

西新井橋架設工事について

—— 下部構造の設計および施工について ——

鈴木俊男*
針ヶ谷 信**
玉野 治 光***

1. まえがき

西新井橋は主要地方道上野—西新井線が東京都足立区内において新荒川(荒川放水路)を横断する地点に架設される橋梁である。旧橋は新荒川の開削にともなつて大正11年3月に架設された巾員6.3mの木桁橋であるが、経年による腐朽はなほだしく、最近における交通量の増大に対して危険な状態なので、昭和31年10月より首都圏整備事業の一環として国庫補助を受けて新永久橋の架設工事を実施している。

本橋の架設地点は後述のように地盤がきわめて悪いので、新橋の設計に当つてはできるだけ構造の軽量化を計つたが、本報告ではそのうち主として下部構造の設計お

び施工の概要について述べる。

2. 工事概要

新橋は取付道路などの関係から、旧橋の下流約80mの箇所に架設されるが、その工事概要は次のとおりで、図-1はその一般図である。

橋 長 444.6 m
巾 員 15.0 m(2.0+11.0+2.0 m)
橋の等級 一等橋 (T-20, L-20)
下部構造
橋 台 2基
形 式 控え壁式鉄筋コンクリート造
基 礎 鉄筋コンクリート中空杭径40 cm 長30 m (2本継)

橋 脚 12基
形 式 鉄筋コンクリート造
基 礎 鉄筋コンクリート中空杭径50 cm 長30 m (2本継) 8基
鉄筋コンクリート ウェル

長 32 m 4基
(長径 18.4 m 短径 5.5 m 2基)
(長径 18.2 m 短径 4.8 m 2基)

上部構造

側 径 間 10 径間
形 式 活荷重合成格子桁橋
支 間 (22.4+24.0+25.6+27.2+28.8 m)×2
中央径間 3 径間
形 式 ゲルバー式鋼床板格子桁橋
支 間 52.5+76.2+52.5 m

資 材

鋼 材 1700 t
鉄 筋 600 t
生コンクリート 14000 m³

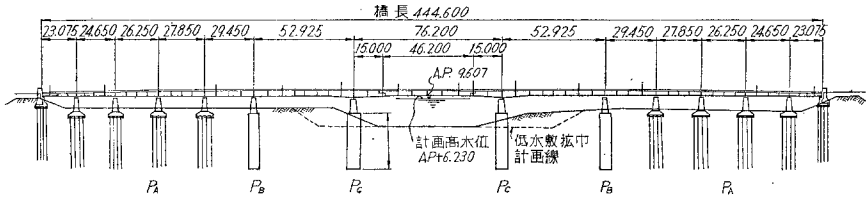
事業費 748000000 円

(上部工 321400000 円)
(下部工 289400000 〃)
(その他 137200000 〃)

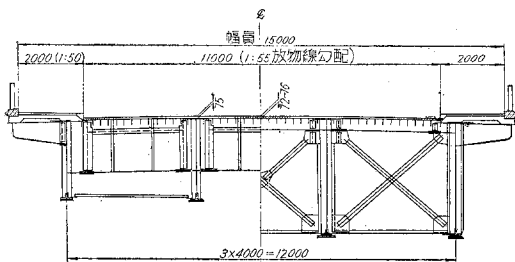
工 期

起 工 昭和 31 年 10 月
竣工予定 昭和 36 年 3 月

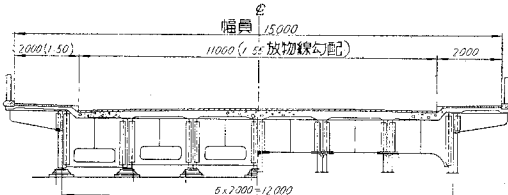
図-1 一般図
側面図



中央径間断面図



側径間断面図



*正員 東京都第五建設事務所橋梁建設課長
**正員 " 設計係長
***正員 " 技師

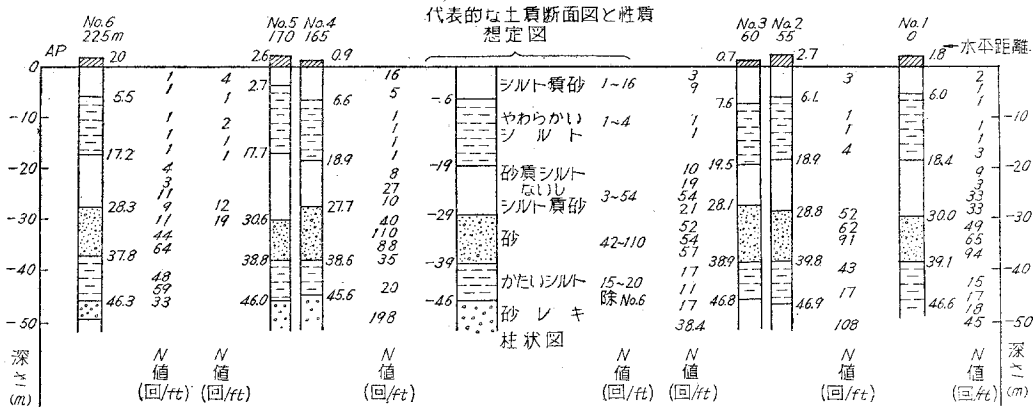
3. 地盤の土質

本橋の架設地点における地盤はかなり軟弱であると想定されたので、本設計に取りかかる前に詳細な地盤の土質調査を行った。調査ボーリングの結果から得られた土層断面図(図-2)によれば、比較的規則正しい土層が

ある。

下部構造の支持地盤としては A.P.-46 m 以下の砂礫層が最も適しているが、砂礫層まで基礎を根入させるには多大の工費を必要とするばかりでなく、施工が容易でないと考えられたので、A.P.-29~39 m にある砂層上に基礎をおくことにして、その適否の検討を行った。すな

図-2 西荒井橋付近の土質断面図と各土層の N 値



続くこと、また A.P.-29 m くらいまでである軟弱なシルトまたは砂質シルト層の下に、厚さ約 10 m のよく締つた砂層があり、その下にまたやや硬い厚さ約 7 m のシルト層があつて始めて堅固な砂礫層に達することが判明した。同図にはまた標準貫入試験結果 (N 値) も記入して

わち砂層自体はかなりの耐荷力があるとしても、これを支持層とするにはその下にある厚さ 7 m におよぶシルト層の圧密沈下の影響を考える必要がある。調査ボーリングで採取した試験土の各種試験および判定は東大 星塾教授に依頼したが表-1 は試験結果の一部である¹⁾。

表-1 物理試験および力学試験結果 (2号孔)

試料番号	試料採取深度 (m)	土質名称	コンシステンシー				粒 度			見掛密度 (gr/cm ³)	乾燥密度 (gr/cm ³)	含水比 (%)	間けき比	飽和度 (%)	一軸圧縮強度 σ_c (kg/cm ²)	摩擦角 ϕ	粘着力 C (kg/cm)	圧縮指数 C_c
			W_L	W_P	I_P	I_c	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)									
1	6.23~6.78	シルト質砂	4.30	27.5	15.5	-0.45	47.0	40.7	12.3	1.65	1.06	56.49	1.500	98.0	0.16	30°~30'	0.046	0.199
3	12.03~12.58	シルト	40.2	30.0	10.3	-1.19	52.0	42.5	5.5	1.71	1.14	48.58	1.346	96.6	0.353	31°~53'	0.154	0.339
4	16.80~17.46	シルト	44.1	26.4	17.7	-0.475	43.0	44.0	13.0	1.681	1.109	51.55	1.409	97.7	—	—	—	0.352
5	21.60~22.07	シルト質細砂	37.0	29.6	7.4	-0.79	59.0	33.0	7.7	1.74	1.23	41.56	1.150	95.1	1.0	30°~48'	0.284	0.314
8	25.20~25.82	シルト質細砂	39.8	25.7	14.1	-0.03	25.6	57.4	17.0	1.74	1.22	42.88	1.235	94.1	1.30	21°~47'	0.440	—
10	28.70~29.25	砂質シルト	43.0	32.3	10.7	0.12	12.5	65.8	21.7	1.74	1.23	41.53	1.224	92.3	0.2	46°~34'	0.040	—
11	43.55~44.33	シルト	39.3	25.7	13.6	0.32	8.0	65.0	2.7	1.853	1.374	34.9	0.967	97.7	—	—	—	0.086
13	45.40~46.12	シルト	54.0	34.9	19.1	0.345	12.2	71.8	16.0	1.704	1.156	47.4	1.298	97.0	—	—	—	0.156
15	47.63~48.43	上部シルト 下部砂質シルト	—	—	—	—	69.5	26.5	4.0	1.929	1.501	28.55 27.2	0.809	95.7	—	—	—	—

