. 6, Vol. 49, 1925.
- 8) 石原藤次郎・岩垣雄一・石原安雄: "薄層流に関する研究 (第 3 報), 雨水波列について" 土木学会, 第 36 卷, 第 1 号, 昭.24.
- 9) 石原藤次郎・岩垣雄一・合田健: "薄層流に関する研究 (第 1 報)", 土木学会論文集, 第 6 号, 昭.26.

(昭.29.6.21)

橋脚地盤の基礎係数値とその橋脚の振動性状に及ぼす影響について

正 員 後 藤 尚 男*

ON THE FOUNDATION COEFFICIENT AND ITS VIBRATION EFFECTS TO THE BRIDGE PIERS

(JSCE Jan. 1955)

Hisao Gotō, C. E. Member

Synopsis As the first, the author has researched experimentally the foundation coefficient $K(x)$ in the ground around the bridge piers, which is important in the design of the bridge piers and the well constructions due to the lateral forces, and then studied the effects of $K(x)$ to the vibration characteristics of the bridge piers by the corroborative system. That is, while he researched $K(x)$ statically and dynamically by using the model piers in the field, he investigated the records of the vibrations test of the model piers, and took some considerations into the relation between $K(x)$ and vibration characteristics, mainly, in the view of the earthquake-proof design.

要旨 橋脚、井筒等の横方向の設計計算で直接必要な橋脚地盤の基礎係数値 $K(x)$ を実験的に決定すると同時に、この $K(x)$ が橋脚の振動性状に及ぼす影響を実証的な方法で研究したものである。すなわち現地の橋脚地盤で模型橋脚を用いて、 $K(x)$ を静的並びに動的実験から決定すると同時に、振動性状を解明し、しかる後 $K(x)$ と橋脚の振動性状との関係について、

主として耐震学的な見地から若干の考察を進めた。

1. 緒 言

橋梁の耐震性を動力的に解明する目的で、著者は従来しばしば基礎地盤を考慮した橋脚の振動性状を取扱ってきた¹⁾。最近でも著者は先論文²⁾で乾燥砂の基礎係数値 $K(x)$ 分布を室内模型実験で研究し、次いで前論文³⁾ではこのような $K(x)$ を考慮した橋脚の振動性状特に固有周期を算出する各種の解法を提示した。先論文⁴⁾からは乾燥砂に関する $K(x)$ の定性的

* 京都大学助教授，工学部土木工学教室

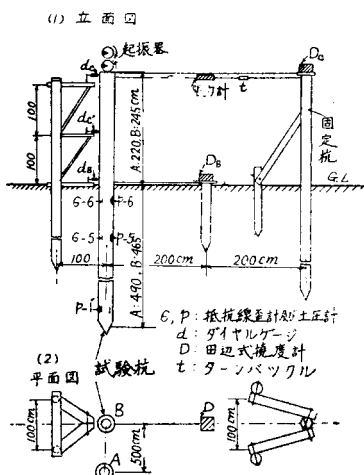
**以下先論文とは参考文献 3) をさすものとする。

な傾向はおおむね明らかとなったが、この結果のみから現在橋梁の自然地盤の $K(x)$ をただちに推定するにはなお大きな難点があつた。また先論文と同様の方法によつて自然地盤で決定する実験値 $K(x)$ を用いて著者の前論文*の計算式で求めた固有周期理論値 T と、振動実験で決定する固有周期実験値 T_e とがはたしてよく合致するかどうかにも若干不詳の点があつた。こうしたことを明らかにする目的で本研究を実施したわけである。

2. 模型橋脚による現地実験の概要

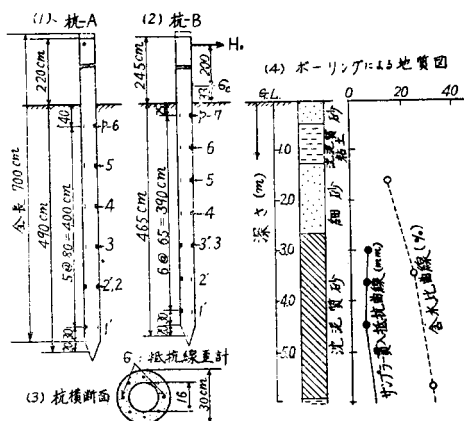
国鉄東海道本線、上淀川橋梁直下、右岸高水敷（東京起点 533.810 km）に模型橋脚として試験杭 A, B 2本を図一 1(2)のとおり間隔を 5 m にとつて二本子（落錘重量 200 貫、落差 1~2 m）で打込み、これに図一 1, 図二のように各種の計器を設置して、昭. 29. 3. 25~ 29. 4. 5 の間実験を行った。

図一 実験装置見取図



(1) 模型橋脚（試験杭）と地質 模型橋脚に用いた試験杭は図二 (1), (2), (3) に示すとおり外径 30

図二 模型橋脚（試験杭）と地質



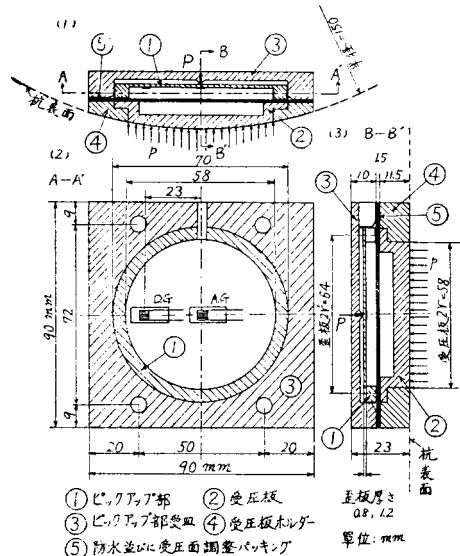
* 以下前論文とは参考文献 4) をさすものとする。

cm, 壁厚 7 cm, 長さ 700 cm であらかじめ土圧計 p 及び 歪計 σ , 取付け用の型枠, リード線, リード線保護用パイプ等を入れて遠心力応用回転機でコンクリートを打つて製作した⁵⁾。なお国鉄大阪工事事務所実施のボーリングにより地質図のうち杭根入部に直接関係ある部分を図二 (4) に示した⁶⁾。この図から深さ 3~5 m 付近はかなりよく締固まつていることがわかる。

(2) 使用した抵抗線歪計型土圧計 先論文 図二の土圧計を本文図三のように改良した。図三 (3) で受圧板に作用する全土圧 $\pi r^2 p$ を歪板中点に集中荷重 $P = \pi r^2 p$ として作用させ、しかも図三 (2) のように正、負両歪に対してそれぞれ抵抗線歪計 A.G., D.G. を使用して感度を増大させた⁷⁾。図二 (2) の引張荷重の $H_{max} = 1 t$ に対する 2 次曲線土圧分布慣用式による最大正土圧を $p_{max} = 0.34 \text{ kg/cm}^2$ と算出した。この p_{max} したがつて $P_{max} = \pi r^2 p_{max} = 13 \text{ kg}$ に対して（土圧計歪板最大撓み）/（土圧計歪板直径 $= 2r' = 6.4 \text{ cm}$ ） $\leq 1/1000$ ならしめるため、土圧計歪板の最大厚さを 1.2 mm と算出し⁸⁾、土圧分布の比較的小さいところは 0.8 mm とした。また図三 (6) のパッキングの圧縮による受圧板の変位を極力避けるため硬質ゴムを用い特にビス止めに留意した。かつ土砂微粒子の侵入による (3), (4) 間の摩擦防止のため土圧計表面はナイロクロスでおおうと同時に、土圧計の受圧面は杭表面と同一面上に揃えたことはいうまでもない。なお土圧計の検定は先論文 図二と同様直接荷法によつた⁹⁾。

