

上別の機会にゆづりたい。

Köln のドイツ鉄骨橋梁協会 (D.S.V) は約 100 社の協会で種々の本の発行等活発な活動をしている。同協会長 Dr. W. Wolf 氏から長時間にわたり戦後の

ドイツ橋梁事情をきくことができた。

(未完、筆者は次号にドイツ(続)、イタリーの橋梁につき報告する予定である)。

(昭.29.5.10 依頼原稿)

橋脚地盤の基礎係数値分布に関する実験的研究¹⁾

正員 後藤 尚男*

EXPERIMENTAL STUDIES ON THE DISTRIBUTION OF THE FOUNDATION COEFFICIENT IN THE GROUND AROUND BRIDGE PIERS

(JSCE June 1954)

Hisao Gotō, C.E. Member

Synopsis The foundation coefficient values, particularly, their distribution $K(x)$ to the depth of ground have been obtained by the ratio of the direct measured earth pressure p and the indirect measured displacement η in the laboratory model test. Then the writer proposed the approximate solution of the earthquake-proof of bridge piers using the obtained $K(x)$ to the method of redundant reactions.

要旨 橋脚の耐震計算に直接必要な基礎係数値、特にその根入方向の分布を究明するため室内で模型実験を行い、次いでこの基礎係数値分布 $K(x)$ を用いた耐震計算の一方法に論及した。この場合 $K(x)$ は土圧の直接測定値と変位の間接測定値との比から求め、耐震計算は基礎反力載荷による近似解法を提示した。

1. 緒 言

橋脚、井筒、矢板、基礎杭、送電線柱等棒状構造物の横方向計算——主として耐震計算をするとき、水平方向の基礎係数 $K(x)^{**}$ が慣用され、しかも計算結果は $K(x)$ に大きく支配される。この $K(x)$ 分布は周知のとおり從来から 1 次分布として取扱われたが²⁾、L.A. Palmer, J.B. Thompson 両氏は広義に指數分布とし³⁾、猪瀬、安部両氏もこれを参考にしている⁴⁾。猪瀬、安部両氏が杭上部の変位から $K(x)$ を推定している以外は実験的な研究がほとんど報告されていない。そこで橋梁下部構造の耐震性究明のための基礎的研究として本実験を行つたわけである。

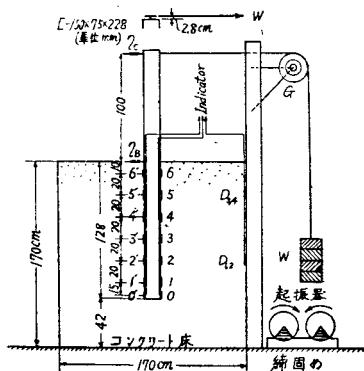
2. 実験装置

(1) 装置一般 図-1の砂槽 ($170 \times 170 \times 85 \text{ cm}^3$) に模型橋脚として溝型鋼 ($150 \times 75 \times 228 \text{ mm}^3$) をたて、その外面に小型土圧計 14 個 ($0 \sim 6, 0' \sim 6'$)、内面に

Wire strain gage 12 個、砂槽内面に土圧計に対する Dummy gage 4 個 ($D_{1,2}, D_{3,4}$)、砂表面及び載荷点に Dial gage 2 個 (η_B, η_C) を設置した。測定には SM-2 D Indicator, 12 点 Balanser (共和無線研究所製)、砂の締固めには起振器を使用した。なお載荷点は振れの影響を少なくするため、図-1 に示すとおり溝型鋼長辺外側より 2.8 cm 外方にとつた⁵⁾。本実験装置の概略は R.J. Wilkins 氏の実験⁶⁾に土圧計を加えた装置に相当する。

(2) 土圧計 図-2(1) に示すとおり土圧計①は Wire strain gage (共和無線、Bakelite gage KB-9; G.L. = 4 mm, G.R. = 120Ω , G.F. = 1.67) を利用したもので、支持皿②で溝型鋼③に固定し、接点④で 1 点支持