注 * 圧密急速三軸試験結果 ** 一軸圧密試験結果

また東京都の江東地区一帯は軟弱なシルト層の圧密沈下現象がいちじるしいが、最近になつて足立区においてもこの傾向が顕著になつてきた。図-3 は本橋架設地点付近における地盤沈下の状況であるが、このため地中にあるウェルや杭に負の摩擦力が作用する。これは支持地盤に対して荷重として働くので、基礎工の設計にはその影響を考えなければならない。

次に地震時に作用する水平力に対して、計画のような基礎の根入長でよいかを確かめる必要がある。そこで建設省土木研究所に依頼して A.P.-35 m までの各層について各種試験 (採取試料土の土質試験、ベーンテスト、

サウンディング、標準貫入試験、K 値測定試験) を行ったが、図-4~7 はその試験結果の一部である²⁾。

4. 設計の基本方針

本橋の設計は次のような基本方針を立てて行つた。

(1) 計画高水位 (A.P.+6.23 m) に対する桁下余裕高は 2.1 m であるが、地盤高の低い本橋付近 (約 A.P.+2.00 m) では、取付道路部分の盛土高が大きくなるので、橋端の桁高をできるかぎり低くする。

(2) 地震時に作用する水平力に対して軟弱な地盤上層部はあまり期待できないので、死荷重は上・下部構造

図-3 西荒井橋付近の地盤沈下

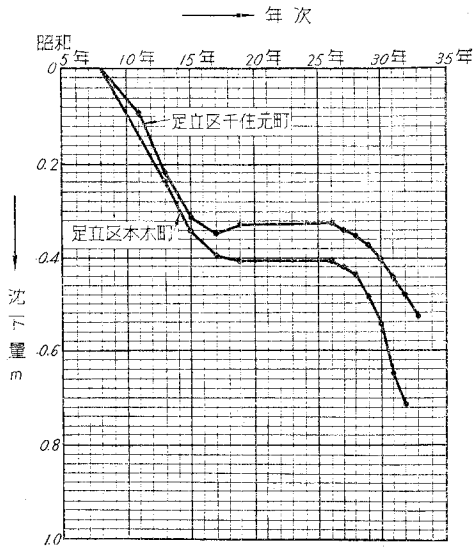


図-4 K 値

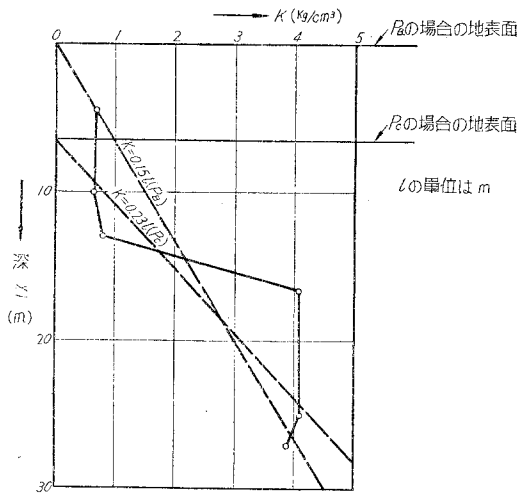


図-6

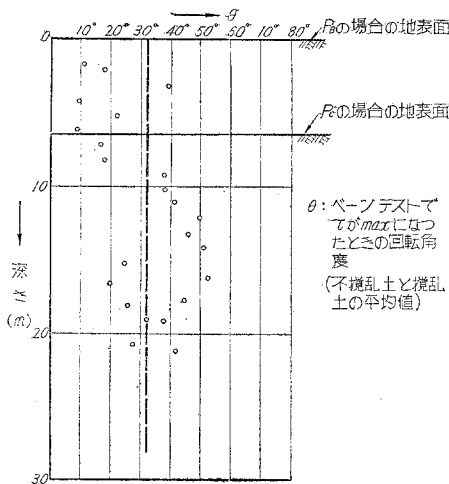


図-5 せん断強度

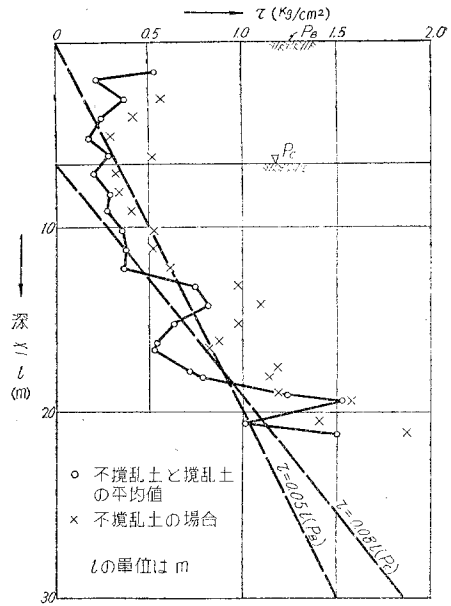
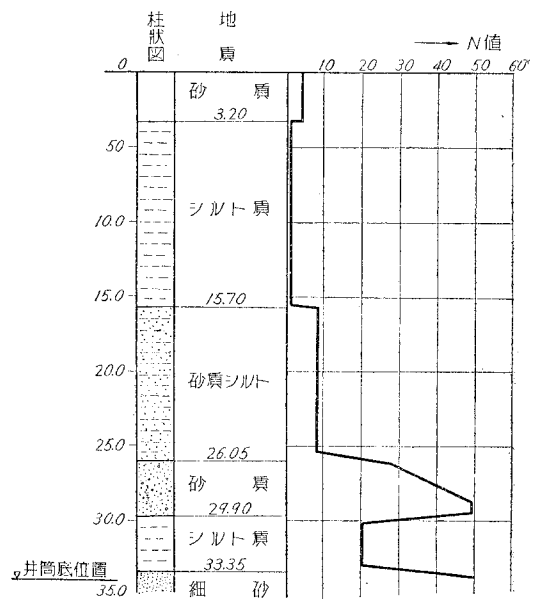


図-7 N 値



ともできるかぎり軽減する。これは同時に支持層の下にあるシルト層の圧密沈下を少なくする。なお本橋では水平震度 $k_h=0.3$ 、鉛直震度 $k_v=0.1$ を採用した。

(3) シルト層の圧密沈下による各橋脚の沈下が一樣でないことも考えられるので、上部構造は外的静定構造にする。

(4) 江東地区の地盤沈下は上層部よりさらに深い層にまでおよんでいるが、最近では 30 m 以下の深層部の沈下が全沈下量の 25~50% にも達するに至った。この傾向は本橋付近においても将来予想されるので、上部構