(3) 実験の概要 図一, 2 の杭打終了から約 24

図三 抵抗線歪計型土圧計



- ① ビックアップ部
 - ② 受圧板
 - ③ ビックアップ部変位
 - ④ 受圧板ホルダ
 - ⑤ 防水並に受圧面調整パッキング
- 単位: mm

時間後に図-1(1)のように起振器で杭頂部を微小加振し(図-8, $I_0: u=4$), 約48時間後に図-1のターンバックルを締めて図-5(1), O, A, B, C, D, c, b, aの静繰返試験を行い, 約72時間後に再び起振器で図-8の振動実験I, II, IIIを行つた。この場合全般を通じて杭Aの実験完全終了後杭Bの実験を行つた。

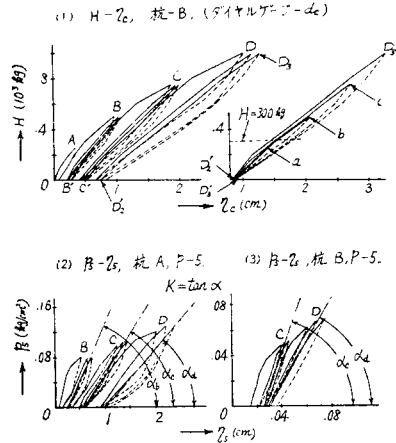
3. 静的実験結果

(1) 実験装置と実験方法 図-1(1)のターンバックル t を締めて張力計で杭頂部作用水平引張力 H を読み, これに対する土圧分布 $p-x$ (図-4) を図-1(1), 図-2(1), (2)の土圧計6または7個で直接測定, 変位 $\eta-x$ (図-4) を図-1(1)のダイヤルゲージ3個と土圧計と同位置の主鉄筋に接着した抵抗線歪計6または7組(図-2(1), (2): σ) で間接測定して, $p-x, \eta-x$ 両者から先論文と同様にして基礎係数值 $K(x)$ を決定しようとした。土圧計及び抵抗線歪計による測定には静歪測定装置(共和無線製品, SM-2D)を使用し, 載荷法は図-5(1)のとおりそれぞれ A, B, C, D のように $H_{max}=250, 500, 750, 1000 \text{ kg}$ まで50, 100, 150, 200 kg 刻みに分割往復載荷を行い, 最後に図-5(1)右図のとおり D_3' から C, B, A と同一載荷 c, b, a を順次1回ずつ行つた。

(2) $p-x, \eta-x$ 曲線 水平引張力 H に対する $p-x, \eta-x$ 曲線の一例は図-4に示す。土圧 p は $H=0$ でバランスをとつて $p=0$ とし, すべて H 変化に対する抵抗土圧 p を測定した⁹⁾。変位 η は図-4で $p=0$ の点すなわち回転中心 O , ダイヤルゲージの読み B, B', C を連ね OB 間は O, B, C を通る2次曲線実験式から算出した¹⁰⁾。図-4右下からわかるとおり回転中心 O はかなり上位にあり, 地盤が剛で杭が柔のときの変形型 (O で完全固定)¹¹⁾ に相当し, O 以下は測定土圧 p が相当小さく従つて O 以下は変位 η もかなり小さいものと考えられる。

(3) $H-\eta, p-\eta$ 繰返曲線と基礎係数值 K $H-\eta, p-\eta$ 繰返曲線の一例は図-5(1), (2), (3)に示す。図-5(1)は H に対する[杭+地盤]の弾性及び塑性変位を示しているが, 弾性の性質も強くなり復元しており, 特に $D_2'-D_3-D_3'$ 後の小繰返曲線 c, b, a は $D_2'-D_3-D_3'$ 内にあつてこの部分は完全弾性の性質を

図-5 $H-\eta, p-\eta$ 繰返曲線

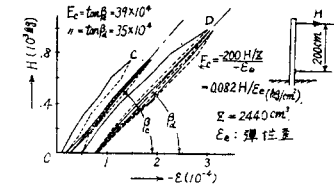


示している。図-5(2), (3)の $p-\eta$ 繰返曲線の一例では杭 A, B で若干異なるがこれは深さの影響が大きい(杭 A, $p-5$: 深さ 120 cm, 杭 -B, $p-5$: 深さ 155 cm, 図-2(1), (2))。繰返曲線の傾斜 α から先論文どおり基礎係数值が $K = \tan \alpha$ で決定される。

この K の深さ方向に対する $K-x$ 関係は図-9(1)に示し5.で考察する。

(4) ヤング率 E_c の測定 静繰返実験時図-2(2)の杭B地上部圧縮側に抵抗線歪計 σ_c ($G.L.=60 \text{ mm}$) を接着して, 図-6右側の状態で H に対するコンクリート杭表面の圧縮歪 ϵ を図-5と同時に測定した結果を図-6に示す。

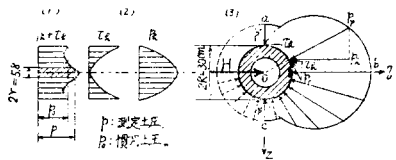
図-6 コンクリートヤング率 E_c 測定値(材令40日)



これからコンクリートのヤング率は $E_c=350000 \sim 390000 \text{ kg/cm}^2$ となるが, 測定歪は遠心力応用回転機製作による杭外周面上であるので, 杭全断面の平均ヤング率は $E_c=350000 \text{ kg/cm}^2$ と推定した。

(5) 測定土圧 p と慣用土圧 p_0 杭打終了後実験時の地中部分任意深さの水平面における力の釣合状態を図-7に示す。図-7(3)で外力 $H=0$ のとき杭に作用している静土圧を p' とする。次に H が作用す

図-7 杭横断面の土圧分布と測定土圧との関係



ると杭表面に働らく垂直土圧 p_p は図-7(3)の a, b, c のような形に分布し、かつ杭、地盤間の摩擦のため切線方向に p_r をともなう。さて水平 η 方向に H と釣合う土圧は p_p による p_h と p_r による τ_h との和 $p_h + \tau_h$ で、その分布形は明らかでないが、ほぼ図-7(1), (2) のような分布と考えられる。したがって土圧計受圧板作用全土圧の平均値である測定土圧は図-7(1)の p で、一般に奥行単位巾で取扱われている慣用土圧は同図の p_0 ということになる。ここで図-4, 図-7の記号を参照し、かつ測定損失係数 r を考慮すると水平方向釣合の次式が成立しなければならない。

$$H = 2 \int_0^d \int_0^R (p_h + \tau_h) dz dx$$

$$= 2R \int_0^d p_0 dx = \frac{2R}{r} \sum_{x=0}^d p_0 \Delta x \dots\dots\dots (1)$$

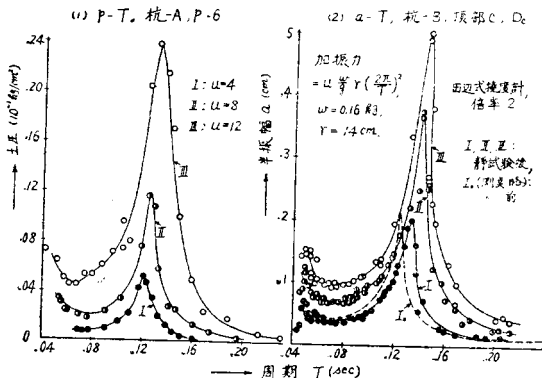
ここで d は根入全長、 R は杭半径である。いま実験結果図-4の $p_0 \Delta x$ を上式に入れるため $\sum_{x=0}^d p_0 \Delta x = \sum_{x=0}^{x_0} (x_0 = 280 \text{ cm} : p-3 \text{ の深さ})$ とおくと、 $r = 75 \sim 85\%$ すなわち土圧面積 $\sum p_0 \Delta x$ が H の 80% 程度となつた¹²⁾。そこで上式から $\sum H = 0$ を満足し、かつ慣用土圧 p_0 に対応する K を算出するために本文では簡単に測定土圧 p に +20% の加算修正を行つて K を求めた。

