

土木研究所資料

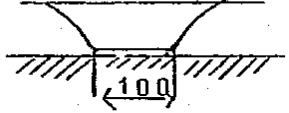
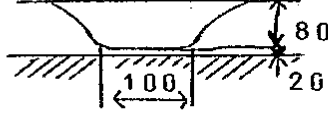
第 331 号

場所打ぐいの施工に関する調査資料

昭和 42 年 10 月

建設省 土木研究所

場所打ぐいの施工に関する調査資料 正誤表

頁	行	誤	正
5~6	表	ケーシング	ケーシング
"	"	ケーシング揺動	ケーシング揺動
9	図	ベントぐい $\phi 1,000\text{mm}$	ベントぐい $\phi 1,000\text{mm}$
11	表	$K = 2.0\text{Kg} /$	$K = 2.0\text{Kg} / \text{cm}^2$
"	図	$66@500=3300$ * $\rightarrow$	$66@500=3300$ $\rightarrow 500$
16	図	図中に左側に浅草方を右側に日光方を入れる (別紙図-1参照)	
21	9	メタンガス量 $0.1\% > 1.5\%$	メタンガス量最高 $0.1\% < 1.5\%$
24	10	$M_{\max} P=500\text{t}$	$M_{\max} P=500\text{t}$
24	17	$EL-6\text{m}$	$EL-36\text{m}$
33	下の図	$\longrightarrow$ 深度	$\longrightarrow$ 深度 (m)
44	1	ジャッキ、アップ	ジャッキアップ
"	9	所定の深、約 60m	所定の深さ約 60m
45	9	相当な透水	相当な逃水
46	12	5m	5cm
"	図-6		
48	14	キレイ	きれい
"	下 1	従卒の	従来の
49	表	ケーシング引抜	ケーシング引抜き
51	表	$\phi 1,000$ の断面積平均の設計の項の 1.950 を 0.950 にする	
55	表	くい径 ビット径 (mm)	くい径 ビット径
"	表	別表を参照のこと	

頁	行	誤	正
56	表	表中の圧縮強度の項で494.9を454.9にする	
64	12~13	孔底をさらえたのち	孔底をさらったのち
"	19	30~1時間	30分~1時間
68	下 7	間 接 的 に	間 歇 的 に
73	下 3	上端より距離	上端よりの距離
77	2	試 験	試験体を作成し
81~82	表	鉄筋引上げ基掘削	鉄筋引上げ再掘削
86	図	(rp)の項の上の方の2.29, 2.62を1.29, 1.62になおす	
87	表	ジェット及2 tonモンテン	ジェット及び2 tonモンテン
"	下 6	$F = \alpha W \cdot H$	$F = 2 W \cdot H$
88	図	主鉄筋間に1本つつ増量	主鉄筋に1本つつ増量
89	表	b 許容反持力	b 許容支持力
"	"	反 持 力	支 持 力
91	10	ミルト質粘土	シルト質粘土
93	下 2	溶 接 士	溶 接 工
"	下 1	士 士	士 工
"	下2.3	}印を下1行から下4行まで広げる	
95~96	表	表中の掘削長, 天端下り, くい実長の項の, を, になおす。	
"	"	くい番号 $P_6 - 6$ の2130を2230になおす。	
97~98	表	表中の掘削長, 天端下り, くい実長の項の, を, になおす。	
"	"	$P_2 - 1$	$P_1 - 1$
"	"	$P_3 - 2$ の39500を29500になおす。	
99	表	備 考: $\phi 1.0 m$	備 考: $\phi 1.0 m$
101	表	1.01	1.01
103	表	表 - 4	表 - 3
105	下 5	ならないが普通	ならないのが普通

頁	行	誤	正
110	1	新 明 治 の	新 明 治 橋 の
"	2	表 - 5	表 - 4
111	3	場 合 と 比 較	場 合 と の 比 較
112	10	行 っ た。 ボー リ ン グ	行 っ た ボー リ ン グ
113	図	表 - 7	図 - 7
114	2	例 で こ え で も	例 で こ れ で も
"	9	(9 t 吊 り 0.6 m の シ ョ ベ ル ト	9 t 吊 り (0.6 m の シ ベ ル と
117	表-8	平 均 杭 数	平 均 杭 長
"	表-8	2 5 7.	2 5.7
118	表	1 5.5 2	1 2.5 2
"	表	1.4	1.0 4
119	1	測 定 は 別 図 の 左 岸 側	測 定 は 左 岸 側
121	13	結 論 を い え ば , 結 論 を い え ば	結 論 を い え ば ,
122	1.4	ト ス パ ン で	小 ス パ ン で
"	下 7	設 計 す る よ り は	設 計 を す る よ り は
129	8	(1-1,000×190×19×32×5,500)	(1-1,000×190×19×32×5,500)
131		図-5の下に別紙の図-6を入れる。(別紙図-2参照)	
134	下 8	設 計 支 持 力 に 下	設 計 支 持 力 に は
140	1	プ ロ ッ ト し た も の を	プ ロ ッ ト す る と
142	15	突 出 し た 位 置 h に	h 突 出 し た 位 置 に
"	式	n	h
144	8	$M = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{1}{s}$	$M = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{I}{\sigma_s Y_s}$
153	1	九 州 地 建 別	九 州 地 建 よ り
158	下 6	載 荷 試 験 結 果 (別 図 表 参 照)	載 荷 試 験 結 果
"	下 4	カ ル ウ エ ル ト 工 法	カ ル ウ エ ル ド 工 法
"	下 3	上 記 の 1 . 2 で	上 記 の a , b で

頁	行	誤	正
159	下 4	鉄筋がずれる	鉄筋がずれる
"	下 1	純カブリ	純カブリ
"	"	10 cm 以上がない	10 cm 以上がよい

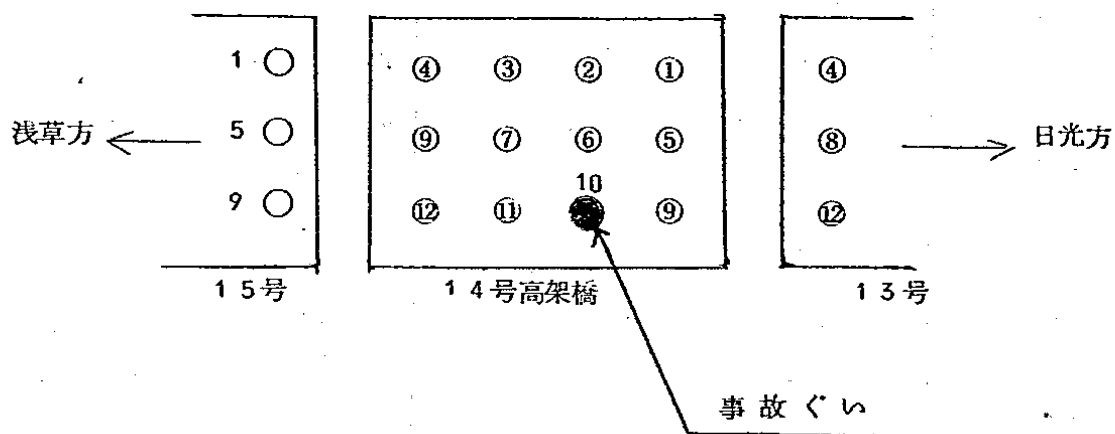


図 - 1

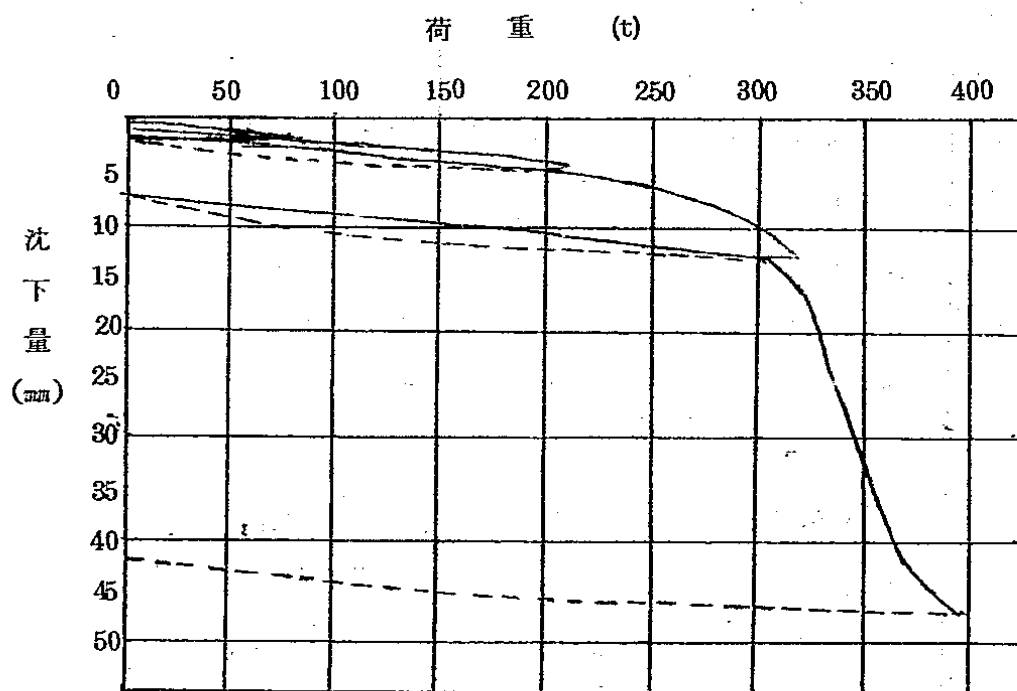


図-6 P₆ 橋脚試験ぐい 荷重-沈下曲線

図 - 2

1.113	1.113	1.113	1.094	1.094	1.094
1.130	1.130	1.130	1.105	1.105	1.105
1.124	1.124	1.124	1.097	1.097	1.097
1.237	1.237	1.237	1.314	1.314	1.314
1.137	1.137	1.137	1.144	1.144	1.144

目 次

1. ま え が き	2
2. 場所打ぐいの調査結果一覧表	3
3. 関東地建 - 1 「場所打コンクリートぐいの信頼性について」 首都国道工事事務所	9
4. 関東地建 - 2 「リバース基礎について」 利根川下流工事事務所	39
5. 関東地建 - 3 「ベノトぐいのコア強度及び事故記録」 横浜国道工事事務所	73
6. 関東地建 - 4 「鉄筋コンクリートぐいの打ち込み試験結果」 利根川下流工事事務所	85
7. 関東地建 - 5 「場所打コンクリートぐいの信頼性について」 宇都宮国道工事事務所	89
8. 中国地建 - 1 「リバースサーキュレーションドリル工法による 基礎ぐいの設計並びに施工についての問題点」 広島国道工事事務所	99
9. 中国地建 - 2 「リバースぐいの載荷試験について」 広島国道工事事務所	125
10. 参 考 資 料	153

1. ま え が き

本資料は、昭和 42 年度建設省技術研究会共通部門指定課題「構造物基礎形式の選定について」の調査にさいして、建設省各地万建設局および北海道開発局から提出された場所打ぐいの施工に関する調査資料を取りまとめたものである。場所打ぐいの施工性、信頼性の評価については、場所打ぐいの性格として不明確な点が多く、基礎形式選定上の障害となっている。本資料は、技術研究会に提出された各局の場所打ぐいの施工性および信頼性に関する技術的評価の裏づけ資料としてまとめられたものである。

昭和 42 年 10 月 31 日

土木研究所基礎研究室

吉	田	巖
駒	田	敬 一
足	立	義 雄
吉	岡	繁

2 場所打ぐいの調査結果一覧表

地 建 名	橋 梁 名	河川および 道 路 名	基礎地盤	工 法 名	くい径 (m)	根入長 (m)	載 荷 試 験				施工管理の成功例	事 故 ・ 失 敗 例	評 価
							鉛直	水平	引抜	その他			
北海道 開発局	豊 平 橋		玉石まじり 砂礫地盤	アースドリル工 法	1.0	6.0～ 11.0				コア 試験	Ⅰコンクリートの品 質管理および試験	リバースぐいの失敗例 (施工本 数 50本) Ⅰ玉石層にあたり堀削がスムー ズに行なわれなかった	工期、工費で選定したもので騒音、振動などの 施工上の要求から採用したものではない。信頼 性については、載荷試験を実施し、確認をして いる なお、軟弱地盤に泥水工法などで施工する場 合には問題が残るが、支持地盤が比較的浅く、 洗堀の心配があり、大きな水平力を受けるとこ ろでは場所打ぐいは経済的である
	新石狩大橋	地方道 札幌沼田線	砂礫地盤	リバースサーキ ュレーション工 法	1.27	30.0～ 36.0	単ぐ い	単ぐ い、 組ぐ い			Ⅰ施工時間の測定 Ⅱ孔径、深さの測定 Ⅲ水圧のコントロー ル Ⅳコンクリートの使 用量測定	Ⅱ鉄筋建込中に孔壁が崩壊した Ⅲ地盤内に埋木があり、堀削中 に孔内を乱し、砂がクイック サンド現象を起した	
	旭 川 大 橋			アースドリル工 法	1.0	8.0～ 12.0	単ぐ い	単ぐ い、 組ぐ い					
東 北 地 建				アースドリル工 法	0.6							堀削中に孔壁の崩壊が発生し、 転石などの除去を人力でおこな った	
関 東 地 建	小野川水門	小 野 川	砂質地盤	リバースサーキ ュレーション工 法	1.1～ 1.4	54.0				コア 試験		リバースぐいの失敗例 Ⅰケーシングパイプの傾斜によ り鉄筋の建込がスムーズにお こなわれなかった Ⅱ堀削の失敗 Ⅲコンクリート打設の失敗	Ⅰリバースぐいについて 経済性に重点を置かず、施工性に対する安全 度を十分にみるならば場所打ぐいは信頼でき る。とくに、鉄筋の座屈、コンクリートの品 質の極部的低下、クイックサンドによる施工 の不完全などは注意する Ⅱアースドリルぐいについて 構造物の重要度、土質、地下水位、くい長 くい径などを十分に考慮して施工すれば信頼 できる
	草加高架橋	草加 バイパス	砂および 礫地盤	アースドリル工 法	1.0	24.0～ 29.60				資料 調査	Ⅰ支持層の確認 Ⅱくい孔深度の検尺 Ⅲコンクリートの強 度試験 Ⅳ施工時間の測定	Ⅰバケット措置ビンの切断によ りバケットが孔底へ落下した	

地 建 名	橋 梁 名	河川および 道 路 名	基礎地盤	工 法 名	くい径 (m)	根入長 (m)	載 荷 試 験				施工管理の成功例	事 故 ・ 失 敗 例	評 価
							鉛直	水平	引抜	その他			
	東武鉄道立 体交差高架 橋	国道6号線	東京砂層地 盤	ベノト工法	1.0～ 1.1.0	3.2.0～ 3.5.6	単ぐ い	単ぐ い		コア 試験	Ⅰ 支持層の確認 Ⅱ 掘削機械の据付 Ⅲ ケーシングの建込 み時の検査 Ⅳ 偏心の測定 Ⅴ 掘削後の地下水の 状況を検査する	Ⅰ 鉄筋の共上り 10件 Ⅱ 座 屈 3件 Ⅲ トレミー管、ケーシングの引抜 き不能 4件	
北 陸 地 建	和南津橋	国道17号 線	玉石まじり 砂礫地盤	ベノト工法		6.0～ 1.1.0					特になし	Ⅰ 施工機械の故障 Ⅱ 地盤が玉石まじり礫地盤であ るため施工速度が低下した	Ⅰ 施工性、工期、工費などを比較し、工法の決 定を行なう Ⅱ 安全度については、構造計算よりも施工上の 安全性を重視する
中 部 地 建	港新高架橋	名 四 国 道	砂質地盤	アースドリル工 法	1.0	1.1.0～ 1.3.0	単ぐ い			深層載 荷試験 貫入試 験	Ⅰ 市街地で施工する 場合、ベントナ イト溶液の処理には 十分検討すること Ⅱ 砂質地盤での鉄筋 およびケーシング の建込み(孔壁を 壊すおそれあり	事故例なし	Ⅰ 安全性は、打込み時の反応をみて判断する Ⅱ 無騒音とはいえ、くい頭コンクリートのハッ リ時にはかなりの騒音がでる Ⅲ 安全率として、許容応力を陸上のものの70 %程度に落す
	共和高架橋	"	砂・砂礫地 盤	ベノト工法	1.0～ 1.1.0	1.6.0	単ぐ い				Ⅰ 鉄筋のカブリのと り方および接合の 仕方 Ⅱ 砂地盤でのケーミ ン揺動は、地盤を 締固する恐れがあ る	事故例なし	

地 建 名	橋 梁 名	河川および 道 路 名	基礎地盤	工 法 名	くい径 (m)	根入長 (m)	載 荷 試 験				施工管理の成功例	事 故 ・ 失 敗 例	評 価
							鉛直	水平	引抜	その他			
近畿地建			砂礫地盤 (大阪基礎層)	ベント工法	0.8～ 1.0	25.0	単ぐ い	単ぐ い	単ぐ い	出来上 り調査、 コアー 試験	i 支持層の確認および根入長の検査 ii コンクリートの強度試験 iii 鉄筋の組立および強度試験 iv スライムの除去、内水の補給 v 掘削深さの検測	i 施工不能となったもの 2件 ii 鉄筋の共上り 7件 iii ケーシングの引抜不能 2件 iv 鉄筋の沈下 17件 v 人身事故 2件 vi その他 多数	既成ぐい工法と比して、場所打ぐいは施工上の信頼性が劣しい。また、選定は、騒音、振動の影響などの施工上からの要求により行なった
中国地建	新比治山橋 新明治橋		砂礫地盤	リバースサーキ ュレーション工 法	1.20	26.0～ 40.0	単ぐ い	単ぐ い		コアー 試験	i コンクリートの強度試験 ii ぐいの根入れ長、 くい径の測定 iii コンクリート打設 時の検査 iv 清水の入替え	i 水圧不足による孔壁の崩壊 ii ケーシング頭部振動による孔 底のブロー発生	管理を十分におこなえば信頼性は劣らない。むしろ場所打ぐいには支持層の確認ができる点からみて安全性は高い場合もある。場所打ぐいの取扱いは既成ぐいと同等に行ない、選定の場合には、工費、工期を重視する。この場合差が少なかったら、現場の条件によって決定する
	平野橋	国道2号線	砂礫まじり 砂地盤	" (試験ぐい)	1.0	22.0～ 22.5	単ぐ い	単ぐ い					

3. 関 東 地 建 - 1

場所打コンクリートぐいの信頼性

首都国道工々事務所

§ 1. 概 説

本調査の資料とした工事区間の地層図を図 - 1 に示す。

§ 2. 場所打ち R C ぐいの使用

- ① 本工事において採用した場所打 R C ぐいの種類は「ベノトぐい」であり、その形状並びに本高架橋の標準横断面図その他は図 - 2, - 3 に示す。

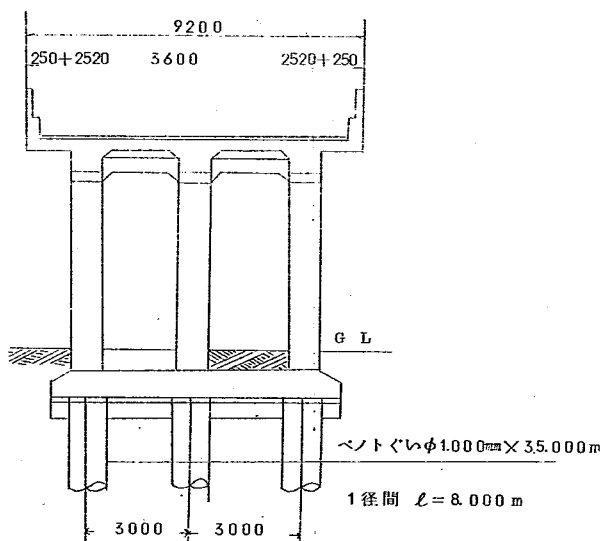


図 - 2 鉄道三径間ラーメン橋標準図 (二線三柱式)

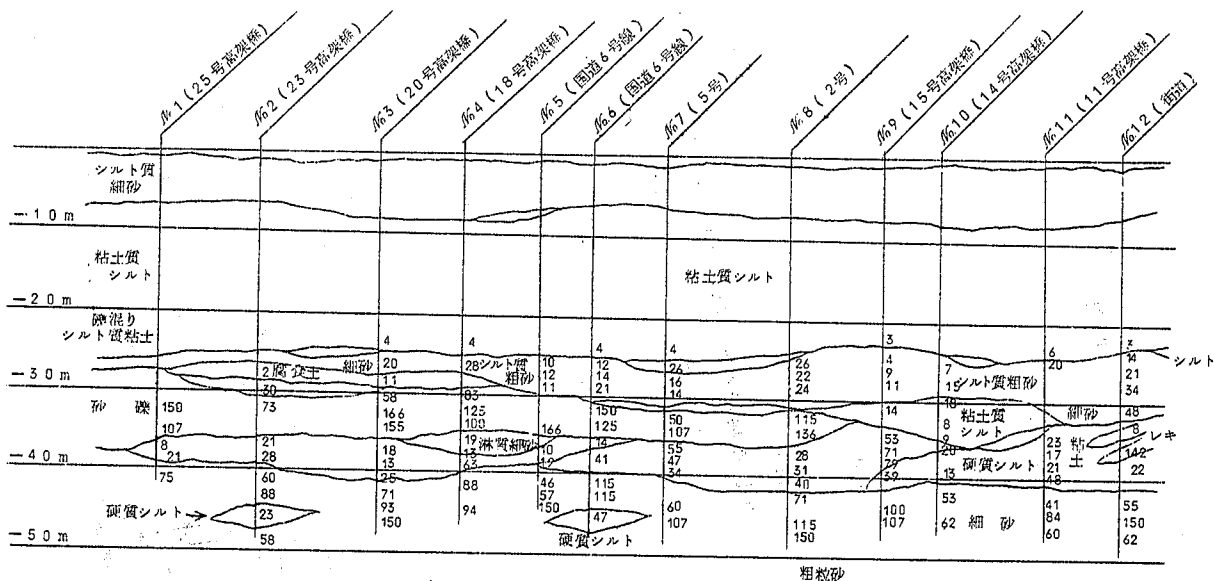
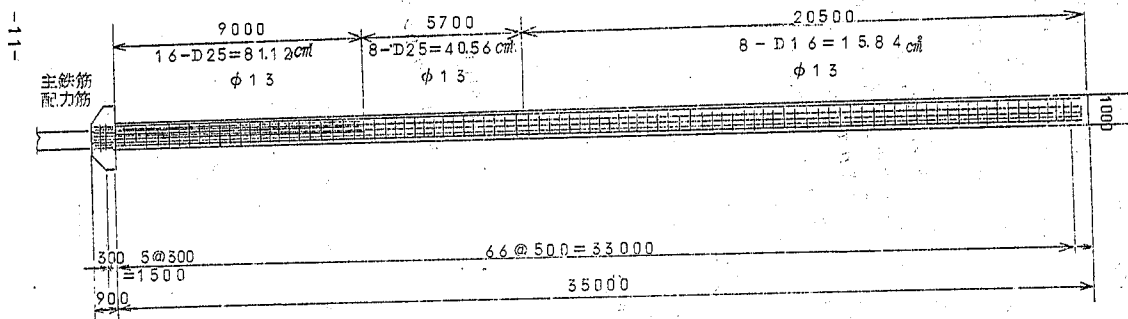


図-1 地層想定図

図-3 ベルトぐし配筋標準図

設 計 条 件

横方向地盤係数	$k = 2.0 \text{ Kg/}$
ベルトぐし弾性係数	$E = 2.1 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$
ぐしの断面積	$A = 7850 \text{ cm}^2$
β	0.00264 cm^{-1}



ベントぐいは、一般にN値50以上の通称「東京礫層」（くい長35m前後）を先端支持層としている。

② ベントぐい採用の理由

ベント工法はいろいろの特徴があるが、本工事において特にベント工法を採用入れた主な理由は次のとおりである。

(1) 本工事区間は非常に軟弱な地盤であり、設計支持力を得るためには地下30～40mの深部に迄くいを打ち込まねばならないこと。

(2) 施工性に危険が少ないこと。

つねに鉄道営業線に接近して作業をおこなうため、一寸の事故も許されない。

(3) 民家が密集しているため、振動と騒音については特に注意を要すること。

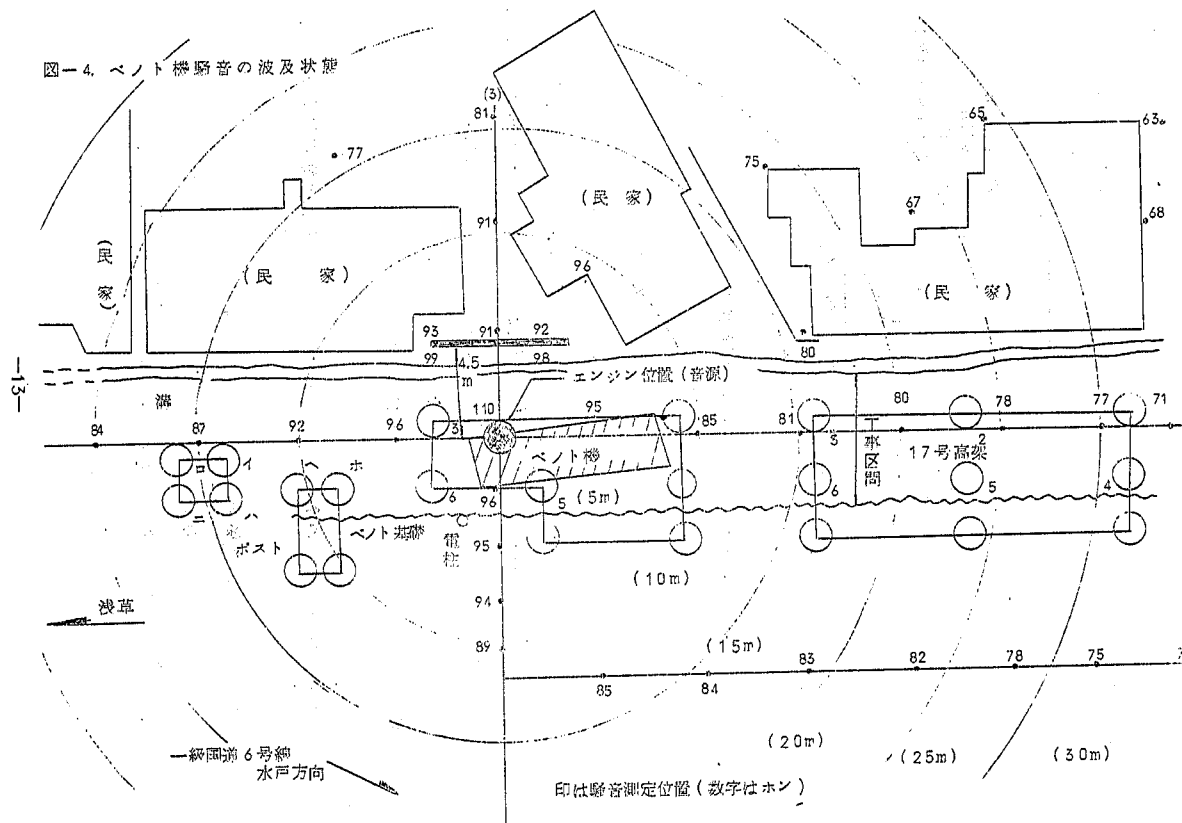
ベント工法は、既成RCぐい等のくい打ちに比べて、比較的振動も騒音も少ないものとされている。

そこで本工事では、この騒音についての測定を行なったのでその結果を図-4、図-5に示す。

ここで参考までに音量と騒音源との関係を記すと次のようになる。

音 量	現場での主な騒音源
100～115 ホーン	シートパイル打ち、リベット打ち、RCぐい打ち
100～110 〃	クラクション、コンプレッサー操動、ベント機操動
90～100 〃	くぎ打ち、タガネ打ち
80～90 〃	コンクリート練り、ウインチ操動
70～80 〃	鉄 骨 溶 接
60～70 〃	石、繰、管の切断
50～60 〃	静かな事務室

図-4. ベント機騒音の波及状態



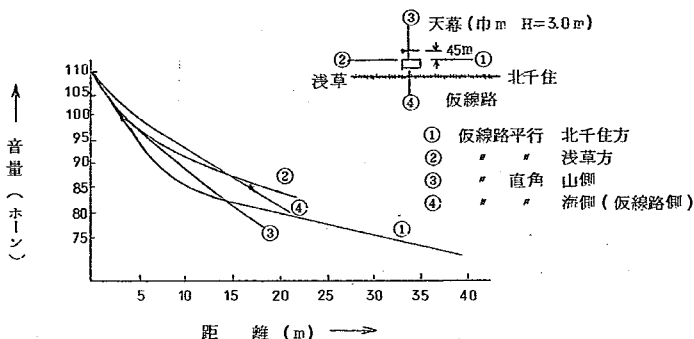


図-5 ベノト機騒音の減衰状態

図-4と前表とを照し合せてみると、ベノト機も可成りの騒音が発生することとなるが、くい打ちに關しては、他のものより(鋼管、既成RC)は騒音量が少ないし、又騒音の減衰曲線が急であることは注目値する。

なお振動についての調査は、あえて行なわなかった。これはベノトくい施工は、他の工法と比べて振動に關しては明らかに小さいからである。

以上がベノトくいを採用した主な理由であるが、この場所打RCぐいに対する設計上の信頼性をどのように考えているかについて記述する。

ベノトぐいの設計条件

一般の既成RCぐいなどと比べて劣るものであると言う観点に立って設計した。

a) くいのヤング係数 $E = 210,000 \text{ Kg/cm}^2$

b) 材料の許容応力度

$$\text{コンクリート} \begin{cases} \text{施工目標強度} & \sigma_{28} = 300 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{設計強度} & \sigma_{ce} = \frac{300}{3} \times 70\% = 70 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

但し 70 % は施工性の低減率

鉄 筋 (SD30) $\sigma_{sa} = 1,600 \text{ Kg/cm}^2$

これらの他は、すべて一般のRCぐいと同じく考えている。

§ 3. 場所打ちRCぐいの施工にあたっての失敗、事故の事例について
ある工区での失敗、事故の統計を下表に示す。

ベントぐいの失敗事故統計

単位：匹

工 区	杭本数	杭 長	杭 径	延杭長	平均杭長	備 考
1	176本	$\overset{m}{33.900} \sim \overset{m}{36.500}$	$\phi 1,000 \overset{mm}{8}$ ~1,100	$\overset{m}{6,113.600}$	$\overset{m}{34.740}$	$\phi 1,000 \sim 167$ 本 $\phi 1,100 \sim 9$ 本 $\phi 1,000 \sim 31$ 本 $\phi 1,100 \sim 6$ 本
2	37 "	$\overset{m}{34.600} \sim \overset{m}{65.600}$	"	$\overset{m}{1,286.400}$	$\overset{m}{34.770}$	
3	78 "	$\overset{m}{32.600} \sim \overset{m}{47.900}$	$\phi 1,000$	$\overset{m}{3,063.900}$	$\overset{m}{39.280}$	
試験杭	1 "	$\overset{m}{35.600}$	"	$\overset{m}{35.600}$	$\overset{m}{35.600}$	
計	292本			$\overset{m}{10,492.500}$	$\overset{m}{35.960}$	

事故 区 区 区	鉄筋井 上り1 m以上 (本)	鉄筋井 上り1 m以下 (本)	座 屈 (本)	トレミー ケーシング 引抜不能 (本)	杭先端 屈折 (本)	無事故 (本)	合 計 (本)	備 考
1	2	5	1	0	0	168	176	$\frac{8}{176} = 4.5 \%$
2	0	1	0	0	0	36	37	$\frac{1}{37} = 2.7 \%$
3	1	1	2	4 ケーシング 1 トレミ 3	1	69	78	$\frac{9}{78} = 11.5 \%$
試験ぐい	0	0	0	0	0	1	1	0
計	3	7	3	4	1	274	292	$\frac{18}{292} = 6.2 \%$

50 ~ 70cm
程度
程度

このうち次の2つの事故について記述することとする。

(その1) 14号高架橋ベントぐい (No. 10) の事故

(a) 事故概要

本ぐいは、掘削の途上深さ35m附近においてケーシングの揺動ができなくなったため、Water-Jetにより揺動を与えた後一旦埋戻し再度施工した。

ところが再度施工時において、コンクリート打設中に原因不明の土砂が、ケーシング内に流入したため施工を再度中断し、後日両サイドにベントぐい2本を施工したものである。

(b) ベントぐい位置及び地層断面

ベントぐいの位置、ケーシングチューブの建込み状況及び、地層構成状況は次のとおりである。(図-6、-7)

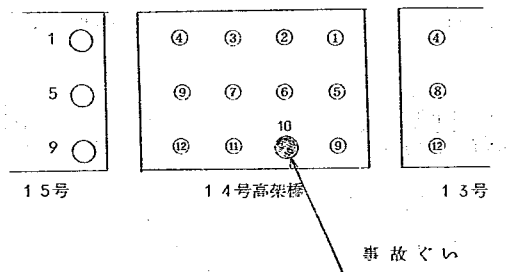


図-6 ベントぐいの配置

(c) 作業状況

① 堀削～埋戻しまで

月 日	時 間	状 況
4月4日	0:30~3:00 3:00~16:30	移 動 据 付 堀削 7本目(3938m)のケーシングを建込み、堀削しようとしたが、油圧装置、故障
5日	(4日) (5日) 16:30~3:00	油圧パイプを修理したがまったく揺動せず、
5日~8日	3:00~2:30 (5日) (8日)	Water-Jet による段取り～実施～揺動再開
8日	2:30~24:00	揺動再開後は、ケーシングを全部引抜き、全部川砂で埋戻しした。 埋戻し砂の圧密を待って後日再度堀削をすることとした。
8日~12日		この間は別のくいを施工。

② 再度堀削～再々度埋戻しまで

4月 12日~13日	(12日) (13日) 17:00~20:00	再度堀削し、GL-35.5m 位迄掘進したがベノト機(フランスEDF-55型)の故障が多く、(油圧ポンプ)機械を取替えることとした。
13日	20:00~24:00	GLより-20m位迄は、ケーシングを建込んだままとし、(-20m迄引抜く)それ以下即ち-20m~-35.5m までを土砂で埋戻しした。