造は扛上に便利な構造とする。

(5) 径間割については荒川放水路における既設永久橋および低水敷の拡巾計画との関係を考える。

(6) 交通および外観上から視野の妨害のない上路形式とする。

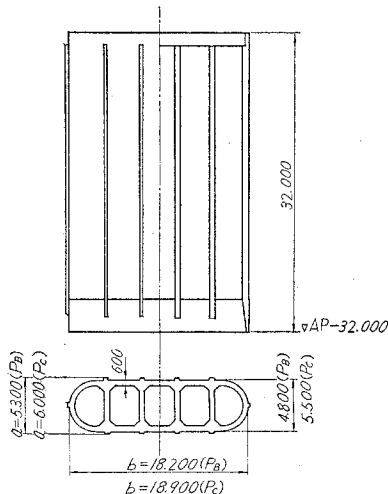
本橋は地形上、高水敷(側径間)部分と低水敷(中央径間)部分とに大別される。橋台および側径間の橋脚では支間が小さくともよいので、鉄筋コンクリート中空杭による杭打基礎とし、中央径間のBおよびC橋脚では支間が大きくなるのでウェルを使用した。また上部構造には死荷重を小さくするために鋼橋形式を採用した。径間割は上に述べた各種の条件について検討を加えた結果、図-1のとおりに決めた。側径間の桁高を橋端より中央に向つて連続的に次第に大きくしたのは、取付部分の盛土高を減ずると同時に、支間の大きい中央径間部分において必要な桁高をうるためである。したがつて側径間の支間は端より中央に向つて次第に大きくなっている。構造形式には側径間では単純支持の活荷重合成格子桁橋を用い、中央径間ではゲルバー式格子桁橋を採用した。中央径間の床部には死荷重を極力軽減するために鋼床板を用い、これを同時に主桁の上フランジの一部として働かせた。

5. 下部構造の設計

(1) BおよびC橋脚(中央径間)

BおよびC橋脚の形状寸法を図-8に示す。ウェルの

図-8



外壁面に垂直に設けた突起は、ウェルを沈下させるのに空気または水をブローさせて側面摩擦を減少させる工法を用いたので、ブローされた空気または水が地表面まで上昇してくる間に片寄らないようにするものである。これはまた地震時に橋軸に直角方向に作用する水平力に対して側面摩擦抵抗を増加させる働きもある。橋脚躯体は

自重を軽くするため中空としたが、主桁の支承の下には隔壁を設けた。

(a) 鉛直荷重に対するウェルの安定計算 表-2にC橋脚基礎地盤の有効増加荷重 Q_t を示す。この場合地盤高は A.P.-5 m でありウェル底面積は 97.4 m² である。軟弱シルト層の沈下によりウェル外壁面に働く負の摩擦力としては、沈下が長期にわたることを考慮して A.P.-6~-19 m のシルト層において 1 t/m² の力が働くとして仮定した。またウェル底面の有効土かぶり圧は浮力を受けた土の単位重量を 1.2 t/m³ (土の単位重量 1.7 t/m³-1.0×1/2 t/m³) として算出し、浮力(基礎地盤の水圧)を理論水圧の半分 16 t/m² と仮定した。

表-2

荷 重 計 算		全 荷 重 (t)	単 位 荷 重 (t/m ²)
構 造 物 荷 重	上 部 構 造 の 死 荷 重	760	
	活 荷 重	530	
	橋 脚 軀 体 重 量	500	
	井 筒 重 量 (150 t/m×32 m)	4800	
	計	6590	
負 の 周 面 摩 擦 力		617	6.3
浮 力			-16.0
ウェル底面有効土かぶり圧			-32.4
ウェル底面有効増加荷重 Q_t			25.5

砂層の許容支持力 q_a は、巾 5 m のフーチングが、 $N=45$ 回/ft の砂層上にあるときの許容支持力 43 t/m² (Terzaghi による)に、砂が飽和しているための係数 2/3 と、ウェル基礎であるための補正係数 2 を乗じて求めた。したがつて、

$$q_a = 43 \times 2/3 \times 2 = 57 \text{ t/m}^2 > Q_t = 25.5 \text{ t/m}^2$$

また荷重がウェル底面から砂層中を 1:2 の割合で拡散して A.P.-39 m 以下のやや硬いシルト層の上面に等分布すると仮定すれば、 $Q_t=8.6 \text{ t/m}^2$ となり、これはシルト層の許容支持力 $q_a=19 \text{ t/m}^2$ (Terzaghi および Skempton による)より十分小さい。

次に上述の有効増加荷重によるシルト層の圧密沈下量は、次式により計算すると約 2.9 cm になった。

$$S = H \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

この程度の沈下量は本橋の場合には許容できるので、中間砂層を支持層としても鉛直荷重に対しては十分安全である。

(b) 水平力に対するウェルの安定計算 地震時に橋軸方向に働く水平力に対しては、側面摩擦抵抗および底面上向反力の影響は小さいから無視し、地盤の側面水平反力(抵抗土圧)のみを考える慣用計算法を用いたが十分安全であつた。橋軸に直角方向に働く水平力に対しては、これらの影響は小さくないから側面水平反力と同時に考える。いまウェルは直角方向には剛性が大きであるか

ら剛体と考え、次の仮定を設ける。ただし現場土質試験結果は、そのまま使用できるものとする。

(i) 側面摩擦抵抗は、ベーンテストによる土のせん断強度 τ とウエルの水平変位 δ との積に比例する。

(ii) 水平基礎地盤係数 K_H は深さに比例して直線的に変化する。

K_H は実測結果 (図-4 参照) から次のように仮定した。

$K_H = 0.23 Z$ (kg/cm³) Z : ウエルの地表面からの深さ (m)

いま計算の便宜上 $k = aK_H/Z$ とおくと $k = 1380$ t/m³ (常数) となる。ただし a はウエルの短径 (突起をふくむ) で $a = 6$ m である。

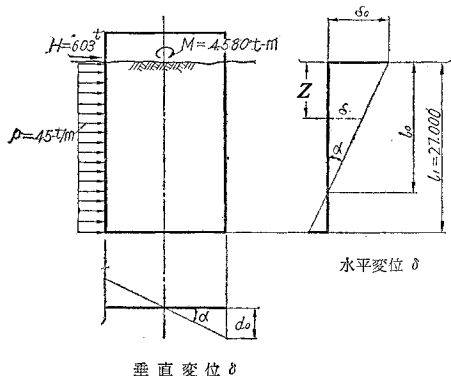
(iii) 土のせん断強度 τ は深さに比例して直線的に変化する。

ベーンテストの結果は図-5 のとおりであるが、地震時には土は部分的に破壊され、一部攪乱の状態になると考えられるので、 τ には不攪乱土と攪乱土の場合の平均値を用いた。

$$\tau = 0.08 Z \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

また土のせん断応力は一般に破壊まで土の変位に比例して増大するから、ウエルの深さ 1 m 当りの側面摩擦

図-9



垂直変位 δ_v

抵抗 f は図-9 より次式で示される。

$$f = \mu\tau \times \frac{\delta}{\delta_b} \times 2b = C \cdot \delta \cdot Z = C \cdot Z \cdot \frac{\delta_0(l_0 - Z)}{l_0}$$