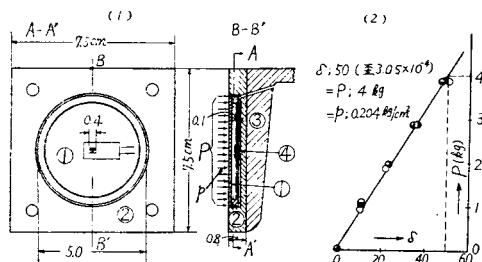
図-1 実験装置見取図



* 京都大学助教授、工学部土木工学教室

** Otto Stötzner 氏が上下方向を地盤係数 (Bettungsziffer)、水平方向を基礎係数 (Baugrundziffer) と区別したによる (参考文献²⁾ S. 84)。

図-2 土圧計及び検定曲線



のとして測定歪を大ならしめた。受圧面に作用する設計全土圧 $P=4 \text{ kg}$ に対して、中心最大撓みと直径の比が 1/2000 以下になるよう測定鋼板厚さを 1.0 mm と算定した⁷⁾。全土圧 P と Indicator の Range 1 による目盛 δ との検定結果はいずれもほとんど直線で履歴はない。1 例として土圧計 No. 4' の結果を図-2(2) に示した。

(3) 供試砂 京都市内加茂川荒神橋地点から採取した乾燥河砂で、その簡単な土性試験結果は図-3 に示した。

図-3 供試砂粒度曲線

(4) 砂の締固め
図-1 の砂槽に高差 2 m から約 15 kg ずつ落し、砂層 30 cm ごとに起振器で床全体を上下加振し、満槽後さらに加振し

た。この加振条件は種々変化させたが、加振最大遠心力 P_{\max} は約 1.5 t である*。

3. 土圧 p 及び変位 η の測定

(1) 測定法 図-1 で静荷重 W を繰返し載荷し、 p 及び η を測定する。 p は図-2(2) の結果を用い、図-4(1) のように測定される。 η は図-4(2) に周知の簡易式、

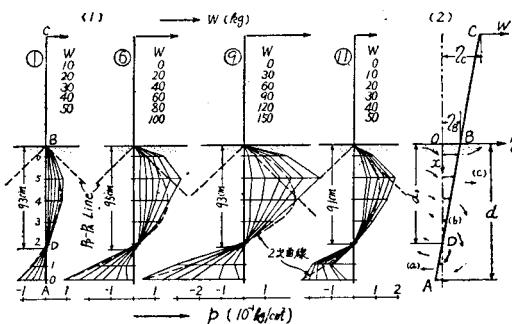
$$\eta = -\frac{1}{z} \iint \varepsilon(x) dx dx + c_1 x + c_2$$

を用い、Wire strain gage で図-1 に示す溝型鋼内面（断面重心軸からの距離 z ）の曲げによる歪 $\varepsilon(x)$ を測定し、かつ Dial gage による測定値 $\eta_B(x=0)$ 及び $x=d_0$ ($p=0$) で $\eta=0$ という条件から c_1, c_2 を決定することにより求まる。

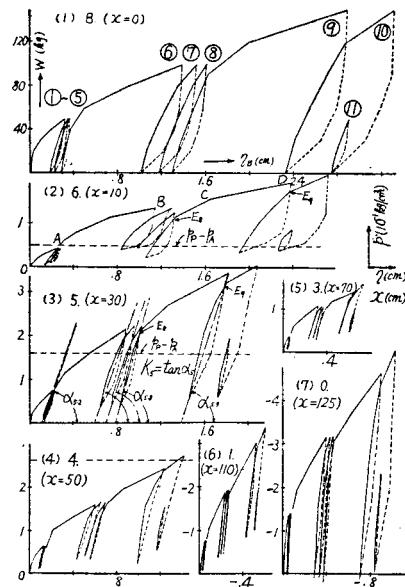
(2) 測定結果 2.(4) で砂槽 30 cm ごとに 21 分間、満槽後 45 分間という加振条件による 1 例を図-4, 5 に

示す。溝型鋼の剛に対しても砂はかなり柔で測定値 $\varepsilon(x)$ はかなり小で⁸⁾、かつ 図-4(2) で Dial gage の測定値 η_C , η_B 及び回転中心 D ($p=0$) を結ぶ CBD は実験全過程を通じてほとんど直線となつた。このため溝型鋼の変形は無視して回転変位のみを η にとつた。