③ ベント機の取りかえ

月 日	時 間	状 況
4月15日	12:30~5:00	ケーシングはそのままとし、EDF-55型をEDF-Supperに取り替える。
16日	3:30~23:30	堀削再開~完了 (GL-20.0~40.70m迄) 延べ堀削時間約50時間。
16日~17日	23:00~15:30 (16日) (17日)	鉄筋建込み~トレミー管建込み。

④ コンクリート打込み

17日 15時30分より

生コン車5台目(15m³)を投入した時、コンクリート高は管天から22.00mあった。

その時のケーシング刃先は管天より30.38mだったので6mものを1本引抜いても1.0m位のラップは充分とれるものと判断し、(予定は管天より23.3m)、6mものを引抜いた。(6mのケーシングを引抜けばコンクリートは約1.3m下がる)ところが、ケーシングチューブを取り外してコンクリート高を測定したところコンクリート高は管天より18.0mとなっていた。

ここで、コンクリート天端に疑問をもちながらも誤測と見做し、次のトレミー管の引抜きにとりかかった。ところがトレミー管はどうしたものか抜けなかったので作業を中止し、コンクリート天端を再度検測したところ、天端は更に14.50mとコンクリートを投入しないのに上昇していた。

これについていろいろ検討した結果、ケーシングのまわりの土砂に流動性があり、それが流入したのではないかということとなり施工を中断した。

その後の堀削孔は、すでに現場に到着していたコンクリートを土砂の代りに投入しケーシングを引抜いた。

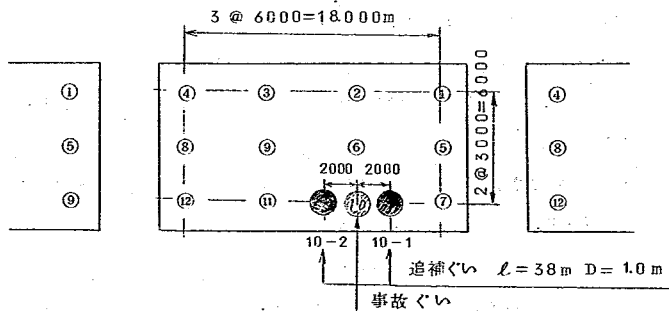
(d) 原因と対策

(原因)

- ① 4本目のケーシング(6mもの)を引き抜いた時、コンクリートが予想以上に下り(普通1.2~1.3m)、コンクリート天端とケーシングの刃先とのラップ長が少なくなり、まわりから土砂が流入したもつと思う。
- ② ケーシングチューブのまわりの土砂は、再々度に亘って砂の埋戻しを行なったものであり十分に締っておらず、それが流動性をもっていたことは充分考えられる。そのような状態のもとでの施工にもかかわらず、ラップ長1.0m前後の判断は甘かった。
- ③ 施工途上においてベント機の故障が多く施工に長時間を要したこと。これは一に機械の整備点検が不行届きであったことである。

(対策)

- ① 事故ぐいは前述(c)の作業状況でも記述した通り、コンクリートにて埋戻した。
- ② 事故ぐいの両側に図-8の如く2本のベントぐいを施工した。



注) 追補ぐいは本ぐい(事故ぐい)より鉄筋量を下げたものとした。

図-8 追補ぐい

(その2) 橋台ベントぐいの事故

(a) 事故の概要

GLより-3.196m迄(管天より-3.24m)予定通り堀削完了し、鉄筋を建込み、トレミー管を建込んで、スランプ19cm程度のコンクリートを3 m^3 (生コン車1台分)を投入し、2mもののケーシングを引抜こうとしたが、揺動が非常に重く(揺動油圧70Kg/cm²)、15分間かかってもようやく35cm程度しか引抜くことができなかった。

その後更に揺動を続けたが、時間とともに揺動量が少なくなりコンクリート投入後30分位で、まったく揺動不可能となってしまった。このときのコンクリートと、ケーシングとのラップ長は約4.6mであった。

そこで約3時間かけてケーシングチューブにワイヤーをかけ滑車を2個用い、ベント機の主動ウインチを利用してケーシングチューブを引張ってみたが、“びく”ともしなかった。そこですでに投入した3 m^3 のコンクリートをグラフハンマーで除去し、鉄筋の引き上げを行なおうとしたが、コンクリートを打設してからすでに3時間を経っており、これも断念せざるを得なかった。

(b) 地層断面及びケーシング建込状況

次頁図-9参照。

(c) 事故の原因と対策並びに今後の考慮すべきこと。

(原因)

ケーシングの揺動ができなくなった原因としては

- ① 25.5~30.0m 附近における砂層や腐食土との縁が完全にたち切れていなかったため、粘着力の増大を招いた感がある。
- ② 引き抜き時の揺動ジャッキの油圧はEDF-55型では最高120 Kg/cm²まであげることができるが、どうしたものか最大で70 Kg/cm²しか上らなかった。(揺動ジャッキの整備不充分?)
- ③ ケーシングの傾き(管底で60mm)があった。

以上の3点が大きな要因と思慮されるところである。

(対策)

揺動可能な位置迄ケーシングを切断して埋殺し、それから上については普通の施工を行なった。

(揺動可能な位置を確認るにケーシングを2回切断した)

なお、この切断作業に対しては、酸素及び、メタンガスが許容限度にあるかどうかについて「労働安全衛生規則」を守り実施した。

作業箇所酸素量 最低 18% > 規則 16%

メタンガス量 < 0.1% > < 1.5%

作業は送風装置を施こし、図-10 のようにして行なった。

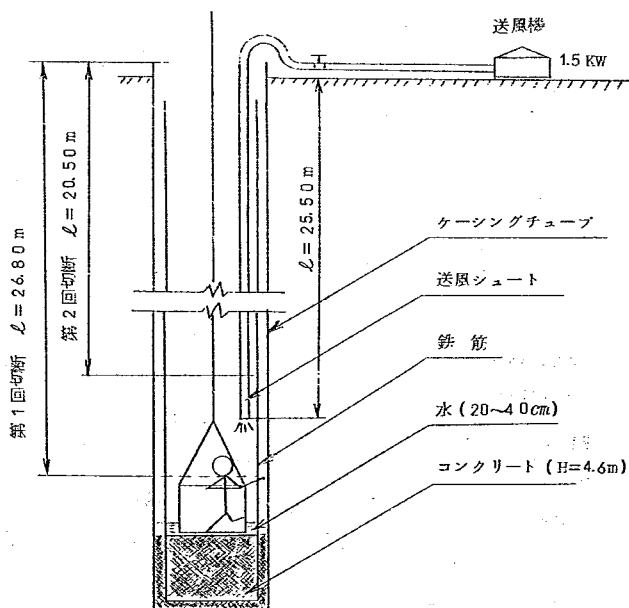


図-10 ケーシングチューブ切断作業状況

(今後の問題)

- ① 揺動を充分に行なうこと。
- ② ベノト機の整備に留意しながら施工を進めること。
- ③ ケーシングチューブの傾きに特に留意して建込むこと。

§ 4. 場所打ち R C ぐいの信頼性を実証する調査について

本項については、これまで述べて来た施工現場とは異なる現場における載荷試験の結果を記述したい。

以下本調査の概要について記述する。

1. 試験の内容

A 鉛直載荷試験 Max P = 500 t
(許容支持力 250 t)

B 水平 〃
杭頭固定 (鉛直荷重 300 t) 最大加力 65 t
(許容横方向支持力 65 t)
杭頭自由 最大加力 45 t

2. 試験地点地盤および試験ぐい

試験地点地盤は図 - 11 に示すとおり E L - 6 m までは N 値 15 以下の沖積層であり、特に E L - 6 m ~ - 25 m の間は N 値 3 以下の軟弱な粘性土層となっている。

試験ぐいは E L - 37.6 m に N 値 50 以上の洪積砂層を支持層とするベノトぐい (φ 1,000 mm 配筋 D - 32 mm 20 本) として図 - 11 に示すように打設した。

3. 試験方法

3 - (1) 試験装置

図 - 12 に示すように試験ぐいと同一の本ぐい 2 本を控えぐいとして試験を実施した。

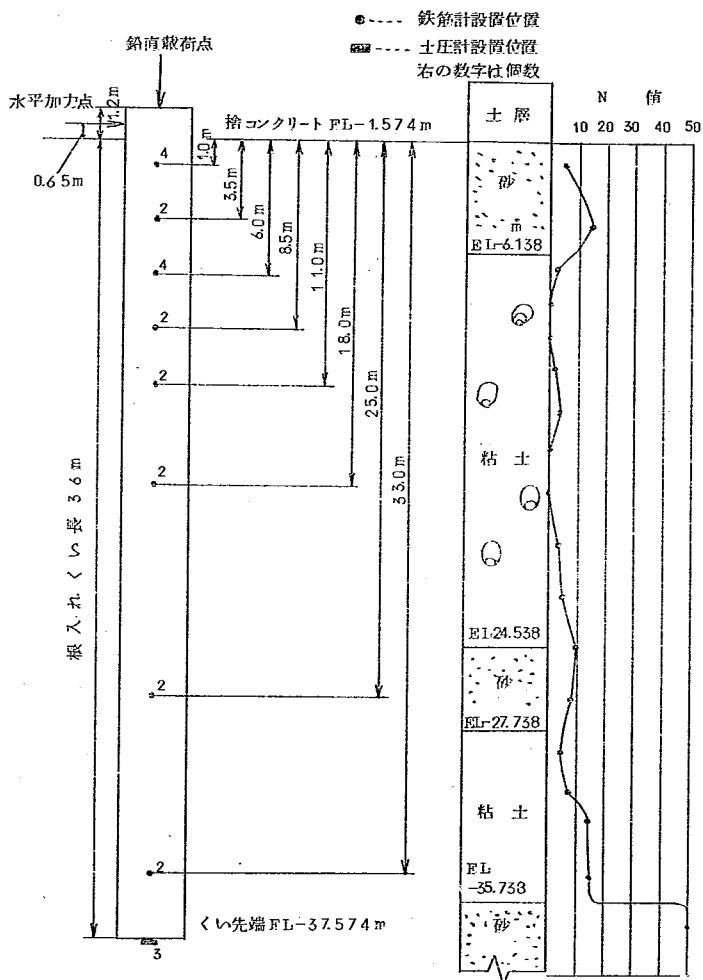


図-11 試験地点地盤及び試験くい位置図

3-(2) 試験方法

表-1, 表-2 に示した荷重段階にて載荷しつつ, 試験ぐいの変位量, 鉄筋応力およびぐい先端部の土圧を測定した。

表中○で囲んだ荷重段階にて, 鉄筋ならびに土圧の測定を実施した。

(表-1) 鉛直載荷試験荷重段階表

サイクル	荷 重 段 階	単 位 ton
1	0→20→40→60→80→(100)→80→60→40→20→0	
2	0→40→80→120→(160)→(200)→160→120→60→0	
3	0→60→100→150→200→(250)→(300)→250→200→100→0	
4	0→100→150→200→250→300→(350)→400→350→300→200→100→0	
5	0→100→200→250→300→350→400→(450)→(500)→450→400→300→200→0	
6	0→500→0	

(注) 許容支持力: 300t

(表-2) 水平加力試験荷重段階表

杭 頭	荷 重 段 階	単 位 ton
固 定	(0)→2.5→(5)→7.5→(10)→7.5→5.0→2.5→0	
"	0→5.0→10→12.5→(15)→17.5→(20)→15→10→5→0	
"	0→10→20→22.5→(25)→27.5→(30)→32.5→(35)→25→10→0	
自 由	0→(35)→10	
固 定	0→35→(45)→(55)→(65)→40→20→0	
自 由	0→35→(45)→20→0	

(注) 許容水平力: 65t

4. 試験結果

(a) 鉛直荷重に対するくいの支持力及び支持機構

図-13, 14に載荷試験結果及び支持力検討用の図を示す。これから検討すると試験結果として次のことが言えよう。

(i) 鉛直荷重 500 t 以内では、くい先端地盤の降伏、または破壊現象はみられない。従って鉛直荷重に対するくいの支持力は少なくとも 500 t 以上である。

(ii) 鉛直荷重 500 t 以内では、載荷量の大部分はくいとくい周面地盤との摩擦力によって支持されている。なお、載荷重 400 t ~ 500 t の間で $Q_L = 1.7.8 m$ までのゆるい粘土層の摩擦力は降伏したものと思われる。

(b) 水平荷重に対するくいの横抵抗

図-15~17に載荷試験結果及び検討用図面を示す。またくい頭の固定度を確認するため図-18に示す

2点④, ⑤における変位差

Δh と水平荷重との関係を

くい頭固定（ジャッキによる固定）の場合とくい頭自由場合とについて比較すると図-16のようになる。

このことからくい頭はほぼ固定されていたと考える。

次にくい頭固定の場合、水平荷重 65 t のときの変位から K 値を求めると次の様になる。

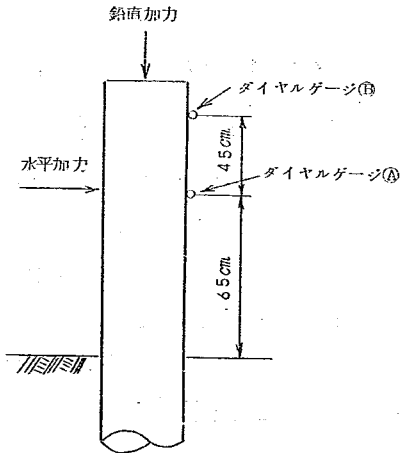


図-18

$$K = 7.5 \text{ Kg/cm}^2/\text{cm} (\text{くい頭固定})$$

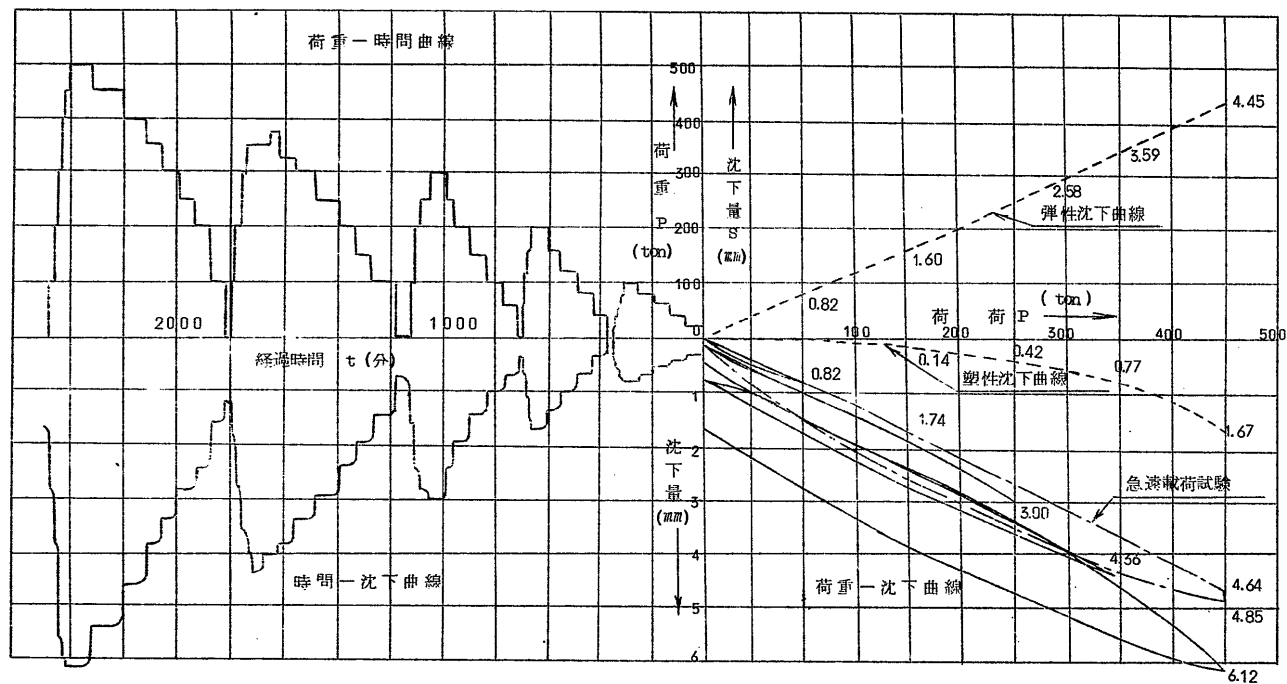


圖 - 13 鉛直載荷試驗結果一覽圖

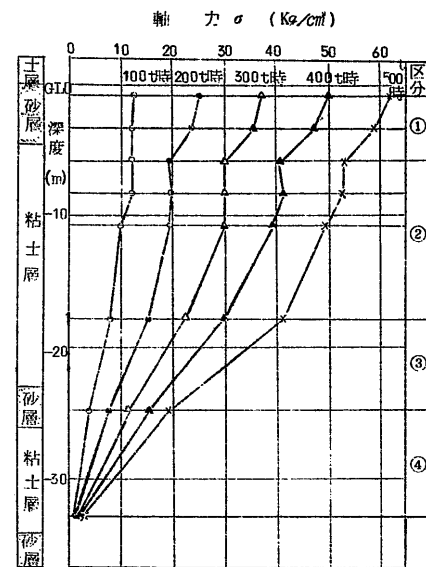


圖 - 14 軸方向應力分布圖

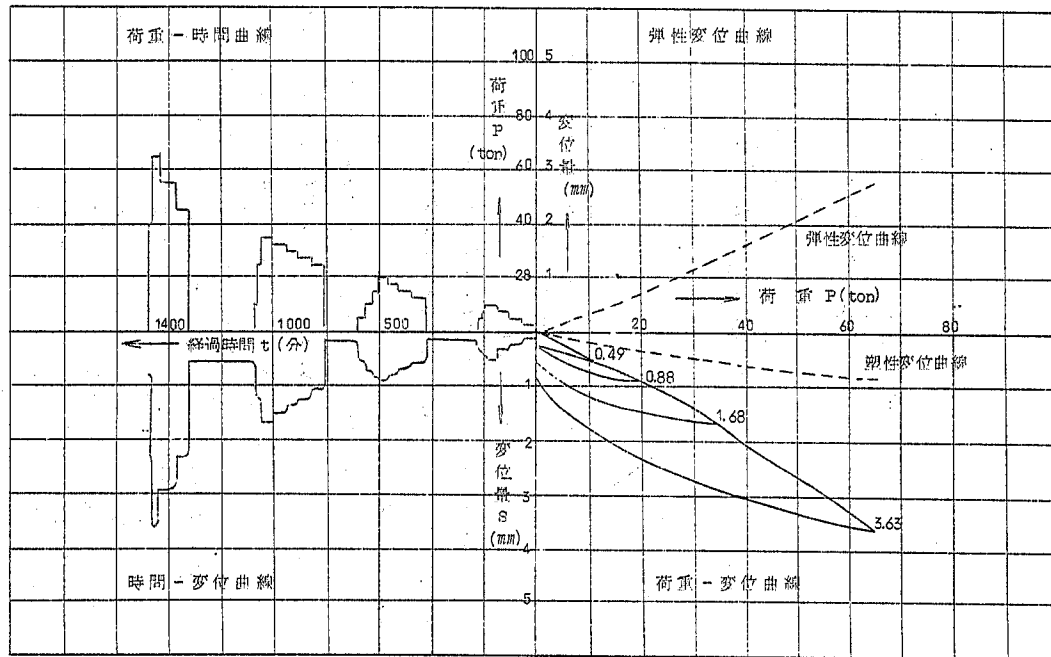


圖 - 15 水平加力試驗結果一覽圖

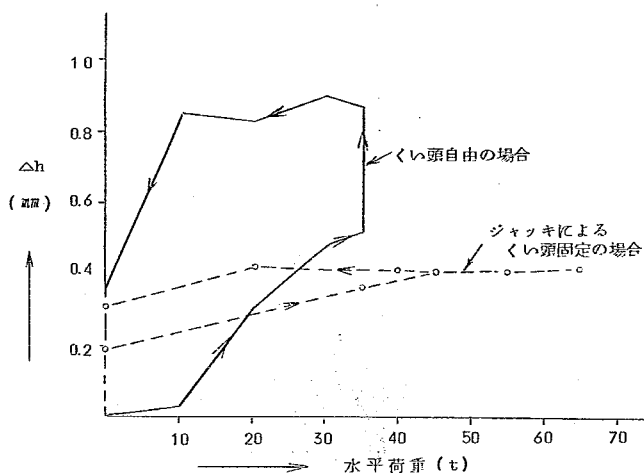


図-16 Δh と水平荷重との関係図

このK値による曲げモーメントと、実測値とを比較すると、図-17 となり、よく一致している。このときのコンクリート曲げ圧縮応力は 93 kg/cm^2 である。

以上から水平荷重に対しても充分に安全である。

なお、当載荷試験完了後、コアボーリング（全長 36.5 m ）を行なって、くい本体の圧縮強度を調べてみたので次に示す。

採取深度 (m)	供試体寸法		圧縮強度 (kg/cm^2)
	高さ (cm)	径 (cm)	
0.98 ~ 1.61	14.96	6.95	480.0
4.48 ~ 4.70	15.02	6.95	527.4
16.67 ~ 17.53	13.20	6.98	562.1
26.55 ~ 26.95	14.95	6.96	627.5
35.67 ~ 35.93	14.97	6.97	657.4

材令 120 日

(配合) $C=390 \text{ kg/m}^3$, ポズリス N_8 , $W/C=49\%$, 粗骨材最大寸法 25 mm

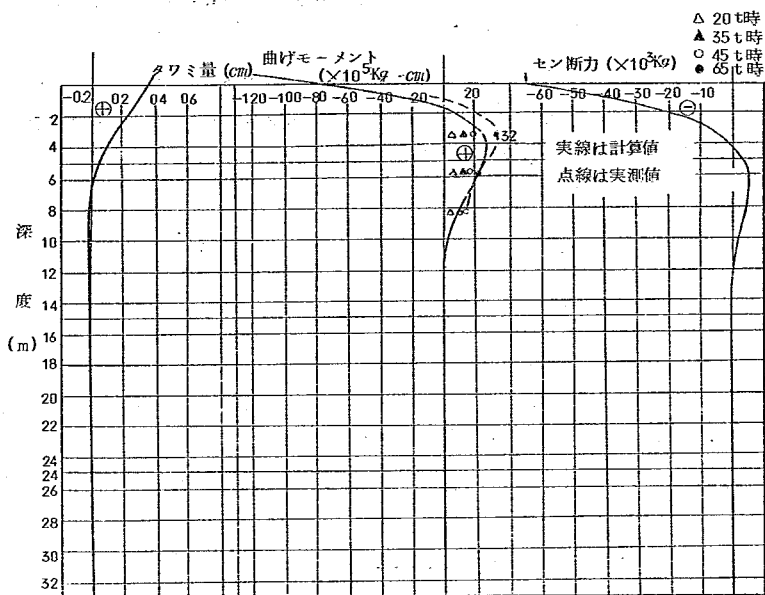
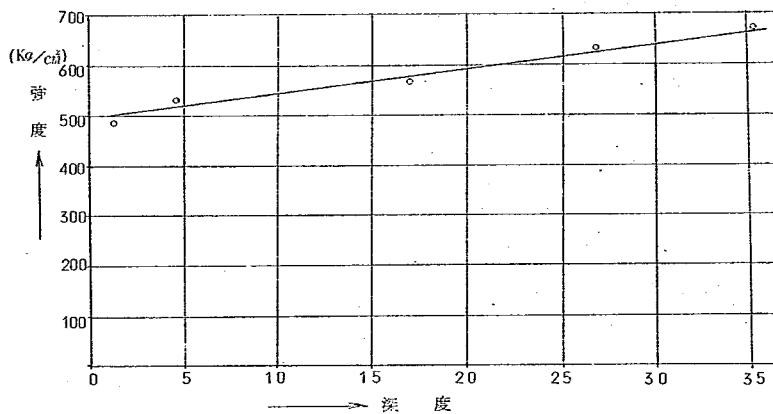


図-17 タワミ曲線、曲げモーメントおよびセン断力 (くい頭固定)

前表をグラフにすると次のようになる。



前図より解るように、 κ の圧縮強度は深度に正比例する結果が出た。
これは、順次打設される上層部コンクリートの加圧が、その部分にプレスト
レスを与えたためであるものと思われる。

なお、本試験結果、および施工中採取したテストピースによる圧縮強度
は可成りの安全率があるので今後施工するベント κ についてのコンクリ
ートの設計配合は次のようにした。

$C = 370 \text{ Kg/m}^3$. ポゾリス $N_1 8$

粗骨材最大寸法 25 mm . $W/C = 49\%$

§ 5. 場所打ちコンクリート κ の施工管理について

場所打ちRC κ の施工、および管理をどのように行なっているか、又どの
ようにして行なうべきかについてであるが、首都国道工事々務所においては、
概ね次のような事項を施工の管理要領としている。

1. 設計図におけるベント κ の熟知と、ELとBMの確認
2. 堀削深度何メートル位で安全な支持層が得られるだろうか。

ここに“安全支持層”とは・・・

砂層では、その層厚 3.0 m 以上でその直後に軟弱な粘土層を有していない
こと。

砂礫層の場合は、層厚 2.0 m 以上で同じく直後に軟弱な粘土層等を有して
いない層をいう。

3. ベント機の移動の際は、それが傾いたり、転倒しないよう搬路を充分整備す
ること。
4. κ の中心は、機械移動時に動かないよう留意すること。
5. 機械のケーシングセンターと κ の中心の誤差は、 10 mm 以内とすること。
6. 第1、第2ケーシングの建込みには必ず立合い、垂直に建込むようト
ランシット2台にて、視ながら指示すること。
7. 現場附近に強震動を与えるものがあるときはケーシング建込みは充分注

意すること。

8. 打止めには検測し、地質を確認すること。

特に、先掘りはしないよう注意し、予定の地層迄掘削すること。

9. 予定の地層迄達したらば、その地層中に30～70cmの範囲で掘削打止めとすること。

10. 打止め直前でケーシング内面の清掃を必ずおこなわせること。

11. 偏心の測定（垂直精度）

測定方法

- ① 掘削完了したケーシングチューブの中に目盛板を下げる。
- ② 200Wの投光器を投入し目盛板を照明する。
- ③ 垂直糸を下げ望遠鏡を用いて目盛板の目盛を読む。
- ④ 次図（図-19）a, b, l の関係よりケーシングチューブの傾きを知る。

12. 許容偏心量は次のとおりとする。

水平偏心

X, Y 共 ± 6 cm以内
（くい頭）

垂直偏心（精度）

X, Y 共 ± 20 cm以内
（ベントぐい長30cm
基準のとき）

上記許容範囲外の場合は
再施工を命ずる。

なお偏心についての実例
を次表に示す。

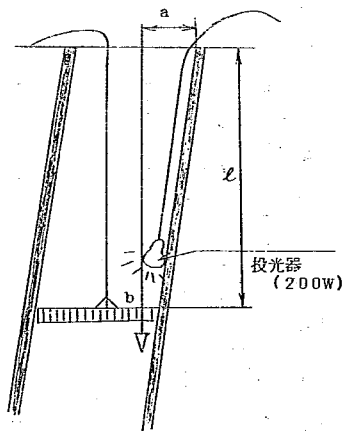
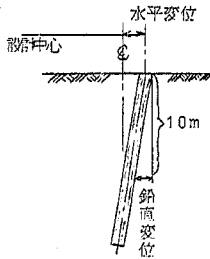


図-19 ケーシング偏心測定方法

ベントぐいの偏心統計

No.	水平変位		鉛直変位		平均くい長 (m)	備 考
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)		
8号	4~60(40)	10~30(20)	5~30(25)	5~25(15)	34.600	鉛直変位は管天から10m の値である。()内数字 は平均値である。  Xは橋軸直角方向 Yは橋軸方向
12	5~30(14)	5~30(15)	10~35(20)	5~30(14)	34.600	
15	5~30(20)	15~45(28)	5~25(13)	0~40(16)	34.100	
20	6~25(15)	3~30(15)	0~30(18)	5~55(23)	35.100	
25	5~25(11)	5~50(23)	0~50(16)	0~30(15)	34.600	
2	5~40(20)	0~35(5)	0~45(20)	0~30(20)	34.800	
4	0~55(21)	0~40(15)	0~40(12)	0~35(12)	34.600	
6	0~40(18)	5~25(9)	10~50(25)	10~30(19)	34.800	
27	2~50(27)	0~60(29)	10~50(33)	10~60(29)	34.000	
29	10~60(36)	0~45(22)	0~50(22)	10~50(29)	37.100	
32	5~60(26)	0~20(10)	0~40(21)	0~50(24)	39.400	
35	7~56(31)	13~50(26)	20~65(33)	10~35(18)	47.600	
平均値	(23)	(18)	(22)	(20)	36.300	

13. 掘削終了後、地下水位が上昇してくるようなときは、支持地盤をゆるめたり崩壊する恐れがあるので、すばやく管天から水を投入すること。

14. 鉄筋建込み時には、建込み順の番号を付しておくこと。又建込直前には鉄筋の再検査（径、ピッチ等の確認）を忘れないようにすること。

15. コンクリート打設中は常にコンクリート打設高さを検測すると共に、ケーシングチューブやトレミー管との係を明らかにするためコンクリート管理図を記録させること。

16. ケーシングチューブの刃先とコンクリート天端高、トレミー管とコンクリートのラップ長はそれぞれ1.0m以上とすること。

もしもトレミー管内に水が入ったり止むを得ずトレミー管をコンクリート打設途中に引き抜いたりしたときは、再び底蓋をつけてすでに打設したコンクリート中に30～50cm押込み打癒ささせること。

17. 鉄筋の共上がりには特に注意すること。

ケーシングチューブの内径と、フープ鉄筋の表面とのかぶりが少ないくいについては、特に注意を要する。

18. 鉄筋建込み完了後は、ケーシングチューブを数回揺動し、ケーシングと鉄筋の摩擦を完全に断つておくこと。

19. 鉄筋の共上がりは、第1ケーシングを引抜くときに起るのが一般であることも記憶しておくこと。

20. コンクリート打設完了後は、コンクリート天端にむしろ等をかぶせ埋戻しをおこない枕木等を敷いてくい頭を保護しなければならない。

21. 施工記録の整備

① ベノトぐい監督日誌

② 〳 施工記録

③ 〳 鉄筋検査、建込み記録

なお、場所打RGぐいの全体の品質はそのほとんどがコンクリートの品質に左右されるものである。

そこでこのコンクリートに対する品質管理としては概ね次のように行なっている。

1. スランプは生コン各車毎に測定
2. テストピースはくいの中心部で1回(3本)採取し、これを σ_{28} に供する。
3. 圧縮強度は強度管理図に順次記録し、コンクリート品質管理の目安とする。
4. 骨材粒度試験成績表、セメント試験成績表は原則として毎月1回提出させること。

§ 6. 場所打ちコンクリートぐいの信頼性について

場所打ちコンクリートぐいの本体の施工性から来る信頼性は、各種調査試験によって少なくとも設計値以上あることが当現場では立証されている。

しかしながら、これだけの信頼度を得るには非常に神経を使わねばならない。

施工において鉄筋の共上がり、鉄筋の座屈、湧水によるコンクリートの品質の極部的な低下、又、クイックサンド現象による施工の不完全など、数々の問題があり、設計通り施工することのできないことがしばしば起こる。

したがって、設計に際しては充分なる安全率を考慮しなければならない。これがため既成ぐいの本体の信頼度とは必然的に差が生じて来るものである。

しかし、先に「ベント工法採用の理由」でも述べたように、既成ぐいの打設は、現地状況から判断して無理であり、従って経済性に重要度を置かず、施工性に対する安全率を充分とるならば、場所打ちコンクリートぐいは信頼のおける基礎として扱えると思う。(現在のコンクリート70%、鉄筋約90%の安全率があれば充分と思われる。)

4 関東地建 - 2

「リバース基礎について」

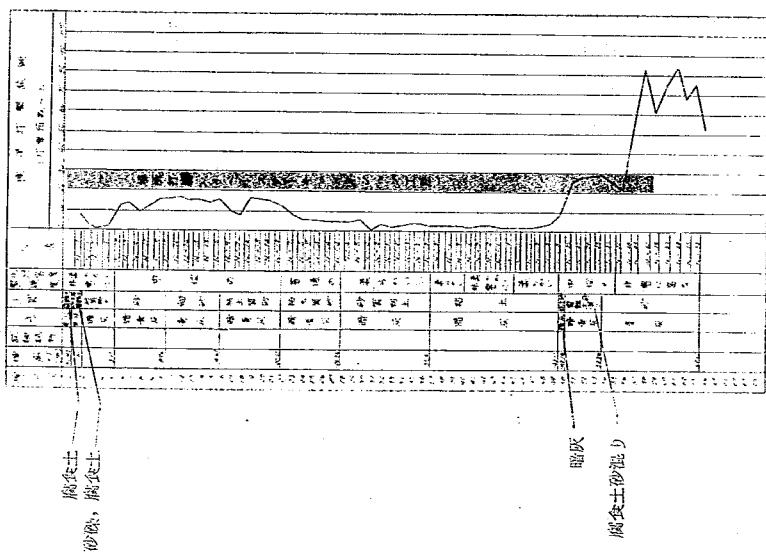
利根川下流工事々務所

I 概 要

1. 地 質

図 - 1 は水門箇所土質柱状図を示したものである。

図 - 1 水門基礎土質柱状断面図



2. リバースサーキュレーションドリル工法採用の経緯

従来は基礎工法と言えはいか、ケーソン等が主として考えられ、大規模の構造物にはケーソンを用い、軽量の構造物等にはくいを用いるという簡単な割り切り方が多かったが、最近のように基礎工法が多様多様になり、又構造物も大型化し、基礎工費も嵩んでくると多方面よりの検討が必要となり、どの様な基礎工法を採用するかを決定することが重要となってきた。

基礎構造にどの工法を採用するかは、施工の確実性、経済性、耐久性、施工速度等によるが、附近の構造物に影響を与えないか、騒音を発生しないか、施工が容易か、等ということも大きな条件となる。