μ : ウエル側面と土との間のせん断強度を表す係数。本橋では垂直な突起が設けてあるので、この値は 1 に近いと考えられるが、安全のため 0.8 とする。

δ_b : 土のせん断破壊時の変位で、ベーンの直径を D とすると $\delta_b = \pi \cdot D \cdot \frac{\theta}{360}$ で示される。土のせん断破壊時におけるベーン ($D = 5$ cm) の回転角 θ の平均は 32° (図-6 参照) なので $\delta_b = 1.4$ cm となる。

b : ウエルの長径 18.9 m

上述の数値により C を計算すると $C = 1703$ t/m³ に

なる。側面水平反力 q は図-9 より

$$q = a \cdot K_H \cdot \delta = k \cdot Z \cdot \frac{\delta_0(l_0 - Z)}{l_0}$$

また底面上向反力によるモーメント M_V は

$$M_V = K_V \cdot d_0 \cdot \frac{I}{b/2} = K_V \cdot \frac{\delta_0}{l_0} \cdot I$$

I : ウエル底面の橋軸についての断面二次モーメント 2570 m⁴

$K_V = K_H$ とすれば $K_V = 0.23 l_1 = 6210$ t/m² となる。

いま地震時にウエルに対して図-9 に示すような水平力 p および H とモーメント M が作用すると、力の釣合条件から次式が得られる。

$$\delta_0 = \frac{1/12(k+C)p l_1^3 + 1/4(k+C)H l_1^4 + 1/3(k+C)M l_1^3 + K_V I (H + p l_1)}{1/72(k+C)^2 l_1^6 + 1/2(k+C)K_V I l_1^2}$$

上式に C 橋脚についての値 $H = 603$ t, $M = 4580$ t·m, $p = 45$ t/m およびその他の値を代入すれば、ウエルの最大変位が求まる。すなわち

$$\delta_0 = 0.75 \text{ cm}$$

土のせん断破壊時の変位 δ_b に対する δ_0 の比は

$$\frac{\delta_b}{\delta_0} = \frac{1.4}{0.75} = 1.9$$

で、また δ_0 の値自体もきわめて小さいから、橋軸に直角方向に対しても十分安全と考えられる。しかし、かりに上部構造に鉄筋コンクリート床版を用いるとして計算すると、 $\delta_0 = 0.94$ cm, したがって $\delta_b/\delta_0 = 1.5$ となり安全率はかなり小さくなる。

(2) 橋台および A 橋脚 (側径間)

橋台および橋脚は遠心力利用、鉄筋コンクリート中空杭打ち基礎とした。杭長はウエル基礎について行つた検討結果より中間砂層まで打込むこととし、30 m 長 (2 本継ぎ) としたが、継手には他における実験結果などを参考にして図子式を採用した。杭の間隔は Terzaghi や Bierbaumer により、支持杭と摩擦杭の間をとつて 4 d とした。杭径 d は水平力に対し軀体の根入だけで十分な橋台の場合には $\phi 40$ cm、軀体の根入だけでは不十分で杭の水平抵抗をも考慮しなければならない橋脚の場合には $\phi 50$ cm とした。

(a) 杭の支持力計算 表-3 は杭 1 本に作用する荷重であるが、負の摩擦力としては、沈下が長期にわたること、杭打ちにより地盤がいちじるしく改良されるこ

表-3

杭径	杭間隔	荷重		使用箇所
		平常時 (負の摩擦力をふくむ)	地震時 (負の摩擦力をふくまない)	
$\phi 40$ cm	1.6 m	60 t	50 t	橋台
$\phi 50$ cm	2.0 m	75 t	90 t	橋脚 A

と、杭は群杭として働くことなどを考慮して、Terzaghiの式により土の平均せん断抵抗を 1 t/m^2 として算出した。杭の許容荷重は地震荷重のような短期荷重に対しては、一般に平常時の $1.5 \sim 2.0$ 倍の値を用いることができるから、本橋の場合には平常時についてのみ検討すればよい。杭先端の砂層では $N=45$ であるが、水で飽和しているので許容支持力は 28.5 t/m^2 (Terzaghi による) となる。したがって杭1本当りの荷重 60 t ($\phi 40 \text{ cm}$ - 1.6 m 間隔) および 75 t ($\phi 50 \text{ cm}$ - 2.0 m 間隔) に対しては十分安全と考えられる。

(b) 水平力に対する橋脚の安定計算 A橋脚では水平力に対して根入による抵抗土圧のみでは不十分なので、杭の曲げ剛性による抵抗も考慮しなければならない。いま杭頭に水平力を受けるものとして、杭を弾性床土上にあるハリとして取扱うと次式が成立する。

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dZ^4} = -d \cdot K_{(y,z)} \cdot y$$

EI : 杭の曲げ剛度

y : 杭のたわみ (水平変位)

Z : 地表面からの深さ

d : 杭の径 50 cm

$K_{(y,z)}$: 地表面からの深さ Z の所で杭のたわみが y なるときの水平基礎地盤係数

上式を解くために

(i) $K_{(y,z)}$ は一般的には y と Z との関数であるが、図-4 に示す実測結果のとおり支配的な影響のある地表面下 5 m までの地層においては、 y, Z に無関係にほぼ一定であつたので常数とする。

(ii) 杭長は無限大とする。

(iii) 杭頭は橋脚躯体に鉄筋により強固に固定されるから $dy/dZ(Z=0)=0$ とする。

なる仮定を設けると、上式の解は次のとおりである。

$$M_Z = \frac{-H}{2\lambda} e^{-\lambda Z} (\sin \lambda Z - \cos \lambda Z) \text{ ただし } \lambda = \sqrt{\frac{dK}{4EI}}$$

$$M_{\max} = \frac{H}{2\lambda}, \quad Q_{\max} = -H, \quad y_{\max} = \frac{H\lambda}{dK}$$

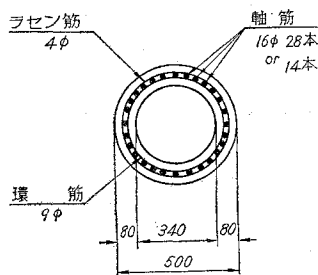
H : 杭頭に作用する水平力

M : 杭に作用する曲げモーメント

Q : 杭に作用するせん断力

いま $E=300\,000 \text{ kg/cm}^2$, $I=260\,000 \text{ cm}^4$, $K=0.7$

図-10 断面図



kg/cm^3 (実測値) であるから $\lambda=3.25 \times 10^{-3} (\text{cm}^{-1})$ となる。杭1本の地震時における抵抗曲げモーメントは、そのときの垂直荷重 90 t を考えると (図-10) $M_R=14.0 \text{ t}\cdot\text{m}$ になる。したがって杭の水平抵抗力 H_P と、そのときの杭頭の変位 y_{\max} は

$$H_P = 2\lambda M_R = 2 \times 3.25 \times 10^{-3} \times 1\,400\,000 = 9\,100 \text{ kg}$$

$$y_{\max} = \frac{H_P \lambda}{dK} = \frac{9\,100 \times 3.25 \times 10^{-3}}{50 \times 0.7} = 0.85 \text{ cm}$$

y_{\max} は橋脚躯体の水平変位であるから、この場合における躯体根入部による水平抵抗力 H_B は、根入部分の K 値を平均して 0.5 kg/cm^3 とすると

$$H_B = K A y_{\max} = 0.5 \times 1\,530 \times 350 \times 0.85 = 228\,000 \text{ kg}$$