こうして $W-\eta_B$, $p-\eta$ 実験結果を図示したのが図-5 である。同図で ①-⑥ は W を 10 kg ごとに 50 kg, ⑥-⑩ は 20 kg ごとに 100 kg, ⑩-⑪ は 30 kg ごとに 150 kg まで連続増載荷し最後に ⑪ は 50 kg 載荷とした。図-4(1) には ①⑥⑨⑪ の増加載荷 W のみによる $p(x)$ を示した。同図で点曲線は点 0 の測定値

図-4 土圧 p 及び変位 η 分布

p の最大値と合致させた従来使用の 2 次曲線土圧分布⁹⁾で、この式によると、 $d_0=90 \text{ cm}$, p_{\max} の位置 $x_m=45 \text{ cm}$ であるが、実験結果は $d_0=91 \times 95 \text{ cm}$, $x_m=30 \text{ cm}$ で点 4, 5, 6 特に 5 で 2 次土圧より大となつてある。また簡単に Rankine 抵抗土圧と主働土圧との

図-5 $W-\eta_B$ (1) 及び $\phi-\eta$ 曲線 (2, 3, ..., 7)

* $P_{\max} = u \frac{m}{g} rw^2 = 4 \cdot \frac{10}{980} \cdot 11.5 (2\pi \cdot 9)^2 = 1508 (\text{kg})$

差 $p_p - p_A$ を図-3* の資料から計算すると、 $p_p - p_A = 0.005129 x \text{ kg/cm}^2$ ($x : \text{cm}$) となり、これを 図-4(1) に $p_p - p_A$ Line として記入した。

4. 基礎係数値 $K(x)$ の分布

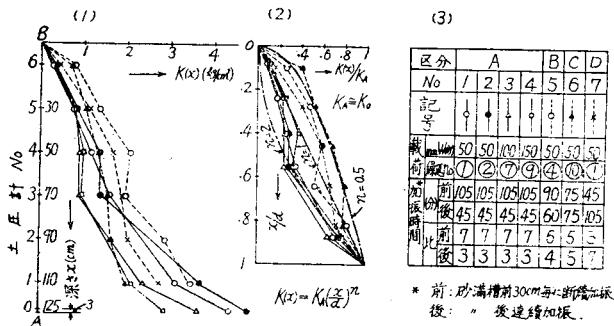
(1) $p - \eta$ 曲線と K 図-5 で $p - \eta$ 曲線は $W - \eta_B$ 曲線に対応するが、 $p - \eta$ 曲線は砂表面に近く x が小なるほど、 $W - \eta_B$ 曲線 ($x=0$) に類似し、かつ $W - \eta_B$ 曲線は $W - \eta_C$ 曲線 (図省略) と全く同形である。これらの繰返曲線の各極点は单一増加载荷時の曲線たとえば 図-5(2) の OABCD と考えられる曲線上をたどり、各繰返曲線の傾斜はほぼ一定で、かつ同一増減荷重の繰返しに対しては η, p の傾斜が僅少ずつ順次大となつてゆくという事実をよく表わしている。すなわち変位 η は砂の塑性変形量 η_p と弾性変形量 η_E との和と考えて次式で表わされる。

$$\eta = \eta_p + \eta_E = \eta_p(x, p) + \frac{p(x, \eta)}{K(x, \eta)}$$

$K(x, \eta)$ は初期切線係数 $K_i(x)$ をとればよいが、 $K_i(x)$ を決定すべき $p - \eta$ 初期曲線の測定値 p が微小なため $K_i(x)$ を決定できなかつた。また $p - \eta$ 曲線繰返数を大とすればその極限の傾斜として $K(x)$ が求まるが、実験装置上時間が制限される。そこで図-5(3) のように各繰返曲線の傾斜をとつて近似的に $K(x)$ を求めた。これは上式で、 $K(x) = p/\eta_E$ のみをとつたことに相当する。