重要な構造物においては、その荷重を下部の硬い地盤で支持させるが、小の川水門の場合には、前記地質図でも判る如く、比較的浅い所(10~25 m)にN値が20程度の細砂層があるが、信頼出来る支持層ではなく、且、その下層に25 mに亘る軟弱粘土層があるため、水門の支持地盤としては5.5 mの個所にある硬質砂地盤に達する基礎が必要となった。

このような長大基礎の施工法として、鋼ぐい、鉄筋コンクリートぐい、井筒、場所打ぐい等を前述の条件にて比較検討した結果、場所打ぐいを採用することにした。

場所打ぐいの工法には、最近いくつかの特色をもった工法(アースドリル、ベドスタル、ベント、カルウエルド、リバースサーキュレーション工法等)が考案され、盛んに実施されているが、後述の如くくい長50 m以上に及ぶものについてはリバースサーキュレーション工法(略してリバース工法)が適しているので、この工法が最終的に採択されることになった。

II リバースぐいの施工について

1. 使用機械

本工事に使用した機械はザルギッター社と技術提携した日立製作所によ

り製作された国産第1号機で型式，機能を示せば表-1の通りである。

表-1 型式機能表 PS150型

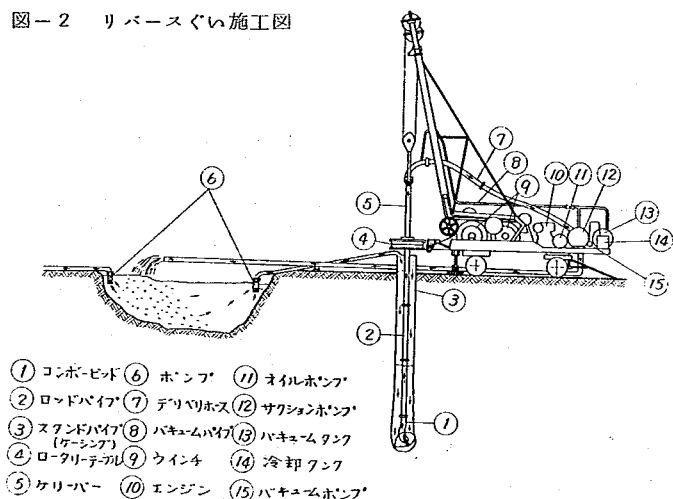
種 別		機 能
ピ ッ ト	径	457 ^{mm} , 610 ^{mm} , 762 ^{mm} , 1016 ^{mm} , 1270 ^{mm} , 1500 ^{mm}
ウ イ ン チ	バーカッ ション用	けん引最大 3,000Kg ワイヤースピード1~22 m/sec ワイヤー長 450m ワイヤー径 22 ^{mm}
〃	ホイスト 用	けん引最大 3,000Kg ワイヤースピード1~15m/sec ワイヤー長 120m ワイヤー径 16 ^{mm}
〃	バケット 用	けん引最大 1,000Kg ワイヤースピード0.5~2.8 m/sec ワイヤー長 450m ワイヤー径 13 ^{mm}
セントリフューガル ポンプ		容量 4,000 L/毎分 通過許容 150 ^{mm}
ヴァキュームポンプ		容量 1,500 L/毎分 ヴァキュームタンク 500 L
ドリルパイプ		L = 3,000m 内径 150 ^{mm}
ロータリーテーブル		ヨーク孔 300 ^{mm} 回転数 0~42 r.p.m
エ ン ジ ン		出力 56p.s./1,800 r.p.m 4サイクル 空冷ディ ゼルエンジン
テレスコープマスト		高さ 13.5m 2段伸縮式
車 輻		重量 13,500Kg 全幅 2,420 ^{mm} 走行姿勢，全長 10,600 ^{mm} ，全高 3,400 ^{mm} ，ホイールベース 4,120 ^{mm} ， タイヤ，8ヶ (8.25×20)

2. ケーシング長の決定

リバース機の据付基盤を Y.p + 2.0 m とし，掘削孔内壁面安定用の静水圧
水位差 2.0 m を保つためケーシングパイプを使用し，その天端を Y.p + 3.0
m とした。

ケーシングパイプの根入長は，2.0 m の水位差により，周囲にボイリン
グ現象を起こさない長さが必要のため次式により検討した（図-3）。

図-2 リバースくい施工図



ケーシングパイプに沿ってお

図-3

ける鉛直方向のボーリングに対

する安全率 F は

$$F = \frac{\frac{Gs - 1}{1 + e}}{\frac{ha}{D}} \quad \text{で} \quad F = 1.5$$

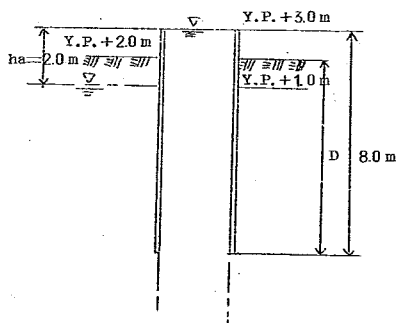
$$Gs = 2.65 \text{ t/m}^3 \quad e = 1.2$$

$ha = 2.0 \text{ m}$ とすればケーシ

ングパイプの根入長 D は

$$D = \frac{F \cdot ha}{\frac{Gs - 1}{1 + e}} = 4.0 \text{ m} \text{ であるが、くい頭の施工高が } Y.P. - 3.5 \text{ m の地中であり}$$

地表より 5.5 m も低い所であるため、掘削後露出するくい頭附近の施工を



確実にするためと地表より Y. P-7.0m 位迄はシルトと砂層の複雑な互層があり、且、地表より 2.0 ~ 3.0 m 位は循環水の溢れにより根入が失なわれるため期待しないことにし、引抜時の荷重も考慮して根入長を 7.0 m と決定し、ケーシングパイプの長さを 8.0 m とした。

3. ケーシングパイプの打ち込み

ケーシングパイプ建込前に地下水位迄素掘を行ないケーシングパイプの安定を良くした。ケーシングパイプ建込後クローラークレーンで特殊なキャップとモンケン (2 t) を用いて打ち込んだ。

6.0 m に及ぶ長大ぐいの施工に当ってはケーシングパイプを垂直に打ち込むことが絶対条件であるため、直角 2 方向よりトランシットにより視準し傾斜を修正しながら慎重に打ち込む。

本工法は、掘削する時間に比べ機械の移動、段取に相当な時間を要するため、連続して掘削作業を行ない能率を上げるためケーシングパイプ 3 組を用意し現場の状況により予め打ち込んでおいた。

ケーシングパイプは、コンクリート打設が終ると直ちに引抜いて次に施工する位置に打ち込むのであるが、この場合、打ち込む位置が前のぐいに近いと打込時の衝撃により未硬化のコンクリートぐいに悪影響を及ぼすことが考えられた。

この様な要因をなくするため、原則として次に打ち込むケーシングパイプは、コンクリートの打ち終わったぐいより約 7.0 m 以上離して施工するようにした。

なお、後日、基礎掘削時に露出したリバースぐいの土留を行ない掘り下げて観察を行なったがぐい外周は凹凸なく何ら異常はみとめられず、又、コア採取によるコンクリート強度試験の結果も良好であった (後述)。

4. リバース機による掘削

ケーシングパイプを所定の位置に打ち終わると、リバース機を引入し、ロータリーテーブルの中心とケーシングパイプの中心を正確に合わせ、本

体をジャッキ、アップして水平に据付ける。

掘削は、先づバケットによりケーシング内を4 m位素掘りを行なう。

次にビットを取付け、サクションパイプ、給・排水パイプ、真空ホース等を接続しケーシング内に給水して、真空ポンプを運転し、サクションポンプに水を吸上げ掘削を開始する。掘削はドリルパイプの先端に取付けたビットを回転させて行なう。ビットにより粉碎された土砂はサクションポンプにより水と一緒に孔外に排出し、土砂を池に沈澱せしめ、水は再び掘削孔に還流して連続して掘削作業を行ない、掘削が進むにつれてドリルパイプ (150 mm×3.0 m) を次々に継足して所定の深、約60 mまで掘るのである。

循環水は、掘削土砂に含まれる粘土分を自然泥水として使用することにし、掘削残土の捨場、及び、循環水用として仮切内に掘削土量の2～3倍に当る貯水量約150 m³の池を作った。

リバース機の排水能力は4.0 m³/分であるが掘削に使用する循環水の補給設備は不測の漏水等にそなえ給水能力5.0 m³/分(6吋ポンプ1台、4吋ポンプ3台)のポンプを設備した。

循環水の比重は自然泥水の微粒子が水圧により孔壁面に付着してマット・フィルムを作るように考慮した。粘土層の掘削の場合は循環水の比重については特に心配はないが、掘削が砂層に入ると、循かん水の濃度が下がるため泥水の比重の管理がむづかしく、池の隅より、ウォータージェットにて攪乱した沈泥を給水ポンプにより循環させるようにし、サクションポンプよりの掘削砂は池より直ちに締切、堤外へサンドポンプにより搬出されるようにした。循かん水の比重はたえず比重計により測定を行なったが実測値は1.02程度を常時維持でき、砂層掘削に当たっても特に困難はなく約60 mの掘削を遂行することが出来た。

掘削速度は排泥口の泥水の状況、色、比重の測定等で適当な速度を定め調節しつつ掘削する。一般に粘土層では孔壁の崩落がないため掘進度は早

く $7 \sim 8 \text{ m/時}$ にも及び砂層では $3 \sim 4 \text{ m/時}$ であった（後述）。

掘削中、各地層の資料は、排泥口からたえず樋杓にて掘削土砂を採取した。

施工中大切なことは孔壁を押えている静水圧を常に保つため、ケーシング内の水位はたえず溢水するように給水ポンプより補給することである。貯水池よりの泥水循環用ポンプ2台（6時1台と4時1台）はフルに運転し予備ポンプ（4時1台）は河水をくみ上げケーシングパイプに直結したが、パイプ内の水位とくらんで運転を調節した。ボーリングの資料によれば、Y.P-9m 附近の砂層が透水層のため相当な透水があると考えられたが思ったより少なく掘削中止時（ドリルパイプ継足作業や、鉄筋建込作業時等）には予備ポンプ（4時1台）をしほって補給した程度（ $0.2 \sim 0.3 \text{ m}^3/\text{分}$ ）であった。

補給水量は地質や地下水位等の現場の状況にもよるが、普通 $0.3 \sim 0.5 \text{ m}^3/\text{分}$ 程度と言われるが、 1.0 m^3 程度の設備をしておく必要があると思われる。

なお、サクションポンプは砂層の崩落を警戒しフル運転を制御し、能率をおとして使用した。

掘削が終了すると作業能率を上げるためリバース機は次の位置へ移動する。本工事では、ケーシングパイプを3本あらかじめ打ち込んでおいたため、掘削終了後のくい鉄筋建込がはじまるときは、次の掘削地点にリバース機を据付け掘削を開始することが出来た。

前述の如くリバースぐいの施工順序は、狭い工事現場で、しかも相当な足場設備が必要なため、出来るかぎりまとめて順序よく施工することが工程短縮の上からも肝要なことである。

所定の支持層までの掘削が終了するとドリル・ロッドを取外し、孔径測定器具（図-5）を用いて掘削孔径をケーシング下端よりくい底まで 1.0 m 毎に測定して確認した。孔径は一般に使用ビット径より 10% 近く大き

く掘れ、粘土層より砂層においてその比率は

大きかった。

図-5 ステンレス製孔径測定器

5. 鉄筋の建込

孔径の測定が終わると、次に図-6に示す鉄筋籠をクレーンにてつり上げ、継手を溶接しながら逐次3m迄建込んだ。

鉄筋籠の建込は、傾斜して孔壁を荒らさないよう直角方向より2台のトランシットにて視準し垂直になるようにした。

鉄筋の長さは鉄筋籠の変形や、クレーンのつり込みの関係上、7.5m以内とした。継手箇所は30d以上ラップさせ、片面を5mづつ3ヶ所の断続溶接を行なった。

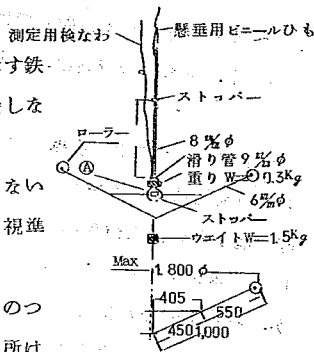
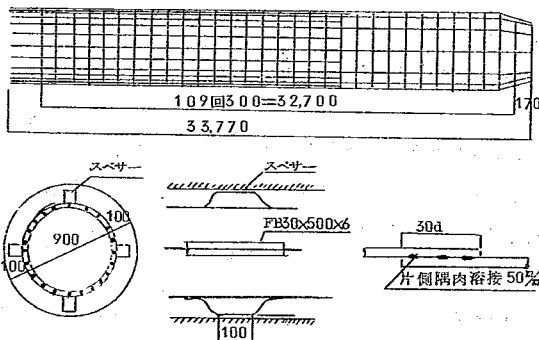


図-6 鉄筋加工図



鉄筋の加工はトレミー管の作業に障害とならないよう一切のフック加工をやめた。鉄筋籠の最下部は孔壁面につきさらないよう内側にゆるやかに傾斜をつけて折り曲げた。鉄筋のつり手箇所は特にフープ筋の補強を行なった。又鉄筋籠が長大なため、鉄筋にスパーサーを5.5mおきに周囲に

天々4個づつ取付け、孔壁との間隔を一定に保つようにした。スペーサーは孔壁にめりこまないよう接触面積を広くした平頭形にした。

鉄筋籠の溶接が終わると所定の深さまでつり下げ、ケーシング周辺の支持台に固定した。ケーシングを用いて鉄筋をつり下げることは鉄筋重量が大きい場合や、ケーシング根入が短い場合、又はケーシング下部が砂層で、掘削時にパイプの裏側が崩落して空洞になっていた場合にケーシングの支持力がなくなりケーシングが沈下し、2.0 mの水位差がなくなり孔壁が崩壊する恐れがあるため行なわない方がよい。

6. コンクリートの打設

鉄筋籠の建込が終わるとコンクリートの打設を行なうが、リバース工法では水中施工のため普通トレミー工法による水中コンクリートを施工する。本工事の場合もブランジャー式トレミー工法を採用した。

トレミーパイプの建込みは、クレーンにより3.0 mのパイプを、継手のゴムパッキンを良く洗いながら孔底に達するまで継足する。トレミーパイプの長さは3.0 m、2.0 m、1.5 m、1 mの4種あるので、コンクリート打設高に合わせてケーシングパイプ上部にて調節する。トレミーパイプの建込が終わると、異型継金物によりトレミーパイプ(内径25 cm)と隣に移動しているリバース機のクリーパーロッド(内径15 cm)とを接続してポンプを運転して孔底に沈澱したスライムを除去する。この場合トレミーパイプの周囲の測深を行なって深さの確認を行なうと同時に排砂口にて土質の確認を行なう。

スライム除去時は、ポンプの運転は静かに行ない、循環水は清水を用いて泥水とおきかえ再沈澱を少なくする。この作業のためリバース機が拘束され工程上からは不利となる。

一般に孔底のスライムは、コンクリート打設時に表面に押し上げられてくるから除去する必要はないと言われているが、その完全なる保証は今の所ない。このためには掘削終了後といえども、たえず測深を行なってスライ

ムの沈没状況を把握する必要がある。

スライムの除去が終わるとトレミーパイプ上部にホッパーを取付けサンドルに渡した桁にパイプを支持させる。この場合トレミー下端が孔底より1.0 m前後になるように調節する。次いでブランジャーを鉄筋にて水平につるしトレミーパイプ内の水位近くまで下げ、直ちにコンクリートを連続して投入する。コンクリートは水を排除しながら、自重でトレミー内を落下し、全然、水が入ることなく孔底に達する。以後コンクリートを連続して投入し打設を続行する。

トレミーパイプを引上げる場合、たえずコンクリートの中に1 m以上2 m程度トレミーが挿入された状態を保つようにしなければならない。このため常にコンクリート打設量を正確に管理し、孔内とトレミーパイプ内コンクリート高を測定記録し、トレミーパイプの長さを計算して引抜く長さを管理しなければならない。コンクリート打設中のトレミーパイプの引上げは必ず1本(3 m)毎に行ない、引抜いたパイプは直ちに水にてキレイに掃除しておくことが必要である。

リバースぐいの最終コンクリート打設面は、コンクリート上面は孔内沈没物をおし上げてきて粗悪なコンクリートとなり強度が低下することが考えられるので設計高より1.0 m位高くなるよう増打ちを行なった。

コンクリートの示方配合は表-2の通りで、水中コンクリート故土木学会規準によりセメント使用量を 390 Kg/m^3 とした。

表-2

スランプ (cm)	骨材最大寸法 (mm)	空気量 (%)	水 (kg)	セメント (kg)	W/C (%)	S/A (%)	S (kg)	C (kg)	ポゾリス (N18) (kg)
18	25	4±1	170	390	43.6	40	717	1067	0975

配合は、60 mにも及ぶトレミーパイプを使用する関係上砂率40%、ポゾリスN18を使用、スランプは従卒の経験上16~18 cmが適当と判断され

たので現場着 18 cm と決定した。

コンクリート打設が終了すれば直ちにケーシングパイプを静かに引抜き
その跡を土で埋めておく。ケーシング引抜不能のときは外周にジェットを
かけたが地下のくい頭より 1.0 m 上までとして許可した。

III 施工実績

1 リバースくい施工時間

1) 施工標準時間

水門本体及棧場本体のリバースくい (直径 1.4 m) と翼壁部のリバースくい (直径 1.1 m) の施工時間は表 - 3 の通りで、 $\phi 1.1 m$ で約 3.7 時間、 $\phi 1.4 m$ で 4.3 時間であった。

鉄筋加工は掘削中に併行して作業出来るので所要時間に含まれていない。

表 - 3

	作 業 区 分	$\phi 1.400 m$ (22本の平均)	$\phi 1.100 m$ (18本の平均)
準備工	ケーシング打込み,	2時間31分	2時間00分
	据 付	2 〃 52 〃	2 〃 02 〃
	準備作業	1 〃 23 〃	1 〃 39 〃
掘削工	掘 削	21 〃 37 〃	19 〃 49 〃
コンクリート工	鉄筋建込	2 〃 54 〃	2 〃 48 〃
	トレミーパイプ建込み,	3 〃 17 〃	2 〃 27 〃
	吸上げを含む。 コンクリート打設	5 〃 59 〃	3 〃 35 〃
準備工	ケーシング引抜	0 〃 44 〃	0 〃 38 〃
	機械修理, 埋戻し, その他	1 〃 32 〃	2 〃 12 〃
	計	42 〃 49 〃	37 〃 10 〃
鉄筋工	鉄筋加工	8 〃 41 〃	7 〃 48 〃

ii) 掘削速度

リバースクイ (掘削深度約 5.9 m) 1本の掘削速度は表 - 4 の通りである。又土質別 (N 値別) の純掘削時間は表 - 5 の通りである。

表 - 4 掘 削 速 度

	内 容	φ 1.1 m	φ 1.4 m
掘削時間	ドリルパイプ孔, ポンプ調整を含む	2.97 m/h	2.72 m/h
純掘削時間	〃 〃 含まない	5.47 m/h	5.12 m/h

表 - 5 土質別掘削速度

土 質	N 値	掘 削 速 度		摘 要
		φ 1.1 m	φ 1.4 m	
粘土及び粘土質砂	0 ~ 6	6.7 m/h	5.9 m/h	φ 1.1 m は 22 本の 平均値
腐食土及砂質粘土	3 ~ 5	6.0 〃	5.3 〃	φ 1.4 m は 18 本の 平均値
砂及び細砂	10 ~ 15	4.9 〃	4.6 〃	
腐食土交り砂	20 ~ 25	2.8 〃	2.7 〃	
荒 砂	30 以上	3.1 〃	3.0 〃	

2. リバースクイ径について

i) クイ径の比較

ユニボービット径に対してどの程度に掘れているかを確かめるため、掘削孔径測定器具を用いて測定した結果、並びにコンクリート打設量より推定せる径を比較すれば表 - 6 の通りである。

表-6

径 種			ユンボー ビット	設 計	掘 削 孔 径 測定値	コンクリ ート 打 設 量	摘 要
φ1100 (水門翼壁)	直 径	平均	1.016m	1.100	1.139	1.136	全の 23平 本均
		比率	1	1.083	1.121	1.118	
	断面積	平均	0.810m ²	1.950	1.018	1.013	
		比率	1	1.172	1.257	1.251	
φ1400 (水門本体)	直 径	平均	1.270m	1.400	1.401	1.401	全の 11平 本均
		比率	1	1.102	1.103	1.103	
	断面積	平均	1.266m ²	1.539	1.541	1.541	
		比率	1	1.216	1.217	1.217	
φ1400 (棧 場)	直 径	平均	1.270m	1.400	1.481	1.474	全の 16平 本均
		比率	1	1.102	1.166	1.161	
	断面積	平均	1.266m ²	1.539	1.722	1.706	
		比率	1	1.216	1.360	1.348	

ii) 地質とくい径の比較

φ1100m

当初くい径の設計径との比率は表-7・Aの様に不規則なためドリルビットの回転速度を管理した結果、表-7・Bの様になり、次に、掘削速度も管理した結果、表-7・Cの様な結果をえた。

その結果コンクリート数量は設計数量に対して10%の増量となった。

φ1400m

当初土質によってくい径が不規則になった(表-8・A)。そのためドリルビットの回転速度と掘削速度を管理したが、粘土層のくい径が1400を欠ける事があった。このため、ユンボービットを加工し特殊鋼板3cmを溶接後、表-8・Bの結果を得た。この様に掘削速度を早める

表 - 7

 $\phi 1.100 \text{ m}$

土質区分	A			B			C		
	回転速度 (回/min)	掘進速度 (m/hr)	平均径 (m)	回転速度 (回/min)	掘進速度 (m/hr)	平均径 (m)	回転速度 (回/min)	掘進速度 (m/hr)	平均径 (m)
砂質粘土及 び腐食土砂	12.6	6.4	(0.975) 1.073	20.6	7.4	(0.999) 1.099	21.5	6.0	(1.011) 1.112
砂及び細砂	10.8	4.1	(0.987) 1.086	11.6	5.0	(1.006) 1.107	13.9	4.9	(1.021) 1.123
粘土及び 粘土質砂	17.5	7.9	(0.983) 1.081	21.0	8.5	(0.992) 1.091	22.8	6.7	(1.014) 1.115
腐食土交砂	11.8	3.2	(1.137) 1.251	12.3	3.5	(1.093) 1.202	18.1	2.8	(1.214) 1.335
砂	9.5	2.6	(1.110) 1.221	12.3	2.4	(1.099) 1.209	11.8	3.1	(1.056) 1.162

() 内は設計径との比を示す。

A …… 機械操作を管理せず

B …… 回転速度を管理

C …… 回転速度及び掘進速度を管理

表 - 8

 $\phi 1.400 \text{ m}$

土質区分	A			B			C		
	回転速度 (回/min)	掘進速度 (m/hr)	平均径 (m)	回転速度 (回/min)	掘進速度 (m/hr)	平均径 (m)	回転速度 (回/min)	掘進速度 (m/hr)	平均径 (m)
砂質粘土及 び腐食土砂	11.3	5.9	(0.969) 1.357	20.4	6.4	(0.981) 1.373	18.3	5.3	(1.009) 1.413
砂及び細砂	11.2	3.4	(0.974) 1.364	11.9	3.6	(0.998) 1.397	14.6	4.6	(1.025) 1.435
粘土及び 粘土質砂	14.6	5.9	(0.968) 1.355	21.3	6.0	(0.987) 1.382	19.2	5.9	(1.019) 1.427
腐食土交砂	10.8	1.1	(1.026) 1.436	13.5	1.9	(1.285) 1.799	15.9	2.7	(1.122) 1.571
砂	10.3	2.3	(1.024) 1.433	15.7	2.6	(1.004) 1.406	15.8	3.0	(1.031) 1.444

()内は設計径との比を示す。

A……ビット加工前

B……特殊鋼板 3 cm 溶接後

C……特殊鋼板 5 cm 溶接後

とくい径が細くなる傾向があるので次に、ケーシングを $\phi 1480$ に大きくし、ユンボビットを特殊鋼板 5 cm を溶接加工を行ない、掘削を行なった結果、表 - 8・0 の様な実績を得た。これによると、粘土層の掘削速度も迅速に行なう事ができ、作業時間をつめることが出来た。

iii) くい径についての考察

所定のくい径に仕上げるための注意事項は次表の通りである。(次頁参照)

3. コンクリートの強度

i) コア採取による強度試験

前述の如く 5.4 m に及ぶリバースぐいのコンクリートはトレミー工法による水中コンクリートを施工したが、コンクリートの強度の信頼性を確認するため $\phi 1.1$ m のくい頭より 5.0 m の深度迄穿孔を行ない、コアを採取し強度試験を行なった。

穿孔に使用したメタルビットの径は 100% で約 82% のコンクリートコアを連続して採取し、圧縮及び曲げ試験を夫々 25 個宛実施した。

5.0 m のコアを採取後、更に穿孔を続けた所、5.8 m でくい側面に外れたのでボーリングを終了し、穿孔した孔をグラウトポンプによりセメントペーストを注入した。

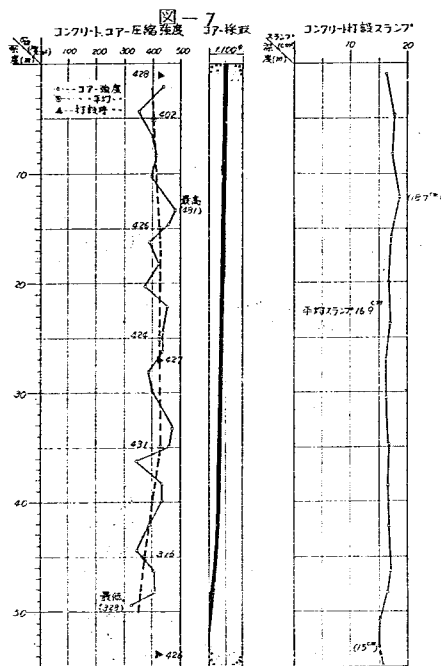
コンクリートコアの試験結果は表 - 9 の通りである。

曲げ強度はバラツキが大きいのがこれは供試体の断面が粗骨材の最大寸法 (25%) の 3 倍以上が最適であるが試料の関係で 50 × 50% であったことと、粗骨材の粒度分布の状態により強度の変動が大きいと思われる。圧縮強度試験結果について深度と強度の関係を示すと図 - 7 の通りである。

N 値	土質 区分	施工に当っての注意事項	φ 1100.7m				φ 1400.7m			
			回転速度 (回/分)	掘進速度 (m/時)	くい 径 (mm)	くい 径 ビット (mm)	回転速度 (回/分)	掘進速度 (m/時)	くい 径 (mm)	くい 径 ビット (mm)
3 5	腐砂 食土 砂粘 及 び土	ケーシング内のため障害物の有無により、オレンジビールバケットにて掘削を前もって行なっておいた方が有利である。リバース機にて掘削の場合は回転数を上げなければ時間を短縮する事が出来るが当たる恐れがある。ビットがケーシングに当たる恐れがあるから、あらかじめケーシングの径を大きめしておいた方がよい。	2 1.5	6.0	1 1 1 2	1 0 9 4	1 8.3	5.3	1 4 1 3	1 1 1 3
10 15	砂 及び 細砂	リバース機のサクシヨンポンプの能力を下げ、時間をかけ掘削すると良い。時間をつめると径が細くなるし崩壊の恐れがある。回転数を上げると崩壊の恐れがある。特に泥水循環水の比重には注意を要する。	1 3.9	4.9	1 1 2 3	1 1 0 5	1 4.6	4.6	1 4 5 5	1 1 3 0
10 15	粘 土 質 砂	出来るだけ回転数を上げてやる。時間をつめると径が細くなる。この状態でも規定の径が得られない場合には、ビットの歯先に加工が必要である。	2 2.8	6.7	1 1 1 5	1 0 9 7	1 9.2	5.9	1 4 2 7	1 1 2 4
20 25	腐砂 (互 食土 質)	腐食土は崩壊しないが砂が崩壊しやすく、泥水循環の比重を十分に管理する必要がある。腐食土がパイプ内につまる恐れがある。	1 8.1	2.8	1 3 3 5	1 3 1 4	1 5.9	2.7	1 5 7 1	1 2 3 7
30 以上	泥 砂	リバース機的能力を下げ、ゆっくり掘削すること。回転数を下げ、時間をかけると良い。泥水循環水の比重は十分に管理が必要である。	1 1.8	3.1	1 1 6 2	1 1 4 4	1 5.8	3.0	1 4 4 4	1 1 3 7

表 - 9

深度 (m)	圧縮 強度 (kg/cm ²)	曲げ 強度 (kg/cm ²)	比重 (t/m ³)	深度 (m)	圧縮 強度 (kg/cm ²)	曲げ 強度 (kg/cm ²)	比重 (t/m ³)	摘 要
1.9	440.2		2.285	28.2	387.6		2.431	圧縮供試体寸法 直径 82~83%
2.5		75.6		28.5		48.4		
4.1	352.3		2.323	29.7	392.4		2.495	高さ、径の2倍強
4.6		71.7		30.9		62.2		
6.0		60.0		32.3		63.5		養生 40~48 時間水中 養生
6.4	400.9		2.360	33.5	472.6		2.425	
8.3	418.2		2.365	34.4		54.9		試 験 毎秒約 2kg/cm ² の 加圧
9.2		44.1		34.7	460.7		2.390	
10.4	396.5		2.379	36.1		52.4		補 正 σ_{63} を σ_{28} に換 算した係数=0.8
10.8		57.7		36.3	343.2		2.434	
13.2		44.3		38.1		68.6		曲げ供試体寸法 50×50×250%
13.6	481.4		2.382	38.4	439.3		2.493	
14.3	457.1		2.390	40.1		63.5		
14.6		63.4		40.3	432.4		2.471	
15.4		59.9		42.0		61.6		
15.9	390.8		2.356	42.2	388.3		2.433	
18.0		62.6		44.1		52.3		
18.5	427.5		2.400	44.4	347.9		2.367	
20.1		64.0		46.0		71.5		
20.4	375.3		2.356	46.3	407.8		2.407	
21.8		48.4		47.9		62.7		
22.2	494.9		2.388	48.4	402.2		2.532	
24.2		60.8		49.3	328.1		2.412	
24.4	438.0		2.493	50.0		95.5		
25.9		57.6		平均	411.8	61.6	2.407	
26.3	438.9		2.419					



一般に深度が深くなると圧力が大きくなり、コンクリートの強度の増加が考えられたが、はっきりした傾向は出なかった。しかし35mまではわずかに強度が増加し、35m以下は幾分強度が低下する傾向である。強度が低下した原因は、くい周辺のコンクリートの強度は中心部より低く、ボーリングが進むにつれてくい中心より偏心し、コアが採取されたためではないかと考えられる。

又、打設時現地において採取したテストピースの圧縮強度は変動少なく $\sigma_{28} = 426 \sim 428 \text{ Kg/cm}^2$ であるのに対し、コアによる強度は、 $\sigma_{28} = 328 \sim 481 \text{ Kg/cm}^2$ とバラツキが多く、強度もテストピースにくらべて1割程度低かったが何れも設計強度よりオーバーストロングで水中

コンクリートの信頼性が確認された。

なお、 $\phi 1.1m$ と $\phi 1.4m$ のくいでコアボーリングを行ない、試験した結果は表-10の通りである。

表-10

水門リバースぐい№11 $\phi 1.100$		棧場リバースぐい№4 $\phi 1.400$	
くい頭より深さ (m)	圧縮強度 σ_{28} (Kg/cm ²)	くい頭より深さ (m)	圧縮強度 σ_{28} (Kg/cm ²)
0.20	353	0.30	648
0.50	370	2.95	643
0.85	438	4.05	649
1.10	490	5.70	650
1.50	452	6.65	719
1.85	427	7.70	728
2.10	414	8.35	787
2.25	397	8.60	735
2.60	377	8.80	702
3.00	424	9.15	696
3.30	467	9.35	741
3.60	376	9.85	794
		10.20	796
		10.55	675
		10.95	661
		11.15	646
		12.05	657
		13.05	635
		14.05	604
		14.65	642
平 均	415.4	平 均	690.4
深さ1.5以下トレミージョイント不良あり コア径 82% (N. 3. i. ⑩参照)		深さ10.35トレミー引抜、打 継施工(N. 3. i. ⑩参照) コア径 60%	

ii) コンクリートの品質管理

コンクリートの品質管理は1週強度で行ない、コンクリートの最終品質は4週強度で確認することにした。

スランブの測定は生コン車1台(3.5 m³)毎に、空気量の測定は3台毎に行なった。テストピースは生コン車3台(10.5 m³)毎に1組(3本)採取した。天々の試験の結果をまとめると表-11の通りである。

表-11 コンクリート試験成果表

	ス ラ ン ブ (cm)			空気量 (%)	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	
	1 8	1 7	1 6		σ_7	σ_{28}
試 体 数	6 4	9 7 2	1 1 2	3 1 3	3 5 4	2 0 5
最 大 値	2 1 5	2 0 6	1 9 5	4 5	3 6 4 0	4 9 9 0
最 小 値	1 5 7	1 4 1	1 2 5	2 1	2 2 6 0	3 1 0 0
測 定 値	1 1 6 2 2	1 6 4 0 7 2	1 8 6 6 7	9 0 7 9	1 0 4 2 8 8	8 2 1 4 2
平 均 測 定 値	1 8 1 5	1 6 8 7	1 6 6 7	2 9 0	2 9 4 6 0	4 0 0 6 9
標 準 偏 差	1 6 3 4	1 1 6 1	1 6 9 9	0 4 0 1	3 1 6 8 4	3 5 0 4 3
変 動 係 数	(%) 9.0	(%) 6.8	(%) 10.1	(%) 13.8	(%) 10.7	(%) 8.7

