

II. 軟弱地盤における橋梁下部工とくにクイ基礎について

建設部道路建設課	平岡英明	渡辺末淳
	竹下秀樹	
札幌開発建設部	奥山秀樹	
函館開発建設部	草野 皐	
網走開発建設部	渡辺恒喜	
釧路開発建設部	小坂久基	
石狩川治水事務所	稲葉誠一	
土木試験所	河野文弘	
	佐々木晴美	

1. 概 要

本調査研究は、第6回北海道開発局技術研究発表会(37年度)における要望課題の1つとしての本題目について、昨年度に引続き実施したものである。

北海道においては、一般に河川の下流域に泥炭性軟弱地が広く分布し、しかもその多くは下層が深い軟弱粘土で構成されている。このような地域における橋梁など構造物の構築にあたっては、基礎支持力の解明とそれに適応する設計施工法の確立が望まれるが未解決な問題が多い。本調査研究はそれらの諸問題を検討することによって、クイ基礎の合理的な設計・施工を行なうための資料を得ようとするものである。

本報文においては、とくにクイ基礎の設計上必要な調査試験事項、土質との関連における水平地盤反力係数 K の決め方、応力測定によるクイの水平力に対する支持機構、打込み時のクイ応力、斜グイおよび組グイの水平力に対する有効性、クイ支持力公式の適用性などについて検討した。

なお当初取りあげられた検討事項は次のようなものである。

- (1) 軟弱地盤における橋梁下部工の設計上必要な調査試験事項について
- (2) 1本の直グイまたは斜グイの垂直および水平載荷試験結果の利用について
- (3) 組グイの垂直および水平載荷試験結果の利用について
- (4) クイ支持力公式の適用性について
- (5) 載荷時における直グイ、斜グイまたは組グイの支持機構について(クイ応力の測定)
- (6) クイ支持力の経時変化について
- (7) 負の摩擦力の測定ならびに解析について

今回の資料提出現場名は次のとおりであるが、必要に応じて前回に得られたデータを使用した。

真栄橋(函館開発建設部) 旭橋(釧路開発建設部) 角山橋(石狩川治水事務所) 女満別橋(網走開発建設部)

2. 軟弱地盤における橋梁下部工とくにクイ基礎の設計上必要な調査事項について

橋梁下部工とくにクイ基礎の設計においては、まずクイの長さ、支持力、ならびに横抵抗を決定しなければならない。しかし、これらを検討するための適格な調査試験方法は、まだ確立されているとはいえない。例えばクイ基礎設計のための最も基本的な要素であるクイ長およびクイ支持力については、現在ボーリングおよび標準貫入試験によって推定するのが普通であるが、その結果は実際にクイ打ちを行なった結果と非常に大きな差異のあることが少なくないようである。とくに鋼グイを使用する場合には、その打止め位置は非常に深く(通常30

～40 m 程度), また非常に硬い土層となるので標準貫入試験の実施ならびにその結果 (N 値) の処理方法が問題となる。

ここではクイ長, クイ支持力および水平地盤反力係数 (K 値) に対する調査試験方法, ならびに N 値の深さによる補正方法を検討する。

2.1 資料整理結果

軟弱地盤におけるクイ基礎の設計に際して, クイ長, クイ支持力および K 値を推定するための土質調査試験方法として表 II-2.1 に示すようなものが1つの案として考えられる。同表からも明らかなように N 値と土の粘着力, 内部摩擦角, コーン支持力さらにクイ支持力との間に確かな相関関係を見出すことができるならば標準貫入試験は有効なものといえよう。同表に付記した N 値とコーン支持力, さらにクイ先端支持力との関係式は, G. G. Meyerhoff¹⁾: (Proc. ASCE, Vol. 85, Dec. 1959) によるものである。 N 値と一軸圧縮強度 q_u , 内部摩擦角 ϕ , コーン支持力 q_c の関係について, 現在までに得られている主なものを, 参考資料として図 II-2.1 および 2.2 に示す。