A : 根入部分の支圧面積

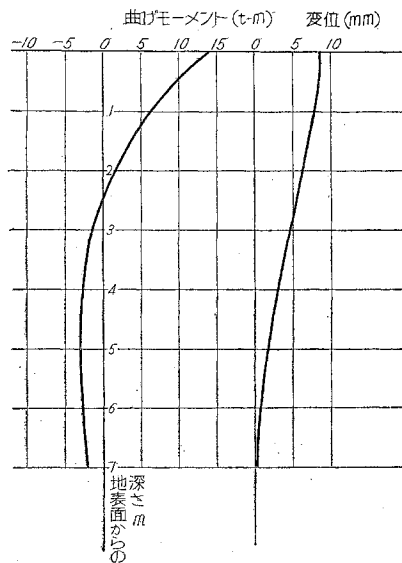
したがって水平抵抗力の合計 H_R は

$$H_R = H_B + n H_P = 228.0 + 32 \times 9.1 = 519.2 \text{ t}$$

地震時に作用する水平力 H は 488.7 t であるから、躯体根入部の側面摩擦抵抗を考慮すれば十分安全であると考えられる。

図-11 は杭頭に $H_P=9.1 \text{ t}$ なる水平力が作用するときの杭の曲げモーメントおよび水平変位図であるが、杭の配筋はこれより杭頭から 5 m までは $\phi 16 \text{ mm}$ -28本、それ以下は $\phi 16 \text{ mm}$ -14本とした。

図-11



6. 下部工事

(1) 橋台および A 橋脚

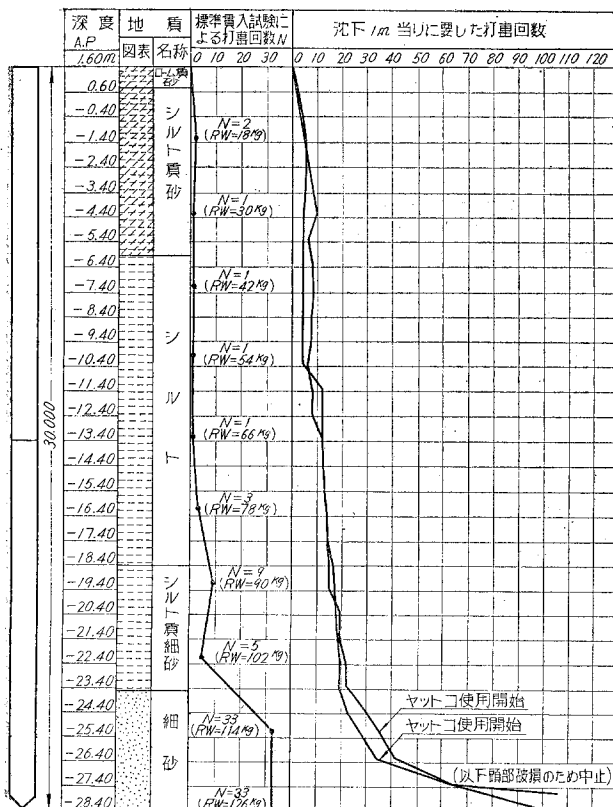
基礎杭 (15 m 2本継ぎ) の打込みは、鋼製ヤグラ (橋台工のみ木製使用) を用い、 3.5 t のもんげんをシングルに吊つて行つた。杭の総数は 344 本 (橋台 88 本、橋脚 256 本) であるが、予算の都合上 32 年度中に橋脚の杭打ち工事を完了させることになつたので、杭打ちはヤグラ

2基により昼夜2交替で1基につき1日平均3.3本の割合(最高8本)で進めた。図子式継手は打込み途中で継手用コンクリートを施工する方式なので、杭が曲がりたり継手コンクリートの打込みが不完全であつたりすると弱くなるおそれがある。そこで本橋ではトランシットを直交する2方向にすえ、たえず杭が垂直に打ち込まれるように注意した。写真-1は継手コンクリートの施工状況である。

写真-1 継手コンクリート施工状況

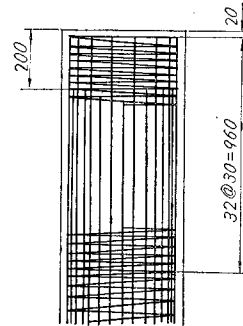


図-13 杭打成績



上杭の上部には曲げモーメントに対応して28本の主鉄筋を配置したが鉄筋が多いことも原因となり、打止りの頃に頭部の破壊するものがあつた。そこで、その後の工事においては、上杭上部の鉄筋を図-12のように配置したが、その効果はあつたと思われる。図-13は杭打ち成績の一部である。

図-12



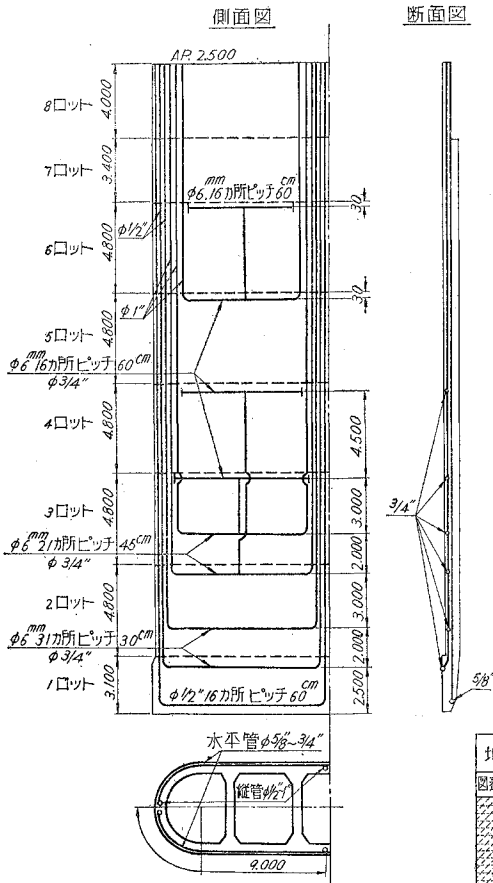
躯体コンクリートには生コンクリート(AE剤としてビンプールあるいはプロテックスを使用)を用いたが、現場においては、たえずランプおよび空気量の測定、供試体の採取を行い品質管理の万全を期した。なお、 P_1 および P_2 橋脚については、 P_3 および P_4 橋脚ウエルの沈下による影響を考慮して、32年度では杭打工のみにとどめ、躯体コンクリートの施工はウエル沈下終了後に行つた。

(2) B 橋脚

ウエルの施工は洪水期をさけて32年10月に着手した。ウエルの長径と短径の比は3.8:1で割合に大きく、また軟弱な地盤中を沈下させるので、最初の3~4ロットまでは自重で急沈下を起し、途中で傾斜するおそれがあつた。そこでまず表土を深さ1mまで砂に置きかえ、これを十分水締めしてからカーブシューの据付けを行つて、第1ロットのコンクリートを施工した。また急沈下や傾斜を防ぐため、前述のようにエアブロー(P_5)またはウォーターブロー(P_6)により、刃先まで掘削しないうちに早めに沈下させる工法を採用した。図-14はブロー用パイプ(噴射管)の配置図であるが、水平管には径3/4inのガス管、縦管には径1~1-1/2inのビニール管を用いた。刃先に配置した内側噴射管は刃先が砂層に達したのちに使う予定であつたが、実際には全然使用しなかつた。外壁の噴射孔は空気と水が併用できるように径6mmとし、30~60cm間隔で下側に密に設けた(外壁面積全体に対しては平均0.45個/m²になる)。

P_5 のエアブローは50IPのコンプレッサー1台と容積2.6m³のレシーバータンク2個を

図-14 ウェル配管図 (P_s, P_e)



用いて行つたが、このほかに 10 HP の 3 段タービン ポンプ (3 in) 1 台を設備し、必要に応じ水を送つてエア ブローと併用した。空気の圧力は 3~8 kg/cm² で、深さに応じて変化させ、原則として上段から順次下段に向つてかけた。また水の圧力は 3.9 kg/cm² で、送水量は 0.56 m³/min であつた。

P_e のウォーター ブローには 30 HP 5 段タービン ポンプ (4 in) 1 台を用いたが、水の圧力は 8 kg/cm² で送水量は 1.12 m³/min であつた。この両工法を同時に採用したのは将来の参考のためで、図-15 は P_e の沈下状況図である。両工法による差は特になかつたが、P_e では水がウェルの内側にまわる傾向が認められた。