IV リバースぐい施工上の問題点

1. ケーシングパイプの失敗

i) ケーシングパイプの傾斜及び打直しによるもの

② 径1.4 mのケーシングパイプが傾斜して打ち込まれたが、傾斜が少

なかったためそのまま掘削を行なったところ、ケーシング下端でビットが当たり、掘削不能となったので、径の小さいビット(1.016m)につけかえてケーシング内を掘り抜けてから再び大きいビット(径1.270m)につけかえたが矢張り掘削困難のためケーシングを引抜いて打直すことになった。

ケーシングを引抜いて直ちに土でうめ再度打ち込み、掘削がケーシング下部迄進行したとき、ケーシング周辺より湧水が生じ、ケーシング内水位が低下し2.0mの水位差が保てなくなったので掘削を中止した。

〔対 策〕

この原因としては1度掘削を行なった跡であったことと、中埋土を行わずにケーシングを引抜いたため、周囲の地盤がゆるんだため掘削の進行に伴ない水位差によりケーシング外周にパイピング現象を起こしたものと考えられる。ケーシングを2.0mつき足し(1.0.0mとなる)で打ち込みケーシング外周を土で埋めて、つき固めたところ、掘削を続けることが出来た。

- ⑤ 径1.4mのケーシング打ち込み中、地表より4m附近で打ち込みがにぶり序々に20cm位傾斜してきたので障害物によるものと判断し、ケーシングを引抜いたところ、下端が縦45cm、横110cmにわたり35cm凹んでいた。

この箇所は旧水門の護岸の基礎等の障害物が多い所なので、これによるものと考えられたので、ケーシング下部を巾30cm、厚9%の鉄板にて溶接補強し20cm位置をずらしてケーシングを打ち直した。

その後ケーシング内を掘削中、くいがケーシング内に沿って出てきたので水替を行ないながらくいを引抜いたのち、再び掘削を開始し、ケーシング下端まで進行した時にケーシング外周よりパイピング現象を起こしたので掘削を中止した。

〔対 策〕

最初ケーシングのすわりを良くするため3.0 m程素掘りをしていた上に、打ち直しのため引抜いたとき表面の地山がゆるんだのと、更に2.0 cm逃げて打ち直したので、その跡に水みちが出来たために水位差によりパイピング現象を生じたものと思われる。ゆるんだケーシング周囲を土砂で埋めたが湧水がとまらず8.0 mのケーシングに2.5 mつぎ足して打ち込んでも、内外水位差が2.0 cmになるまでは湧水が止まらなかった。更に3.0 mつぎたし、砂層にまで打ち込んだのち外周を砂とセメントを混合したもので埋めたところ、湧水が止まった。以上の経験より打ち直しの箇所は引抜き前に中埋を完全に行なうこととケーシングは少し長めにすること等が必要であることがわかった。

- ⑥ 径1.4 mのケーシングパイプを傾斜して打ち込み、引続いて掘削が行なわれたがケーシング下部迄進行した時にビットに衝撃をうけて回転が止まり掘削不能となった。ケーシングの傾斜度を測定した結果、ケーシング下端で1.2 cm側位を生じており、しかも、ケーシングに固有変形が3 cmあり、それらが重なっているものと判断された。即ちケーシング下部の直径が1.25 m程度でビット径1.27 mより狭いため、ケーシング壁面にビットが当たったものである。

〔対 策〕

ケーシングの傾斜によるものであるから掘削を中止、埋戻しを行なった後、ケーシングを引抜き、後日施工することにした。引抜き後ケーシング下端の径を測ったところ、5 cm程偏平になっていた。

ii) 障害物によるもの

径1.1 mのリバースぐいの掘削を終了し鉄筋籠を建込み中、2本目を撻いでつり下げたところ、ケーシング下部で鉄筋籠が衝撃をうけ、下らなかった。

鉄筋をつり上げて観察したところ、鉄筋籠下部のスペーサーがつぶれ

フープ筋が破損していたので、ケーシングが打ち込み時に障害物により裂けたものと思われたので潜水夫を手配すると同時にフープ筋をつけ下げて詳細に径測を行なった。径測の結果、ケーシングに突起があることがわかり、潜水夫が入って調査したところ、ケーシング下端に高さ7 cm巾16 cm、にわたり内側に7 cmつぶれており、且つ、ケーシングが2 cm程、偏平につぶれていたため突起した部分を水中切断して再び鉄筋を建込み以後原調に作業が進んだ。

iii) 外水位の影響によるもの

循環用貯水池から5 mはなれた箇所のリバースぐい施工中、ケーシング下部の砂層で崩落がはげしく掘進不能となった。

原因は貯水池が掘削土の沈澱で浅くなり、池の水位が上昇したため、ケーシング内水位との差が1.5 m位になったためと推定された。8.0 mのケーシングに5.0 mケーシングを溶接して継ぎ足し、掘削を再開したところ、以後の掘削は原調に進行した。

以上のことより水位差2.0 mを絶対に確保することが必要で、外水位の影響をうけるような場所では、ケーシングを高くうつことが肝要である。以後この様な場合に30～50 cm高くケーシングを施工したところ、何れも支障なく掘削することが出来た。

2. 掘削の失敗

i) 循環水について

循環水用貯水池は、当初、仮バッチの内側がせまく他の工事に支障となるため作らないで、容量8 m³の貯水槽2台を設置した。

リバースぐいよりの掘削土は1号タンクへ捨土され、1号タンクに直結した2号タンクより上水を循環水としてケーシングパイプに給水した。1号タンク内の沈澱土砂はサンドポンプにより仮バッチ堤外へ排土され、循環水の不足分は河水を補給した。

以上の設備でリバースぐい3本を施工したが、粘土層の掘削では支障

なかったが、砂層の掘削時、循環水が砂の混濁液のため孔壁にマットフィルムが出来ないで孔壁の崩落がはげしく、このため掘進能率が低下し、くい先端支持層においては砂の崩落によりビットが埋まり、ポンプに砂がつまって掘削不能と言う状態が生じた。この時の循環水の比重は1.005程度であった。

次に計画を変更して、粘土層の掘削時は今迄通りとし、砂層の掘削に入ると、別に用意したタンクに河水をくみ上げ、粘土質の土砂を投入して人工的に泥水を作り自然状態にて循環させる方法をとった。しかし、この方法も粘土質の循環水をつくるため5～6人の土工が砂層掘削中たえず土砂をタンクに投入するため作業能率が低下することと、循環水の管理が困難であった。

そこで最終的に掘削土量の2～3倍に当る150 m³の長方形の貯水池を作り、掘削捨土は片隅に、循環水の給水ポンプは反対側の隅に据付け、沈泥攪乱用のジェットを中央部に併設した。粘土質の場合は、広く拡がり、砂質土の場合は、排泥口の直下に沈澱するため循環水の比重は一定(1.02)に保たれ掘削に支障はなかった。沈澱した砂はサンドポンプにて直ちに仮バ切外へ排出した。なお、循環水の比重は1.01以下だと砂層の掘削は不安定であるが、1.02だとN値59の砂層でも掘削が可能であった。

ii) 掘削終了後の沈澱について

前述の如く当初の段取りで施工した場合には、1 m前後の砂の沈澱が生じた。この掘削残土は循環水に含まれた砂が沈澱したものか、鉄筋建込時や掘削終了後、時間の経過とともに壁面が崩落する場合が考えられたが、掘削終了後コンクリート打設迄の間に測深をして調査した結果次のことがわかった。

沈澱は掘削終了後急速に起こり30分位で終了し、その後の沈澱は数cmで、測深時の手ごたえはいずれも砂であったことから、循環水中

の砂の沈澱であると思われる。

次に変更した段取り、及び最終段取りで施工した場合は、沈澱物は30 cm程度で、手ごたえはやわらかい泥であった。

以上のことから鉄筋建込み時、壁面の崩落は殆んど起らず、すべて循環水に含まれる土砂が時間の経過とともに孔底に沈澱するものと考えられた。鉄筋建込み作業よりコンクリート打設直前迄の数時間におけるスライムの沈澱は数cmであることから鉄筋籠のスペーサーが有効に働いているものと考えられる。

この孔底に沈澱するスライムを少なくするために、掘削終了後、孔内水を静かに清水に入れかえると、スライムの沈澱を10 cm以内に押えることが出来た。しかし何れにしても孔底の沈澱物は有害なため、コンクリート打設前にトレミーパイプにリバース機を接続して吸出し、孔底をさらえたのち、直ちにコンクリートを打設するようにした。

トレミーパイプを使用してスライムの吸出しを行なう場合、トレミーパイプ下端が孔底からたえず10 cm程度の間隔を保つように留意し、トレミーパイプを前後左右に動かして孔底を平均してさらえるようにしないと急激にスライムが吸込まれ、ポンプ運転が不能となるし、又孔底が階段状に仕上がる場合があるので注意を要する。

なお、スライム吸出し後、コンクリート打設までに30～1時間があるときは2 cm位スライムの再沈澱が起る場合があるので、再沈澱をなくし作業能率を上げるため、スライム吸出し時、循環水を清水に切りかえ静かにポンプを運転すれば、再沈澱はさけられた。又コンクリート打設終了迄ケーシング内にたえず清水を補給し、水位差2.0 mを保つようにすることを忘れてはいけない。

iii) 掘削について

途中に砂層や腐食土層をはさんだ60 mにも及ぶリバースぐいを確実に掘削するには前述の如く、2.0 mの水位差を常時保つことと、透水層

の掘削では、循環水の比重を102以上に維持することである。

特に腐食土層とN値の高い砂層の掘削時には以上の外にポンプの能力を押え、ドリルロッドの回転を低速にして、ゆっくり(3m/1時間)と掘り下げることが崩壊を防ぐ重要なポイントである。

掘削仕上りくい径は、くい長が大なるため機械の振動等により相当拡大されると考えられたが、予想に反してくい径は大きくならなかった。特に粘土層においては掘進度を厳重に制御しないと自然に早くなり、そのため所定のくい径に掘ることが出来ず、殆んどビット径で仕上ったこともあった。そこで所定のくい径に仕上げるためビット歯先に特殊鋼を溶接加工したが、これとケーシング径による限度があるため、矢張り粘土層においてはポンプの能力をおとしドリルロッドの回転を高速にして時間をかけて(3m/30~40分)ゆっくり掘ることが唯一の方法であった。

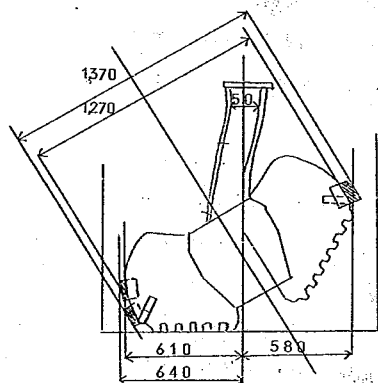
又途中で鉄筋や栗石、コンクリート塊等の障害物がビット先端につきまわり、ポンプが異状に振動し、能率が低下し、遂に揚水不能となったことがあった。最初は原因が判らず随分と手間どったが、この様な場合は早目にクラムシエルに切換えて障害物をとりのぞく必要がある。

本工事ではケーシング下部附近に上部砂層が存在し、この層の掘削を慎重にやらずに失敗すると、ケーシング下部に3~5mの球形の空洞ができ、ブローして掘削が出来ない場合がある。この様な場合はケーシングを継足して打ち込むとよい。

3. コンクリート打設の失敗

スライムの掘削が終了し、コンクリート打設にうつる時、トレミーパイプの内水が孔内水位より1.0m位下がる場合がある。これはトレミー内の水の比重が大きいためと考えられ、清水の入れかえが充分でないときに起こる。この様な状態でブランジャーを入れてコンクリートを打つと、ブランジャーと水面との間に空気がとじこめられるのか、トレミー内に3.0m位

図-8 ビット加工図



コンクリートが入った時に大きな空気音と共にエアがトレミー上部に噴出てきて、50～60m附近でブランジャーの落下が止まる現象がおきる。この場合トレミーを50cm位上下にゆさぶるとブランジャーがぬけてコンクリートを打設することが出来る。これは圧縮された空気が上部に逃げるとき水も一緒に浸入してコンクリートのベーストが損われ下部のコンクリートが砂利がつまいった様な状態になるためと思われる。この様な事故をさけるにはトレミー内に清水をしばらく供給しブランジャーの水密ゴムにグリースをぬってしづかに水面までつり下げ一気にコンクリートを打ち込むとよい。

又、逆にスライム掘削時に、循環水に泥水を使用するとトレミー内水の方が孔内水位より30cm程度高くなることもある。このような時は、再沈澱をさけるため直ちにコンクリートを打ち込むことである。

トレミーパイプの下端は孔底より10cm位上にとめておき、ブランジャーが孔底についた時にトレミーパイプを15～20cm引上げると連続してコンクリートを打設することが出来る。トレミーパイプの深さは継足部のゴムパッキンの厚さが60cmで10cm位になるためこの厚さもトレミーバ

イブの長さの計算に入れる必要がある。

トレミーパイプにブランジャーを挿入し、最初のコンクリートを打ち込むときが一番大切で、この時に失敗すると、ブランジャーから水が上がってきてコンクリート打設は失敗する。コンクリートを投入してトレミーパイプ内で水の音がすることと、ケーシングよりの溢水が少ない場合は失敗したときである。この様な時はブランジャーを抜くために、トレミーパイプを引上げても、ブランジャーは外水とバランスする所まで自然に下るため取りのぞくことは出来ないのもそのまゝトレミーを上げて、孔底に不良コンクリートを落下させ、面倒でもリバース機に接続して、コンクリートが硬化しない内に吸出し、あらためてコンクリートを打ち直すことである。

コンクリートは生コンを使用したか、コンクリートのスランプは、最初の2台(7.0 m³)は18 cmとし、以後は16~17 cm位とした。コンクリートは等間隔に連続して打設することが要求されるが本工事の場合は生コン工場が遠方のためコンクリートの管理に苦勞した。

i) トレミーパイプによるもの

㊤ 最初の失敗であるが掘削が終了し、鉄筋を建込んでから測深したところ、90 cm位スライムが沈着していたので、スライム除去のためトレミーパイプをつり下げたところ、自重で埋まってしまった。そのまゝポンプを運転したが吸水不能となり、その間、生コン車が続々と入場してきたため止むをえずコンクリートを打設することにした。

ブランジャーを挿入し、0.5 m³程コンクリートを打ち込んだがブランジャーが落下せず失敗したのでトレミーパイプを引上げたところ、コンクリートは落下し、パイプ内に水が上がってきたのであわてて次のブランジャーを入れてコンクリートを打足したが落下せず又もや失敗した。

〔対 策〕

最初の失敗は、くい先端部の砂層掘削時に循環水に多量の砂が混

入していたため掘削終了後砂が沈没した。トレミーパイプを建込んだ際、スライムの中へもぐったがその状態でポンプを運転したためパイプ下部に砂がつまり揚水不能となったものと思われる。先端がつまっているところへブランジャーを入れてコンクリートを打設してもブランジャーが下らず、内部の空気が圧縮された状態でバランスした。次にトレミーを上げたため先端の砂が落ち内部のコンクリートも落下したがトレミー内部にコンクリートのモルタルが附着していたため、次のブランジャーを入れても摩擦のため落下しなかったものと考えられた。

そこでコンクリート打設を中止し、トレミーパイプを全部引上げ清掃したのち、リバース機に接続、孔底のコンクリートを吸出したがコンクリートを1.0 m位吸出したところでブランジャーがトレミー下端に吸付くため、それ以上の掘削は不能となったので、又もやトレミーを引上げて先端部に籠形の鉄筋格子を取付けたのち、残りのコンクリートとスライムを除去し、引続いてコンクリート打ちを行なった。

トレミーパイプを建込んでからスライムを吸出す場合、スライムの1.0 m位上で止めないと急激にスライムが吸込まれパイプをつめてしまうことがある。

- ⑥ スライム掘削後、ブランジャーを入れてコンクリートを打設したが、正常に下らずトレミーに上下動の振動をかけないとコンクリートが打てなかったことがある。この状態は、生コン車毎に間接的に最後まで続いた。コンクリート面の測深の手ごたえはいつもより軟かい感じで、ケーシングよりの溢水の色も少しにごった感じであった。最後にトレミーパイプを引上げると下から2本目と3本目の継手のゴムパッキンの一部がはみ出していた。

〔 考 察 〕

トレミーパイプの継手より水が侵入し、内部のコンクリートが侵さ

れコンクリートの潤滑性がなくなるためコンクリートが連続して動いている時はコンクリートは流下したが、後続車との間に打設時間があるときは振動をかけないと打設出来ない現象が生じたものと考えられた。

後日このくいのコンクリートの品質をたしかめるため4.0 m近くコアを採取し試験をした結果コンクリートの強度に異状なかった。

(表-10 参照)

- ◎ 通常トレミーパイプはコンクリート打設中はたえず2.0 m程度コンクリートの中に挿入されており、打上りと共に1本づつ引抜いていくのであるが、本例の場合はコンクリートが4.0 m打上ったときに生コン車が連続して入場してきたためトレミーを引抜く時間がなくなり、トレミーを2本一度に引抜いたところ、計算の誤りで抜きすぎてしまいトレミー下端がコンクリート面より離れてトレミー内部のコンクリートが水中に落下した。

〔対策〕

直ちにコンクリート打ちを中止しトレミーをリバース機に接続表面の落下したコンクリート60 cmを吸出し5時間経過させたのち更にコンクリート面を万遍なく、排水口より出てくるコンクリートを見乍ら注意深く40 cm吸上げるとコンクリートが出てこなくなったので悪いコンクリートが無くなったと確認した。トレミーパイプをコンクリート表面に下ろし再びブランジャーを挿入し、以後セメント500 Kg/m³使いのコンクリートに切換えて施工を終えた。後日くい中心周辺4ヶ所で1.6 m(打継目下部迄)のコアボーリングを行ない資料を採取しコアによる打継目の観察、及び強度試験を行なったが異状なかった。(表-10 参照)

ii) 振動によると思われる事故

掘削時及びケーシング打抜時の不手ぎわによると思われるコンクリー

トの事故について

- ⑧ ケーシング下部の砂層の掘削に失敗し空洞を作り、コンクリート打設後ケーシングを引抜き直ちに隣接してケーシングを打ち込んだくいがあった。地盤改良のため、くい頭より2.5 m掘削したところ、くい半周に亘り、高1.5 m位軸鉄筋が露出した箇所が出てきた。

土留矢板を打ち込み更に1.0 m程掘削したところが、くい片側面の鉄筋が露出し底に、40 mのコンクリートの平場が出てきた。

〔対 策〕

つばのついたようなコンクリートくいになったのは、ケーシング下部で4.0 mの空洞が出来ていたが、コンクリート打設時に水がとじこめられてケーシング下端より上の空洞にコンクリートが廻らず、ケーシングを引抜き隣に打ち込んだ際、その振動で空洞部の水によりコンクリートが洗われはく落したものである。

鉄筋が露出した部分は、くいの半周で振動をうけた方向と一致していた。なお、はく落したコンクリート厚は10 cmで鉄筋の外部のみであり、鉄筋内部のコンクリートは正常と認められた。これは鉄筋が密に入っているためコンクリートの損傷が内部にまで及ばなかったためと思われる。くいの補修は鉄筋の内部までコンクリートを研り接着剤を塗布後周囲に30 cm大きく型枠を組みコンクリートを打設水中養生を行なった。

- ⑨ 次にケーシング外周に大きな凹地ができ、池となっていたが、ケーシング引抜時に少し傾斜して引抜かれ、直ちに隣接してケーシングを打ち込んだくいがあった。これも上記の如く基礎掘削時にコンクリート表面に異常箇所が発見されたので土留後2 m掘削したところ、くい半周に深さ3.0 mにわたってコンクリート表面が砂のみとなっていた。

〔対 策〕

ケーシング引抜時に斜に引抜かれたため外部の水が間隙に流れ込み、

隣のカシング打ち込み時の振動によりモルタル分が流出し、砂だけになったものと考えられる。

モルタルの逃げた厚さは5 cm程度であった。

このくいも前記くいと同様に不良箇所の補修を行なった。

上記2例の外は、掘削により露出したくいの表面は滑らかで既成ぐいのようであった。又くい頭処理のため1.0 m 研ったが粗悪なコンクリートは表面2～3 cmで、コアを採取し試験した結果によってもこれが裏付された。以上のことよりコンクリートの増打は40～50 cmで充分であると思われる。異型鉄筋のため、フープ筋の下部や鉄筋外側にコンクリートが十分まわりこむかどうか心配されたが、コンクリートで十分に満たされており、かつ鉄筋の被りも正常であった。

あ と が き

最近のように大型場所打ぐいが盛んに施工されるようになり、1本当りの設計荷重も大きな値が採用されるようになってきた。この様な大きな設計支持力を期待するためには、基礎地盤が強固であると同時に、施工されたい自体もそれ相当の強度が必要である。

本工事の場合工程をある程度犠牲にしても、リバースぐいの施工順序を優先させ、しかも後日地盤改良のため掘削したので、くい頭附近の出来上りを確認出来たが、橋梁基礎工事の如く施工が狭い範囲で拘束される場合等では種々の事故が起こる可能性がある。リバースぐいが水中の見えないところに形成されるものであるから、確実なる品質を得るためには、施工過程全般にわたるオペレーターの技術の向上と監督員の適切な施工管理が重要である。

6 関東地建 - 3

「ベントぐいのコア強度及び事故記録」

横浜国道工事々務所

まえがき

西湘国道においては、昭和39年度工事着手以来各工区において、ベントぐいを施工し、その総体本数は千数百本を記録している。使用したベント機も、加藤20TH、三菱BT2型の国産機およびEDF、スタンダード、スーパーと現在使用されているものを網羅しており、最近発注された工区では、加藤50THの使用が予定されている。

これらの施工記録および問題点等は目下とりまとめ中であるが、このレポートは各地において採取したコアの強度実績および事故の記録のみを記したものである。なお、施工記録などについては今回の研究会（自由課題）で発表を行なう予定である。

(1) くい頭附近のコンクリート

ベントぐいのくい頭附近のコンクリート強度を確認するためにコアを採取し圧縮試験を行なった。その結果を以下に示す。

(a) ○ ボーリング位置：P-2-2

○ 〳 日時：昭和42年3月31日

○ 〳 径・長： $\phi 100\text{ mm}$ $L=1.500\text{ m}$

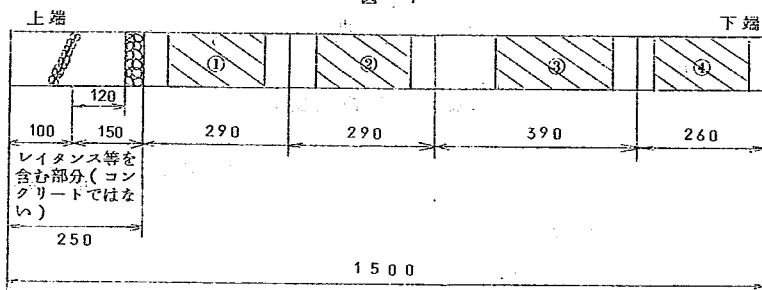
○ テストピース採取位置：図-1のハッチ部分

テストピース番号 上端より距離 (cm)

① 30~50 (40) ② 60~80 (70)

③ 100~120 (110) ④ 126~146 (136)

図 - 1



圧縮強度試験結果 昭和42年4月3日実施

試料寸法 $\phi 100 \text{ mm}$ $\ell = 200 \text{ mm}$ 材令 137 日

試験結果

試料番号	試料採取位置 (上端より cm)	圧 縮 強 さ (測定値) Kg/cm^2	圧 縮 強 さ (Kg/cm^2) ($\phi 150 \ell = 300$ 換算値)
①	30~50	390	398
②	60~80	428	437
③	100~120	517	528
④	126~146	497	507
平 均		483	468

4 過強度 (テストピース)

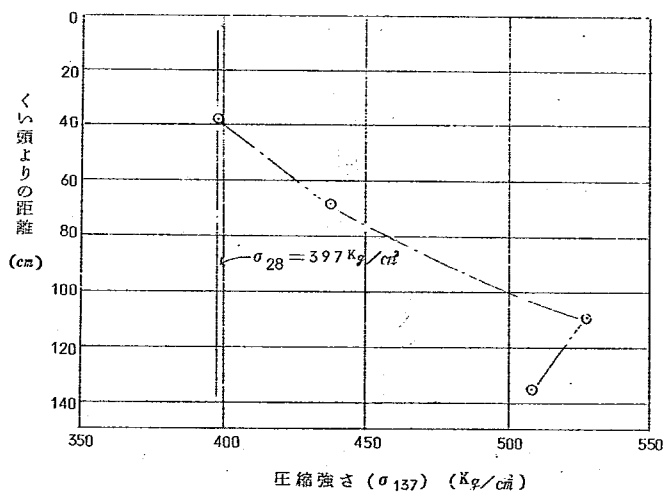
試料採取 S. 41. 11. 17

試験日時 S. 41. 12. 15

試験結果

供試体 No.	圧縮強さ (kg/cm^2)
1	387
2	415
3	408
平均	397

スランプ : 17.9



- 上図のように 1.0 m 以上深くなればベントナイトの影響は全くない。
- くい頭より 30 ~ 50 cm で採取した試料は σ_{28} の平均程度の強度を有する。

0.41
0.55
0.70
0.84
0.86
1.00

(b) PA 18-8

A

B

C

0.13
0.27
0.60
0.94
0.82
0.96

(c) PA 18-10

D

E

F

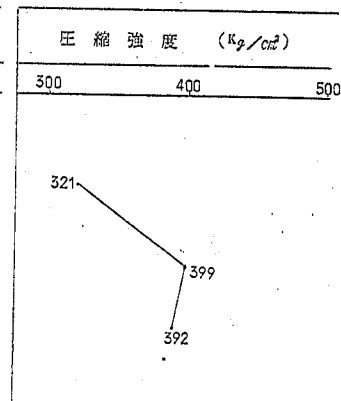
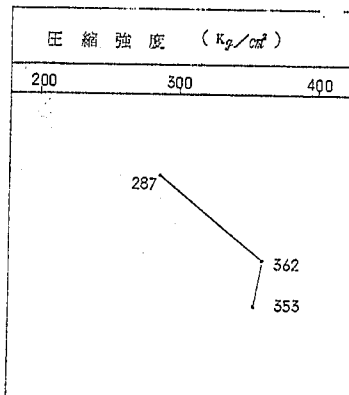
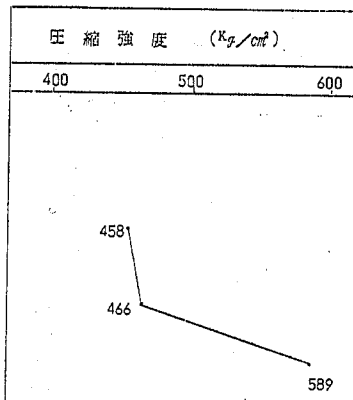
0.27
0.41
0.55
0.69
0.74
0.88

(d) PA 18-12

G

H

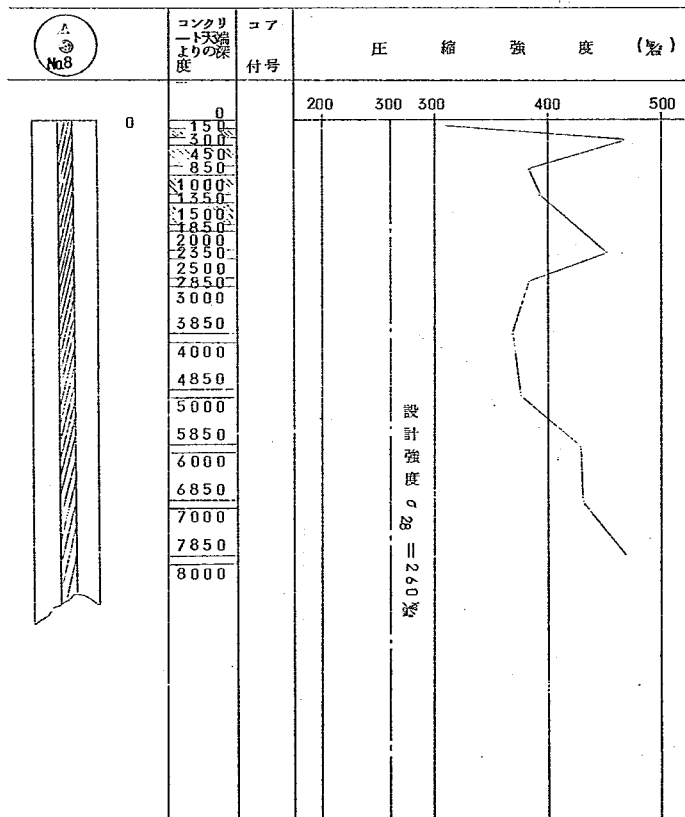
I



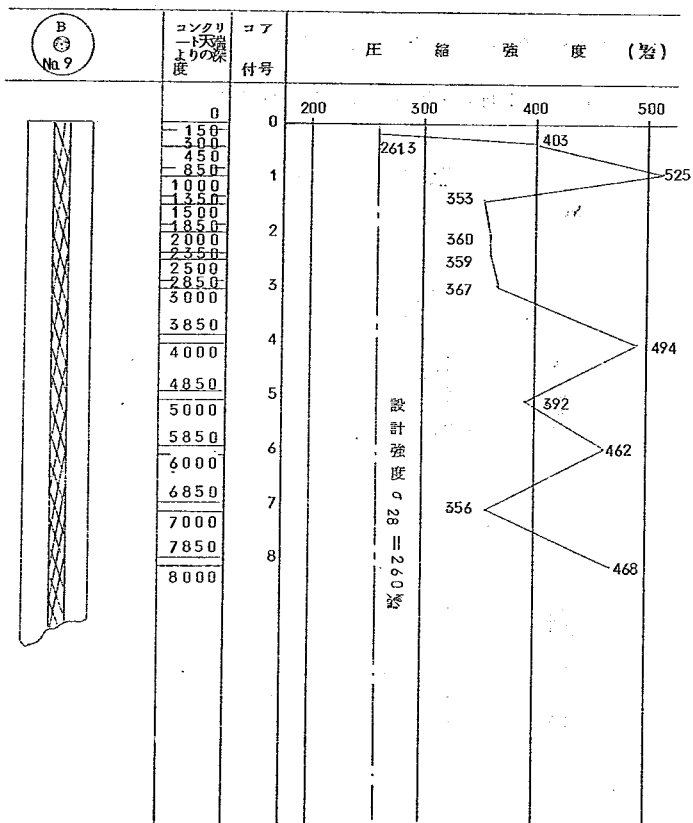
(2) くい本体のコンクリート

くい本体のコンクリート強度をコアボーリングによって試験
試験をおこない確認した。以下はその記録である。

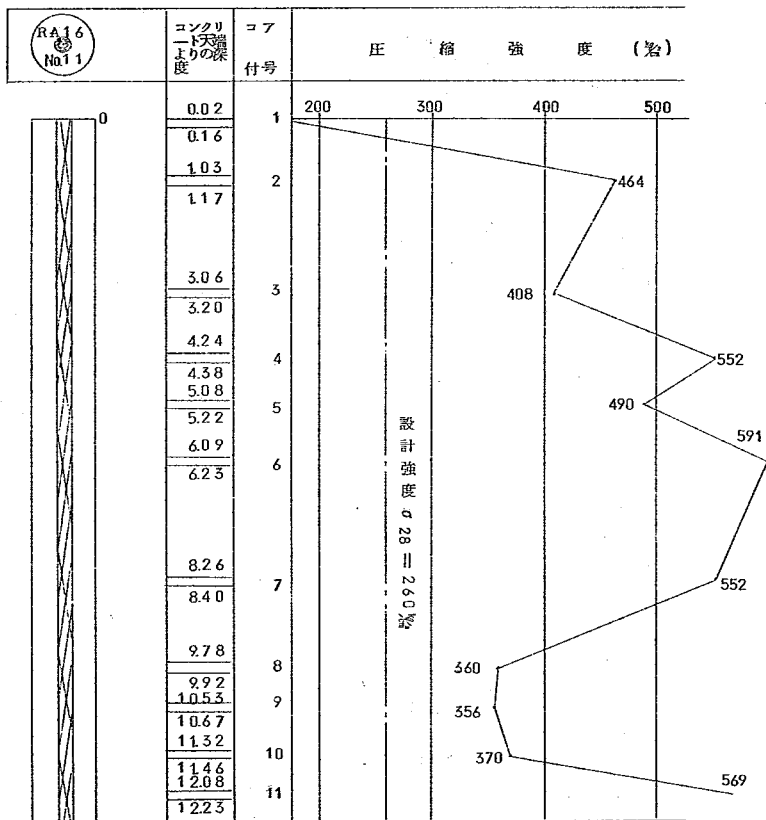
(a) ベノト杭コア採取位置及び圧縮強度結果図



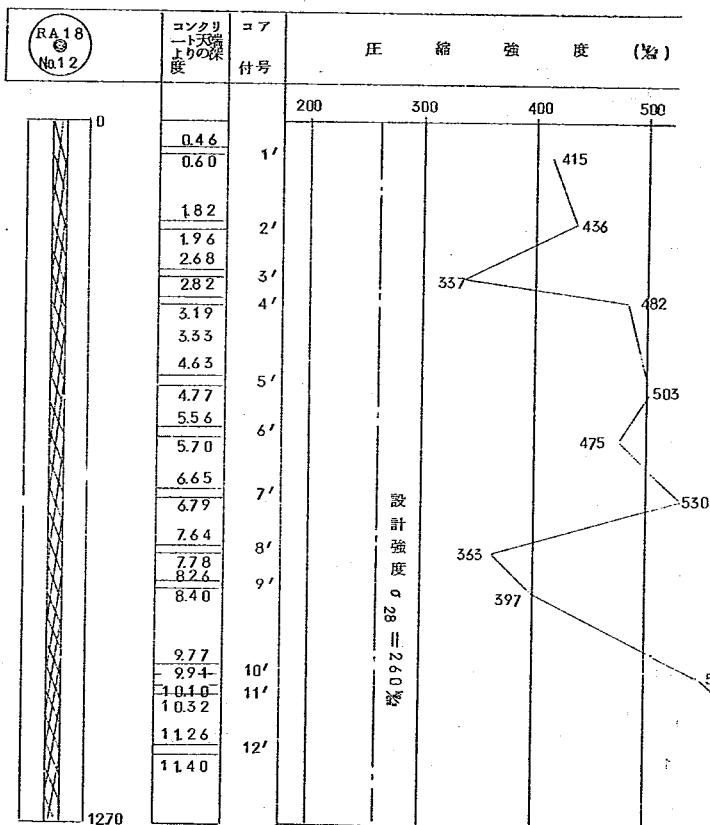
(b) ベノト杭コア採取位置及び圧縮強変結果図



(c) ベント杭コア採取位置及び圧縮強度結果図



(d) ベント杭コア採取位置及び圧縮強度結果図



(3) 事故例

代表的な2つの工区での事故例を表-1, 2に示す。

表-1 A 工 区 ベ ノ ト く い 共 上 り 記 録

月 日	天候	くい番号 (m)	くい長 (m)	鉄筋長 (m)	水 位 (TP) m	掘削時間 (時)	偏 心		共 上 り 発 生 時 状 況				地 質	処 置 , そ の 他
							水 平 (mm)	垂 直 (mm)	打設コン クリート (m ³)	コンクリート スランプ (cm)	ケーシング (m)	共上り量 (m)		
昭和 41-10-14	晴	P _A 8-10	12.0	12.9	-1.9	4.5	28	31	3.0	19.5	16	3.0	砂礫, 軟岩	鉄筋引上げ不能, 最下端のラ ビットロックがはずれていた
10-20	〃	〃 30-9	〃	〃	2.0	2.5	42	18					砂 礫	鉄筋引上げ再掘削後, 再びわず かに共上りしたが打設続行
10-21	〃	〃 30-10	〃	〃	3.7	3.5			6.0		11.0		〃	鉄筋引上げ再掘削
10-26	雨	〃 29-8	〃	〃	3.0	1.3	25	16	6.0	18.0	17	0.5	〃	〃
10-31	晴	〃 10-1	〃	〃	-5.4	6.0							砂礫, 軟岩	鉄筋引上げ不能
10-30	〃	〃 32-10	〃	〃	-0.1	3.0	21	21					砂 礫	鉄筋引上げ再掘削
10-18	〃	〃 9-2	〃	〃	-3.0	3.3	29	19	3.0	17.5	17	2.4	砂礫, 軟岩	鉄筋引上げ不能, ケーシング 1.2m引上げ不能, 埋殺し
11-1	〃	〃 28-3	〃	〃	2.5	2.0	29	17	6.0	19.6	17	5.4	砂 礫	鉄筋引上げ不能
11-30	雨	〃 42-10	13.0	13.9	-1.6	2.0	36	22	6.0	16.0 15.5	18		細 砂	鉄筋引上げ再掘削
12-7	晴	P _B 1-10	〃	〃		2.8	51	15	3.0	18.2	18		〃	〃
12-10	〃	P _A 42-5	〃	〃	-1.7	2.3	20	11	3.0	17.5	18	7.4	〃	鉄筋引上げ不能
12-15	〃	〃 42-13	〃	〃	-1.6	2.2	29	15	2.0	17.6	18		〃	鉄筋引上げ基掘削
昭和 42-1-9	〃	〃 44-6	〃	〃	0.3	2.0	17	10	6.0		18		〃	〃
2-18	〃	〃 47-6	〃	〃	1.3	2.0	40	10	6.0	18.2 17.0	1.8	4.0	砂 礫	鉄筋引上げ不能, 鉄筋と共に コンクリートも上昇
2-23	雨	P _B 3-10	〃	〃	0.0	2.0	30	13	6.0	16.5 18.0	18	8.0	〃	鉄筋引上げ不能
1-10	晴	P _A 43-3	〃	〃								2.9	〃	〃
1-7	〃	P _C 3-11	〃	〃	2.0	2.0	34	10					〃	鉄筋引上げ再掘削