(2) $K(x)$ の分布 図-5 から $x - K(x)$ 関係を区分 A, 他の載荷及び加振条件による別の結果は区分 B,C,D として、図-6(3) の記号を用いて図-6(1) に示した。本実験では砂を一様に締固めるのが望ましいが、振動器の加振条件と砂の締固め程度との関係が簡単にわからぬ。そこで加振総時間 150 分を図-6(3) のように分割し、定常振動を避けて加振した。砂の運動機構をも考慮すると図-6(3) の砂満槽前後の加振時

図-6 基礎係数値 $K(x)$ 分布



* 図-3の φ, r は締固め前の値でこれを締固め後の図-4(1) に用いるのはもちろん正しくはない。

間及びその比は砂の締固め程度を一意的には表わさない。しかし加振時間前後比が大きいと下層が縮り、小さいと上層が縮るという傾向は図-6(1) に表われている。本実験では結局前後比を 7:3 から 3:7 まで変化させ、砂の均等な締固めと思われる状態にある上下限を与えて、同一砂のとるべき $K(x)$ 分布の範囲を明らかにして、これから $K(x)$ 分布を推定しようとした。乾燥砂の性質を考え参考文献 (3) と同様に、

$$K(x) = K_A \left(\frac{x}{d} \right)^n, n : K(x) \text{ 分布指數}$$

と表わすと、図-6(2) から $2 < n < 0.5$ となる。ここで図-4(2) を参照すると溝型鋼 ABC の回転変位によつて、砂はほぼ矢印の方向に移動すると思われる。このため実際の $K(x)$ はバネ係数で定義される値より (a), (c) で過大、(b) で過小に測定される。上記の加振条件の影響と図-4(2) の結果とをあわせ考えると、図-6(2) に示す n は概略 1 に接近する傾向にあると推定される。

5. 本実験に対する考察

(1) $\Sigma H = 0$ の検討 図-4(1) で力学的には $\Sigma H = 0$ が成立せねばならぬ。ところが測定土圧 p から算出した全土圧 $P_0 - P_u$ (図-7.3) と W との比は図-7(1) で 100% をかなり上下する。これは図-7(2) で W, p のほか p' 及び摩擦抵抗 f, f' が作用し概略次式の関係にあると考えられる。

$$\Sigma H = W - \{ \alpha(t)^{-1} \beta^{-1} \tau^{-1} (P_0 - P_u) + (P_0' - P_u') \}$$

$$\pm (F_0 - F_u) \mp (F_0' - F_u') \}$$

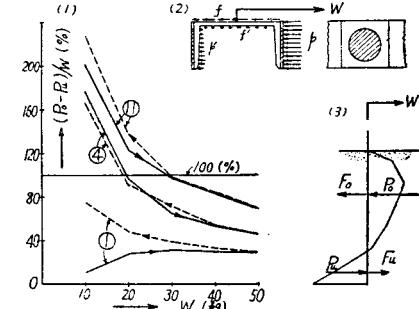
$$\alpha(t) = \frac{\text{測定土圧 } p \text{ (W 載荷後 } t = 0.5 \sim 3 \text{ min})}{\text{終局土圧 (W 載荷後 } t = \infty)}$$

$$< 1$$

$$\beta = \frac{\text{土圧計測定平均土圧 } p}{\text{溝型鋼平均土圧}} \neq 1 \text{ (図-7.2)}$$

$$\tau = \frac{\text{測定土圧全値 } (P_0 - P_u) = \Sigma p A x}{\text{土圧全値 } \int p dx} < (\text{図-7.3})$$

図-7 $\Sigma H = 0$ の検討



$P_0' - P_u'$, $F_0 - F_u$, $F_0' - F_u'$: 回転中心の上下に作用する p', f, f' の全値 (図-7.3 で P, F 両作用点は一

致はしない)。

上式で $P_c' - P_u'$, $F_c' - F_u'$ は比較的小さく, $F_c - F_u$ の影響が大きいと考えられる。しかも土 ($F_c - F_u$) は W の大きさ及びその載荷繰返数 r に関係し、次の傾向が推察される。