4. 動的実験結果

(1) 実験装置と実験方法 図-2(1), (2)の杭頂部点線部の主鉄筋を露出させ、これに図-1(1)のように起振器を設置した。杭頂部水平加振に対する土圧 p を土圧計で、杭頂部及び地盤面の振動変位(振巾) y_C, y_B を図-1(1)の田辺式撓度計 D_C, D_B で同時測定した。土圧の測定には動歪装置(三栄測器KK製品一式)を用い、撓度計は倍率2で使用した¹³⁾。加振法は偏心錘の数 u を 4, 8, 12 個として加振力を変化させ、各加振力による共振曲線を求めた。

(2) 共振曲線 静試験で図-5(1)の $D_3'-a-D_3'$ 実施約 18 時間後に動試験を行い 図-8 の共振曲線を

図-8 起振器による共振曲線



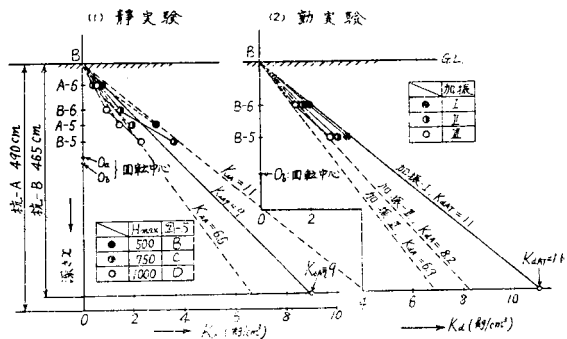
えた(図-8(1)は杭 A, $p-6$ による $p-T$ 曲線, (2)は杭 B, D_C による $a-T$ 曲線)。起振器による加振力は図-8(2)中に記入したとおりで偏心錘数 $u = 4, 8, 12$ 個に対する結果を記号 I, II, III で示した。これらと静試験前の $I_0 (u=4)$ とに対する共振周期, 共振振巾, 減衰係数等は表-1に示し, 6. で考察する。

(3) $K(x)$ の算出 前述のとおり半振巾 a は図-5(1)の $D_3'-a-D_3'$ 弾性変位内にあるので, 図-4と同様回転中心 O , 撓度計 D_B, D_C の半振巾点 B, C を通る $a-x$ を計算し, $p-x/a-x$ で決定される $K-x$ は図-9(2)に示した。なお回転中心は静試験時より約 40 cm 下位となつた。

5. 基礎係数値 $K(x)$ に関する考察

(1) $p-\eta$ 曲線からの直接測定値 3. 図-5(2), (3)の $p-\eta$ 曲線から決定した静的基礎係数値 K_s は図-9(1)*に示し, 4. 図-8の共振点における土圧 p と半振巾 a_{max} との比から決定した動的基礎係数値 k_d は図-9(2)*に示す。図-9から回転中心 O より下は前述のとおり p が非常に小さく不詳であるが, k_d-x, k_s-x はともに1次分布の傾向にあり, 同一深さではほぼ $k_d = 1.1 k_s$ 程度であり, かつ外力が大で変位, 振巾が大きくなると k_s, k_d ともに若干減少しているのは地表面上下方向の地盤係数値と同様の傾向を示しておりかなり注目される¹⁴⁾。

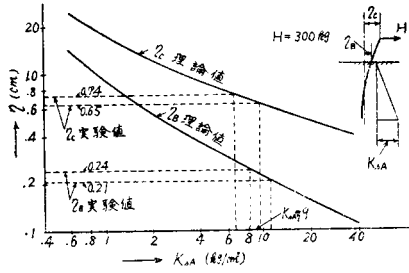
図-9 基礎係数値分布 $k-x$



(2) 静変位 η_B, η_C から1次分布換算静基礎係数値 $K_{sA\eta}$ の決定 図-9でみるように $K-x$ は厳密には1次分布ではないが, 計算を便利ならしめるため, 図-10記入の1次分布 k_{sA} に等価的に換算してみる。すなわち図-10右上で水平引張力 $H = 2RP = 0.3 \text{ m} \times 1000 \text{ kg/m} = 300 \text{ kg}$ に対する η_B, η_C の理論値は著者の式¹⁵⁾を用いて図-10の実線のように算出される。一方 $H = 300 \text{ kg}$ に対する弾性変位実験値はたとえば図-5(1)の $[H-\eta_C]$ において, 曲線 $D_3'b$ 対

* 両図とも 3. (5) における +20% 加算修正を行つた結果を示す。

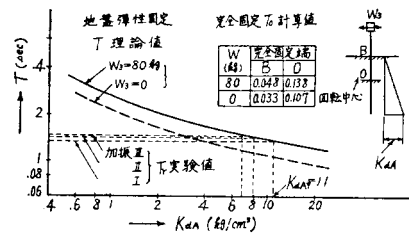
図-10 静変位 η_B, η_C から $K_{SA\eta}$ の決定, 杭-B



しては $\eta_C=0.65$ cm, 直線 $D_3'b$ に対しては $\eta_C=0.74$ cm, 同様に $\eta_B=0.21$ cm, 0.24 cm である。これを図-10上に記入すると η_B, η_C の理論, 実験両値が合致するのは同図より明らかとなり, $K_{SA}=7\sim 11$ kg/cm³ で最も確からしい K_{SA} はほぼ 9 kg/cm³ となる。これを本文では η_B, η_C 等価1次分布換算静基礎係数値 $K_{SA\eta}$ と呼ぶことにし, 図-9(1)に記入した。同図から実験値 K_S は $K_{SA\eta}=9$ kg/cm³ よりわずかに小さいが, 両者かなり接近していることがわかる。

(3) 固有周期 T から1次分布換算動基礎係数値 K_{dAT} の決定 上記(2)と同様に図-11で T が等価である K_{dAT} を求める。図-11右のように起振器 $W_3=80$ kg を頂部に載荷した杭の固有周期 T を著者の式¹³⁾で計算すると図-11の実線となる。一方表-1の加振力 I, II, III に対してそれぞれ $T_r=0.133, 0.142, 0.148$ sec で, この T_r を実質的に固有周期 T とみなして図-11に記入した。理論, 実験両値が合致するのは図-10の $K_{SA\eta}$ と同様 $K_{dAT}=11$ kg/cm³ で, 微小振動 I を重視すると $K_{dAT}=11$ kg/cm³ となる。これを図-9(2)に記入すると直接測定値 K_d は $K_{dAT}=11$ kg/cm³ より若干小さくなっている。

図-11 周期 T から $K_{dA\eta}$ の決定, 杭-B



(4) $K(x)$ に関する考察 1) 図-5 で $p-\eta$ 繰返曲線にははつきりと傾斜があり, K を考えることはかなり意義があることが実証できた。2) 図-5 で繰返数が A, B, C, D と進むにつれて傾斜 α すなわち K が次第に小さくなっていることが確認されるが, これは横方向繰返載荷による砂粘土地盤の疲れ機構を表わ