(注) 1. ケーシング天端は概ね T.P. 4.0m

2. 使用機械は EDF standard, EDF super であるが共上りを
起こしたものは全て standard である。

施工総数

くい長

10m

41本

共上り本数

17本

鉄筋引上成功

9本

(再施工を行なり)

11m

22

12m

431

13m

286

780本

鉄筋引上失敗

8本

(増ぐいを行なり)

表-2 B工区 高架橋ベントぐい施工記録

当個所のベントぐい総本数は90本であるが、その内、特筆すべきぐいは下記の通りである。

A 1	P 1	P 2	P 3	A 2
共上り ① 10/6 ② 11/9 ③ 10/5 10 10 10 ④ 11/8 ⑤ 11/9 ⑥ 11/8 10.8 10 10 ⑦ 11/5 ⑧ 11/5 ⑨ 11/7 10 10 10 共上り ⑩ 11/4 ⑪ 11/4 ⑫ 10/12 10 10 10.2 10 共上り ⑬ 10/30 ⑭ 10/29 ⑮ 10/30 10 17.5 10 ⑯ 10/20 ⑰ 11/3 ⑱ 11/2 10 10 10.2 ⑲ 10/27 ⑳ 10/27 ㉑ 10/25 10 10 14.5 共上り ㉒ 10/31 ㉓ 10/31 ㉔ 11/1 11 10 10.2 ㉕ 10/24 ㉖ 10/24 ㉗ 10/23 10 10 10	① 9/5 ② 9/7 10.5 10 ③ 9/13 ④ 9/6 12 12 ⑤ 11/11 ⑥ 12/5 10 10	① 11/12 ② 11/17 10 10 ③ 11/23 ④ 11/18 10 10 ⑤ 11/22 ⑥ 11/18 10 10	① 11/14 ② 11/8 10 10.8 ③ 11/15 ④ 11/10 10 10 ⑤ 11/13 ⑥ 11/10 10 10	① 11/25 ② 11/29 ③ 11/13 10 10 10 ④ 11/26 ⑤ 11/21 ⑥ 11/17 10 10 10 ⑦ 11/26 ⑧ 11/20 ⑨ 11/14 10 10 10 ⑩ 11/28 ⑪ 11/21 ⑫ 11/17 10.3 10 10 ⑬ 11/29 ⑭ 11/22 ⑮ 11/15 10 10 10 ⑯ 11/23 ⑰ 11/18 10 10 ⑱ 11/22 ⑲ 11/16 10 10 ㉑ 11/23 ㉒ 11/18 10 10 ㉓ 11/24 ㉔ 11/16 10 10

● ケーシングを埋め殺したぐい (注) A_{1-1,3}, P_{1-1~4}, : KATO 20 TH, 他は三菱 BT-2

特筆すべきぐい

- A_{1~2} 10/7, 施工したがケーシング引き上げが苦しく, 加えて共上り現象により鉄筋及び, コンクリートを抱いたまま上り埋戻し後, 11/9 再打設
- A_{1~12} ケーシング引抜困難となり, 1時間40分後ケーシング3本(9m)を残しジョイント部で切断
- A_{1~18} 10/9, ケーシング引抜困難(コンクリート打設前)となりクレーン3台応援し, 何とか引抜き, 11/2 再打設
- A_{1~10} 10/11, コンクリート投入後, 引抜困難となり鉄筋引上げ後, コンクリート掘削し11/4 再打設
- P_{1~11} 11/25, ケーシング引き抜き困難となり, ジェットにより引抜き後, 12/4 再打設
- P_{1~12} 11/27, A_{1~12} と同一現象となり, ケーシング3本(9m)埋め殺した

6. 関 東 地 建 - 4

「鉄筋コンクリートぐい打ち込み試験結果」

利根川下流工事々務所

図-1に示す地盤に、図-2に示す4種類のぐいで、打ち込み試験を行なった。図-2のぐいは、(b)にあっては主鉄筋 $\phi 9$ mmを14本使用しており、(a)、(c)、(d)にあっては、更に補強部に $\phi 9$ mm鉄筋を主鉄筋間に1本ずつ配筋し、らせん鉄筋のピッチをぐい頭部と同じにしている。

打ち込み試験の結果(表-1)から、図-2(a)のぐいを使用することとした。

図-1 土質柱状図

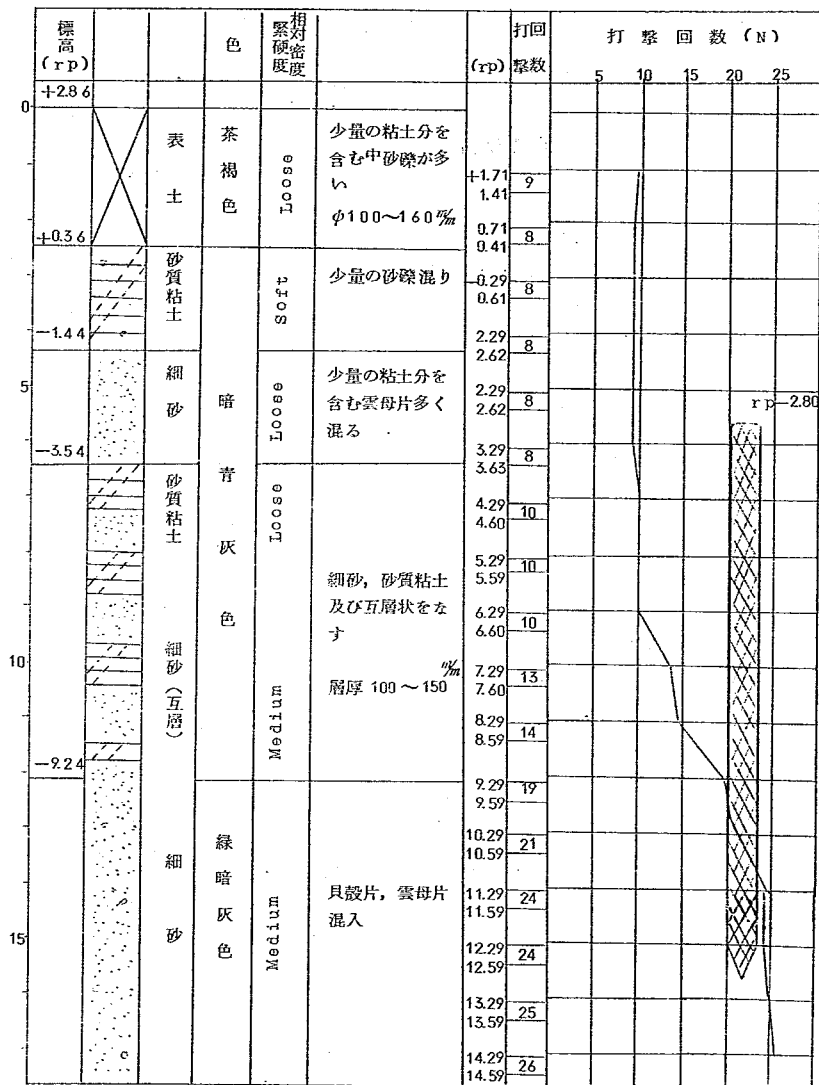


表 - 1

くいの種類	くい形状寸法	打込機種	リバウンド C (cm)	最終沈下量 S (cm)	ラム落下高 H (m)	許容支持力 Ra (ton)	摘 要
普通ぐい (直枕)	$\phi 0.40 \times 14$	D-22	0.80	0.70	1.50	83.1	くい全面に亀裂発生
" (直)	" $\times 14$	D-12	0.80	0.12	1.80	89.3	" (くい座屈)
開放ぐい (直)	" $\times 14$	D-22	0.90	1.10	1.25	49.2	"
" (直)	" $\times 14$	D-12	0.70	0.40	1.60	55.0	" (くい座屈)
補強ぐい (直)	" $\times 10$	D-22	0.88	0.69	1.25	78.2	異 状 な し
" (斜)	" $\times 10$	D-22	0.70	0.64	1.25	89.3	"
" (斜)	" $\times 10$	D-12	0.59	0.11	1.25	95.2	"
補強開放ぐい (直)	" $\times 12$	D-22	1.10	1.84	1.25	34.2	"
" (斜)	" $\times 12$	D-12	0.58	0.54	1.25	42.2	"
ジェットぐい (直)	" $\times 10$	ジェット及び 2tonモンチン	2.40	2.10	1.50	39.6	異 状 な し
" (斜)	" $\times 10$	"	2.00	1.50	1.50	52.3	"
補強ぐい (直)	" $\times 10$	D-22	0.82	0.84	1.60	90.5	異 状 な し
" (斜)	" $\times 10$	D-22	0.84	0.76	1.60	95.8	"

くいの動力学的支持力算定

但し、Ra = くいの許容支持力 (ton)

 $F = \alpha W \cdot H$ (ディーゼルバイルハンマーによる) (ton・cm)

S = くいの最終沈下量 (cm)

ef = くい打機の機械摩擦係数・・・0.85

 $\eta = \text{打撃効率} \quad \eta = \frac{W + e^2 P}{W + P}$ e = 反発係数・・・0.25

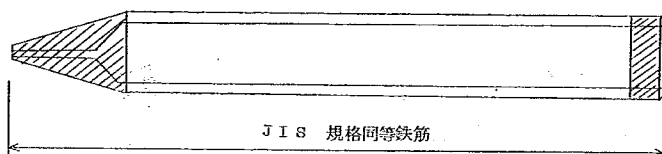
P = くいの重量 (ton)

C = リバウンド (cm)

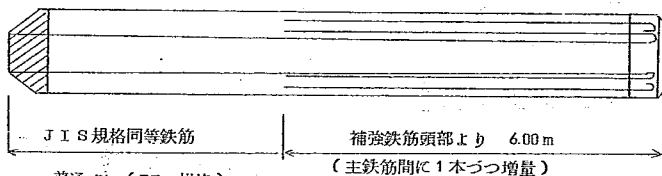
$$\text{Hiley 公式による} \quad Ra = \frac{\eta \cdot ef \cdot F}{S + C/2} \times \frac{1}{5}$$

安全率・・・3

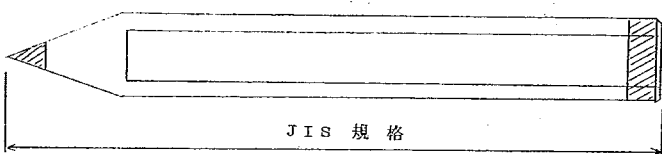
a. ジェットぐい



b. くい頭部補強開放ぐい



c. 普通ぐい (JIS 規格)



d. くい頭部補強ぐい (採用)

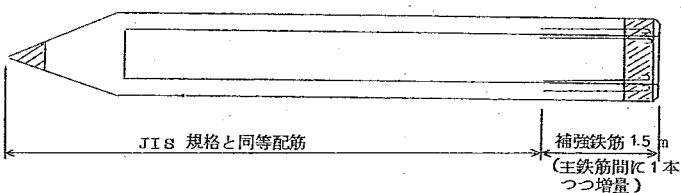


図 - 2

7. 関 東 地 建 — 5

「場所打コンクリートぐいの信頼性について」

宇都宮国道工事事務所

A. 場所打ちコンクリートぐいの使用

1. 種 類 カルウエルド工法
2. 使用橋種 高架橋
3. 使用構造物 橋台 1基 橋脚 12基
4. 寸 法 $\phi 1,000 \text{ mm}$ $L = 24 \text{ m} 600 \sim 29 \text{ m} 600$
5. 使用本数 62本
6. 設計数値

a) 許容水平力 横地盤反力係数 $K = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$

諸元 状態	杭 頭 変 位 量		水 平 力	
	許容変位量	設計最大変位量	許容水平力	設計最大水平力
常 時	5 mm	6 mm	1 1.3 t	1 3.3 t
地 震 時	20 mm	17 mm	4 5.3 t	3 8.5 t

b 許容反持力

諸元 状態	反 持 力	
	許容支持力	設計最大支持力
常 時	2 04 t	1 59.3 t
地 震 時	3 06 t	2 89.1 t

安全率 常 時 2 地震時 3

設計N値 43 (補正值)

7. 採用決定の理由

地質調査の結果、橋梁構造物の支持層として十分期待できる支持層は T $P \pm 0$ より約 25 m の深度にある N 値 50 以上の砂および砂礫層である。本地点の基礎工法として、既成コンクリートぐい基礎、鋼管ぐい基礎、場所打コンクリートぐい基礎、ケーソン基礎等が考えられ、工期、経済性、施工の確実性、及び騒音、振動等、各方面から検討をした結果は次の通りである。

工費及び工期

工法		RCぐい	PCぐい	鋼管ぐい	場所打RCぐい (カルウエルド)
本数	本	516	450	264	186
単価	円/本	203,700	223,400	434,400	540,000
工費	円	105,109	100,530	114,682	100,440
工期	日	80	70	55	125

経済性 場所打RCぐい

工期 鋼管ぐい

が最も有利である。

施工性 鋼管ぐい

騒音振動 場所打RCぐい

以上の結果より、場所打RCぐい、鋼管ぐいに比べられ、 $A_1 \sim P_{11}$ の橋台1基、橋脚11基の基礎は住家、商店、工場等の家屋が密集しているため、鋼管ぐいのような長尺ものの既成ぐいを打ち込むことは、振動、騒音等の悪条件が重なり、地元から相当激しい苦情が予想され、場所打RCぐい基礎工法とした。

$P_{12} \sim A_2$ は全体工事の大半を占めているが、きわめて軟弱な地盤であり、附近一帯水田地帯となっており、継手が確実で工期が短かく、施工の確実な鋼管ぐい基礎工法とした。

場所打ぐいの設計については、使用単位セメント量を 390 Kg/m^3 、目標圧縮強度 $\delta_{28} = 300 \text{ Kg/cm}^2$ としてコンクリートの許容圧縮強度 70 Kg/cm^2 、鉄筋カグリ 7 cm として設計した。

B. 場所打コンクリートぐい施工にあたっての失敗・事故

1. バケット接置ビンの切断によってバケットをぐい孔に落下した。

構造物名 P₁₀ 橋脚基礎ぐい

ぐいの種類寸法 $\phi 1,000 \text{ mm}$ $L = 25 \text{ m}$ 400

支持地盤造ぐい孔掘削完了時にバケット接置ビンの切断によってバケットがぐい孔に落下してバケットを拾い上げることができず、対策として、孔内にコンクリートを打って、無筋コンクリートぐいとし設計計算の検討を行い安全性をチェックし、新たに1 m 離して場所打ぐいを施工した。

2. 考察

施工については支持層までの土質が粘性土～ミルト質粘土でカルウェルド工法としての条件が比較的良好なため、支持層迄のぐい孔壁の崩壊はベントナイト溶液で十分防止できたが、支持層は $\phi 20 \sim 40 \text{ mm}$ の隙交り砂となっており、ベントナイト溶液での壁面の崩壊防止は支持層への根入れ深さ1.5 mの掘削が限度であった。

又、ぐい孔掘削完了後、ぐい孔径の確認する方法がなく、打設されたコンクリート量をコンクリート打設深さから逆算して、ぐい径をチェックする方法しかないため、良質な土質においては十分信頼できるが、地質に不安のある場合は非常に信頼性にかける。このため十分なる信頼度を得るために非常に細い神経を使い施工管理を行わなければならないということを感じた。

G. 場所打コンクリートぐいの信頼性を実証する調査

場所打コンクリートぐいの信頼性を実証する調査として、現場載荷実試験を行うことが最良の方法と考えられるが、たまたま本地点附近で本工事基礎施工者によって同地質同支持層に達するカルウェルド工法による場所打ちコンクリートぐいを施工し、現場載荷試験を行った報告書があり、これを参考資料として本地点に於いても設計値を充分満足でき、信頼できるものとしてカルウェルド工法に決定した。

D 場所打コンクリートぐいの施工管理について

1. 掘削施工前に地質調査を実施して、土質を観察し支持層の確認を行った。
2. 最初のぐい施工にあたり試験掘りを行い、スライム沈澱量を測定した結果、沈澱待ち時間2時間でスライム厚15cmと非常に少く、沈澱待ち時間を30分以上経過してから底掘りを行うようにした。
3. 各ビャー毎の最初のぐいにおいて排土された土の土質を観察し、土質柱状図を作成し、土質に適応した回転速度をバケットに与えて掘削するように管理し、各ぐいの先端支持層の土を採取し標本とした。
4. 掘削完了後は必ず監督員立合のもとで支持層の土質を確認して、エスロン・スケールテープの先端に重垂を取りつけて、ぐい孔深度検尺を行い、ぐい長の管理を行った。
5. 打設コンクリート量とぐい孔深度からぐい長、ぐい径の管理を行った。結果は別表の通りである。
6. コンクリートは打設前にスランプテストを行い、ぐい1本当たり3本の圧縮供試体を作成して品質の管理を行った。
7. ぐい毎にぐい施工時間記録表を作成してぐい施工の管理を行った。

o 施工管理の問題点

1. ぐい孔直径の測定方法及び管理について

カルウエルド工法ではケーシングを用いず、素堀りを原則とする。現在、ぐい径の確実な測定方法がなく、コンクリートの打設量とぐい深検尺によってぐい径をチェックして管理する方法しかないため、はたして設計通りのぐいが施工がなされているかどうか判断しがたく、非常に不安感が残る不測な事故ともなりかねない。

E 場所打ちコンクリートぐいの信頼性について

素掘りを原則とするカルウエルド工法は中間に湧水層がある場合とかヘドロ層がある場合には、ぐい孔壁の崩落の危険性が多分に存在する。このような

場合、ベントナイト溶液又は水圧によって完全に崩落防止できると保障は今のところなく、又、くい孔掘削完了後くい径を測定し確認する方法がないため非常に不安が残る。

最近の様に社会生活が複雑化し、高度化してくると、工事中、騒音、振動による公害の第三者に与える影響も無視できず、都市内の既存ぐいの打込みは不可能で必然的に無騒音、無振動に近い場所打ちコンクリートぐいで施工させるを得ないことが多い。このため場所打コンクリートぐいの設計施工にあたっては構造物の重要度、土質、地下水位等を充分考慮し、条件に合ったくい長、くい径及び場所打コンクリートぐい施工法を決定し現場管理を充分行なう必要がある。

カルウエルド場所打コンクリートぐい施工使用機械

掘 削 機	KATO&K20-H型	1 台
	自重 20 ton 接地圧 0.48Kg/cm ²	
	穿孔可能直径 600～1,500mm	
	穿孔可能深度(ステーム付) 40m	
クレーン	住友 LINK-BELT LS-78型	1 台
ベントナイトミキサー	0.7 m ³ 入2連式	1 台
トレーミーパイプ	φ250mm 12.3mもの	一式
ベントナイト貯水及泥水タンク	7～10 m ³	2 基
ステーム	5mもの	1 本
ドリリングバケット	φ1,000mm	2 個
底漕バケット	φ1,000mm	1 個
電弧溶接器	24KVA	3 台
人員構成		
掘削機オペレーター	1人	} 計 8 人
クレーンオペレーター	1人	
溶 接 士	2人	
士 士	4人	

設計コンクリート——打設コンクリートの関係

95~98

高架橋場所打コンクリートぐい(カルウエルド工法)

設計コンクリート—打設コンクリートの関係

築造年月日	ぐい径	ぐい番号	掘削長 (m)	天端下り (m)	ぐい実長 (m)	(A) 理論 コンクリート量 (m^3)	(B) 打設 コンクリート量 (m^3)	B/A (%)	平均径 (mm)	摘 要
4.2.4. 8	1,000	P ₁ - 3	3,050.0	1,537	2,896.3	2,274	2,300	101.1	1,006	
4.1.1	"	A ₁ - 5	3,120.0	1,700	2,950.0	2,316	2,350	101.5	1,007	
4.1.2	"	P ₁ - 4	3,050.0	2,200	2,880.0	2,261	2,300	101.7	1,009	
"	"	A ₁ - 1	3,120.0	2,050	2,915.0	2,288	2,350	102.7	1,013	
4.1.3	"	P ₁ - 2	3,060.0	2,200	2,880.0	2,261	2,300	101.7	1,009	
"	"	A ₁ - 6	3,100.0	1,920	2,908.0	2,283	2,400	105.1	1,026	
4.1.4	"	P ₂ - 1	3,020.0	1,650	2,855.0	2,241	2,300	102.6	1,013	
"	"	A ₁ - 2	3,150.0	1,930	2,957.0	2,321	2,400	103.4	1,017	
4.1.5	"	P ₂ - 2	3,050.0	1,850	2,865.0	2,249	2,500	111.2	1,054	
4.1.7	"	A ₁ - 3	3,100.0	1,800	2,920.0	2,292	2,350	102.5	1,013	
4.1.8	"	P ₂ - 1	3,040.0	1,610	2,879.0	2,260	2,300	101.8	1,009	
"	"	A ₁ - 4	3,120.0	2,000	2,920.0	2,292	2,350	102.5	1,013	
4.2.1	"	P ₂ - 4	3,000.0	1,715	2,828.5	2,220	2,700	121.6	1,103	
4.2.2	"	P ₃ - 2	3,950.0	1,635	2,786.8	2,188	2,300	105.1	1,025	
4.2.3	"	P ₂ - 3	3,000.0	1,800	2,820.0	2,214	2,700	122.0	1,104	
"	"	P ₃ - 1	"	2,000	2,800.0	2,198	2,300	104.6	1,023	
4.2.4	"	P ₅ - 2	2,830.0	1,756	2,654.4	2,084	"	110.4	1,051	
"	"	P ₃ - 3	2,950.0	1,509	2,791.0	2,191	"	105.0	1,025	
4.2.5	"	P ₅ - 8	2,830.0	1,700	2,660.0	2,088	2,250	107.8	1,038	
4.2.6	"	P ₃ - 4	2,950.0	1,730	2,777.0	2,180	"	103.2	1,016	
"	"	P ₅ - 4	2,860.0	2,210	2,639.0	2,072	2,200	106.2	1,030	
4.2.7	"	P ₄ - 1	2,900.0	1,700	2,730.0	2,143	2,400	112.0	1,058	
4.2.8	"	P ₅ - 6	2,800.0	2,160	2,594.0	2,036	2,150	105.6	1,028	
"	"	P ₄ - 2	2,960.0	1,800	2,780.0	2,182	2,300	105.4	1,027	
4.3.0	"	P ₅ - 1	2,840.0	2,000	2,640.0	2,072	2,200	106.2	1,030	
5. 1	"	P ₄ - 3	2,900.0	1,700	2,730.0	2,143	2,400	112.0	1,059	
5. 2	"	P ₅ - 5	2,810.0	2,160	2,594.0	2,036	2,150	105.6	1,028	
5. 3	"	P ₄ - 4	2,900.0	1,800	2,720.0	2,135	2,300	107.7	1,038	
5. 4	"	P ₅ - 7	2,810.0	2,200	2,590.0	2,033	2,150	105.8	1,028	
"	"	P ₅ - 9	2,850.0	2,400	2,610.0	2,049	2,200	107.4	1,036	
5. # 5	"	P ₅ - 3	2,810.0	2,150	2,615.0	2,053	2,200	107.2	1,035	
							Σ	3,298.6	3,197.1	
							Σ/n	106.4	1,031	

8 中国地建 - 1

「リバースサーキュレーションドリル工法による基礎ぐいの設計並びに施工
 についての問題点」

広島国道工事事務所

1. 設計について

(1) 横方向水平抵抗力について

新比治山橋、新明治橋の各杭に受ける水平力は表 - 1 のとおりである。

表 - 1

		1 基当り杭本数	1 本当り水平力
新比治山橋	橋台	24 本	42.3 t
	橋脚	4	46.0
新明治橋	橋台	8	34.9
	橋脚	5	37.6

備考： $\phi 1,0$ m 杭頭固定

杭頭における水平変位量 8 mm の場合 水平抵抗力 48.0 t / 本

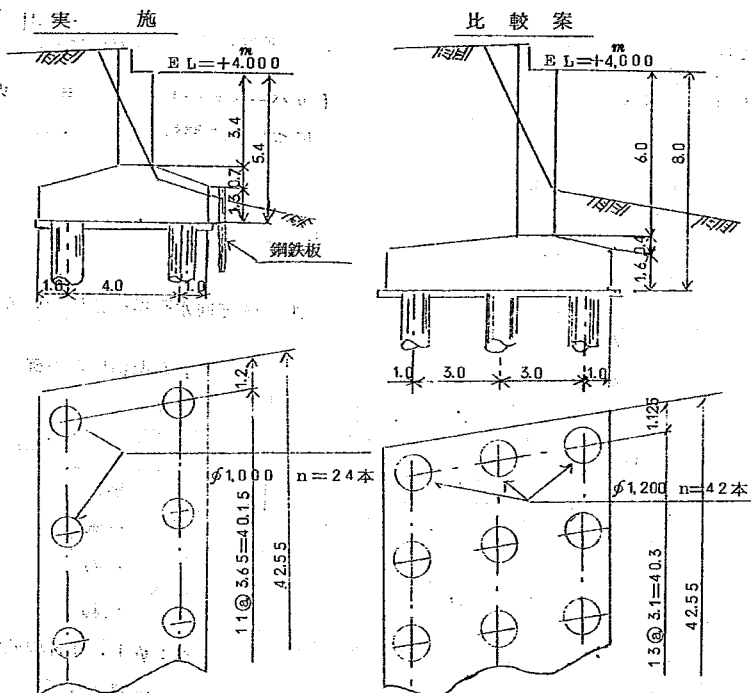
" 10 mm " " 60.5 t / 本

新比治山橋、新明治橋の橋台については、大きな水平力を受けるので図 - 1 のように橋台の高さを低くして水平力を少くし、前面はシートパイルによって締切りをして洗堀に対抗させ、杭本数を減らし、経済性をはかった。

(2) 鉛直支持力について

杭本数は橋脚では、新比治山橋の鉛直力は 169 t / 本 (4 本 / 基) 新明治橋は 165 t / 本 (5 本 / 基) でかなり余裕のある設計となった。これは水平力と土質は、不確定要素が多分に含まれており安全をみた。

図-1 橋台設計図



掘越し（予掘）について

リバース杭は、ケーシングを用いないので、実際の杭径はどうしても設計杭径よりも大きくなる。

ビット径と掘削された孔との容積割増率（予掘）については出来るだけ少なくする必要がある。これは土質によっても、或は施工業者によつても差があるが一般にシルト質粘土層の場合8～10％、砂質の場合10～15％程度、といわれている。表-2は、新比治山橋、新明治橋の実測データの平均値を示したものである。

これによると新比治山橋では容積で10%の割増となり、新明治橋では砂利層が多かった為割増が多く全体で17%の割増となっている。

特に支持層の砂利層に入ると、掘進速度も1m/h以下になり、容積も20~30%の増加となる。リバース工法は強制的に掘進する工法でないのでスピードがおそくなり掘り進めなくなると、どうしても付近の粒径の少ない土砂を吸上げ、砂利はあとに残る傾向になると思われる。この表によってもリバース工法は粘土層、シルト層の掘削には適しているが、砂利層にはあまり有効でないことがわかる。

しかし、これは施工業者の側からいえることで、構造物自体からいえば設計より大きな杭であり、摩擦抵抗力が増大し、支持層付近が大きな杭となる為、先端支持力も20~30%も増加している状態で、それだけ安全率の高い構造物といえる。

安全率については、いろいろ論議もあるが、必要以上とすることもない観点から、設計において、これらを或る程度考慮してもよいのではないかと考えられる。

表-2 杭の掘越し率(平均値)

新比治山(その1)

		径 (m)	容 積 (m ³ /m)	設計に対する 割増率(%)
砂質シルト	①	1.18	1.093	101
	②	1.02	0.816	101
	③	"	"	"
シルト	④	"	"	"
質	⑤	"	"	"
粘土	⑥	1.03	0.833	103
シルト質粘土 に砂岩混り	⑦	1.12	0.985	122
砂 礫	平均	1.06	0.883	109
	設計	1.016	0.810	110

新比治山 (その2)

		ほうかいにより 掘り直した場合(例)						
			径 (m)	容 積 (m^3/m)	設計に對する 割増率 (%)	径 (m)	容 積 (m^3/m)	設計に對する 割増率 (%)
砂質シルト ----- シル ト 質 粘 土 ----- シルト質粘土 に砂岩混り ----- 砂 礫	①	1.03	0.833	103	1.03	0.833	103	
	②	1.04	0.849	105	1.06	0.883	107	
	③	1.05	0.865	107	1.16	1.056	130	
	④	1.07	0.899	111	1.22	1.168	144	
	⑤	1.09	0.933	115	1.24	1.207	147	
	⑥	1.11	0.967	119	1.30	1.324	164	
	⑦	1.13	1.002	124	1.35	1.431	176	
平均		1.07	0.907	112	1.19	1.129	139	
設計		1.016	0.810	110	1.016	0.810	110	

新明治橋

		径 (m)	容 積 (m^3/m)	設計に對する 割増率 (%)
砂 シルト シルト質砂	①	1.07	0.899	111
	②	"	"	"
	③	"	"	"
	④	1.08	0.916	114
	⑤	1.12	0.985	122
	⑥	1.17	1.075	133
平均		1.09	0.945	117
設計		1.016	0.810	110

(3) 杭長の決定について

新比治山橋橋脚の設計杭長は表-3の資料にもとずいて26mと決めた。こ

れは砂礫層平均 $N = 40$ であるが、打留は $N = 60$ 以上あり、これ以上はとも掘削出来ないだろうと考えたからである。新明治橋の場合も考えは同じである。

実際に掘削した結果をみると、最初のボーリングによる砂礫層というのは実は砂利混り砂礫層及び玉石層で、この点ボーリング結果と異っていた。従って支持層は非常に良質で全搬に杭長は設計より短くてよかった。

実際の施工に当って、杭長を短くすることは手配した材料が無駄になることもあるし、監督者の立場からすると、より安全で、将来共心配のない十分な施工をしたいので、どうしても深くなる傾向である。

ボーリング結果については、採取した数も少なかったし、従来例では実際と異なる場合があり、あまり信頼し過ぎて失敗した例もあるので、杭施工前に各橋脚1基につき1ヶ所、橋台については2ヶ所/1基のボーリングを行って、地層をたしかめた。それでも砂利の間をくぐってボーリングをした為か地層とあるのが実際は砂利混り層で N 値も測定出来ない程、硬いところがあった。

このように現場打杭を施工する場合は前もって信頼おけるボーリング業者により、十分調査した杭長の設計には慎重を期すべきである。

表-4 ボーリングによる柱状図

深 度	土 質	N 値
2.5 m	砂	16.0
4.7 "	砂	55
17.8 "	シルト質 粘土ローム	58
26.5 "	砂	17.0
30.5 "	砂 礫	40.0