- 1) $r \rightarrow \text{大}; F_c, F_u \quad (F_c - F_u) \rightarrow \text{小},$
- 2) $0 \rightarrow W_{\max}, W_{\max} \rightarrow W_F, W_F \rightarrow 0;$

$$F_c - F_u > =, < 0$$

2) で $W_{\max} > W_F$, 上式 $\Sigma H = 0$ にこの 1), 2) を考慮すると、図-7(1)の結果は一応首肯できると思われる。

(2) 測定装置の検討 次の事項が列挙される。

- 1) 土圧計は 1 点支持、受圧面が溝型鋼から 0.8 cm 突出している¹⁰⁾, Dummy gage を土圧計に取付けなかつた、等改良すべきだが、図-2, 4, 5 でおおむね良好な結果をえている。
- 2) 図-5 で $W = 0; p = 0$ とはいえず ($W = 0; \eta \neq 0$ の溝型鋼の自重も影響), ①~⑩の全実験約 5 時間 0-adjustment できず、抵抗線歪計測定装置の性能が問題となる。
- 3) 前項 $\Sigma H = 0$ で $\alpha(t), \beta, r, P', F, F'$ の値は確認していない。

(3) 得られた成果 本実験から次の成果を得た。

- 1) 図-4(1) から DB 間の極大点 $p_{0,\max}$ は従来の 2 次曲線より上方にあり、かつ $p_{0,\max}/p_A$ は 2 次土圧より大きい。図-6(1)点線をも考慮するとこの傾向はさらに強い。
- 2) 地震時をも対象にして 図-5 で大きな変位 ($\eta_{6,\max} = 2.73$ cm) を与え p_6, p_5 が $p_P - p_A$ Line を超過したが、繰返曲線の交点 E 以下から W を減小さすと、⑩のとおり完全に復元する。これは $p_P - p_A$ Line を越して砂粒子の配列がかなり攪乱されても、砂は弾性の部分を有していることを示す。また 図-5(2), (3) で $p - \eta$ 曲線が $p_P - p_A$ 上で急変しない。これらから安定領域限界 $p_P - p_A$ Line を許容土圧にとる従来の耐震計算法は検討の余地がある。
- 3) 図-7(3) の P_c, P_u のみから 図-6 の $K(x)$ を求めたので $K(x)$ の値はさらに大きくなるが、図-6(1), (2) に示す $K(x)$ 分布の傾向はそれほど変わらないと思われる。
- 4) 構造物のない均質な自然地盤のみの $K(x)$ は 図-6(2) で $n \cong 1$ と考えられるが、構造物と地盤とが関連して 図-4(2), 図-7(2) の現象が起るのは大いに注目される。
- 5) 本実験では回転変位のみをとるため、溝型鋼を

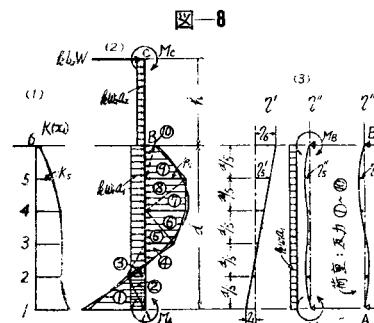
図-1 のとおり用いたが、これは実在橋脚では橋軸に直角方向ということになり、この場合は側面摩擦抵抗 f の影響が非常に大きいことを考慮しなければならない。

6. 耐震計算法

地盤の塑性変形及び弾性変形に対する $K(x)$ の決定等はさらに研究することにして、ここでは $K(x)$ 分布が一般的に任意形状のときの橋脚耐震計算の一方法を概記する。

(1) 近似解法 $K(x) = K_A(x/d)^n$ に対しては一般に複雑な級数解となり¹¹⁾、文献 3) では階差方程式による近似解を示している。しかし現地基礎は地層が重なり $K(x)$ がさらに複雑と考えられるので、任意形状 $K(x)$ に対して Zusse Levinton 氏の反力載荷による近似解¹²⁾を橋脚に拡張適用する。