沈下中におけるウェル内の水位は放水路における干満による水位の変化 (最大 2.0 m) とは関係なく、ほぼ一定 (A.P.-20 m) であつたが、昭和 25 年に施工した四ツ木橋 (本橋下流 5.2 km) のウェル (深さ A.P.-35 m) のときの水位 (A.P.-15 m) より 5 m 程度低下していた。このため掘削は湧水が少なかつたので 15 HP ポ

ンプ 2 台で排水しながら人力により行つた。しかし細砂層の近くにおいては排水によりクイック サンドを起す傾向が認められたので、ただちに空掘りを中止し水中ガット掘りに切りかえた。排水による細砂層の弛緩状況はウェルの底において直接サウンディングを行つて調査したが、大体刃先から 1~1.5 m の深さまで影響がおよんでいた。

ブローにより側面摩擦を切つて沈下させる工法は、刃先が砂層に達する頃より、刃先における支持力の増大と下段の水平管が詰つたため効果を示さなくなつたので、載荷を行つた。荷重には鋼材、鋼塊、土砂などを用いたが、載荷重の合計 (止水壁の重量 76 t をふくむ) は P_s で 654.5 t、P_e で 697.2 t になつた。これはこのときのウェルの自重 2333 t の約 29% に当る。

33 年 8 月に刃先が所定の深さまで達したので、潜水夫を入れて刃先の地盤の状況を調査させたが、2 回にわたる土質調査結果とおりの砂層の存在を確認できたので沈下作業を中止した。図-16 は沈設後の水平変位図である。中埋コンクリートの打設は底開きバケットを用い、水中にて行つた。躯体は中空構造なのでコンクリートの

図-15 ウェル沈下状況 (P_e)

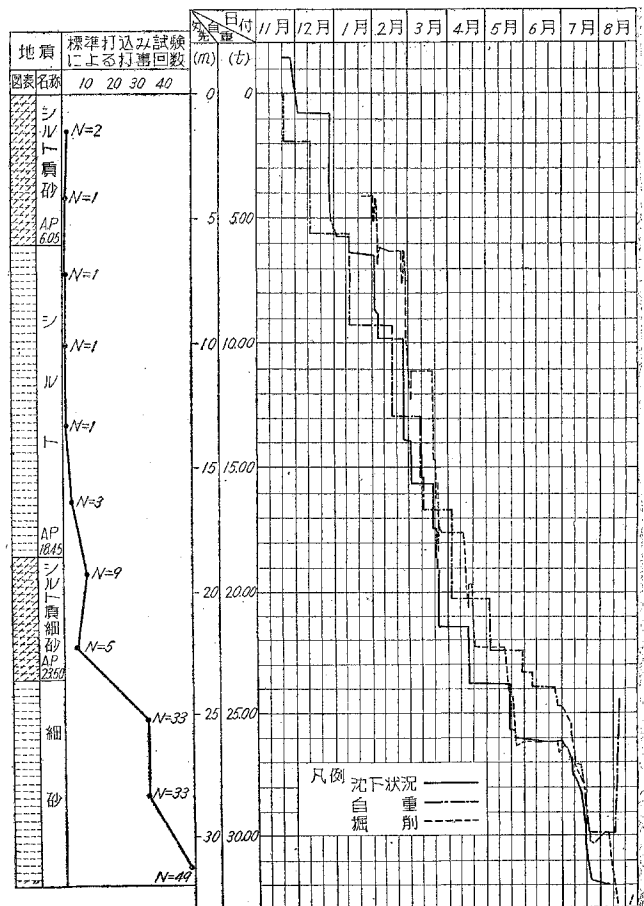
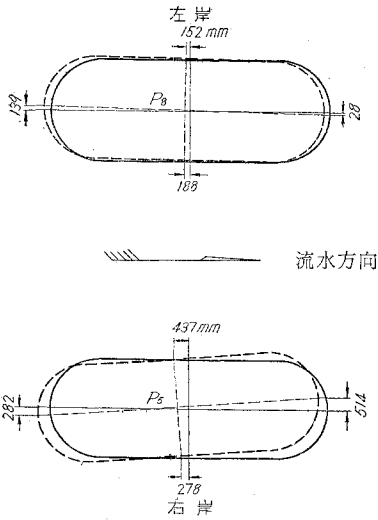


図-16 ウェル水平変位図

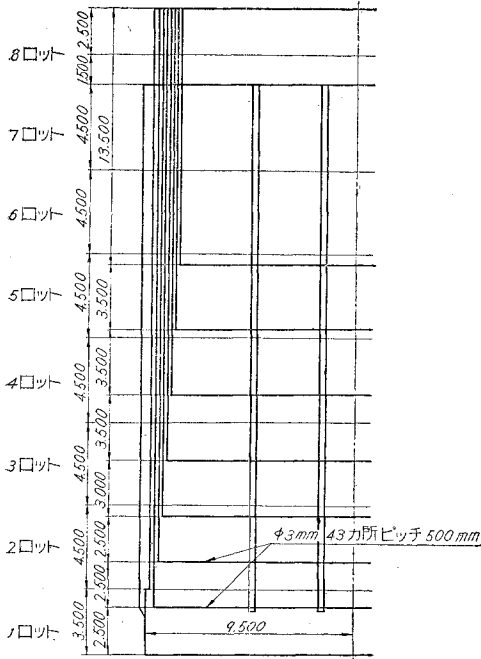


打設は内側型枠を取除くため2回に分けて行つた。

(3) C 橋脚

C橋脚は低水敷の水深の大なる所(満潮位 A.P.+2.5 m)に築造するので、鋼矢板を用いる築島工法によつた(33年10月着手)。鋼矢板には P₆では(水深最大5 m)八幡皿型 長13.0 m, P₇では(水深7 m)IV型 長15.0 mを使用し、ウェル外壁に対して1.6 mの余裕をとつて口形に打ち込み、I形鋼と四隅に設けたターンバックルで締付けた。それからガットで川底を水平に掘削し、砂を P₆では厚2.5 m (A.P.-1.0 m まで)、P₇では厚3.5 m (A.P.-1.5 m)に敷きならしてカーブシューの

図-17 ウェル配管図 (P₆, P₇)



すえつけを行つた。低水敷では川底の泥土の下はただちに軟弱なシルト層になるので、刃先が敷砂の層を抜けると急激に支持力が減じて急沈下する。そこで砂層を抜ける前に隔壁の下に角材を挿入し、支持面積を増加させて急沈下を防いだ。

噴射孔の径はB橋脚における経験から3 mmとし、水平管1段ごとに縦管を配置した。図-17はその配置図であるが、B橋脚におけるような刃先の噴射管は設けなかつた。また詰つたときのために内壁に掃除用のバルブを設けたが、結局使用しなかつた。B橋脚ではブローに空気を用いるのがよいか、水を用いるのがよいか明確にならなかつたので、C橋脚でも P₆は空気、P₇は水による工法を採用した。地盤を荒さない点では前者の方がよいが、設備の簡単な点では(特に低水敷では便利)後者の方がすぐれている。しかし本橋におけるような地盤では水によると土砂の崩れ込みが多く、傾斜しやすくなるから避けた方がよいと思う。