* 乾砂のみではこの性質はほとんどない(文献3), 図-5 参照)。

すものと考えられ大いに注目される*。3) 図-9(1)で $K_S, K_{SA\eta}$ 両者がかかなり接近しているのは著者の理論式並びに本実験が一応妥当であることを裏づけるが, 回転中心実験値 O_a, O_b がかなり上位にきている。また図-4, $\eta-x$ の理論, 実験両曲線が完全に一致していないことは, 図-10 で η_B 及び η_C の理論, 実験両値が K_{SA} の同値で合致せず 1.5 kg/cm³ 程度ずれている事実からもわかる。これは $K(x)$ が完全に1次分布でなく $K(x)=K_A(x/d)^n$ と表わすと, 回転中心理論値 O が O_a, O_b に一致するのは試算の結果ほぼ $n=0.8$ 程度である¹⁶⁾。4) 図-9(2)で K_d が K_{dAT} より若干小さくなっているのは基礎地盤の振動付加質量の影響と思われ, これについては7.で考察する。5) 図-9で K_S と $K_d, K_{SA\eta}$ と K_{dAT} 間には数値的に大差なくそれぞれ後者が $10\sim 20\%$ 程度大きいという結果も注目される。いま厳密に図-5(1)の $D_3'abc$ 線を考えると, これに対する K_S は図-9(1)の杭 B, $H_{max}=1000$ kg に対して示されており, これはほぼ $K_{SA}=6$ kg/cm³ の付近にある。同じ $D_3'abc$ 線に対する K_d は図-9(2)で $K_{dA}=10$ kg/cm³ の付近にある。この両者の比 K_{dA}/K_{SA} が本実験では K_d/K_A のおおむね最大値となっている。従つて本実験では $K_d/K_S=1\sim 1.5$ 程度ということになる。6) $K(x)$ を K_{SA} または K_{dA} に換算することは変形, 応力, 振動性状等すべてを完全等価的に満足させることはできないが, 理論的取扱いをかなり容易にする点において実用上大いに意義があることと思う。

6. 振動性状に関する考察

(1) 初期切線復元係数 K_r^{**} における振動 I_0 と静繰返載荷試験後の復元係数 K_{Da} における振動 I との比較 2. (3)記述のとおり I_0 は図-5(1)の点Oで土OAに沿う振動であり, I, II, III は点 D_3' で $\pm D_3'a$ に沿う振動ということになる。図-8(2)及び表-1から $T_{I0}/T_I=0.92, a_{max.I0}/a_{max.I}=1.08$ となっている。

表-1 起振器による振動性状

起振器加振力	杭 B				杭 A					
	共振周期		頂部共振振幅		減衰係数*		共振周期			
記号	u 比	T_r (sec) 比	a_{max} (mm) 比	ϵ (sec) 比	ϵ (sec) 比	T_r (sec) 比	T_r (sec) 比			
I ₀	4	1	0.122	0.92	2.15	1.08	5.07	1.19	0.117	0.94
I	4	1	0.133	1	2.00	1	4.25	1	0.125	1
II	8	2	0.142	1.07	3.75	1.88	3.71	0.88	0.130	1.04
III	12	3	0.148	1.11	5.00	2.50	3.69	0.88	0.136	1.09

* $\epsilon = \frac{\pi}{T_r} \frac{\eta_C}{a_{max}}$ から算出, η_C : 加振力 $P=u \frac{w}{g} r \left(\frac{2\pi}{T_r} \right)^2$ を頂部 C に静載荷したときの頂部静変位 ($P=H$ を計算し実験値 η_C を図-5(1)から求めた), 松平精基礎振動学, 式(11.11), (11.15) 参照。

**結局基礎係数値 K のことである。

これは図-5(1)で $K_i = K_{I_0} > K_{D,a} = K_I$ (5.(4)2 参照) のため $T_{I_0} < T_I$ であり、かつ OA ではクリープをとまなうが、 $D_3'a$ ではクリープをとまなわないため $a_{\max, I_0} > a_{\max, I}$ と考えられる。なお I, II, III の実験記録から $+D_3'a$ 方向振巾と $-D_3'a$ 方向振巾とを厳密に比較したが両者の絶対値間には差がほとんど認められなかつた。本実験では同一杭で静動両実験をあわせ行い、 K_s, K_d 及び図-11の T, T_r, T_0 等を直接比較する等の理由のため以下の (2), (3), (4) ではとりあえず同一状態 D_3' における振動 I, II, III を対象とする。

(2) 共振曲線と2次周期の検討 図-8は加振力が $w^2 = (2\pi/T)^2$ に比例しているため厳密な共振曲線をうるために加振力一定に補正したが、共振点の位置がほとんど変らなかつたので、図-8(2)から直接表-1の諸値をえた。図-8の0.05 sec 付近のピークは断定はできないがほぼ2次周期を表わしているとも思われる¹⁷⁾。もしそうだとすると図-8(2)で1次、2次周期比が約2.7であるから本試験杭は振動的には固定一支持ないし自由一自由の傾向が強いと言える¹⁸⁾。

(3) 固有周期計算値 T, T_0 と実験値 T_r との比較 図-8(2)で最も振巾の小さい I を微小振動と考えると杭 B の T_r は表-1のとおり 0.133 sec である。これと合致する弾性固定計算値(自由一自由) T は図-11のとおり $K_{dAT} = 11 \text{ kg/cm}^2$ であつた。一方慣用の完全固定計算(固定一自由)では回転中心 O 端固定計算値が図-11記入のとおり $T_0 = 0.138 \text{ sec}$ で $T_r = 0.133 \text{ sec}$ とほぼ合致する。上述(2)からも T_0 は理論上正しくはないが、実際には O 点における完全固定度の低下による T 増大値と、OB 間の $K(x)$ 作用による T 減少値とが本実験ではちょうど相殺した結果であると考えられる。

(4) 非線型振動の傾向 図-8(2)の共振曲線 I, II, III には若干非線型振動の傾向がある。すなわち図-5, 図-6 から復元力が図-12(3)の剛性低下型であるので、加振 I, II, III に従い共振周期比は漸増し、共振振巾割合に漸減している。図-8(2)及び表-1から非線型振動の傾向の強弱を即断はできないが、図-8(2)加振 III の共振振巾は杭頂部で 0.5 cm, 杭地盤面で 0.1 cm で相当大きな振巾である。図-8(2)及び表-1からこの範囲内の振巾では非線型振動の傾向は一応かなり弱いといえると思う。なお加振 I, II, III に対する共振周期の変化については 7. で考察する。

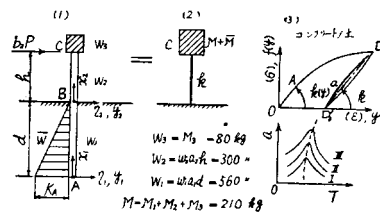
(5) 振動性状に関する考察 1) 図-11で回転中心 O 点完全固定計算値 T_0 が実験値 T_r と合致したが、これは杭の寸法で異なると思われ、(2)の事実か

らも厳密には弾性固定計算の方が一般性があると思う。2) 表-1で ϵ がかなり大きいこれは杭コンクリートの内部摩擦というよりも振動エネルギーの地盤内への散逸が大きいことを表わしている。3) 上記(4)から I, II, III を実験すれば周期比の漸増、振巾割合の漸減は表-1より大となり非線型振動の傾向は若干強まるだろう。4) 表-1で杭 B, T_r より杭 A, T_r が 4~8% 小となつているのは杭 A, B の全長が等しいのに対して杭 A の根入が大であるためである(図-2(1), (2))。図-11, 図-12 から本実験のように起振器重量 $W_3 = 80 \text{ kg}$, 杭地上部自重 $W_2 = 300 \text{ kg}$, 杭根入部自重 $W_1 = 560 \text{ kg}$ 程度では表-2からわかるように直接振動数を決定する頂部換算総質量 $M = 210 \text{ kg}$ の $8/21$ を $W_3 = M_3 = 80 \text{ kg}$ が占めることになるから、起振器の重量は絶対に計算に入れなければならないことになる。

7. 振動性状に及ぼす基礎地盤の影響(振動効果)

(1) 橋脚の1次振動モデル置換と基礎の振動換算重量 \bar{M} 6. では基礎地盤の影響を $K(x)$ ないし K_A のみで表わしたが、図-12(1)が振動すると基礎地盤の仮想重量 \bar{W} が振動に関連する。この影響を知るために実証的な一考察を試みる。まず図-12(1)の橋脚、井筒の1次横振動のみを注目して図-12(2)の重量 M