地表面 = -2.0 m

杭天端 = -4.5 m

杭 長 $30.5 - 4.5 = 26 m$

(4) 鉄筋長について

新比治山橋，新明治橋の場合，鉄筋は支持層まで全部入り総て鉄筋コンクリートである。勿論下の方は鉄筋の直径も本数も減らした。

応力計算によると，中央より下は水平力により曲げモーメントはほとんど0に近いが，圧縮力による杭の座屈，水中コンクリートの信頼性，その他二次応力等もあると考え，また今まで施工したベント杭等の例でも下まで入れているので安全を期したわけである。

図-2 曲げモーメント図

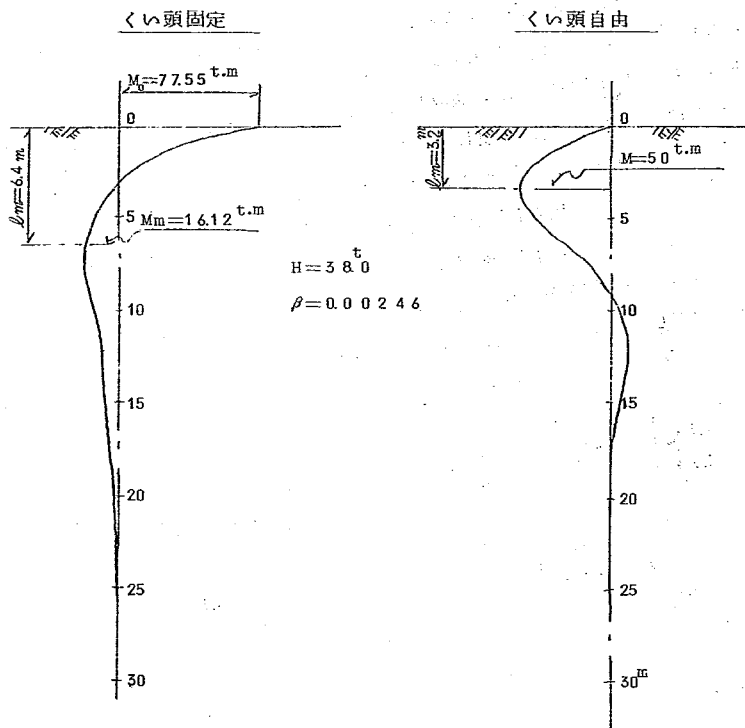
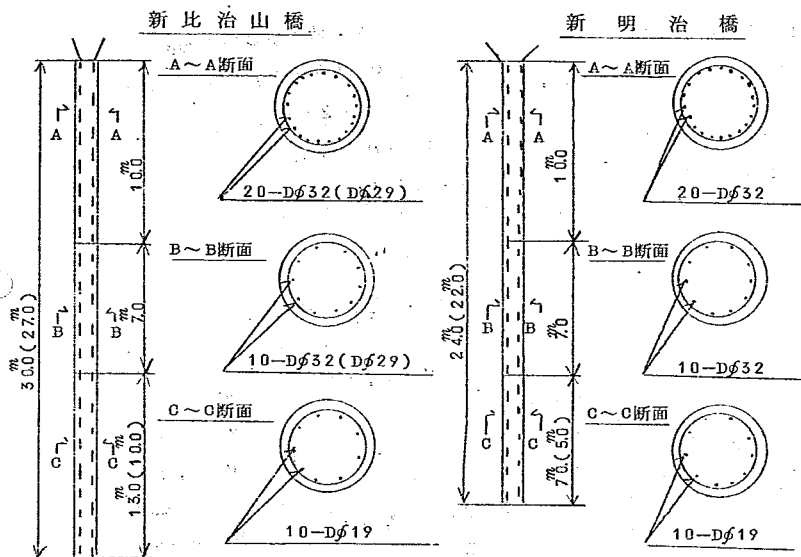


図-3 杭断面



横方向の曲げモーメントは、図でもわかるように、中央以下はほとんど0に近く鉄筋は必要ない。

杭の座屈については、杭長、土質等によるが、鉄筋が必要かどうかであったが、コンクリート自身引張力にも抵抗能力があるし（載荷試験でも立証された）、水中コンクリートも最近では施工技術も発達したので、本橋の場合も程度は省略してもよかったのではないと思われる。

施工においては、杭長は設計どうりにならないが普通で、どうしても長いものや短いものが出来る。（鋼杭についても言える）そこで、下まで鉄筋を入れるということになれば、長くなれば継足、短くなると切斷するので不経済となる。

鉄筋が途中までということになれば少々杭長が変わっても、鉄筋長さの変更をしなくてすむので施工において楽である。

2. 施工について

(1) 掘削時間について

掘進速度は、削孔径及び土質によって差違があり、他工事の施工例によると、 $\phi 1.0\text{ m}$ の場合、純掘削平均スピード、(段取等は含まず)はシルト質粘土 $N=3\sim 8$ で $8\sim 10\text{ m/h}$ 、シルト質土 $N=9\sim 20$ で $4\sim 6\text{ m/h}$ 、 $N=20$ 以上の砂礫層で $2\sim 3\text{ m/h}$ 程度と報告されている。

表-4は新比治山橋、新明治橋の例で、これは全数量を平均した値である。

表-4 杭掘削時間

砂

工 事 名	種 別	砂及びシルト	砂礫まじりシルト又は砂	砂利まじり砂礫	計
新比治山橋 (その1)	深 さ (m)	22.5	2.1	0.5	25.1'
	所 要 時 間 (h)	0°, 36'	0, 29'	0, 34'	4, 38'
	1時間当り掘削長 (m/h)	6.2	4.4	0.9	5.4
	1 m当り掘削時間 (h/m)	0, 10'	0, 14'	1°, 08'	0, 11'
新比治山橋 (その2)	深 さ (m)	19.8	5.6	1.1	26.5
	所 要 時 間 (h)	3°, 28'	1°, 14'	0, 57'	5°, 39'
	1時間当り掘削長 (m/h)	5.7	4.6	1.2	4.7
	1 m当り掘削時間 (h/m)	0, 11'	0, 13'	0, 52'	0, 13'
新 明 治 橋	深 さ (m)	17.8	3.5	1.9	23.2
	所 要 時 間 (h)	3°, 53'	0, 42'	0, 17'	7, 52'
	1時間当り掘削長 (m/h)	4.6	5.0	0.6	3.0
	1 m当り掘削時間 (h/m)	0, 13'	0, 12'	0, 44'	0, 20'

備考：ロットの取付時間は含む、準備その他は含まない

図-4 掘削記録 (新比治山その1)

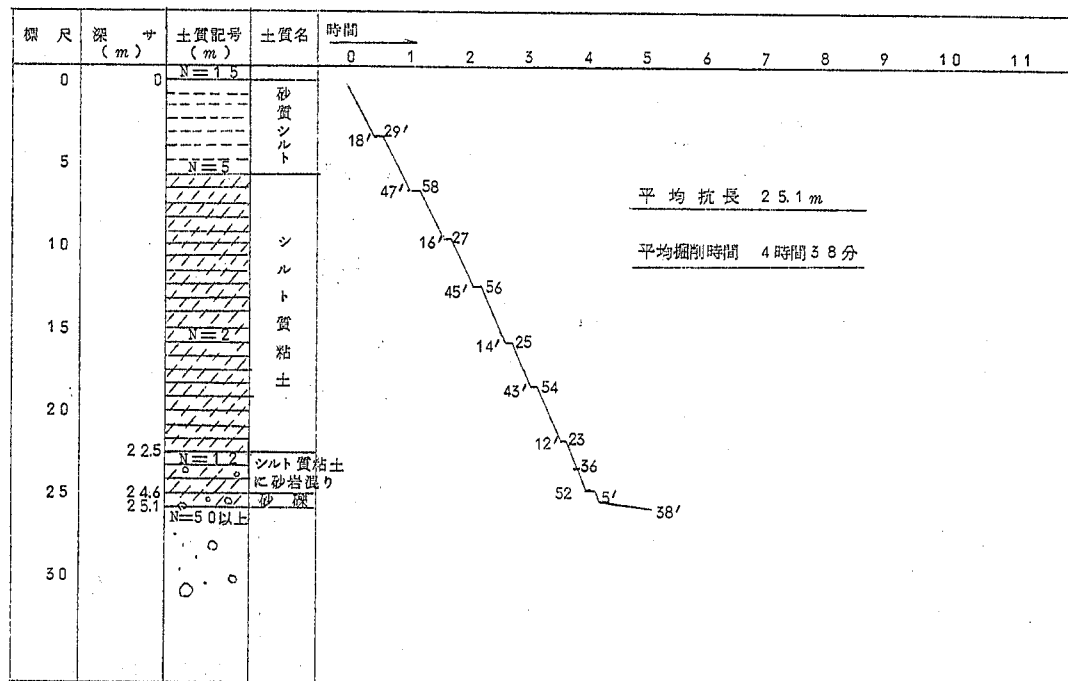


図-5 掘削記録(新比治山その2)

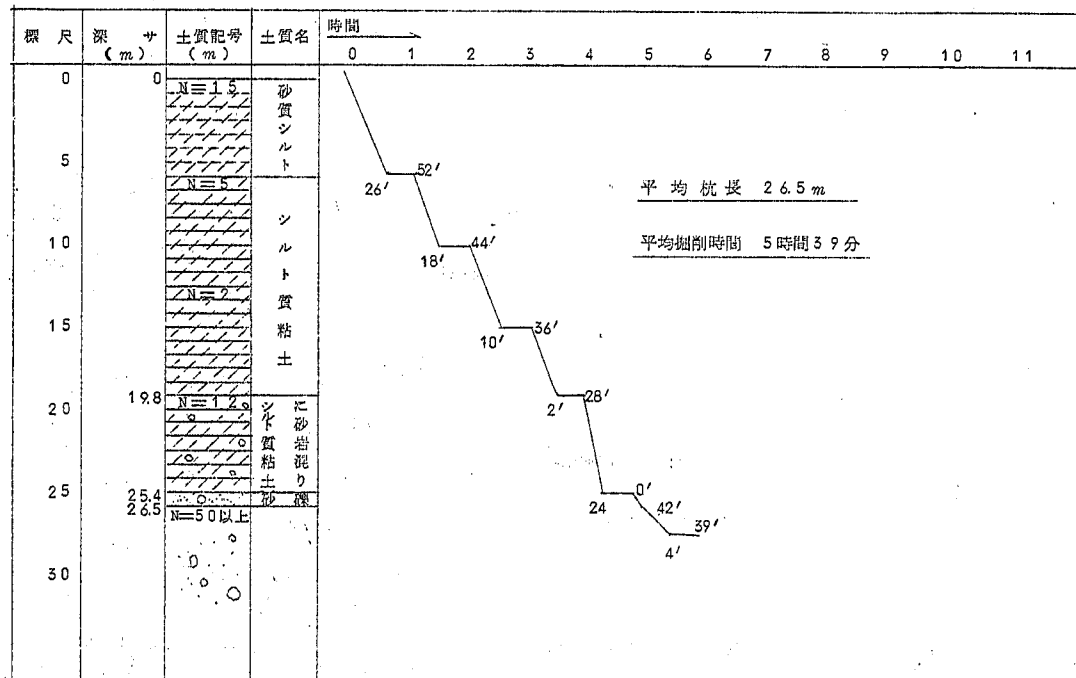
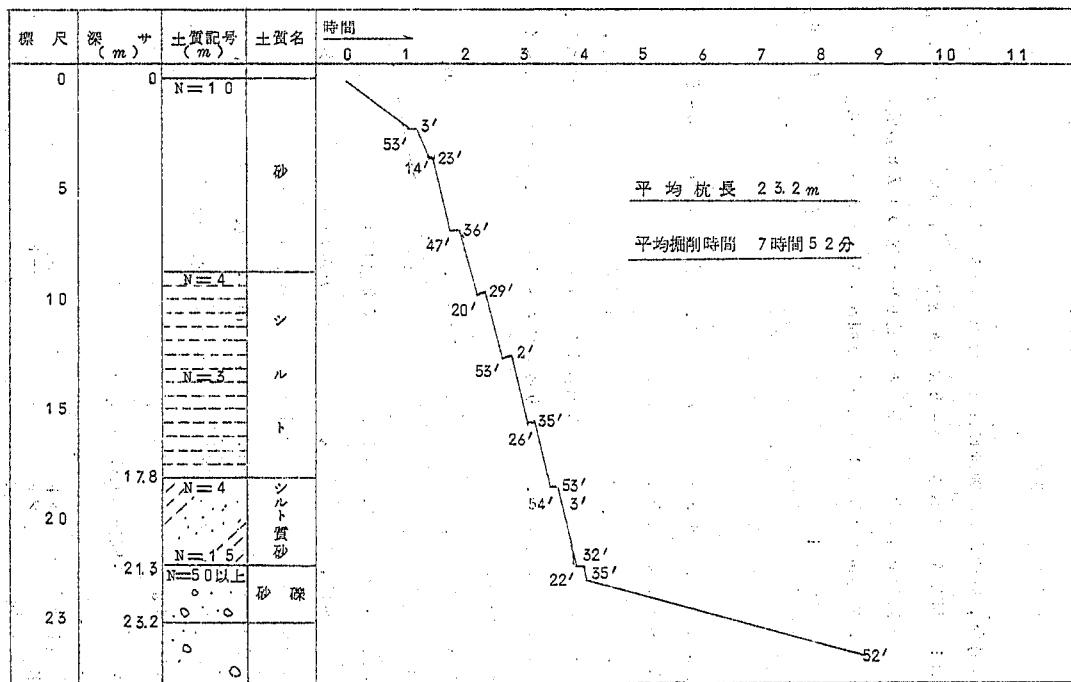


図-6 掘削記録(新明治橋)



新明治の場合、最初2 mの掘削にはオレンジピールバケットを使用した。この時間は、平均1時間03分である。表-5には砂及びシルトの中に含まれている。従ってオレンジ掘削を含まない砂及びシルト混り粘土層の17.8 m間のリバース掘削時間は、2時間50分で1時間当りの掘進速度は6.3 mである。

最初にオレンジ掘削をしたのは、上層の転石等の障害物の撤去と現地盤（河底）から水位差（ヘッド）の2 mをとる為、最初2 m程度を掘削し、それからリバース工法にしたものである。

表-4によると砂質シルト層で6~9 m/hで、砂及び砂礫層では4~5 m/h 砂利層で0.6~1.0 m/hとなっている。

これをベノト杭と比較すると、「新しい基礎工法の歩掛と実績」によると、地質は粘土及び砂利層で深さ30 mの場合18 hでそのうち8 hが掘削であり、粘土及び砂層で4~5 m/h、砂利混り砂層で3~4 m/h、砂利層で2~3 m/hとなっている。

これでもわかるように、ベノト工法は粘土層でも、砂利層でもあまり差がないが、リバース工法は土質によっていちぢるしくスピードが変ってくる。

粘土層ではリバース工法が、ベノト工法より早く2倍以上のスピードで掘削出来るのに対し、逆に、砂利層になるとリバース杭の方が3~4倍の時間がかかる。

従って砂利層の場合はリバース杭は適していないといえる。

掘削時間以外の時間即ち、準備、トレミー管吊込、清水入替鉄筋吊下げ、コンクリート打、ケーシング打込み及び引抜き等の時間はどれくらいかかるか実績を表-5に示す。

表-5 リバース杭掘削時間（平均値）

工 事 名	掘 削 時 間	清水 入替	ロット ビット 撤 去	杭 検 査	鉄筋 吊 込	トレミー 吊 込	コンク リート 打 設	ケーシ ング抜	準備 他	計
新比治山橋	5°20'	0.50	0.50	0.20	1.30	0.20	1.10	1.30	3.0	14°20'
新 明 治 橋	7°52'	0.15	0.40	0.08	1.32	0.25	1.08	1.10	2.30	15°40'

これによると、杭1本当りの所要時間は約15時間であり、掘削時間は、所要時間の40%程度と思われる。

ベント杭、鋼管杭にした場合と比較であるが、これは施工段取、施工技术等も関係してくるので比較することは非常にむづかしく、あくまで仮定となるのであるが、リバース工法の方が1本当たり約1時間程度短縮されたものと推定される。

なお工費の比較については、施工段取に関係し、実際の工事は仮設工事の費用をかけ、本工事を早くすませる方法をとる場合が多く、設計歩掛と異って来るし、また、労務者も特殊技術者で準社員のなばかりで高賃金の人が多く設計と比較するのはむづかしい。(掘進速度と実際に必要な経費とは必ずしも比例しない)従って工費の比較は今回は省略し、今後にゆずることにする。

(2) 根入れの決定について

施工に当って、どこで杭の打留にするかは判断に苦しみところである。急に岩盤でも当り全然掘進しないような場合は、そこを打留にすればよいのであるから誰でも判断出来る。しかし、除々に硬くなるような場合でどこまで掘ってもきりがないような場合は非常に困る。

新比治山橋では、表層から20~21m程度までは砂及び粘土混りシルト層で掘削も順調(6m/h程度)で問題はないが、これから砂利が混って来ると、掘進速度もにぶり(4.5m/h)2m程度掘進すると、支持層に近くなって砂利層に入り、シルト分が徐々に少なくなる。更に砂利層を0.5~1.0m程度掘削するとシルト分がまったくなくなり、砂礫が少々とほとんど砂利はかりが出るようになるのでここを打留とした。この砂利層での掘進速度は、1m/h程度で非常に時間がかかった。

鋼管杭の場合でもいえるが、杭基礎の場合一番やっかいな土質はこのように粘土の中に砂利をかんている場合で、この層を支持層にすると、砂利の中の粘土が圧密を起す可能性があるので、この層を打抜いたわけである。

新明治橋の場合もほぼ同じような傾向の土質で全長は新比治山橋に比べ2 m程度短く約23 mであるが砂利層が深く平均約2 m程度でこの層の掘削時間も約2.5倍以上を要した。

また掘削中に、 $\phi 15$ cm以上の玉石が出たため、(5回)オレンジビールバケットによる掘削を行った。この掘削時間は短いが付替操作は、一度ロッドを引上げて付替をする為予想外に時間がかかり、1回当たり1.5時間程度かかった。打留の決定は、鋼管杭の場合は打撃エネルギーと、貫入量等の関係式により1本毎に判断出来るし、また載荷試験も簡単に出来るので大体の傾向もつかめるが、リバース杭の場合は理論的な決定方法はないようで、水と共に排出される土質を見て判断すると共に躯体箇所毎に行った。ボーリングの資料により、設計以上の許容支持力かどうかををらみ合せて決定した。(例えばこれが真砂-風化花崗岩を含む一のような土質で段々と少しずつ硬くなっていくような場合は非常に判断に困ったのではないかと思う。)

この判断は理論的ではないので判断する人によって個人差が出るのは或る程度止むを得ないことかと思われる。

杭施工に当って、例えば設計が26 mだから26 m打てはそれでよいというのでは勿論いけないし、又、必要以上深くするのも不経済である。従って、打留には、種々の状態を加味して十分検討して決定は慎重に行なわなければならない。

(3) 壁面の崩壊について

リバース工法はケーシングを用いなくても壁面の崩壊はないのが利点であると述べたが、どんな場合でも壁面の崩壊はないというのではなく、不測の事故はいつでも起る可能性をもっている。

新比治山橋の場合、第1回目は試験杭で起った。これは、ケーシングが浅かった為、ケーシングの底から地表に水みちが付き、いくらヘッドをかけてもすぐ水が抜けて、水位が下り、いわゆるブロー現象を起した。この杭は少し

掘下げる必要があったが、設計外の試験杭でもありこれ以上掘り進むと崩壊しそうになったのであと少しのところで掘削を止めた。この杭は後で述べるが、載荷試験のとき圧密沈下を起した。

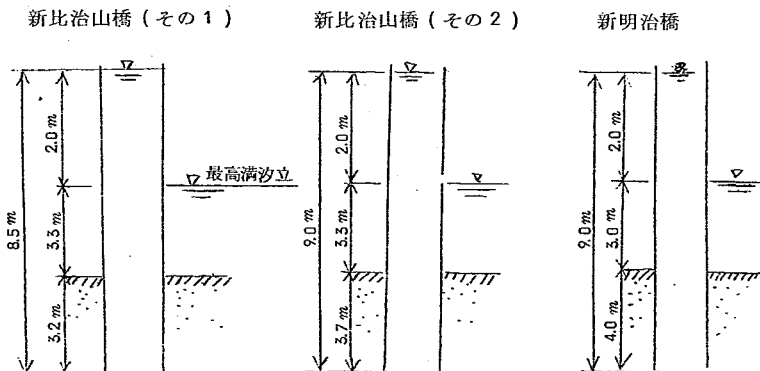
第2回目はヘッドが下り鉄筋を吊り下げコンクリートを打つ寸前に崩壊した。この為、鉄筋は引上げたが使用不能で作り替えた。その後掘削やり直しを行ったが、壁面は元には戻らないでコンクリート量は約40%の増加をみた。(鉄筋、掘削手戻、コンクリート増加は勿論業者の負担で行った。)

新明治橋の場合はブロー現象で崩壊した。この場合、最初の頃であるが、リバースの回転板をケーシングの上に直接取付けていた為、振動により地盤がゆるみ、ブロー現象が起きたものと思われる。以後はケーシングと回転板とは切離して施工したため、事故はなかった。

このように、崩壊はヘッドが下った場合に多く起きるのでこの点については十分注意して施工すれば理論上は防ぐことが出来る。

リバース杭の施工上最も問題となる事項は、やはりヘッドとケーシングの根入であると考えられる。図-7は実際に施工した例である。

表-7 ケーシングの根入れ



ケーシングの根入れは土質にもよるが大体の目安として、理論と実験から最大水頭差の0.6倍以上打込めばよいようであるが、他工事の例でこえてもブロー現象は起きた例があるそうで、実際には現地の状況から経験をもとにして判断して決める必要があると思われる。

またケーシングの先端付近を掘削するときは、あまりスピードを上げ過ぎないよう、十分注意しなければならない。

ケーシングの根入れは深い程安全ではあるが、それだけ手間がかかる。打込みは、15～20分位で割に早いのが引抜くのには手間がかかる。新明治橋の例ではP & H、(9 m吊り0.6 mのショベルと同程度)で5段滑車を使用して引抜いたが50分～1.5時間はかかった。

清水入替について

崩壊とは別問題であるが、コンクリート打設前の水の入替について少しのべる。

これは掘削が完了して、鉄筋を吊り下げトレミー管を施置し、コンクリートを打設する迄に杭中に浮遊している土砂が杭底に降りて溜り、この上にコンクリートを打設すると荷重がかかった時、この間が圧密沈下をきたすおそれがある。これを防ぐ為掘削が終了すると、ロッドの回転を止め、水の入替を行い、浮遊している土砂を排出して、清水にする作業である。

アースドリル工法で、ベントナイトを使用した場合、載荷試験を行った結果わずかの荷重で沈下した例があるそうであるが、リバース工法は支持層の上に軟かい土砂が沈澱するということは防ぐことが出来る。

なお清水入替に要する時間は15～20分である。

(4) 仮締切、残土処理について

新比治山橋、新明治橋の場合、漁業権の問題で河中に泥水を流せない状態であった。従って掘削した土砂の処分が問題となった。

掘削した土砂は粘土質が多く、しかもリバースの特性として、土砂は水と共に排出する為水を多く含んでおり、とても市街地をトラック運搬することは出来ない。また仮に運搬出来たとしても、このような軟弱な土砂をほしがる人もいない。従って排出した土砂は船運搬で海上捨土ということになった。

先にリバース工法は市街地に適しているといったが、新比治山橋、新明治橋のように船の出入が出来るところはよいが市街地の陸橋を施工する場合又は船の出入が出来ないところの施工では十分残土処理のことを考慮して施工する必要があると思う。

仮締切は河中に泥水を流してはいろいろ問題が起きるので基礎工事に先立って行ったものである。仮締切は杭施工のときは溜池となり、掘削した土砂はこの締切の中に溜めておき、掘削工程とは別に都合のよいときに残土処理を行うことも出来る。

作業員は、運転手等 5~7 人程度なのでカッパを着用すれば雨中の作業も一向差支えなく、従って雨天の為に掘削工程が延びるということとはなかった。

また仮締切は躯体施工のときは勿論、締切として必要なものであるがこの他に機械及び作業用足場にも兼用することが出来た。

なお、上部荷重、地盤条件にもよるが、羽田モノレール工事の場合のように、河川又は海中に土砂を流出してもよい場合は仮締切を行わず、いきなり水中施工すれば工期も早く工費も安く出来ると思われるが、本橋の場合はこれが出来なかった。

参考までに、水と土砂との排出割合であるが、ポンプの容量 $4 \text{ m}^3/\text{分}$ で土砂と水の比はヘドロで 1 : 10、シルト質粘土で 1 : 15、砂礫で 1 : 30 程度と思われる。

(5) 品質管理について

杭における品質管理の主なものはコンクリートと鉄筋である。

① コンクリートについて

杭のコンクリートは、常に2 m以上の水位差をつけた (0.2 kg/cm^2) 水中でコンクリートを打設するため水中コンクリートとなる。

水中コンクリートは、コンクリート標準示方書86条で単位セメント量 390 kg/m^3 以上となっているので、この最低使用量で施工した。施工したコンクリートの強度は表-6の通りである。

表-6

	圧 縮 強 度		テストピース の 数 (個)	ス ラ ン プ (平均) (cm)
	7日(平均値) (kg/cm^2)	28日(平均値) (kg/cm^2)		
新比治山(その1)	242	329	108	18.5
・ (その2)	236	331	153	18.5
新明治橋	250	343	165	18.0
平 均	244	336	426	—
目 標 強 度		240以上		15~20cm

新比治山橋については、コンクリート打設後、長さ10 mにつき2箇所コアボーリングを行い、このテストピースで試験を行って実際に施工した杭の強度があるかどうかたしかめた。

この結果は表-7のとおりである。

表-7

	圧 縮 強 度		
	7日(平均値) (kg/cm^2)	28日(平均値) (kg/cm^2)	59日(平均値) (kg/cm^2)
新比治山(その1)	251	343	361
・ (その2)	253	346	406

これによると σ_{28} で目標強度 240 kg/cm^2 を大きく超えて 340 kg/cm^2 程度の強度をもっている。

従来の袋を吊り下げて河底で開くようなコンクリート打設方法では相当

の強度低下をきたすおそれもあるが、トレミー管を用いて施工技術が進歩した現在では 390 kg/cm^3 のセメント量は多すぎて、 340 kg/cm^3 程度でも良いのではないかと思う。

水中コンクリートの施工時間は表-8のとおりである。この場合トレミー管を用い連続してコンクリート打設を行ったものであり、またコンクリートは生コン車がすぐ近くまで行けるような棧橋を作り、直接トレミー管の中に生コンクリートを入れた。なお途中でコンクリート切れるといけな

表-8

	コンクリート打設 平均杭数 (m)	トレミー管吊込 平均時間 (分)	コンクリート 打設時間	計	摘要 m/hr
新比治山橋	257	20	1時間10分	1時間30分	17
新明治橋	223	25	1時間8分	1時間33分	14.8

② 鉄筋について

JIS-3112の許容誤差は表-9のとおり。

表-9

	直 径 (mm)	許 容 誤 差 (mm)	摘 要
直 径 (4-10-1)	16以下	± 0.4	
	16~28	± 0.5	
	28以上	$\pm 1.8\%$	
重 量 (4-10-2)	10以下	$\pm 7.0\%$	
	10~16	± 5.0	
	16~28	± 4.0	
	28以上	± 3.5	

新比治山橋において、抜取検査を行ったところ、高張力異形丸鋼については規定どおり合格していたが、普通丸鋼については入荷時期によって合格す

る場合と不合格の場合があり；不合格品が入荷した場合はそのロール全数が不合格であった。

表-10は検査した不合格の場合の例（平均値）である。

表-10

径(A)	実測径 (B) (mm)	(B) —×100 (A) (%)	実測重量 (C) (kg/m)	標準重量 (C) (kg/m)	(D) —×100 (C) (%)	許容重量に 換算した直径
13mm	15.52	96.3	0.966	1.4	92.9	12.64mm以上
16	15.58	97.4	1.496	1.58	94.7	15.70
19	18.61	98.0	2.134	2.23	95.7	18.67
22	21.52	97.8	2.854	2.98	95.8	21.54

これをみてわかるように、直径の許容誤差は±0.5mmということになっているが、これを拡大解釈して-0.5mm以内ならよいという考えで、誤差範囲ギリギリで製作したものと思われる。（径は合格しても重量で不合格になっている）

われわれの常識からいえば、例えば13mmの丸鋼で±0.5mmの誤差といえば、13.5mm-12.5mmまでの平均値が、13mmあるという考えであり、例えば95tのものを、100tと買って買われたのでは埋居に合わないで取替を行った。

しかし施工時期によっては、JIS規格合格品は入手困難な場合があり工事がおくれる場合もあり、このような時はその設計のとき考慮する必要がある。

(6) 騒音測定について

リバース杭の1本当たり所要時間は、15~16時間であり、施工条件としては、連続作業が望ましいので当然作業も早朝とか夜間に行われる場合が生じてくる。

しかし本橋架設地点付近は住宅地域（第一種）であり、工事による騒音がどの程度かを測定した。

測定は別図の左岸側（その1工事）と、右岸側（その2工事）とを個別に行い、又、測定時の条件もいろいろ考えられるので、表-11のような作業状態について測定した。

表-11 測定条件（晴天）

条件	右岸側（その2工事）		左岸側（その1工事）	
	日，時	機械運転状況	日，時	機械運転状況
①	1月24日 14時	矢板打 リバース運転，コンプレッサー運転	1月24日 15時	リバース運転
②	1月25日 19時	連続作業なし	1月24日 19.5時	生コン打設
③	1月25日 19時	リバース運転	1月25日 7.5時	リバース運転， 台船（ウインチ運転）
④	1月25日 11時	リバース運転，コンプレッサー運転， 台船（ウインチ運転）		

表-12 騒音規定

地 域	昼 間	夜 間
第一種（住宅地）	50 ホーン	45 ホーン
第二種（住宅，工場）	65	55
第三種（工場）	75	65

表-13 騒音測定値

	右岸側（その2工事）				左岸側（その1工事）			
	①	②	③	④	①	②	③	④
A	47	34	44	45	45	46		
B	47	35	45	45	46	47	47	
C	49	37	48	52	48	48	41	
D	53				58	55	51	
E		35	54	53	52	56	42	
F	53				49	51	38	
G	45	35	40		54	42	47	
H	55	33	35	40	48	45	36	
I		33				66	47	
J		35	40	42		74	66	
K		35	40	50	45	44		
L	45	35	45	57		43	40	
M		40	46	45	68	71	63	
N		35	40	41				
O		40	43	42				

以上の測定結果より、機械稼動時と作業休止時とで10ホーン程度の差があることが分る。全般に作業時でも50ホーン程度であり、交差点（J・M）の自動車交通によるものと思われる63～74ホーンに比べると低く、したがって工事による影響はないものと思われた。

(7) 載荷試験について

垂直載荷試験は、新比治山橋では橋脚位置で2箇所、新明治橋で橋台位置で1箇所合計3箇所行った。載荷々重は400tであったが、実際には800tの

荷重をかけると相当大がかりな設備を必要とし、時間もかかるので、一応設計支持力の2倍程度もかけて安全が確認出来ればよいと考えたので、400t程度に留めた。

水平載荷試験は、新比治山橋の左右岸各橋台位置において、50tの荷重をかけ、単杭（杭頭自由）で行ったもので、荷重と変位量の関係及び応力状態をチェックする意味で行ったものである。

しかし、実際に施工されたものは、単杭ではなく、杭頭固定の群杭で実際の応力とは異っている。

この橋台は、中央に将来高速車線を作れるよう継足が出来る構造となっており、この場合の応力の変化、及び必要に応じていつでも測定出来るように、コードを一箇所にまとめ函内におさめてあるので、今後チャンスを見て測定すれば参考になると考える。

測定結果は以下結果表だけ揚げたが、結論をいえば、結論をいえば、設計の許容支持力及び水平抵抗力以上は十分期待出来るものと確認された。

なおコンクリート杭の載荷試験は結果が出るまでコンクリートの硬化が1箇月近くかかる関係もあって、かなりの日数がかかり、結果がわかったときには工事は相当進んでおり、今後の工事及び設計には参考にはなるけれども試験をした工事そのものには参考にならないようである。

3. 考 察

リバスサーキュレーション工法について要約すると次のようである。

- ① 市街地、特に、住宅街の施工では公害問題もやかましい折であり、防音、防震の必要のある場所の施工に適している。
- ② 船で施工出来る処では、大きな仮設を必要とせず、施工速度も速いので経済的といえる。

- ③ 長さ30~40mの杭では、長さによる施工歩掛の増大が少いので有利である。20m以下では、陸上基礎の場合、アースドリルの方が溜池も必要でなく、機械経費も少く、附属品も少いので経済的と思われる。
- ④ 長さ30m未満で音がしてもかまわない場合は、斜杭も打てる鋼管杭の方が有利の場合もある。

但し、鋼杭は海水の影響を受け腐食のはげしい地点は防食費も考慮する必要がある。

- ⑤ 砂利、玉石の多いところでは、リバース杭はオレンジビットの付替をしなくてはならないし、これは予想外に手間がかかり歩掛の増大となる。

また砂層で非常に崩壊しやすいところでは掘越しが多く、コンクリートを多く必要とし、掘削歩掛は少くともこの方が増加する場合がある。

従って、このようなところでは、リバース杭より砂利層の掘削速度の速いベノト杭の方が有利ではないかと思われる。

- ⑥ RC杭は、1本当りの許容支持力が300t近いので、トスパンで、上部からの荷重が割に小さい場合は不向きである。

- ⑦ リバース杭は垂直杭を打つ場合は、誤差が少く長所となっているが逆に短所であるとも云える。というのは斜杭を打てないからである。従って、水平力を大きく受ける場合(例えば高さの高い橋台など)、杭本数は水平力で決まり、例えば垂直力だけなら10本でよいものが水平抵抗力を増す為20本の杭が必要ということもある。このような不経済な設計するよりは鋼管杭で斜杭を打った方が安い場合がある。このような場合は、水平力をあまり受けない躯体構造とするか、出来ない場合は他の工法にするのが経済的といえる。