C橋脚のウェルは34年9月に沈設したが、中埋コンクリート施工前に、1000 tの荷重を載荷して支持力試験を行つた。

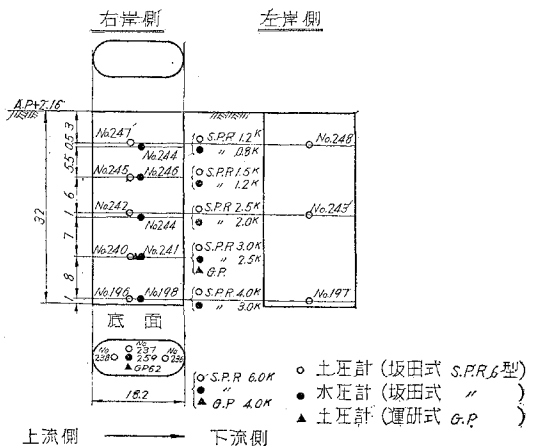
7. 土圧測定

ウェルの沈下に当り、工事の安全を期するとともに将来の設計の参考に資するため、沈下中および沈設後の土圧および水圧の測定を行つた³⁾。なお測定は今後とも行う予定である。

(1) 土圧計、水圧計の種類および配置

土圧および水圧を測定するため 図-18 に示す位置に土圧計および水圧計を取付けた。土圧計13個のうち、11個は坂田式 S.P.R. 6型(直径156 mm, 厚さ37 mm)とし、2個は運研型(G.P.)とした。取付け後1年10カ月を経過しているが、現在のところ S.P.R. 1個、運研型1個が測定不能となつているほか、他はすべて働いて

図-18 土圧計および水圧計の配置

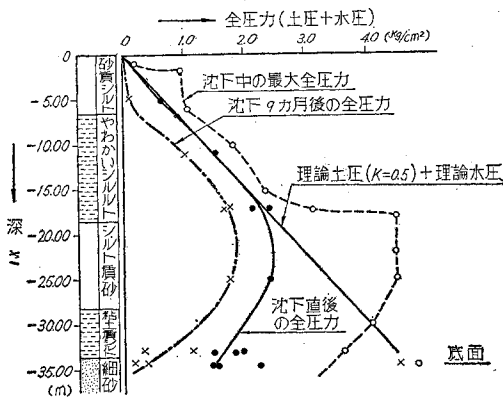


いる。水圧計は6個取付けたが、測定不能は1個である。土圧計および水圧計の原理や構造については省略するが、土圧計には置針があつて最大土圧を読み取ることができるようになっていいる。

(2) 側面全圧 (土圧+水圧)

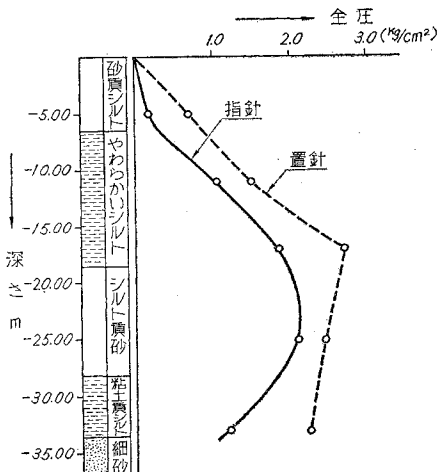
図-19 に示す沈下中の最大全圧曲線は、置針で測定した各深さにおける最大全圧を記録したものである。これらの値はほとんど刃口位置の土圧計により、ウエルが急沈下を起した直後に記録された値で、ウエルを設計する際に用いた理論土圧 ($k=0.5$) と理論水圧の合計値より深さ 30 m までは $0.2\sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$ 大きく、30 m 以下では逆に小さくなつていいる。しかしこの急沈下直後の最大全圧は時間の経過とともに減少していいる。

図-19 側面全圧



ウエル沈下完了直後の全圧は、ウエル側壁に取りつけた土圧計の実測値を各深さごとに記録したもので、深さ 15 m までは理論値と一致していいるが、それ以下では小さくなつていいる。沈設後の全圧は、3ヵ月間は多少の変化は認められたが、その後一定値を示してあり、沈設後 9ヵ月では沈下直後に比較して $0.5\sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 小

図-20 鋼矢板打込時の側面全圧



く、理論値よりも小さい値を示していいる。

また現在まで数回軽微なる地震があつたが、その影響は全く記録 (置針による) されていいない。なお土圧測定を行つていいるウエル P₀ から、52.7 m 離れた橋脚 P。施工のために鋼矢板を深さ 10 m まで打ち込んだが、その影響が土圧計の置針に $0.5\sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の圧力増加として明確に記録された (図-20)

(3) 底面全圧 (土圧+水圧)

ウエル沈設後の底面全圧は、沈下後 3ヵ月内で最大値を示し、その後の変動は認められない。図-21 にその時間的変化を示す。ウエル内水、橋脚躯体コンクリートの施工などによる荷重増加は、底面全圧の測定値に影響をおよぼしていいない。したがつてウエル側壁に作用する摩擦力、粘着力がこれらの増加荷重を受け持つと考えられる。底面上流側の土圧計 (No. 238) のみは設置後 40 日間に 5 kg/cm^2 の大きな値に達し、9ヵ月後もそのままの状態である。ウエル底面直下の細砂層の弛緩状況ではその理由を説明することができず、また転石流木など

図-21 底面反力

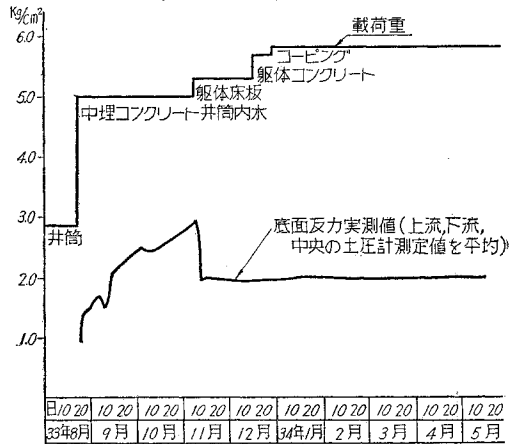
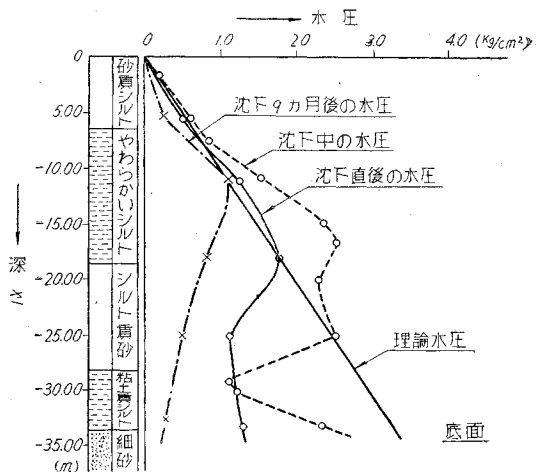


図-22 水圧分布



の存在も考えられないので、その原因は不明である。

(4) 側面水圧

図-22 に示す側面水圧のうち沈下中の水圧曲線は、各深さにおいて沈下中水圧計に現われた最大値を記録したものである。水圧計には置針がないため、噴気中の水圧増加は記録できなかつたが、オッシロによる測定結果からはほぼ $\pm 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の水圧変化が認められた。

沈下直後の水圧は深さ 18 m まで理論水圧と一致し、それ以下は小さくなっている。9 ヶ月経過した後では深さ 11 m の位置における値だけが沈下直後の水圧（理論水圧）と一致したが、その他の位置では $0.5 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 減少している。底面水圧計 No. 239 は測定不能となつたので、刃口の水圧計から底面浮力を推定すると、沈下直後で理論値の約 24%，9 ヶ月後で約 8% になつている。

(5) 噴気中における全圧および水圧の変化

噴気中の土圧計および水圧計の変化を、オッシロにより測定したが、噴気中には刃口的全圧力は減少し、水圧は増大している。その上の段の土圧計および水圧計はその逆の傾向を示している。沈下中ウエルが傾斜してこのような現象になつたものと思われるが、実測値が少ないため断定することはできない。