図-12 1次振動モデル置換と基礎の振動換算重量 \bar{M}



一板バネ係数 k というモデル(自由度1)に置換する。まず \bar{W} を考慮しない図-12(2)のモデルの振動数 n , 周期 T 及び M, k はエネルギー法による著者の式を変形して2次式のように誘導できる(図-12(1)の記号参照)¹⁹⁾。

$$n^2 = \frac{b_2 P \eta_c}{2} / \left[\frac{1}{2g} \left\{ w_1 a_1 \int_0^d \eta_1^2 dx_1 + w_2 a_2 \int_0^h \eta_2^2 dx_2 + W_3 \eta_c^2 \right\} \right]$$

$$= \frac{b_2 P \eta_c' P}{2} / \left[\frac{1}{2g} \left\{ w_1 a_1 \int_0^d \eta_1'^2 dx_1 + w_2 a_2 \int_0^h \eta_2'^2 dx_2 + W_3 \eta_c'^2 \right\} P^2 \right]$$

$$= \frac{b_2 \eta_c'}{\eta_c'^2} / \left[\frac{1}{g \eta_c'^2} \left\{ w_1 a_1 \int_0^d \eta_1'^2 dx_1 + w_2 a_2 \right\} \right]$$

$$\int_0^h \eta_2'^2 dx_2 + W_3 \eta_c'^2 \Big] \\ = k \left\{ \frac{1}{g} (M_1 + M_2 + M_3) \right\} = \frac{k}{M/g}, \\ T = 2\pi \sqrt{\frac{(M_1 + M_2 + M_3)/g}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{M/g}{k}} \dots (2)$$

ここに

$$\frac{M_1}{g} = \frac{w_1 a_1}{g \eta_c'^2} \int_0^d \eta_1'^2 dx_1 = \frac{2 \mu_1}{\eta_c'^2},$$

$$\frac{M_2}{g} = \frac{w_2 a_2}{g \eta_c'^2} \int_0^h \eta_2'^2 dx_2 = \frac{2 \mu_2}{\eta_c'^2},$$

$$M_3 = W_3, \eta_1' P = \eta_1, \eta_2' P = \eta_2, \eta_c' P = \eta_c,$$

$$k = b_2 / \eta_c',$$

$b_2 P$: Rayleigh 法で頂部 C に奥行全巾 $= b_2$ に作用させる水平荷重, μ_1, μ_2, η_c : 本文参考文献 15) 式(11')。

すなわちすでに求めている著者の n^2 の式で分母, 分子を $\eta_c^2 = \eta_c'^2 P^2$ (η_c' : $b_2 P = 1$ に対する頂部 C の水平静変位) で除することにより, 図-12(1)を橋脚頂部 C で図-12(2)にモデル置換できる (ただし \bar{W} を考慮していない)。

次に \bar{W} の影響を数理的に表示することは困難であるが, 図-12(1)の W_1, W_2, W_3 は図-12(2)の M_1, M_2, M_3 に換算されたことから \bar{W} も \bar{M} として換算されるはずである。従つて固有周期は次式で表わされる。

$$\bar{T} = 2\pi \sqrt{\frac{(M_1 + M_2 + M_3 + \bar{M})/g}{k}} \\ = 2\pi \sqrt{\frac{(M + \bar{M})/g}{k}} \dots \dots \dots (3)$$

ところが \bar{W}, \bar{M} の値は不詳であるので本文では逆に T, \bar{T} の実験値から \bar{W}, \bar{M} を推定してみることにする。

(2) \bar{M}, \bar{W} の推定とその固有周期に及ぼす影響

本実験杭 B の寸法による W_1, W_2, W_3 の値は図-12(2)下に示した。杭 B の加振 I に対する T_r は既述のとおり 0.133 sec であり図-11から $K_A = 11 \text{ kg/cm}^3$ である。この K_A を用いて式(2)を計算するとももちろん $T = 0.133 \text{ sec}$ であり, かつ $M_1, M_2, M_3 = 3, 127, 80 \text{ kg}$ と算出できる (表-2 記人)。すなわち図-12(1)で $W_1 = 560, W_2 = 300, W_3 = 80 \text{ kg}$ は頂部 C で図-12(2)に置換すると $M_1 = 3, M_2 = 127, M_3 = 80 \text{ kg}$ に縮小換算される。ところで一般に本実験のような [杭+地盤] の復元力特性は図-12(3)の変位 y -復元力 $f(y)$ 関係図で曲線 OAD (図-5(1), OABCD に相当) で, これに対する共振曲線は加振力を増すと(3)下図のように T_r が漸増する。しかし本文の振動

実験は前述のとおり $D_3'a$ でしかも $D_3'a$ はほとんど直線である ($D_3'a$ は図-5(1)の $D_3'a$ で最大振幅 $= 0.5 \text{ cm}$: 図-8(2), III)。したがつて本実験では $k(y)$ の非直線特性が T_r の漸増に及ぼす影響は非常に小さいとみてよい。こうしたことから加振 I を最小基準 $\bar{M} = 0$ として加振 II, III の T_r の増大を式(3)の示すとおりの \bar{M} の影響 表-2 基礎の振動換算量 \bar{M} と基礎係数 K_A とが固有周期 T_r に及ぼす影響, 杭-B

加振記号	周期 T(sec)	頂部換算重量(kg)			河川の変化		K _A 変化
		M ₁	M ₂	M ₃	河	河	K _A (kg/cm ³)
I	0.133	30	127	3	0	0	11
II	0.142	80	127	3	21	7	8
III	0.148	30	127	3	45	15	7

実験値 $T_I =$ 式(2) T とおき実験値 $T_{II}, T_{III} =$ 式(3) T とおいて \bar{M} を算

出し, \bar{M}/M_1 とともに表-2 に記入した。表-2 から加振 II, III は加振 I に比べ $\bar{M}/M_1 = 7, 15$ でかなり大きい, \bar{M}/M は 0.10, 0.22 で小さい。いま簡単のため \bar{W} 分布が W_1 と同様 x_1 方向に等分布であると仮定してみると, 図-12(1)で $\bar{W}_{II} = 560 \times 7, \bar{W}_{III} = 560 \times 15 \text{ kg}$ で $W = 860 \text{ kg}$ のそれぞれ 5 倍, 10 倍であるが, 振動効果は上記のとおり逆に $\bar{M}/M = 0.10, 0.22$ でそれほど大きいとはいえない。以上は T_I, T_{II}, T_{III} の漸増を \bar{M} の漸増で説明したが, 一方図-11から実験値 $T_{rI}, T_{rII}, T_{rIII}$ と \bar{M} を考えない理論値 T とが合致する基礎係数値は $K_A = 11, 8, 7 \text{ kg/cm}^3$ であつた。結局表-2から $\bar{M}_I = 0, \bar{M}_{II} = 21, \bar{M}_{III} = 46 \text{ kg}$ は $K_{AI} = 11, K_{AII} = 8, K_{AIII} = 7 \text{ kg/cm}^3$ と T_r に関して等価であるといえる。すなわち \bar{M} を考慮した式(3) T は \bar{M} を考慮しない式(3) T で分母 k に相当する K_A を適当に小さく見積ることによつて等価的な固有周期をえられるということになる。

(3) 実在橋脚振動試験結果の考察 実在橋脚が新設されて下部構造のみが完成した上部構造架設直前の状態

で, 橋脚頂部を起振器で加振して頂部に設置した振動計で図-8(2)のような共振曲線を記録して T_r, a_{max} を求める。表-3はこういう方法で出町橋脚からえた結果の一例である (昭.28.12.19, 20, 実験, 寸法その他は本文, 文献 4), 表-1 参照)。本文の杭実験の起振器よりももちろん大型のものを用いたが ($u = 4$ 個, $w = 10 \text{ kg}$, $r_{max} = 11 \text{ cm}$), なお加振力及び振幅 a_{max} が十分大きいとはいえない。表-3よりこの実験の範囲内では T_r 比の漸増, a_{max} 割合