図-8(1) の $K(x)$ を有する橋脚 ABC が水平震度 k を受けると 図-8(2) の荷重状態となる。根入部長さ d を図のようにたとえは 5 等分し、 $K(x), p(x)$ を折線状に置換する。変位 η は 図-8(3) で示す η_1, η_2, η_3 を結ぶ回転変位 η' 、単純梁 AB の $M_A, M_B, k w_1 a_1$ による撓み η'' 、基礎反力 ①~⑩による撓み η''' の 3 者の和となる。分割点 5 に関しては、



$$\begin{aligned}\eta_5 &= \eta'_5 + \eta''_5 + \eta'''_5, \quad \eta'_5 = \frac{1}{5} \eta_1 + \frac{4}{5} \eta_5, \\ \eta''_5 &= -\frac{6d^2 M_B}{125 E I_1} - \frac{4 d^2 M_A}{125 E I_1} + \frac{29 d^4 k w_1 a_1}{37500 E I_1}, \\ M_B &= M_C - b_2 h k W - \frac{h^2 k w_2 a_2}{2}, \\ M_A &= \frac{5 K_1 c^3}{12 d} (\eta_1 - \eta_2), \quad \eta'''_5 = -\frac{d^4}{375000 E I_1} \\ &\times (79 p_1 - 450 p_2 + 780 p_3 + 870 p_4 + 605 p_5)\end{aligned}$$

上式に $p = b_1 K \eta$ を入れると分割点 5 で次式をうる。

$$\begin{aligned}(79 K_1 - \alpha + 80 \beta) \eta_1 + (450 K_2 - 80 \beta) \eta_2 \\ + 780 K_3 \eta_3 + 870 K_4 \eta_4 + (605 K_5 + 5 \alpha) \eta_5 \\ + (116 K_6 - 4 \alpha) \eta_6 &= 20(29 k w_1 a_1 \\ - 900 M_B / d^2) / b_1\end{aligned}$$

上式で α, β は表-1 下に示し、その他の記号はすべて著者前論文¹³⁾による。分割点 4, 3, 2 でも同様の式 3 個、図-8(2) で $\Sigma H=0, \Sigma M=0$ の代りに反力三角形 ①, ⑩ の重心で $\Sigma M=0$ の 2 個、合計 6 条件式が得られる。この結果を表-1 に示した。これを計算して変位 η 、従つて p が決定される。しかば 図-8(2) から曲げモーメント M 、剪断力 S が容易に計算できる。

(2) 数値計算例 九頭龍橋第 3 号橋脚、 $K_A=10 \text{ kg/cm}^3$ 、前論文¹³⁾と比較のため $K(x)=K_A(x/d), (n=1)$ 、外力は $M_A(\beta), M_C, kw_1a_1, kw_2a_2=0$ で b_2kW のみによる計算結果 η を表-2 に示す。本文表-1 による計算値 a と前論文叢級数解式 (6)¹³⁾ による計算値 b との比 a/b は回転中心近傍を除いてほぼ近似している。本文では d の分割数 $s=5$ としたが、 s を大にすればさらに良好な近似値がえられることはいうまでもない。

表-1

表	τ_0	τ_1	τ_2	τ_3	τ_4	τ_5	τ_6	回転中心近傍(a/b)
2	79.6	450.6	780.6	870.6	656.6	351.6	165.6	79.6
3	158.6	24	780.6	1320.6	1385.6	1375.6	1365.6	1355.6
4	157.6	30	870.6	1355.6	1320.6	1280.6	1240.6	1200.6
5	186.6	40	870.6	1370.6	1300.6	1250.6	1200.6	1150.6
①	13 K ₆	22 K ₆	16 K ₆	10 K ₆	4 K ₆ + β	- β	5 K ₆ + β	10 K ₆ + β
⑩	0	4 K ₆	10 K ₆	16 K ₆	22 K ₆ - β	3 K ₆ + β	27 K ₆ - β	32 K ₆ - β

$$\alpha = \frac{75000EL}{b_2^2}, \quad \beta = \frac{125K_6C^2}{2d^2},$$

$$M_C = \frac{M_6}{6} - \frac{1}{6}(M_C - b_2W_K - \frac{4b_2K_6C^2}{2}), \quad M_C = \frac{M_6}{6}.$$

表-2 η 計算値 ($\times 10^{-5} \text{kW} \cdot \text{m}$)