- ⑧ リバース杭は、市街地内施工に適しているが、一番困るのは残土の問題である。リバース杭は水を多く使用し、陸上で行う場合は溜池が必要で、河川上でも直接泥水を流してはならない場所もあり、掘削された土砂は、水と混ぜ合せたもので非常に悪く、この処置を考えて施工する必要がある。

4 結 び

今回はリバース工法の施工法、特徴等を紹介すると共に、実際に施工した結果考えついた事柄、注意事項等について述べた。

新比治山橋，新明治橋共，市街地でもあり，また土層は，広島市デルタ地区特有の軟弱地盤層で，短所もあるが，長所もまた多く，リバース工法に適していたものと確信する。

しかし，リバース工法は前にも述べたように，万能ではなく，施工場所によって適しているかどうか判定すべきであり，またこの工法を採用するにしてもいろいろと注意すべき事柄があると考ええる。

なお載荷試験結果については，簡単に述べたが調査する事項もまだ不十分な点もあるので，これら結果をまとめて，別の機会に発表したいと考えている。

リバース工法は今まで述べたように，他の工法にみられないような長所もありこの長所を活かして，今後の発展を期待すると共に，この項が何らかの形で参考になれば幸と思う。

9. 中国地建 - 2

「リバースぐいの載荷試験について」

広島国道工事事務所

1 ま え が き

平野橋（設計名新比治山橋）は2号線のバイパスとして計画された，新広島国道が京橋川に架る橋長133m，巾員19.5m（将来計画40m）の橋梁で，昭和40年10月着工し，41年12月完成したものである。本工事のうち，下部工事の基礎は中国地建最初のリバース工法によるRC現場打杭で施工した。

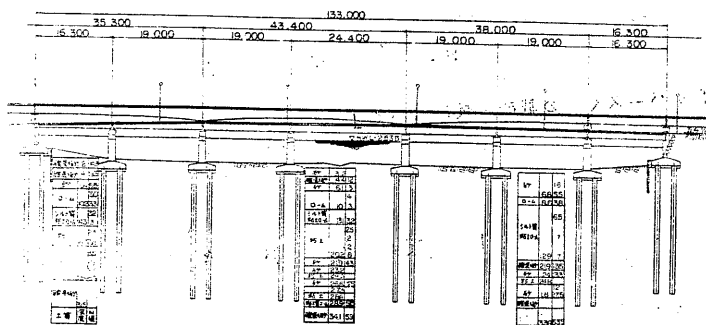
リバース工法の特徴，施工状況及び問題点等については，すでに昨年度において報告を行ったが今回は引続き，垂直及び水平載荷試験の結果について報告書として，まとめたものである。

垂直載荷については，設備費・工程・及び控杭の関係等により最大載荷々重400tとしたので結果は降伏点にも達しなかった。この為十分な解析は行なうことが出来なかったが，一応設計荷重の2倍以上の安全性は確認された。

一方，水平載荷について試験杭は橋台基礎杭そのもので実用杭である為，杭が破壊する迄載荷することは避け，最大荷重60t，鉄筋応力 $2,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ に押え，慎重を期した。試験は，杭の打設時埋込まれた鉄筋計による鉄筋応力の測定及び杭頭部の水平変位量の測定を行ない，それぞれの測定値から，杭に生ずる曲げモーメントを推定し，両者を比較検討して，杭の安全性を確めると共に，今後の参考に共したいと考えたものである。

なお，水平載荷については左岸，右岸各1ヶ所行なったが，右岸橋台については不十分な点があるので，今回は左岸橋台について述べることにした。

図 - 1 平野橋一般側面図

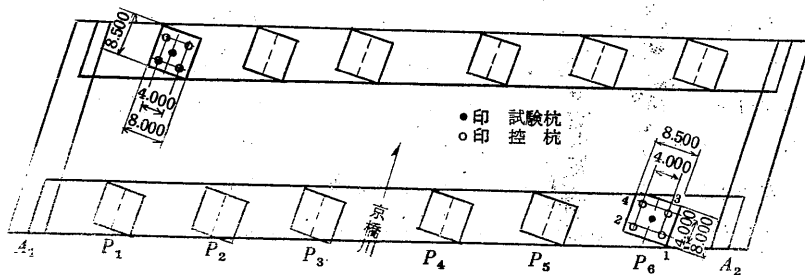


2 垂直載荷試験方法

(1) 試験位置及び試験日時

試験位置は図-2のように P_1 及び P_6 について、それぞれ中央に試験杭を打設し、周囲の4本を控杭として行なった。

図 - 2 試験杭配置図



試験日時

P₁ 昭和41年3月10日～3月11日

P₆ 昭和41年3月13日～3月15日

(2) 試験杭

直径φ1016 RC現場打杭(リバース杭)

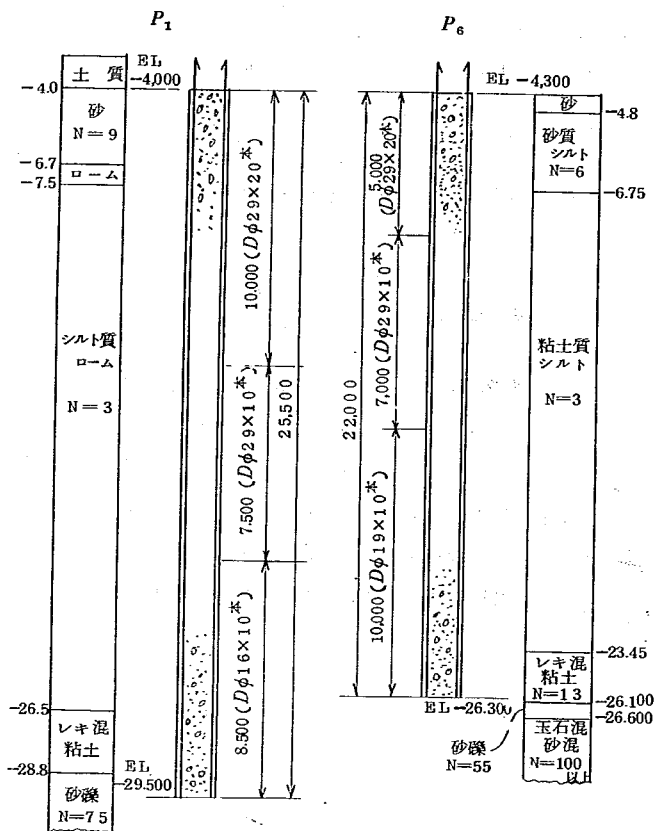
杭長

	試験杭 (m)	控 杭 (m)			
		1	2	3	4
P ₁	25.5	23.5	25.6	25.8	25.5
P ₆	22.0	22.6	22.8	22.6	22.7

土質は上層約6m迄は砂及び砂質シルト層で以下支持層附近迄は粘土質シルト, 支持層は玉石混りの砂礫層である。

図-3は地質柱状図及び試験杭の鉄筋配置図である。

図-3 試験杭



(3) 試験装置

① P_1 試験杭

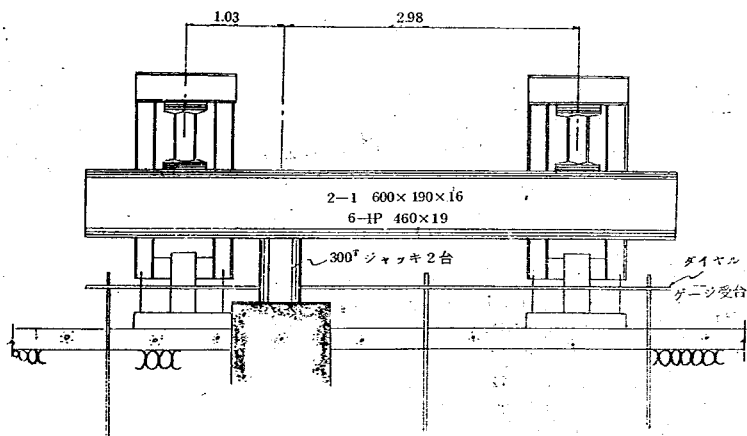
図-4に示すように4本の場所打杭にHパイルをあらかじめ埋込んで、このH形鋼と、鉄筋 ($D-\phi 29$) 20本に溶接した箱形鋼製ビーム2

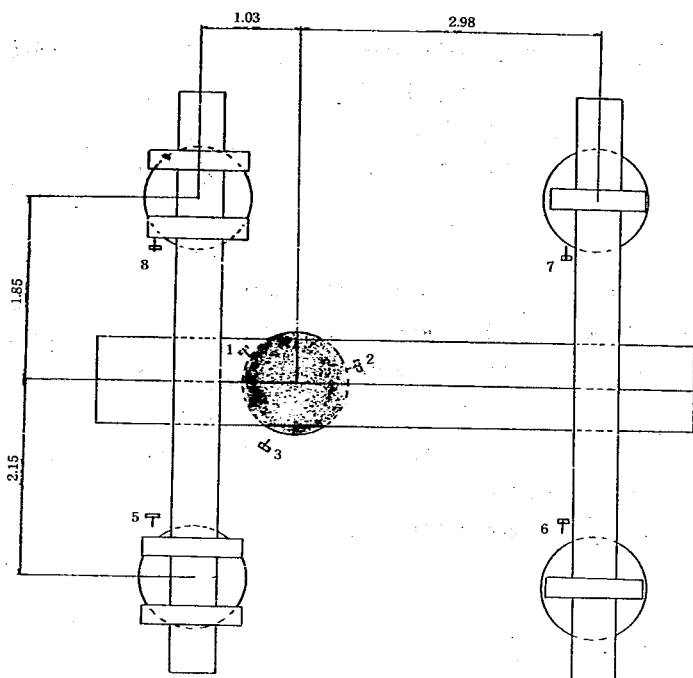
組に反力ビームを取付け、この梁と試験杭の間に300tジャッキ2台をセットした。沈下量の測定は試験杭及び反力杭の影響のない地点に基準点を設置し、これより試験杭及び控杭の頭部コンクリートに張付けられたガラス板を介してダイヤルゲージ ($\frac{1}{100}$ mm) を試験杭に3ヶ、控杭に1ヶを取付けた。

⑥ P_6 試験杭

控杭4本にはアンカーリングを溶接し、 $\phi 70$ mmのアンカーボルト4本(杭1本当り)で副桁(1-1000×190×19×32×5500)をアンカーした。この副桁の間に反力桁(2本1組)をセットし、試験桁の間に500tジャッキ1台を設置した。不動点杭をシートパイルとベースコンクリートの間で原地盤に打設し、ダイヤルゲージは試験杭に4個、控杭に各1ヶ取付けた。

図-4 垂直載荷試験装置 (P_1)





(4) 試験方法

試験は最大荷重を400tとし、次のように P_1 では3サイクル P_6 では5サイクルで行なった。

	サイクル	荷 重 (t)													
P_1	1	0	120	160	180	200	220	240	200	160	120	0			
	2	0	160	200	240	260	280	300	320	280	240	200	160	0	
	3	0	160	240	280	320	340	360	380	400	360	320	280	240	160
P_6	1	0	40	80	40	0									
	2	0	40	80	120	160	80	0							
	3	0	120	160	200	240	120	0							
	4	0	200	240	280	320	160	0							
	5	0	280	320	360	400	200	0							

荷重増減速度は $5\frac{t}{分}$ 以内としたが、すでに載荷した荷重以下では $10\frac{t}{分}$ 以内とした。

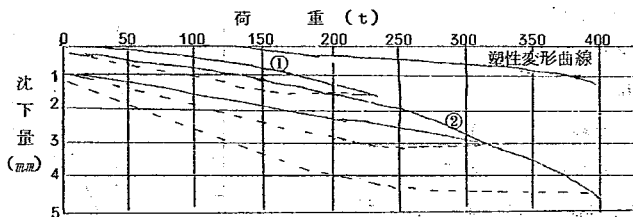
沈下の停止の判定は10分間にその沈下量が P_1 では $5\frac{mm}{100}$ 以下、 P_0 では $2\frac{mm}{100}$ (但し320t以上については120~310分で打切り)以下になった状態を基準として次の増減荷重に移った。

3 垂直載荷試験結果

(1) 試験結果

荷重に対する沈下量は一例として P_1 について図-5に示した。

図-5 P_1 橋脚試験杭 荷重-沈下曲線



(2) 試験結果の検討

P_1 試験杭

試験の結果は下表のように最大沈下量約 4.7 mm でこのうち塑性変形量は 0.8 mm 程度であった。

	№1 ゲージ	№2 ゲージ	№3 ゲージ	平均値
最大沈下量 (mm)	4.81	4.50	4.65	4.65
塑性変形量 (mm)	0.70	1.02	0.80	0.84

試験の結果から判断すると、この種場所打杭の試験としては、載荷重 400 t 程度では杭の降伏点荷重及び極限荷重の値を算定することは出来ず、従って杭の許容支持力としては 200 t 以上はとれるのではないかと、いう程度に留った。(設計荷重 280 t/本)

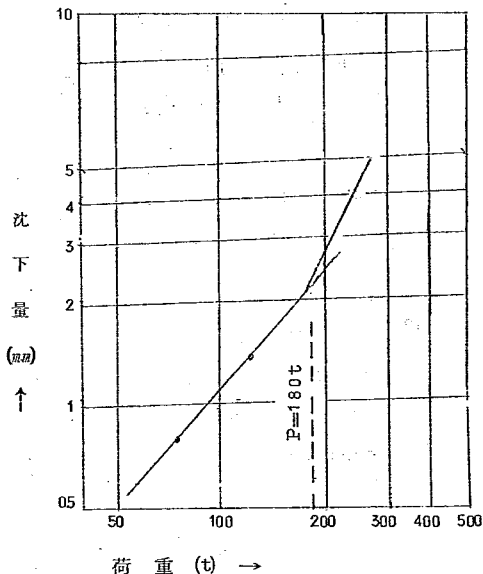
また、400 t 載荷によって 0.8 mm 沈下したことになるが、この程度の沈下量では杭先端部コンクリートが地盤となじむ為の下ったものと考え、これは問題にならず、極限支持力は 400 t 以上あると考えられる。

しかし、400 t の荷重の何割かは杭周辺地盤粘着力で受けられ、杭先端部には 400 t の荷重の何割かしかかかっていないものと考え。また、この試験は短期載荷試験であり、杭の周辺地盤が粘性土で圧密沈下現象が起る可能性もあり、ネガティブフリクションの影響を受け、沈下量が当然大きくなることも留意して設計支持力を決定すべきものと考えられる。

P₆試験杭

P-S 曲線 (図-6) では明確な降伏点はみられないが、log P-log S 曲線 (図-7) から判断すると、降伏荷重 $P_f \div 180t$ (沈下量 $S = 2.3mm$) 程度と判断される。P=320 t では 1.2 mm の沈下量で P=360 t では $S \div 4.0mm$ の値を示した。沈下量が 4.5 cm を超えると、変形係数は再び増大し、

図-7 log P-log S 曲線



$P = 400 \text{ t}$

では $S = 4.8 \text{ cm}$

ではほぼ安定し、

沈下速度は激

減した。(図

— 8, $\log t -$

S 曲線)

このように、

$P = 350 \text{ t}$ 程

度でみられる (mm)

破壊現象は先

端支持砂礫層

の破壊による

ものではなく、

杭先端部に緩

い砂質シルト

層が存在し、

これが圧縮す

ることによって発生したものと考えられる。

この点を考慮して降伏荷重 $P_f = 180 \text{ t}$ は先端部の降伏荷重ではなく、

むしろ杭側面摩擦の降伏によるものと考えるのが妥当と思われる。即ち、

この試験結果の $P - S$ 曲線 (図— 9) は次のように解釈する。

A 区間：杭側面摩擦支持状態，先端支持若干

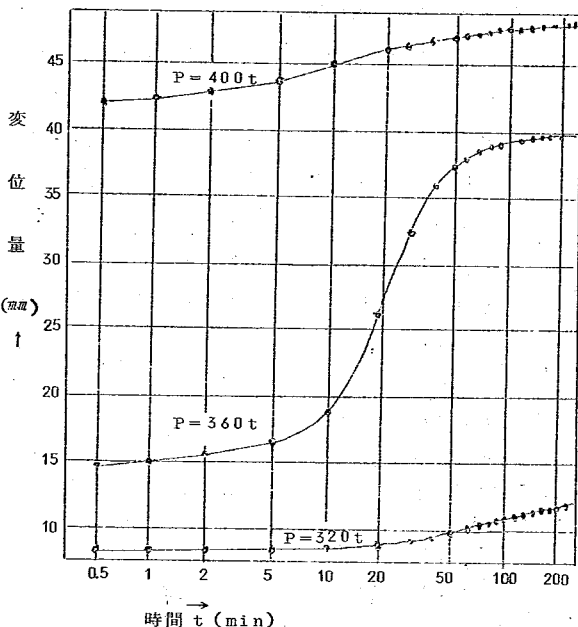
B "：側面摩擦降伏状態，杭先端部の緩い砂質土の支持状態

C "：側面摩擦破壊，杭先端部の緩い砂質土の圧縮進行中

D "：杭先端部の緩い砂質土の圧縮ほぼ終了し，支持砂利層支持状態

に入る。

図— 8 $\log t - S$ 曲線



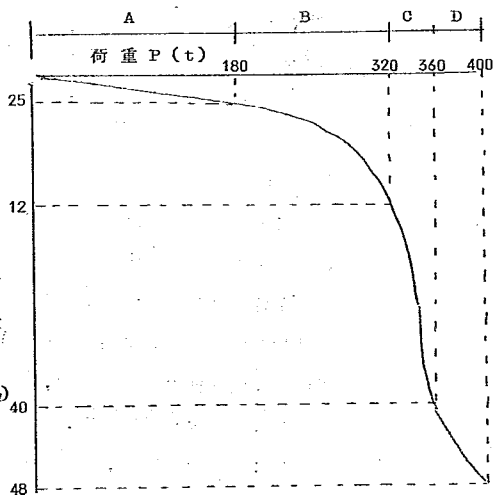
この載荷試験杭は試験掘りとして打設されたもので（設計本数に入らない）、リバース杭掘削中にケーシングの底からブロー現象を起し（この底からブロー現象を起し（この原因はケーシングの根入不足）、水頭位が保てなくなり、支持層近くまで掘削し、砂利混りシルト層に入り、後0.5 m程度掘削すれば完全に支持層に到着するものと思われたが、このまま掘削を続ければ、杭の崩壊の危険があると考えられたので、止むなく掘削を中止し、打止めとしたものである。これは、掘削中にまだシルト分が砂利と一緒に排出されていたので、実用杭としては勿論打止めとすることは許されないものであるが、試験杭でもあり、崩壊させて掘直しをしたものは試験結果としては無意味であるし、また P_1 で正常な掘削をして試験をしているので、この層で

打止めした結果とを比較しても何か参考になると考えて行なったものである。

この資料からいえることは、本橋梁地点の地質においては、摩擦力だけでは、沈うてい設計支持力以下は及ばず、従って根量入れは十分行ない、完全に支持層に到着しないと安全性はないということが証明された。

従って、実際の杭

図-9 P-S 曲線



施工に当ってはシルト分が完全になくなる迄掘削し（支持層附近の掘削は1m掘削するのに1～2時間で、途中のシルト層掘削の5～10倍の時間がかかった。なお試験杭よりも30～50cm深く掘削している。）安全を期した。

4 水平載荷試験方法

(1) 試験位置及実施日時

試験杭は左岸側橋台基礎杭及び右岸側橋台基礎杭について、それぞれ実施した。試験杭の位置は図-10に示す。

試験実施日時

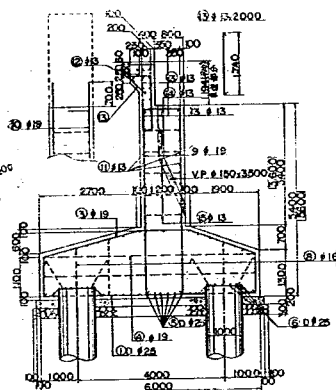
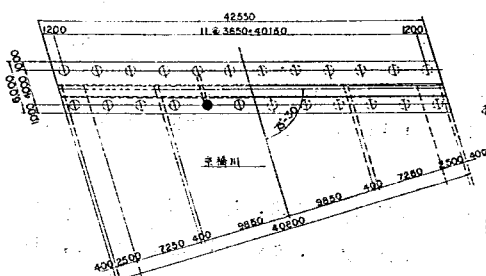
第1日 昭和41年6月21日 11時～17時

第2日 昭和41年6月22日 9時～14時

図-10 橋台基礎杭配置図

図-11 橋台断面図

(・印試験杭)



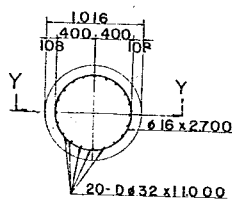
(2) 試験杭

試験杭は $\phi 1016$ のリバース杭（実用杭）で図-12に示す。鉄筋は杭天端より10m迄は高張力異形丸鋼 $\phi 32 \sim 20$ 本で10m以下は $D \phi 32 \sim 10$ 本である。

土質は土層から約6m迄は砂又は砂質土で以下支持層（砂礫層）まではシルト質粘土及び砂質シルト等でN値は3~5程度である。

図-13 杭断面

A-A 断面



(3) 水平載荷装置

水平載荷装置

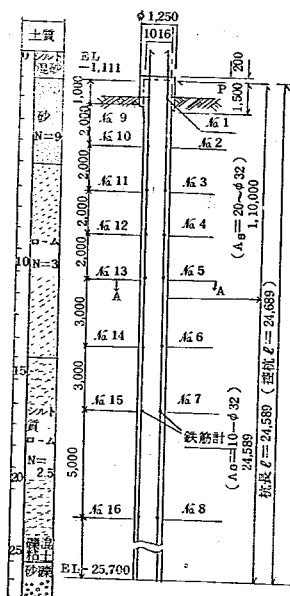
は図-14に示すように橋軸に平行に4m離れた杭を控杭とし、試験杭と控杭の

中心線上に $300 \times 300 \times 12 \times 12$ のH形鋼を溶接し、その間にジャッキを挿入して載荷した。

水平変位量の測定は図-14に示す位置に試験杭に4箇所に1箇のダイヤルゲージを用いた。

鉄筋の応力度測定は図-4に示す位置に、引張側及び圧縮側に各8ヶ計16ヶのカーソン形鉄筋計を挿入し、これを指示計に接続し、抵抗比を測定した。鉄筋の応力度はこの抵抗比から算出した。

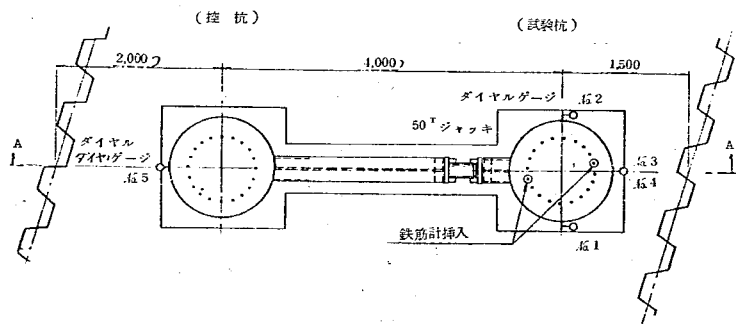
図-12 左岸橋台試験杭



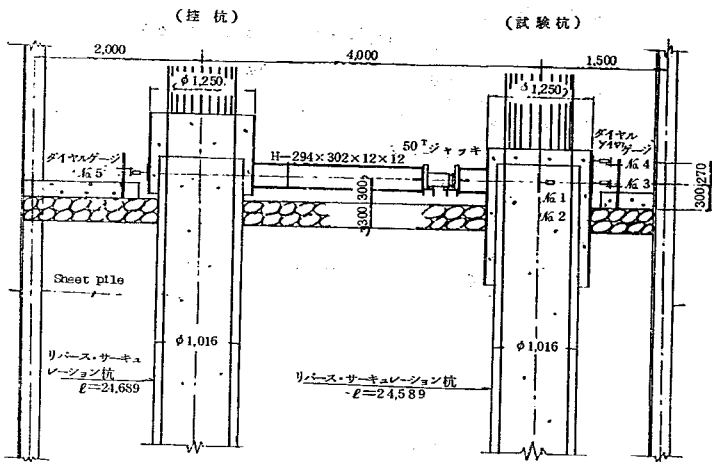
機 械 器 具 名	規 格	備 考
ジ ャ ッ キ	分離式油圧, 能力50 t, シリンダー $\phi 140$ mm	
ポ ン プ	油圧ポンプ, 能力600 kg/cm ²	
ダイヤルゲージ	ストローク30mm 精度 1/100mm	変位測定用(5ヶ)
鉄 筋 計	カールソン形 RE-32 C	応力 (16ヶ/本)
指 示 計	CM-4 F	"

図-14 水平載荷試験装置 (左岸橋台)

平 面 図



A ~ A 断面图



(4) 試 驗 方 法

試験最大荷重を60tとし、次の6サイクルで行なった。

サイクル	荷 重 (t)										
1	0	5	10	0							
2	0	10	15	20	10	0					
3	0	10	20	25	30	20	10	0			
4	0	15	30	35	40	30	20	0			
5	0	15	30	40	45	50	40	30	20	0	
6	0	20	40	50	55	60	55	50	40	20	0

荷重の増減速度は 5 t/分 以内（既に載荷した荷重については 10 t/分 以内）変位の停止の判定は $10 \text{ 分間に変位量が } 5/100 \text{ mm}$ 以下を基準。

水平変位量の測定は、各荷重増減が終ったときを基準として 0, 1, 2, 4,

6分……というように初めは1分毎2回，2分以後は2分間隔で行なった。

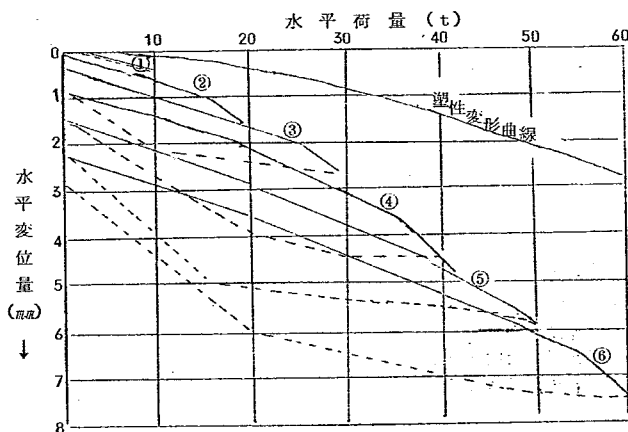
鉄筋計の抵抗比の測定は各荷重段階において変位が停止状態になった時に行なった。

5 試 験 結 果

(1) 水平変位置測定結果

水平変位置測定記録から水平載荷荷重と杭上端部の変位置との関係を図化したものが図-15である。

図-15 荷重～変位曲線



(2) 鉄筋応力度測定結果

鉄筋計による抵抗比を測定から各載荷サイクルの最大荷重に対する試験杭内の鉄筋応力度の分布を示すと図-16のとおりである。また，163ゲージ（最大応力点杭上端より5m下）の測定結果を載荷サイクルに合せて

プロットしたものを図-17のようになる。

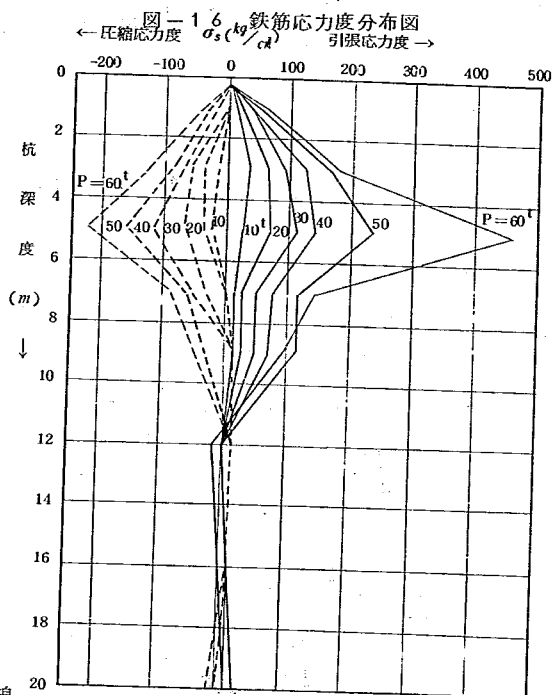
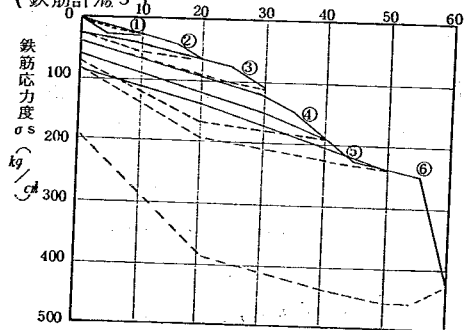


図-17

荷重-応力度曲線

(鉄筋計163)



6 水平載荷試験結果の解析

図-18 $\log P - \log Y$ 曲線

(1) 降伏荷重について

載荷重と
杭頭水平変
位量との関
係を $\log P -$
 $\log Y$ 曲線で
表わすと図
-18のよう
になる。

また、経過時間と水平変位量との関係を載荷重をパラメーターとして $Y - \log t$ 曲線で表わすと図-19のようである。

図-15,
図-18,
図-19によれば載荷重 60 t 以

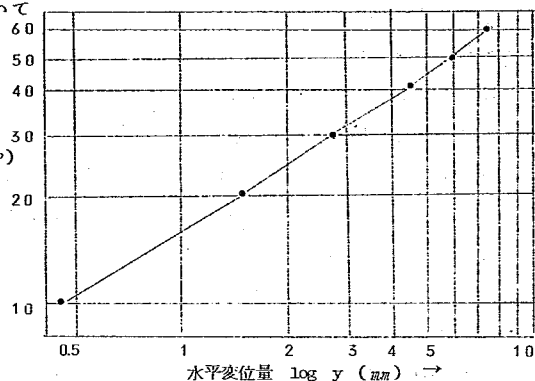
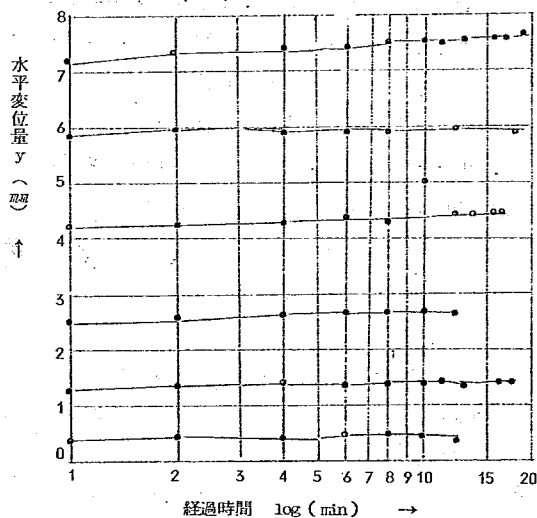


図-19 $Y - \log t$ 曲線



下では降伏荷重はみあたらない。

(2) 荷重と鉄筋応力度の関係

図-17, 図-18によれば, 載荷重が55 t迄は鉄筋応力度は $250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ であるが, 60 tのときには $450 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ と急増している。しかしながら図-15によれば載荷重が50 tから60 tに増加しても, 変位量はほぼ比例的に増加しているだけである。この現象からみて55 t以下ではコンクリートが引張力に対しても抵抗を示しており, 60 tになって初めて通常の鉄筋コンクリートとしての働きに近づいたものと思われる。

(3) 水平変位量と鉄筋応力度の比較

水平変位量と鉄筋応力度を比較する方針として, それぞれの測定結果から杭に働く曲げモーメントを推定し, それを比較検討してみる。一般に杭頭に水平荷重が作用する場合の解析は Y. L. Chang の理論によるようである。

④ 水平変位量から推定される曲げモーメント

Y. L. Chang によれば, 杭頭自由で地表面より突出した位置 h に水平力 P が作用する場合の地上部分の変位曲線 y は

$$y = \frac{P}{2EI\beta^3} \left\{ (1+\beta n) - \beta(1+2\beta h)x + \beta^2 h x^2 + \frac{\beta^3 x^3}{3} \right\}$$

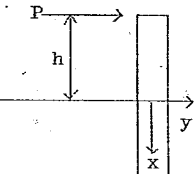
$$\text{ここへ } \beta = \sqrt[4]{\frac{Es}{4EI}}$$

$$Es = Kh \cdot D$$

上式に荷重 P , x 点における実測変位量 y , 杭の断面二次モーメント I , 及び杭材料のヤング率 E 等を与えれば, 杭の特性長 β が求められる。

β の値が定まれば, 杭に働く曲げモーメント M は,

$$M = P(h+x) \dots \dots \dots (\text{地上部分})$$



$$M = P e^{-\beta x} \left\{ \frac{1}{\beta} \sin \beta x + h (\sin \beta x + \cos \beta x) \right\} \dots\dots (\text{地中部分})$$