表-3 現地橋脚振動性状の例 (京都市新設出町橋左橋脚) $u = 4, w = 10 \text{ kg}, r$: 変化)

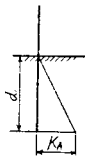
加振記号	加振力 (kg)	加振比	共振周期 T _r (sec)	T _r 比	a _{max} (cm)	a _{max} 比
I	2	1	0.098	1.00	0.055	1.00
II	4	2	0.100	1.02	0.115	1.77
III	5	3	0.101	1.03	0.182	2.77
IV	8	4	0.133	1.05	0.240	3.70

此の漸減は試験杭の結果の表-1に比較すると一般に小さく特に T_r 比は小さくなっている。もちろん両者の加振力、振巾が同一ではないから即断はできないが、実在橋脚も振動実験の範囲内では試験杭よりさらに \bar{M} の影響が少なく、かつ非線型振動の傾向も弱いといえる。なお表-3の $T_W/T_I=1.05$ すなわち周期5%増加に対する図-11に相当する K_A 減少は約 1.5 kg/cm³ である。

(4) 現地実在橋脚の T_r から推定した K_A と地質及び根入深さ d との関係 上記(2), (3)の結果から現地橋脚実験はすべて微小振動であるので \bar{M} はかなり小さく、かつ $k(y) \cong k \propto K(x) \rightarrow K_A(x/d)$ として K_A の影響が非常に大きいことになる。そこで二、三の橋脚について(3)と全く同じ方法で T_r を実験で求め、次に弾性固定理論式で図-11のように T_r と一致する理論値 T に相当する K_A を決定する。こうした結果にボーリングによる地質と橋脚根入長さ d とを加えて一括表示したのが表-4である(これら橋脚のくわしい寸法その他は本文、文献4),表-1参照), 同表から一般に河川下流沖積層表土に建設される橋脚ではその根入深さ d を1m増すごとに K_A は1kg/cm³ ずつ増すと考えて設計してよいといえる。また砂利地盤ではこの2倍程度であり、本文の杭のように特に断面の小さい橋脚では K_A に対する相当の割増しが必要となる²¹⁾。

表-4 橋脚共振周期実験値 T_V から推定した K_A と地質、根入長 d との関係

橋脚名	地質	根入長 d (m)	K_A (kg/cm ³)
丸頭龍産脚	砂粘土	13.2	12
潮洲橋脚	砂粘土	19.0	18
本町橋脚	砂利	7.0	14
上茂橋脚	砂粘土	4.8	10



8. 橋脚、井筒の耐震設計計算への考察

(1) 本実験精度の検討 本実験には細心の注意を払ったが残念ながら次の諸点はなお検討を要する。1) 実験の性質上杭を橋脚の模型として使用したが妥当でない点もあつた(杭打込による地盤の攪乱が避けられない。地盤に対し杭が弱すぎ杭根入全区間の $K(x)$ 分布が測定できなかった*: 図-4, 図-9, 円形断面のため測定土圧、慣用土圧間にずれがある: 図-7, 等)。2) 杭 A, B 2本を工事の都合で計画どおり実験できなかった(計画, 杭 A: 動→静実験, 杭 B: 静→動実験, 実施, 杭 A: 撓度計 D_c 設置不能, 杭 A, B: 動, I_0 →静→動, I, II, III 実験)。3) 土圧計の測定土圧には若干の損失が認められた: 文献欄12) 参

照。上記1), 2), 3) のための精度低下はまぬかれないうが、こうした実験上の不備不足は既述の各記録整理法、考察法により若干補正され、結局現場実験の精度としては本実験はおおむね目的を達していると思われる。

(2) 静的耐震計算法への適用 3, 5から橋脚、井筒の横方向設計について概略次のことがいえる。1) 物部式, Engel 式による慣用計算法(以下現行法という)では深さ x で抵抗土圧 $p(x) = K(x) \eta = \text{const.}$ (剛体としての回転変位 η は1次分布 $K(x)$ に逆比例関係)として, $K(x) = K_A(x/d)$ の数値の大小いかんに関係なく $p-x = 2$ 次曲線 = const. としているが、厳密な弾性変形計算では K_A の大きさにより、特に橋軸方向計算においては $p(x)$ は上記の2次曲線とは若干差違を生ずる²²⁾。これから変位、応力分布も同程度異なってくる。2) 上記1) から $K(x)$ を考慮しなければならぬが、 $K(x)$ は従来どおり $K(x) = K_A(x/d)$ の1次分布でほぼよいことが実証できた²³⁾ (図-9, 文献(3): 図-6)。3) K_A (kg/cm³) は砂粘土地盤では d (m) とほぼ同値、砂利地盤で $2d$ 程度(表-2: ただし載荷側面積の大きさの影響は要注意)²¹⁾。4) 橋軸方向では上記1), 2), 3)が必要であるが、橋軸直角方向は載荷面が小さかつ側面摩擦が大きいため K_A の割増しが必要で、その程度は3)の概略1~2倍程度である²⁵⁾。ただし計算は剛体変位計法でよい。5) 現行法では $p-x$ 2次曲線頂点で抵抗土圧 \leq Rankine, Coulomb の抵抗土圧 = 許容支持力を唯一の設計条件にしているが、これは6), 7)から不合理である。6) たとえば Rankine の抵抗土圧 $p_R(w=1.6 \text{ t/m}^3)$ を図-4に記入したが、同図から $p \leq p_R$ のみが成立せず $p > p_R$ の部分が多い。これは図-4で OBC が移動して水平作用せず x 軸に対して傾斜作用するため抵抗土圧が強化増大するだろうことが大きな原因と考えられる。これから現行法の設計条件の土圧制限は安全過大のことが多いと思われる(すでに文献2), 5, 図-4, 5でも言及)。7) 図-5の性質から橋脚は地震水平力に対して傾斜し、変位を残留するのでこれに対する制限が必要である。スイス電気学会は送電線柱基礎の設計で地盤中の最大平均回転角を $\tan \varphi = 1/100$ と制限し、実験上このときの p を p_{\max} としている²⁶⁾。本文図-4では $\max \tan \varphi = 1/170 < 1/100$ までしか実験できなかったが、それでもかなりの残留変形をとらなっている(図-5)。しかしその直後の振動実験で大きな異常を認めていない(図-8, I_0 と I, II, III と比較)。ところが送電線柱、試験杭より一層強固であるべき橋脚、井筒に対しては $\max \tan \varphi < 1/$

* ただし本実験現場の二本子では 図-2(3) 以上の杭の打込は無理

100 でしかも残留変位を制限する設計条件が望ましい。

要するに橋脚根入長を決める安定計算と横断面を決める強度計算で、1) K を考慮した弾性変形実用計算法の採用、2) 実状と異なる古典土圧論にもとづく土圧制限による現行法に対し、各地質における実測土圧を基礎とした回転角制限ないし残留変形量制限による計算法の実施、という2点を主張したい。

(3) 動的耐震計算法への適用 地震動、強大振動はなお不詳の点が多く、かつ現行計算法もほとんど見受けられないので結論的なことは言えないが、一応本文 4, 5, 6, 7. から次のようなことが考察される。まず線型微小振動の範囲内では、1) 完全固定計算法よりも必ず弾性固定計算法 (K_A 考慮, 自由-自由) によるべきであることは従来からの主張のとおりである。2) この場合 T は既述の式で計算できる (本文式 (2) 及び文献 4): 各解法)、かつ K 分布は (2) の 1 次分布で大過はない。3) 正弦波地震動による定常振動に実測値 ε を引用して、曲げモーメント、剪断力分布から応力計算を行うが、同時に η , p 分布から (2) と同様回転角、許容支持力照査を行わねばならない。4) 過渡振動を計算することによつて、3) の計算値の過大を縮小補正する、かくて動的な計算ができる。