表	a. 本文叢級数法	b. 異級数法	a/b (%)
C	47.31660	45.74095	103.44
6(B)	22.42338	21.15351	106.00
5	15.72763	14.72698	106.80
4	9.39809	8.66297	108.49
3	3.42704	2.95518	115.97
2	-2.28782	-2.50254	91.42
1(A)	-7.90259	-7.86258	100.51

7. 結 言

5.(1), (2) は今後検討改良せねばならないが、5.(3), 6.(1) は橋梁橋脚の耐震性充実のため重要な基礎的成果として寄与する点は少なくないと思ふ。5.(2), (1) を改良して 5.(1) β を解消した土圧計を作製し、5.(1) P', F' をなくして 5.(2)(3) の F を確認できる鉄筋コンクリート模型橋脚を使用する実験を準備中であり、また橋脚自然地盤における現地実験も計画中である。

本研究は昭和 28 年度文部省科学研究費(個人研究)による研究成果の一部であり、終始御指導を仰いだ京大教授小西、村山而博士に深謝すると同時に、直接実験に御助力を頂いた本学土木工学教室助手前田泰敬、

学生渡辺昭、吉川和広の 3 君に感謝する次第である。

参考文献その他

- 1) 後藤尚男：土木学会第 9 回年次講演会（昭.28.5.24），第 6 回関西工学連合講演会（昭.28.10.11）で講演。
- 2) たとえば、Curt F. Kollbrunner : Fundation und Konsolidation, Band II, 1948, S. 206-210, Otto Stötzner : Beitrag zur Berechnung der Fundierung von Freileitungsmasten mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Erdreichs, Der Stahba, 20 Jahrgang, Heft 7, Juli 1951, S. 84-88,
- 3) L.A. Palmer & J.B. Thompson : The Earth Pressure and Deflection along the Embedded Lengths of Piles subjected to Lateral Thrust, Proc. of 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, June, 1948, pp. 156-161,
- 4) 猪瀬寧雄・安部清孝：杭の耐荷力に関する実験的研究、土木研究所報告 85-1, 昭.28.4.
- 5) 倉西正嗣：弾性学（昭.23.12）p. 191 式(6)で計算。
- 6) R.J. Wilkins : A Vertical Pile under Lateral Forces, Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 46, No. 539, May 1951, pp. 355-357
- 7) 日本機械学会：機械工学便覧（昭.14.9）p.249 最上段式、 $\delta_{\max}' = 3(m^2-1)P/(4\pi Em^2t^3)\{r^2 - 3/4r_0^2 - r_0^2 \log r/r_0\}$ による。
- 8) 図-1 土圧計 5 位置で $W=50,150 \text{ kg}$ に対して測定歪 $\epsilon = 1.66 \times 10^{-5}, 4.33 \times 10^{-5}$ 、ゆえに応力 $\sigma = 35.91 \text{ kg/cm}^2$ 、この ϵ または σ による変形換算 η_D と 図-5 記入の回転変位 η_R との比 $\eta_D/\eta_R = 0.52\%, 0.25\%$ 。ゆえに $K(x)$ の計算には η_R に対して η_D を無視しうる。
- 9) 上掲文献 2)、また 2 次曲線土圧分布は Engel 教授の式として知られている。
- 10) 土圧計の直径と受圧面の突出している長さとの比 D/p は 図-2 からこの場合 $75/8=9.4$ で、これは最上教授の紹介（土木技術, 7-6 昭.27.6. p. 10, 11）によると $D/p=10$ で 17% 過大の測定土圧をうるとなつてゐるが、本実験では 図-1 のとおり突出しない部分 12.5 cm、突出部分 7.5 cm が交互に並んでいるため上記の +17 % よりは小さいと思われる。
- 11) 後藤尚男：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、及び上掲文献 4)、または上掲文献 3), p. 161, References, 1) 参照。
- 12) Zusse Lerinton : Elastic Foundations Analyzed by the Method of Redundant Reactions, Proc. of the A.S.C.E. Vol. 73, Decem. 1947, pp. 1529-1541.
- 13) 上掲文献 11) 著者論文。

(昭.29.12.20)