によって算定出来る。

また、 β の値から横方向地盤反力係数 K_h の値を算出することが出来る。

以上の方法により、 β 、 $M_{\max}$ 、 E_s 、 K_h を求めた結果を示すと表-1のとおりである。

また、各荷重についての曲げモーメント図を作ると図-20(実線)のようになる。

表-1 変位量から推定した $M_{\max}$ 及び K_h

載 荷 重 P (t)	10	20	30	40	50	60
変 位 y (m)	0.00047	0.00149	0.00271	0.00450	0.00596	0.00764
$\frac{y \times 2 EI}{P}$ (m^3)	12.9	20.5	24.9	30.9	32.7	35.0
β (m^{-1})	0.468	0.396	0.370	0.338	0.335	0.328
$M_{\max}$ (t · m)	8.9	20.4	32.3	46.5	58.3	71.3
E_s (Kg/cm^2)	2,640	1,350	940	720	690	640
K_h (Kg/cm)	260	133	93	71	68	63

$$\frac{y \times 2 EI}{P} = \frac{1}{\beta^3} \left\{ (1 + \beta h) - \beta (1 + 2 \beta h) x + \beta^2 h x^2 + \frac{\beta^2 x^3}{3} \right\}$$

$$(x = -h = -0.3m) \quad E = 2.1 \times 10^6 (t/m^2) \quad I = 6.55 \times 10^{-2} (m^4)$$

$$M_{\max} = Ph \sqrt{\frac{(1 + 2 \beta h)^2 + 1}{2 \beta h}} e^{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \beta h}}$$

$$E_s = 4 EI \beta^4 \quad K_h = \frac{E_s}{D}$$

⑥ 鉄筋応力度から求める曲げモーメント

鉄筋挿入位置に生じている曲げモーメント M は、コンクリートの引張応力を考慮して、鉄筋応力度 σ_s から次式により求められる。

$$M = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{1}{8}$$

I : コンクリート換算

断面二次モーメント

$$I = 655 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \quad (\text{上部}) \quad I = 588 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \quad (\text{下部})$$

$$\gamma_s = 0.4, \quad E_s = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2, \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^7}{2.1 \times 10^6} = 10$$

$$\therefore M = \frac{\sigma_s}{10} \times \frac{6.55 \times 10^2}{0.4} = 0.0164 \sigma_s (\text{t} \cdot \text{m}) \dots \dots \text{上部}$$

$$M = \frac{\sigma_s}{10} \times \frac{5.88 \times 10^2}{0.4} = 0.0147 \sigma_s (\text{t} \cdot \text{m}) \dots \dots \text{下部}$$

圧縮側及び引張側の鉄筋応力度の平均値 $\bar{\sigma}_s$ とそれに対する曲げモーメントを、表-2に示す。

表-2を図化すると、図-20(点線)のようになる。

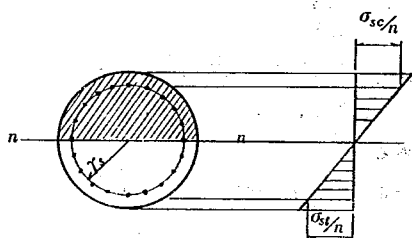


表-2 鉄筋応力度から求めた曲げモーメント

鉄筋計 No	10 t		20 t		30 t		40 t		50 t		60 t	
	σ_s	M	σ_s	M	σ_s	M	σ_s	M	σ_s	M	σ_s	M
1, 9	65	1.1	13.0	2.1	19.5	3.2	26.0	4.3	32.0	6.4	52.0	8.5
2, 10	27.0	4.4	54.0	8.9	74.0	12.1	94.0	15.4	127.0	20.8	147.5	24.2
3, 11	21.0	3.5	48.0	7.9	89.5	14.7	158.0	25.9	199.5	32.7	330.5	54.2
4, 12	7.0	1.1	13.5	2.2	40.5	6.6	68.0	11.1	88.5	14.5	109.0	17.9
5, 13	0.5	0.1	7.5	1.2	21.5	3.5	28.5	4.7	75.0	12.3	74.5	12.2
6, 14	0	0	-7.0	-1.0	-7.0	-1.0	-7.0	-1.0	-7.0	-1.0	-14.0	-2.1
7, 15	0	0	0.5	0.1	0.5	0.1	-6.5	-1.0	-6.5	-1.0	-6.5	-1.0
8, 16	-7.0	-1.0	6.5	1.0	13.0	1.9	13.5	2.0	-0.5	-0.1	-0.5	-0.1

単位 σ_s $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ M t · m

$$\sigma_s = (\sigma_{st} - \sigma_{so}) / 2 \quad \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

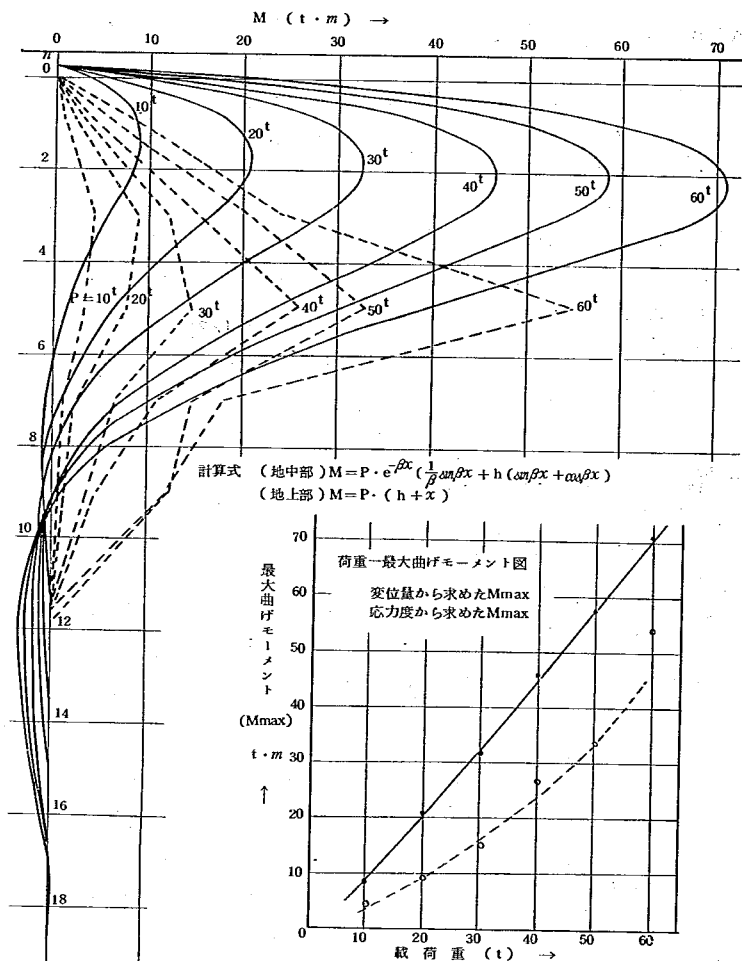
$$M = \begin{cases} 0.164 \sigma_{st}^{\text{t} \cdot \text{m}} & (\text{上部, 鉄筋計 No } 1 \sim 5, \text{ No } 9 \sim 13) \\ 0.147 \sigma_{so}^{\text{t} \cdot \text{m}} & (\text{下部, " No } 6 \sim 8, \text{ No } 14 \sim 16) \end{cases}$$

◎ 変位量と応力度の比較

杭頭変位量及び鉄筋応力度から算出した最大曲げモーメントと荷重との関係をプロットすると図-20(右下)のようになり、鉄筋応力度による最大曲げモーメントの方がかなり小さい値を示している。また図-20において変位量から求めた曲げモーメント(実線)と、鉄筋応力度から求めた曲げモーメント(点線)を比較してみると、大極的には類似しているが、最大曲げモーメントを生ずる位置はY. L. Chang の理論に比べて、鉄筋応力度から求めた方が深い位置で生じている。

従って、このままではChang 理論を適用することは無理があるように思われる。

図-20 水平変位量から推定した曲げモーメント(実線)及び
鉄筋応力度から求めた曲げモーメント(点線)図



(4) 試験結果の修正

図-20にみられるように、載荷重に対する変位置と、応力度の測定結果は何らかの修正を施さないと結びつかない。

このような試験結果になった理由として次のことが考えられる。

図-14(下)に示すように試験杭と締切鋼天板との間には厚さ30cmの栗石が敷れ、更に杭の近傍まで厚さ20cmの均しコンクリートが打たれている。このような栗石の層は下の基礎地盤に比べて非常に強く、杭頭の変位を妨げているものと思われる。

そこで、試験結果を次のような仮定にもとづいて修正してみる。

- ① 鋼矢板、均しコンクリートの影響を考慮して、栗石の層の横方向地盤反力係数 $K_h = 10 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$ 程度とし、杭に働く載荷重 P_0 を $P' = K_h \cdot y \cdot A$ だけ減少させているものとする。
- ② 載荷位置で測定した変位置を近似的に栗石の部分の変位置とみなして P' を算定する。
- ③ 地表面を栗石の下端とし、 $P = P_0 - P'$ の作用点は栗石の下端とする。

以上の仮定のもとに Y. L. Chang の理論に従って杭に働く最大曲げモーメント ($M_{\max}$)、横方向地盤反力係数 (K_h) 等を計算した結果は表-3のとおりで、曲げモーメント図は図-21のようになる。これは、鉄筋応力度から求めた曲げモーメント図(図-20点線)とかなり近似している。

荷重と、最大曲げモーメントの関係を示すと図-21(右下)のようになり、変位置及び応力度から求めた最大曲げモーメントは大略一致する。

表-3 変位量から推定した M_{max} 及び K_h (修正値)

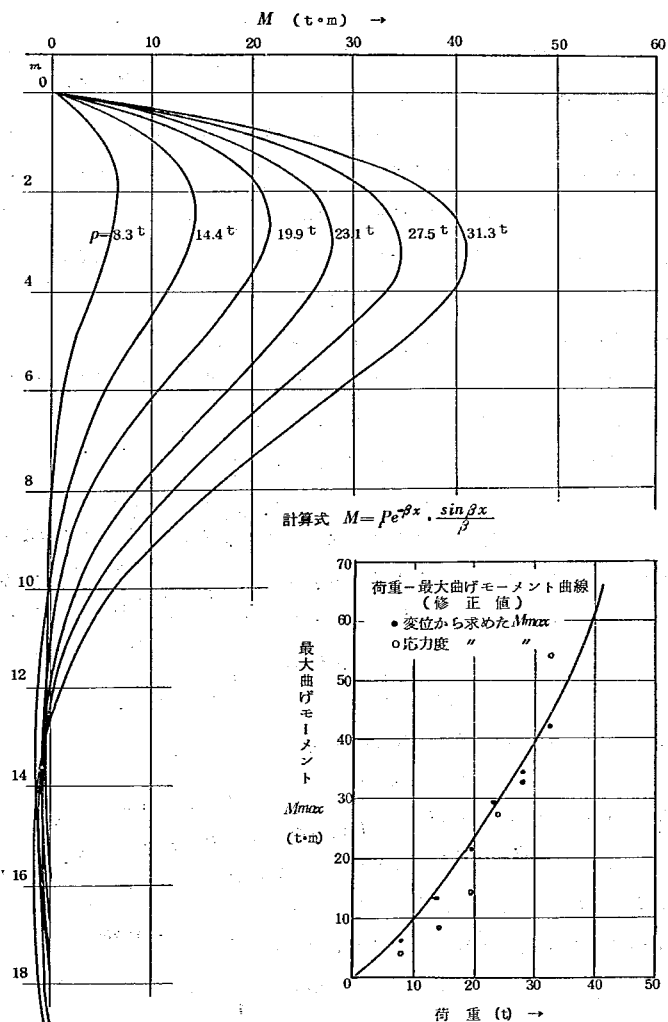
載 荷 重 P_0 (t)	1 0	2 0	3 0	4 0	5 0	6 0
変 位 y (m)	0.00047	0.00149	0.00271	0.00450	0.00596	0.00764
荷重の減少 $P'(t)$	1. 7	5. 6	10. 1	16. 9	22. 5	28. 7
実効荷重 $P-P_0-P'(t)$	8. 3	14. 4	19. 9	23. 1	27. 5	31. 3
$\beta^3 = \frac{P}{2EIY} (m^{-3})$	0. 0642	0. 0352	0. 0267	0. 0187	0. 0168	0. 0149
β (m ⁻¹)	0.401	0.328	0.299	0.266	0.256	0.246
M_{max} (t·m)	6. 7	14. 2	21. 5	28. 1	34. 6	41. 0
E_s (Kg/cm ²)	1,420	630	437	275	235	202
K_h (Kg/cm ²)	14. 0	6. 2	4.3	2. 7	2. 3	2. 0

$$P' = B \Delta \times K \cdot y = 1.25 \times 0.3 \times 10 \times 10^3 \times y = 3.75 \times 10^3 y''(t)$$

$$M_{max} = \frac{0.322}{\beta} \cdot P \quad E = 2.1 \times 10^6 \frac{t}{m^2} \quad I = 6.55 \times 10^{-2} m^4$$

従つて、前述のような仮定は、ほぼ実際の条件に合っており、水平荷重と曲げモーメントの関係は図-21の曲線のもようであらうと思われる。

図-21 変位量から求めた曲げモーメント図(修正値)



7 考 察

(1) 垂直載荷試験について

垂直載荷試験結果を総合すると次のことがいえる。

- ① 直径 1 m 以上の大径の RC 現場打杭についての試験では、載荷々重が少いと支持層の降伏点及び剪断破壊等から杭の安全率を出すことは出来ない。少くとも 800 t 近い荷重が必要と思われる。しかし、平野橋下部工基礎に対しては 1.5 ~ 2 倍以上の安全性は十分確認することが出来る。
- ② 反力杭 (400 t / 4 本) の変位を引抜試験とみて、引抜抵抗力の降伏点は 120 ~ 140 t 程度と思われる。また抗摩擦抵抗力及び砂利混りシルト層の支持力の合計の降伏点は 180 t 程度と思われる。これら資料を総合すると、杭の摩擦抵抗力は 150 t 以下と思われる。(N 値 3 ~ 5 程度のシルト層が大部分の地盤)
- ③ P_u 試験杭から、実際の施工に当っては、このような軟いシルト質分の混っている地盤を打止とすることは危険であり (上部からの荷重の 60% 程度の支持しかない)、また、このような軟弱な地盤では周囲の地盤の圧密沈下がおきればネガティブフリクションの影響で、荷重も増大する可能性も考えられ、十分注意して支持層を見きわめ施工する必要があると考えられる。(実際に右岸橋台背面において埋立及び盛土により約 30 cm の圧密沈下が認められる。)

(2) 水平載荷試験について

水平載荷試験結果を要約すると次のことがいえる。

但し、試験杭頭部附近の影響 (均しコンクリート、栗石、又は仮締切の鋼矢板が試験杭に近すぎる等) を考慮したものととして、

- ① 実際には 60 t の載荷を行なったが、有効水平荷重は 31 t 程度と思われる。

- ② この荷重ではまだ降伏値はみあたらない。
- ③ 鉄筋応力度と杭頭変位量の実測値は Y. L. Chang の理論で求めたものと大体一致している。
- ④ 水平荷重の小さい間、即ち杭に生ずる曲げモーメントの小さい間はコンクリートの引張強度も曲げに対して有効に働き、有効水平荷重が約 30 t を越えるとはじめて正規の鉄筋コンクリート理論に近い状態を示すものと思われる。
- ⑤ 横方向地盤反力係数は載荷重の値（変位量）により差はあるが、実用値として $K = 2.0 \text{ Kg/cm}$ 程度と考えられる。
- ⑥ 水平荷重に対し、許容水平変位量を杭頭固定と考えて 10 mm として設計したが、この設計については十分安全であることが確認された。
- ⑦ 鉄筋応力は設計強度に対して
 $N = 7.74 \text{ t}$ （地震時）、 $H = 3.84 \text{ t}$ のとき $\sigma_s = 88.5 \text{ Kg/cm}^2$,
 $\sigma_e = 1510 \text{ Kg/cm}^2$ 程度で十分安全であると判断される。

8 結 び

今回の載荷試験については、工程、試験費等の関係から十分な結果が得られず、大体の傾向がつかめた程度に終わった。

R C 杭の試験結果はすぐその工事に役立つことが少く（杭打設して試験する迄約 1 ヶ月近くかかる）後々の参考資料とするものであるから、この意味では不満足な点も多い。

しかし、満足な試験をするには垂直載荷ならば 800~1,000 t. 水平載荷ならば試験杭を別に打設し、この杭が破壊する迄荷重をかければよいのであるが、相当な費用と日数がかかり、現実には非常にむづかしいことである。

水平載荷試験の解析については仮定にもとづいたものであり、この仮定が正

しいかどうかはわからないが、考えられる一つの方法であると思う。

今回の試験により、鉄筋応力の計算、或は杭本数及び根入深さの決定等について、測定の結果と設計を対比して参考になる資料もあり、充分満足とはいえないが、一応の目的は達成されたものと思っている。

10. 参 考 資 料

北海道開発局，中部地建，九州地建別，RCおよびPCぐいの継手の実施例，
場所打ぐいの施工例など実施の現況についての資料が提出されたので，以下に
収録する。

(1) 開 発 局

表-1 R CグイまたはP Cグイに継ぎグイを用いた実例

クイの種類	クイ長	クイ径	本数	継手形式	橋梁名	工事箇所	上部形式	土質特徴	施工年度	備 考
P.C	12+11 = 23	500	16	NCS 溶接継手	21線橋	美 唄 市	H形既製橋	泥炭, シルト質粘土, 砂礫	42年	
"	12+ 9 = 21	"	12	"	"	"	"	"	"	
"	7+ 7 = 14	"	8	"	栄 橋	天 塩 町	"	泥炭, シルト質粘土, 砂礫	"	
"	9+ 8 = 17	400	30	日本高圧式 溶接継手	タツノウシ橋	豊 富 町	"	泥炭, シルト質粘土, 軟負岩	"	
"	9+ 6 = 15	300	14	溶接継手	裏の沢樋門				"	
"	9+ 5 = 14	"	6	"	"				"	
"	10+ 8 = 18	400	40	NCS	沙 留 橋	興 部 町	H形既製橋	N=50	41	
"	{ 8+ 5 = 13 8+ 7 = 15	500	36	"	古 武 井 橋	尻岸内村	合 成 桁	N=28~30 細砂, シルト, 砂礫	"	
"	{ 10+6 10+5 10+4	350	115	"	知来跨線橋	長万部町	鋼 格 子 桁		40	継手(1月現場溶接)の曲げ試験
R.C	9+9+8 = 26 10+10+6 = 26	300	28 2	日本高圧 ホソ式	春 園 橋	静 内 町	函 渠	シルト粘土, 細砂	42	
P.C	13.5+2 = 15.5	450	1	NCS 溶 接	東釧路OB	釧 路 市	合 成 桁	泥炭, 砂質シルト, 砂礫	42	本グイは1本ものを使用

表-2 場所打グイ施工例一覧表

クイの種類	クイ長	クイ径	本数	橋梁名	橋長・巾員	上部形式	工事箇所	土質特徴	施工年度	備 考
加 藤 式	6~ 8	1000	10	豊平橋側	123.13×10.0	H形既製橋	札幌市	玉石交り砂礫	39年	ケーシング使用(クラムシエル式が主ドリリングバケット併用)
"	10~11	1000	55	豊平橋	132.20×27.0	3径間連続箱桁	"	"	40	" (" ")
"	7~14	1000	38	空知大橋側	184.7×8.25	H形既製橋	滝川市	玉石交り砂礫と細粒砂岩	41	" (" ")
"	16 18	1000	8 8	岡 山 橋	80.0 × 10.5	3径間連続格子桁	岩見沢市	粘土, 砂質泥岩	41	" (ドリリングバケットが主クラムシエル式併用)
"	26	1000	12	耕成跨線橋	26.0 × 7.0	プレテンP C	栗 沢 町	泥炭	41	" (クラムシエル式)
日 立	12~ 8	1000	116	旭 川 大 橋	322.5 × 23.0	4径間連続桁	旭 川 市	砂礫, 砂質シルト, 砂礫	42	" (ドリリングバケット)
リバース	30~36	1270	50	新石狩大橋	917.80 × 8.0	5径間連続ランガ 3径間連続	江 別 市	砂質土, 粘土, 砂	41	
棒下げ 大口径	15~20	1600	10	溪 明 大 橋	149.0 × 7.5	3径間連続箱桁	札幌市	風化頁岩	42	コルゲートシートによる土止め, 人力掘削

継手形式

種別 形式	単価 × 3	信頼性 × 5	施工難易 × 2	その他	合計	参考 現事点 での使用状況
ボソ式	5	2	5		35	少
填充式	4.5	3	4		36.5	中
(図子式)	4.5	3	4		36.5	
ボルト式(Ⅱ)	4.0	4.0	3.5		39.0	
メラン式	4.0	4.0	3.5		39.0	少
ボルト式(Ⅰ)	3.5	4.5	3.5		40.0	
熔接式 ^W 5	3.5	4.5	3.5		40.0	多
" W ₆	3.5	5.0	3.5		42.5◎	
" W ₇	現在製作中止		——	——	——	
" W ₈	"		——	——	——	
熔接 W 5 …本州多						
6 …九州多						

継手単価一覧表

種類 径	柄式	填充式	ボルト式Z型	ボルト式I型	熔接式 ^W 5 " 6型
200 ^{標準}	1200円	(図子式) 1700円	—— 円	—— 円	—— 円
250	1400	2000	2500円	3000	3000
300	1800	2500	3200	3800	3800
350	2500	3100	4500	5200	5200
400	——	3800	6000	7200	720
450	——	5000	8000	9300	9300
500	——	6600	10000	12000	12000
600	——	8800	15000	16500	16500

(2) 中部地方建設局

1) 港新橋高架橋

(1) 一般

施工場所：名古屋市港区竜宮町地内

掘削工法：アースドリス工法

掘削機：KATO 20H

くい径：1000mm

くい長：11～13m

本数：133本

地盤：中砂，細砂，ミルト質砂の互層地盤

(2) 問題点

- a 掘削作業開始時に地盤上層部が砂層で地下水位が高い場合掘削孔上部の防護ケーシングを入れるまでの間（掘削長 $l=3\sim5m$ ）に孔壁が特にくずれやすい。またベントナイトでは崩壊を防止できない。
- b 鉄筋立込み中に鉄筋で孔壁を崩壊しやすい，特に砂質の場合は危険であり鉄筋が崩壊土砂により埋め殺される場合がある。
- c ベントナイト溶液により現場が泥状化して重機の足場が悪く溶液処理に苦勞する，特に市街地では問題である。
- d 載荷試験結果（別図表参照）既製くいの打ち込み施工よりも塑性ヒズミが大きく載荷重の小さい時にも生じ絶対量も大きい。

以上砂質地盤にカルウエルト工法を採用する場合，特に検討せねばならない問題は上記の1.2であり孔壁防止策が十分期待できない場合は他の工法を検討すべきである。また鉛直荷重による塑性沈下量が大きいから上部構造への影響の問題及び連続形式の場合鋼管杭等他の基礎杭形式と混用する時，不

等沈下の影響を十分に配慮せねばならない。

(3) 信頼性について

- a 所定深さの掘削完了後支持層確認のため標準貫入試験と深層載荷試験を実施した。

II) 共和高架橋

(1) 一般

施工場所：名古屋市緑区大高町地内

掘削工法：ベノト工法

掘削機：三菱ベノト機

くい径：1000mm～1100mm

くい長：16m

本数：88本

地盤：砂礫粘土、砂の互層地盤

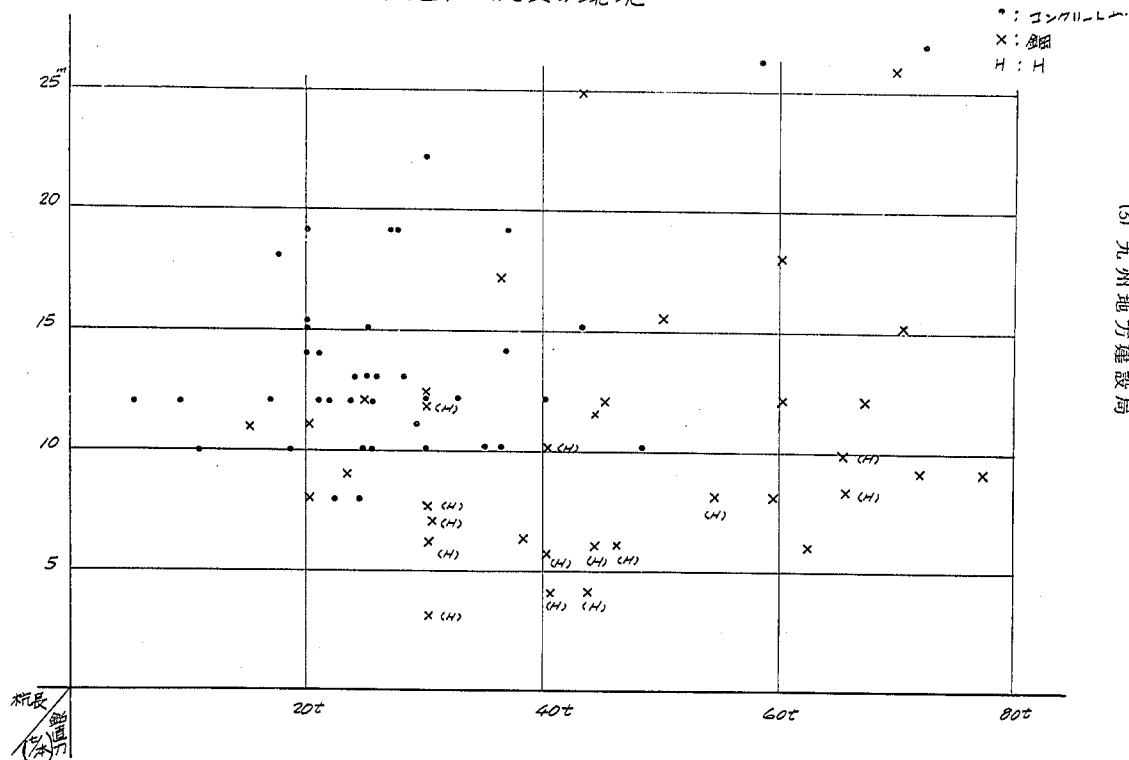
(2) 問題点

- a 掘削作業において中間の硬い粘土層を貫通するために長時間を要して掘削機具刃先の破損を生じた砂層が5m以上連続するとケーシング揺動より砂が締めケーシングの引抜作業が困難になりケーシングを埋め殺さねばならぬ場合もある。
- b 鉄筋の接合はラップジョイントとしラップ部を溶接した方がよい。ラップケ所の結束のみでは鉄筋がすれる危険があり、また圧接工法は作業が困難である。
- c 鉄筋のカブリが小さいと共上がりすることが多い。
純力づりは10cm以上がない。

また先端の鉄筋をカゴ状に曲げて組み立てた方がよい。これにより鉄筋の下りと共上がりが防止でき得る。

- d 地形が谷になつている場合、砂層部の掘削中、地下水圧によつて吹上げる危険が大きい。ケーシング先行 ($H = 2 \sim 3 m$) をさせねばならない。
- e 三菱ベント掘削機は底面が平らにならないので深層載荷試験は困難である。

図 - 1 鉛直力：杭長の現況



(3) 九州地方建設局

図 - 2 N 値 (先端): 鉛直力の現況

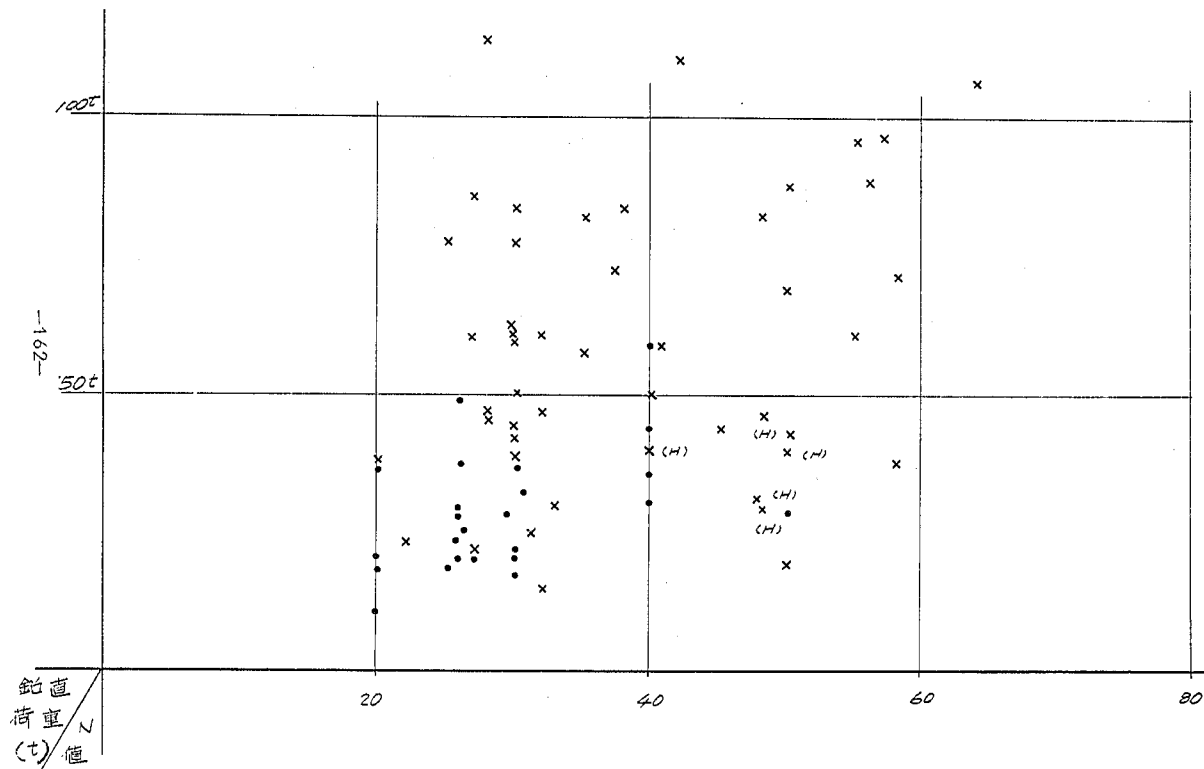


図-3 水平力と歪(φ)との現況

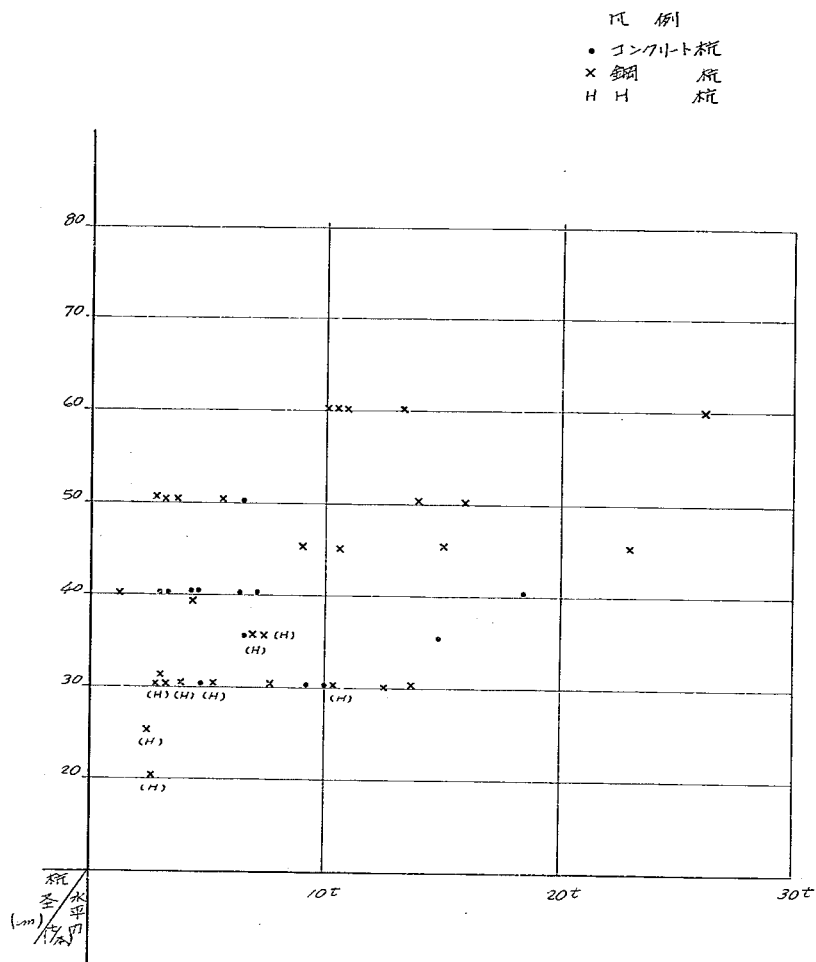


図-4. コンクリート杭. 鋼杭. 場所打杭現況

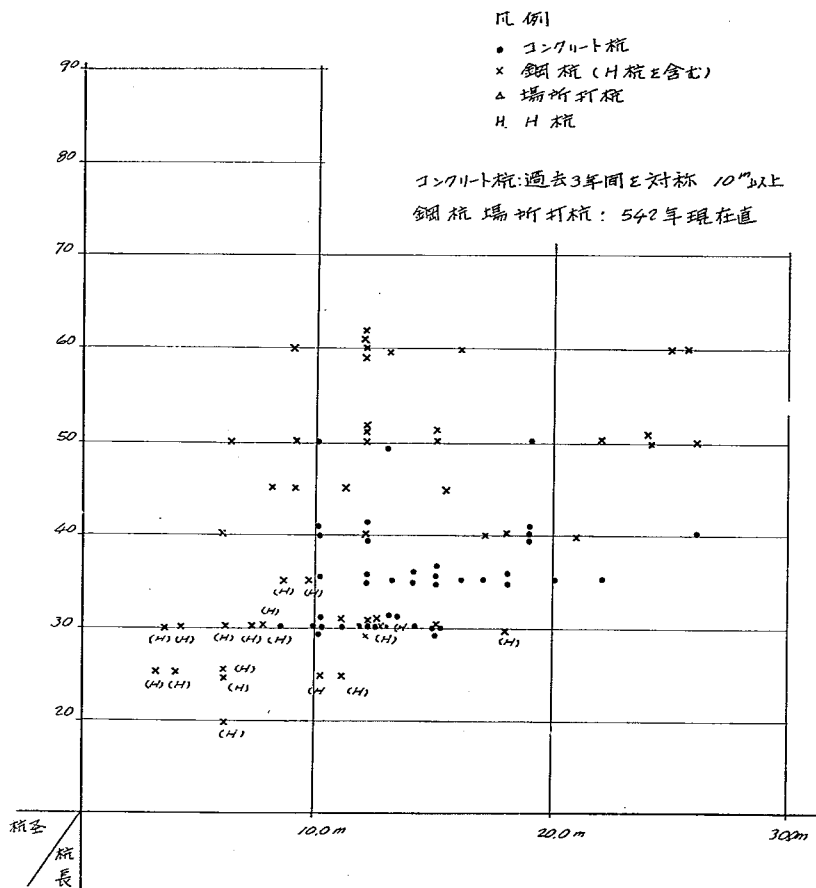


図-5 コンクリート杭、鋼杭工費比較表