次に強大地震動に対しては厳密には非線型取扱いを行わねばならないが、理論的取扱いにおいてモデル置換で不詳、難解の点が多く、しかもこの実施が実用計算上有用であるとは限らない。したがって近似的ではあるが次の線型置換計算を行いたい。1) まず $K(x)$ は振動実験測定値 K_{dA} を用いる (表-4)。この K_{dA} は K_{sA} とほぼ等しい (\bullet : 式 (2) で弾性変形を無視して動揺振動のみとると、 $k = b_2/\tau_c' = \alpha K_A$, $T^2 = \beta \cdot M/K_{sA} \cong \tau(M + \bar{M})/K_{dA}$, ここに $\bar{M} > 0$, $K_{dA} > K_{sA}$, α , β , τ : 寸法常数, $\bullet \cdot K_{sA} \cong K_{dA}$)。2) さらに安全側のためには \bar{M} , \bar{W} の代りに $\bar{K}_{dA} < K_{sA}$ を表-2 のように見積つて 1 次自由振動を線型計算する。3) 強制振動ではまず定常振動を線型計算する。この場合強大振動効果は K_{dA} と同時に ε をも低下させる傾向にあるので (図-5, 図-9, 表-1)、微小振動実験測定値 ε より $\bar{\varepsilon}$ を小さく見積る。このため定常解は大となる。4) 次に 2) と 3) の和から過渡振動が求まるがこの場合 $\bar{\varepsilon} < \varepsilon$ は共振振巾自身に大にするが、共振状態発生までの時間を延長させる。5) しかし地震動は単調な正弦動ではないからその形が大きく関連してくる。

結局既往の地震動の記録を調査解析して強制力の形を分類モデル表示して、これに K , ε 低下見積値 \bar{K} ,

$\bar{\varepsilon}$ を用い線型振動解によつて変位 y , 土圧 p から安定計算を行うと同時に、曲げモーメント M , 剪断力 S から強度計算を行うことになる。

9. 結 言

本文ではもつぱら試験杭横方向の実験結果を例にとつて橋脚、井筒の耐震設計計算のため種々の考察を行った。8. (2), (3) 特に (3) については見本的に計算すると同時に橋梁全体としての耐震性の究明を行いたいと思つている。また本文の結果は杭の横方向の問題解明に直接役立つと思う。縦方向でも杭の引抜試験から側面摩擦 20 t 以上、支持力約 30 t, その他の資料をえたが詳細は割愛する。なお杭打込直後の静土圧、その後の間隙水圧の変化等は信用できる測定値がえられなかつた。

本研究は昭和 28 年度文部省科研費による研究成果の一部である。終始御懇篤な御指導を仰いだ京都大学工学部土木工学教室の各先生方、現地実験に対して多大の御援助を頂いた国鉄大阪工事事務所齊藤所長、杉課長、山田、岩田係長各位に深謝すると同時に実験に直接御助力願つた助手、学生諸君の御労苦を多とするものである。

参考文献その他

- 1) 後藤・前田：橋脚の振動性状に及ぼす基礎地盤反力の影響，土木学会第 10 回年次講演会 (昭. 29.5.30) における講演原稿をとりまとめたものである。
- 2) たとえば後藤：土木学会論文集，6, pp 58-70; 土木学会誌，37-3, pp 10-13, 同，38-4, pp 14-19, 同，38-6, pp 15-20, その他
- 3) 後藤：橋脚地盤の基礎係数値分布に関する実験的研究，土木学会誌，39-6, 昭.29-6, pp 15-19,
- 4) 後藤：橋梁下部構造橋軸平行方向の固有周期算定について，土木学会誌，投稿中
- 5) 磐城コンクリート K.K. 大阪ボール工場で同社の仕様書により製作，実験時の材令は 40 日
- 6) ボーリング地点は河川中央部高水敷で 図-1 の実験地点と約 400 m 距るが地質図は両者で大差ないと思われる。
- 7) 共和無線ベークライトゲージ KB-9 (G.L. = 4 mm, G.R. = 120 Ω , G.F. = 1.67) を使用，D. G. の歪作用加算による測定歪の感度増大は約 35%，土圧計内部はワセリンを溶融して封印した。
- 8) 計算式は上掲文献 3) の参考文献の欄 7) 参照，本実験における最大測定土圧は 図-4 点線の通り 0.22 kg/cm² で、これは土圧計剛比 = 1/1000 に対する本文の $p_{\max} = 0.34$ kg/cm² より小さく、また歪板 0.8 mm, 剛比 1/1000 に対する許容土圧計算値は $p_{\max} = 0.13$ kg/cm² である。なお土圧計の検定曲線は直線可逆的で、歪板 1.2 mm においては、 $P: 10$ kg = $p: 0.38$ kg/cm²