(6) 側面摩擦 f_s の推定

ウエルに加わる荷重は、一部はウエル底面の反力により、一部はウエル側面に作用する摩擦力および粘着力により支持される。ウエル周囲の土が圧密沈下を起す場合には、ウエル側面の摩擦力および粘着力は荷重としてウエルに作用する。

いまウエル底面の反力を測定値より求めると、ウエル側面に作用する摩擦力および粘着力を推定することができる。

$$Q_d = Q_p + S \cdot f_s \cdot D_f$$

ただし

Q_d : ウエルに加わる荷重

Q_p : " 底面の全反力

S : " の周長

f_s : " 側面に作用する、単位面積当りの摩擦力と粘着力との和

D_f : ウエルの深さ

上式を変形すれば

$$f_s = (Q_d - Q_p) / (S \cdot D_f)$$

ウエル沈下直後および9 ヶ月後の f_s の値を上式より計算すると

$$\text{沈下直後} \quad f_s = 1.72 \text{ t/m}^2$$

$$9 \text{ ヶ月後} \quad f_s = 2.24 \text{ t/m}^2$$

ウエルの設計には土の圧密沈下による負の摩擦力を考えているが、現在のところそのような状態にはなっていない。

終りにウエルの安定計算については東大 星塾教授および三木助教授、土圧測定については建設省土木研究所福岡技官、宇都技官および橋梁基礎委員会の方々の御指導を頂いたことを深謝する次第である。

参考文献

- 1) 星塾 和・三木五三郎：西新井橋橋脚の安定性の検討のために行つた土質調査について、第4回日本道路会議論文集
- 2), 3) 橋梁基礎委員会が「土と基礎」に35年4月ごろ発表予定

“伊勢湾台風の全容”写真集発行

中部日本新聞社より標記の記録写真集が11月末日発行された。新聞社のもつ機動性を十分に駆使し、忠実に惨状を追っている貴重な資料である。定価が非常に安いと思われるのも特長であろう。同じく同社から“伊勢湾台風記録”として9月26日より10月26日までの中日新聞の縮刷版も刊行されている。

伊勢湾台風の全容（記録写真集）B4判 104 ページ 定価 300 円

伊勢湾台風の記録（上） B4判 570 ページ 定価 500 円

申込先：名古屋本社（名古屋市中区御幸本町通 2-24）

東京支社（東京都千代田区内幸町 2-22）

新界推奨の
外国品に優る
AE 剤

特許 236887号

発売元
福昌化工株式会社
東京都中央区日本橋室町3の3 TEL(24)1846

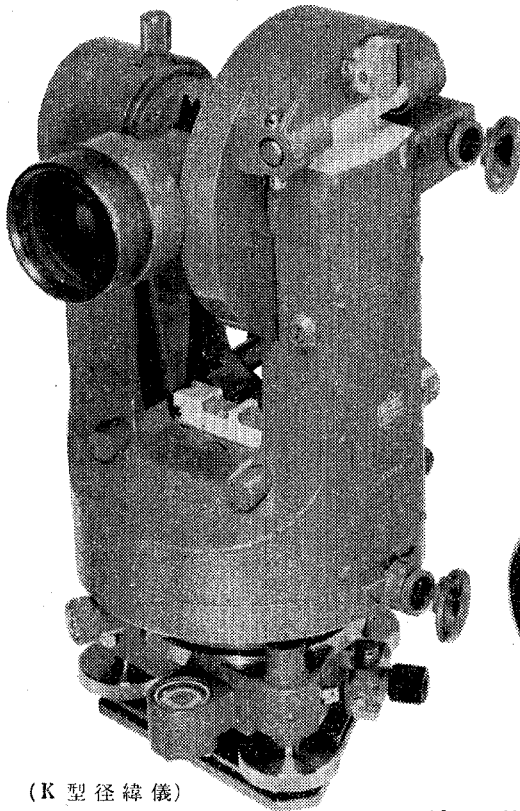
製造元
荒川林産化学工業株式会社
東京・大阪 工場 大阪今福工場

イカル

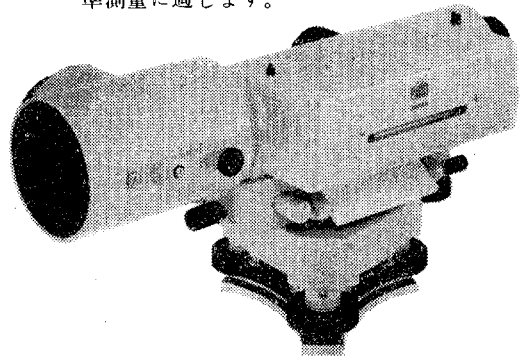
最も理想的な内焦式アナラクチック光学系望遠鏡

日本光学の 測量機

- **トランシットH1型** 目盛は副尺20秒読でコンパクトで堅牢な構造に出来て居り、土木・建築用に適します。
- **トランシットH1型照明装置付** H1型の水平高低目盛望遠鏡が照明付であり坑道・地下道・夜間等の測量に便利です。
- **トランシットH2型** H1型と同じ性能ですが、望遠鏡は倒像で口径40mmで明るく見易くなっております。
- **K型径緯儀** 目盛はガラス製12秒読みで顕微鏡によって読定でき望遠鏡は口径大で精密測量に適します。
- **垂直器** 測点設定の垂直転位及び定点の変位観測等に便利です。
- **二重像タキメーター** トランシットH2型の望遠鏡に装置し測距標尺を併用して能率的な精密距離測量が可能です。
- **レベルE3型** 新しいチルチングスタイルで望遠鏡の口径大で、気泡像の合致も見易くなっております。
- **レベルE5型** E3型と同じスタイルですが、気泡像が望遠鏡同視野内で観測できて能率的です。
- **レベルE3型照明装置付** 合致気泡像、円型気泡管、望遠鏡が照明付で坑道・地下道・夜間等の観測に便利です。
- **レベルS型** 望遠鏡は高性能で、気泡像は同視野観測、オプカルマイクロと精密標尺付で精密水準測量に適します。



(K型径緯儀)



(レベルS型)

カタログご希望の方は誌名をハガキに記入の上お申込下さい

特約店

岩崎測量器株式会社
 札幌市北7条西5丁目
 本郷商店
 函館市末広町3番地
 株式会社樋口商店
 青森市大町1番地
 株式会社木内商店
 秋田市広小路
 株式会社砂子田商店
 盛岡市栄服町1番地
 株式会社仙台測器所
 仙台市大町2番地
 須賀台製所
 仙台市田町6番地

三笠商店
 東京都中央区日本橋室町4番地
 旭商会東京支店
 東京都中央区銀座東8番地
 明光産業株式会社
 東京都文京区小石川1番地(林友会館内)
 株式会社よしや測量機械店
 新潟市古町5番地
 株式会社旭商会
 名古屋市中央区南大津通り4番地
 金剛測量製図器械店
 大阪市東区京橋1番地
 筒井測器株式会社
 広島市紙屋町6番地

有限会社片岡器械店
 山口市下笠小路3番地
 水上洋行福岡支店
 福岡市薬院中庄町5番地
 金剛株式会社
 熊本市銀座通2丁目
 久永度量衡株式会社
 鹿児島市山ノ口1番地
 久永度量衡(株)東京支店
 東京都中央区銀座東1番地



日本光学工業株式会社

本社 東京都品川区大井森前町
 営業部 東京駅新前新海上ビル8階
 サービスセンター 東京駅前新丸ビル1階 大阪駅前梅田ビル5階・札幌市大通り大通ビル2階