また, 上述したように標準貫入試験における打撃エネルギー損失に対して, N 値の補正方法が問題となるが今ロッド先端にとりつけられるサンプラーに仿く有効打撃エネルギーを式(1)で表わされるものと仮定し²⁾, ロッド3本(9m)を基準としたときのサンプラーに仿く打撃エネルギーの比率を求めると図 II-2.3 において点線で示したような結果となる。同図において実線で示した N 値と N' 値(打撃エネルギー損失を補正した N 値)の関係は, R. D. Chellis³⁾ によるものである。なお, 地下水面以下の飽和している極細砂またはシルト質砂の場合には, 低い透水性のために N 値が影響されることとなり, $N' > 15$ の場合にはさらに式(2)によって補正を行なうことが提示されている^{1), 3)}。

$$E = eWH \cdot \frac{W + W_R \cdot n^2}{W + W_R} \quad (1)$$

E : ハンマー落下によりサンプラーに仿く有効打撃エネルギー

e : 打撃効率

W : ハンマー重量

W_R : ノッキングヘッド+ロッド+サンプラー重量

n : 反撥係数

$$N'' = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15) \quad (2)$$

N' : 打撃エネルギー損失を補正した N 値

2.2 考 察

女満別橋基礎地盤調査において, N 値の補正方法を検討するため, ワイヤストレーンゲージによる打撃エネルギー損失の実測を試みた。その結果を図 II-2.4 に示す。なお, 同図に式(1)による計算結果もあわせて表示した。これらの計算および実測の結果を比較すると, 実測による打撃エネルギー損失の方が, かなり小さくなっている。これは式(1)がロッド重量の増加による影響だけを考慮してロッドの弾性圧縮やロッドのバックリング, 振動などによる打撃エネルギーの損失, およびロッドと孔壁との摩擦などを考えていないことに起因しているものと思われる。もちろん測定精度データの数などの点で, ここで早急にこの問題に関する結論を下すことはできないが, 図 II-2.3 に示された R. D. Chellis による $N \sim N'$ の関係をも考慮すれば, やはり打撃エネルギー損失に関して式(1)が与える結果は, かなり危険側にあると思われる。

N 値と K 値との関係については, 3 において検討し, その結果を図 II-3.5 に示した。同図によれば旭橋, 角山橋における結果は, K. Terzaghi の提案している N 値と K 値の関係にほとんど一致している。このよう

表 II-2.1 クイ基礎設計上の基本的項目とそれに必要な土質調査試験

項目	調査試験方法	適用土質	直接求められる値	間接的に求められる値	探査深度	備考
クイ長	ボーリング	すべての土質	—	—	—	土質の判定
	標準貫入試験	玉石以外の土質(ただし、ごく軟弱は不適)	N 値	粘着力、内部摩擦角~地盤支持力クイ先端支持力 ¹⁾	30 m ¹⁾	採取試料による簡単な土質試験可能を深さによる補正必要
	オランダ式コンペネ	粘性土シルト砂(容量以下のもの)	コーン支持力	粘着力、N 値 ²⁾ ~クイ先端支持力 ³⁾	20 m ²⁾ または40 m	先端抵抗を分離して測れる
クイ支持力	標準貫入試験	玉石以外の土質(ただし、ごく軟弱は不適)	N 値	上記に同じ	30 m	上記に同じ
	土試型コンペネ	泥炭、軟弱な粘性土	コーン支持力	粘着力~クイ周辺摩擦力	10 m	先端抵抗を分離して測れる
	オランダ式コンペネ	粘性土、シルト砂(ただし、容量以下のもの)	コーン支持力	上記に同じ	20 mまたは40 m	上記に同じ
	ベーン・シヤテスト	泥炭、軟弱な粘性土	セン断強	粘着力~クイ周辺摩擦力	30 m	
クイの横抵抗	標準貫入試験	玉石以外の土質(ただし、ごく軟弱は不適)	N 値	相対密度水平地盤反力係数 K	30 m	実験データとの相関関係から K を推定する。 ³⁾
	水平地盤反力係数測定装置	粘性土、シルト、砂	水平地盤反力係数 K	水平地盤反力係数 K	通常<6~7 m	測定値の吟味を要す