- に対して、インジケータの読み: $90 = \pm: 5.35 \times 10^{-4}$ であり、歪板 0.8 mm においては、同一 P, p に対して、読み、歪は約 2 倍であった。これらのことから剛比不足のみによる測定土圧の低下は本文の場合無視しうることになる。
- 9) 電源は A.C. 100 Volt を用いたが工事現場で電圧が変化し、かつ図—5(1)の実験には連続 6 時間を要し、この長時間使用中におけるゼロバランスの崩れは無視できないので、記録整理に当つては図—5(2), (3) のようにすべて $H=0$ において $p=0$ とに修正した。
 - 10) $\eta-x$ の決定には 3.(1) 記入のとおり主鉄筋に接着した抵抗線歪計の測定値を利用する予定であったが、実験前土圧計設置と同時に主鉄筋に抵抗線歪計を接着した。このためベークライトゲージが使用できず(焼付け接着に対しコンクリートの変質弱化的ため)、ペーパーゲージを用いワセリンで封印したが、測定結果より完全な防水防湿ができていないことがわかった。すなわち実験時には絶縁抵抗が小 ($0.1 \sim 5 \text{ M.}\Omega$) で信用できる歪測定値をえられなかった。このため止むを得ず本文記入のように $\eta-x$ を決定した。
 - 11) たとえば A.E. カミングス著・松尾新一郎訳: 基礎工学, p. 69, 図—42 (b) に相当している。
 - 12) この理由としては 1) パッキングの弾性, 2) 土圧計歪板が 1 点支持型式のため杭の回転変位により受圧板が杭表面に対して相対的な微小回転をとまおうとする, 3) その他上掲 (3) 先論文 5 (1) 既述の諸原因が考えられる。ここで図—4.0 以下の測定土圧は非常に小さかつたので省略した。
 - 13) 撓度計の検定結果は周期 0.16 sec まで確実に倍率 $= 2.0$ で、 0.16 sec 以下の高振動数となると、倍率が小量増大したのでこの特性曲線を用いて記録振巾を除いて図—8(2)の実振巾を求めた。
 - 14) たとえば建築研究所、久田、中川、木村三氏は地盤係数 K' を実験した結果、 K'_s と K'_d とはほぼ一致し、振巾の増加により K'_d は減少すると報告している、日本建築学会研究報告書、第 22 号、昭.28、春季大会
 - 15) 後藤: 橋梁下部構造の振動性状について、土木学会誌、38—4、昭.28.4、pp 14—19、 η_B は式 (7) で $x_0=0$ 、 η_C は式 (7) で $x_0=h$ とおく、 T は式 (11) 及び (11') で計算、これら η_B, η_C の計算でコンクリートヤング率は図—6 の $E_C=35 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ を用いたことはいうまでもない (本文 3.(4) 参照)。
 - 16) 上掲文献 4) 4. 解法—3 による、また次の文献 Fig. 3, 4, 5, 6 の計算結果をみても n が小となると回転中心が上昇することがわかる。L.A. Palmer, J.B. Thompson: The earth pressure and deflection along the embedded lengths of piles subjected to lateral thrust, Proc. of the 11 nd. I.C. on S.M.E., 1948, pp 156—161.
 - 17) 撓度計では 0.04 sec 程度でペン及びワイヤーの追随性が若干懸念されるが、土圧計の記録装置であるオシログラフのバイブレーターが 120 サイクルまで平坦となつており、この土圧計の記録でもピークがでていいる。もつとも図—8 (1) は杭 B, $p-6$ で 2 次振動の $\eta-x$ 曲線形状が関係して図—8(2)と同一点にはピークはでていない。また起振器特にその杭頂部に対する固定度にも異常が認められないので、上記のピークは一応信用できるようにも思われる。
 - 18) 図—8(2)を詳細に検討すると周期比 $= T_1/T_2$ が I, II, III に対してそれぞれ 2.5, 2.7, 2.8, 2.9 である。 T_1/T_2 を厳密に知るには上掲文献 4) 解法—1 で弾性固定の計算をすればよいが、簡単のため完全固定計算の教科書を参照すると、自由—自由: 2.76, 固定—支持: 3.2 (固定—自由で自由端載荷 $W=\infty$ に相当)、固定—自由: 6.25 となつている (松平精: 基礎振動学, p. 228, 表—28.1 より)
 - 19) 上掲文献 2)—1, p. 60, 式 (4), (6) 及び上掲文献 15) p. 16 式 (10), (11) 参照。なお本文 (2) 第 1 式の分母の第 1, 2, 3 項を ηC^2 で除して M_1, M_2, M_3 を算出したので、 $M_1: M_2: M_3$ は橋脚中部、同地上部、同頂部載荷重の各連動エネルギーの比を表わしている。このことは式 (2) 下の関係式から $M_1: M_2: M_3$ を直接計算しても容易に求められる。
 - 20) もちろん厳密には加振 I で $\bar{M} \neq 0$ である。したがつて表—2 の \bar{M} は $\bar{M}_{II} - \bar{M}_I, \bar{M}_{III} - \bar{M}_{II}$ とかくべきである。しかし $\bar{M}_I = 0$ と仮定しても \bar{M} 増加の傾向はわかると思う。
 - 21) 地表面上下方向の地盤係数 K' は載荷面積と逆比例関係にあることは従来からよく知られている。最近でも W.K. Newcomb, G.P. Tschebotarioff 両氏特に後者の実験結果図表は注目される (機械学会: 機械振動とその対策, II, 昭.29.5. p. 125 に紹介)、本文の場合も同一の傾向があると思われるが、 K が深き方向に変化しかつ載荷側面が非常に細長いので面積と K との関係は K' より相当複雑と思われる。
 - 22) たとえば EI の大きい九頭竜橋 (上掲文献 4) 表—1) で最下端 A において、 $K_A=10, 24, 100 \text{ kg/cm}^3$ に対して 2 次土圧よりそれぞれ 25, 5, 12% 減少する。さらに EI の小さい、極端には本文杭のようなときにはいじりるしく異なつてくる。
 - 23) しかし根入長 d が大となるほど $K_A(x/d)^n$ の分布指数 n は 1 より小さくなるのが推定される。
 - 24) 杭根入部の弾性変位を本文と同様な方法で図—5 (1) D_3/ab のような状態で実測できると、上掲文献 3), 解法—3, 反力載荷計算法の表—1 で同表の未知数 η は実測値となるまで、逆に K を未知数として $K(x)$ 分布を決定しうる。
 - 25) もちろん橋脚の寸法によつて異なるが実験及び計算を行つた瀬田川橋脚 (鉄道橋、橋脚断面: 長円) で $20/18=1.1$, 九頭竜橋脚 (道路橋、橋

脚断面：短形円)で $24/12=2.0$ である。両橋脚は割合上記の比の上、下限値を与えるような断面寸法である、

- 26) Otto Stötzner, Beitrag zur Berechnung der Fundierung von Freileitungsmasten mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des

Erdreichs, Der Stahbau, 20 Jahrgang, Heft 7 Juli 1951, S. 84-88, しかし $\tan\phi=1/100$ で $k=k_{\max}$ とは限らないと思う。たとえば文献(3) 図-5 は乾燥砂であるが $\tan\phi=1/100$ をこえて $\max\tan\phi=1/33$ となつてもなお OABCD 線は漸増している。(昭.29.6.23)

重力ダムコンクリート打設計画とその工期の 妥当性に関する統計的考察

准員 伊 藤 和 幸*

STATISTICAL CONSIDERATIONS ON THE PLACING SCHEDULE OF CONCRETE AND THE ADEQUACY OF CONSTRUCTION TERM FOR GRAVITY DAMS

(JSCE Jan. 1955)

Kazuyuki Itō, C.E. Assoc. Member

Synopsis In the construction works of gravity dams in Japan, the past records of their concrete placing were analyzed statistically to grasp their executing characteristics and, finally, a simple method determining a rational construction term with an adequate capacity of concrete mixing plant was proposed for our future projects.

要旨 わが国における最近の重力ダムコンクリート打設工事資料を統計的に解析し、その施工特性を把握するとともに、混合プラントの容量及び打設工期についての簡単で妥当な推定法を提案したものである。

1. 緒言

土木の各設計分野では理論的には相当の進歩をみているが、実際施工についてはその特性がほとんど把握されていない。こうした点が工事計画を立てる上に大きい隘路になつていくことはいうまでもない。その原因は、各現場の施工条件の差、例えば地質、地形、機械の良否、技術の適否などによつて、工事の特性を知ろうとしても、標本点のバラツキが大きくて、曲線にうまくのつてこないからである。著者はこの変動に着目して、推計学を用いてその特性化につとめた。当然その取扱いに際しても変動はきわめて大きいものがあつたが、いわゆる標準化を行い、要件をある特定の条件内に制約して処理した結果、実用に供しうる程度のものがえられたので、ここに提案する次第である。

標本各地点は 1953 年以内に完成したもの、及びほとんど完成に近くこれ以上変わる恐れがないと認められる。34 現場からなるが、現場各位の意向によつてダム名称を記号で表示することにした。

本文中に用いた用語の定義は、つぎのようである。

* 通産技官、公益事業局水力課

工期(T): ダムコンクリート打設期間(月)、ただし冬期打設休止期間並びに打設の初期と末期のように設備、岩盤掘削、ダムに外の工事等を行ひ進捗が本格的でない期間は除外する。

Mixer 容量(M): 合計切で表わし、28 切 3 台ならば 84 切とする。

月平均打設量(y): (打設総量)/(工期) で 1000 m^3 /月単位とする。

最大月打設量(x): 毎月の打設量のうちで、最大を記録した月のもので、 1000 m^3 /月の単位とする。

最大打設率(R): {(最大月打設量)/(打設総量)} $\times 100(\%)$

2. 月平均打設量と最大月打設量の関係

両者の関係は、仮設備計画の基幹をなすもので、ブロック割、仮設備の程度、打設の技術などからその最盛期を想定して求められるが、実際施工では気象の問題、機械の効率、技術の巧拙など、不慮の要因が入りこんで、当初計画が少なからず左右される。こうした問題に対して、今までは $x=2y$ 程度にとるとか、 x の大小に応じてその係数を若干変える程度の雑然たるものであつた。本節ではこの関係をつぎの順序で追究したい。

(1) 両者の相関の有無 図-1 に標本をプロットすると、直線か 2 次曲線程度の関係であるから、相関比の検定は省略して、相関係数の有意の有無について