注 1) 土質試験法解説第2集, サウンディング(I)による。

2) 現在, オランダ N. V. Goudsche. Machine Fabrick で製作している規格品には次のようなものがある。

容量 (t/cm ²)	2	10
探査深度 (m)	20	40

3) 図 II-3.5 参照

* G. G. Meyerhoff¹⁾ ここに

$q_p = 4N$ (t/ft ²)	q_p : クイの先端支持力
$q_c = 4N$ (t/ft ²)	q_c : コーン支持力
$q_p = q_c$ (t/ft ²)	N: N 値

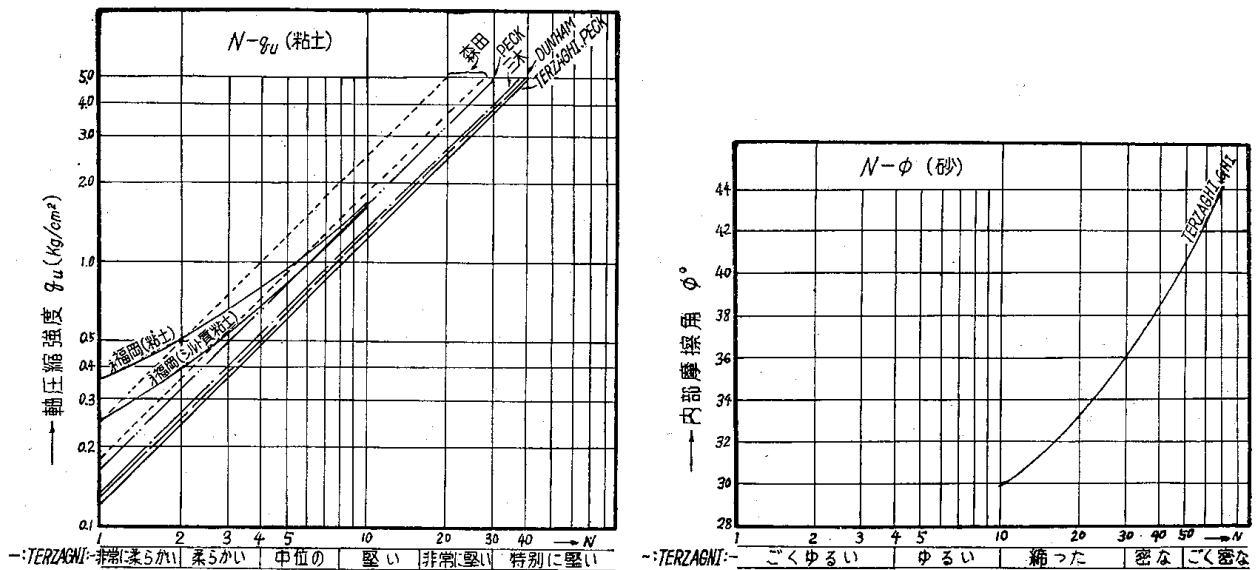


図 II-2.1 N-qu, N-phi

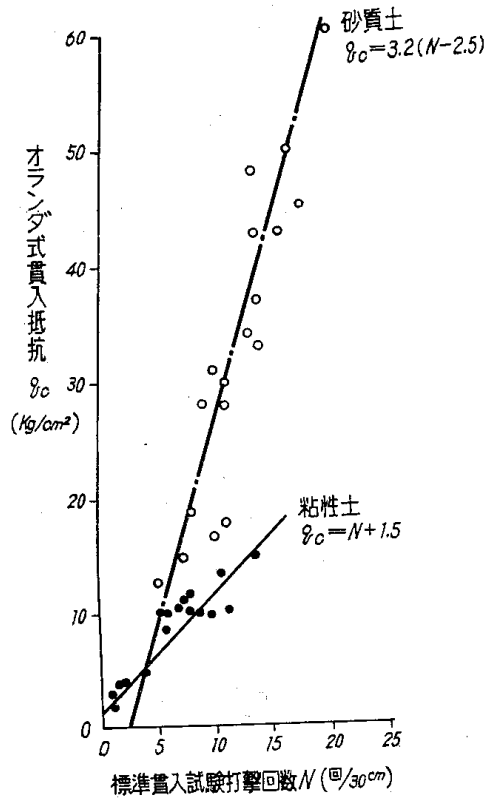


図 II-2.2 標準貫入試験とオランダ式貫入抵抗との相関性 (土質研究室)

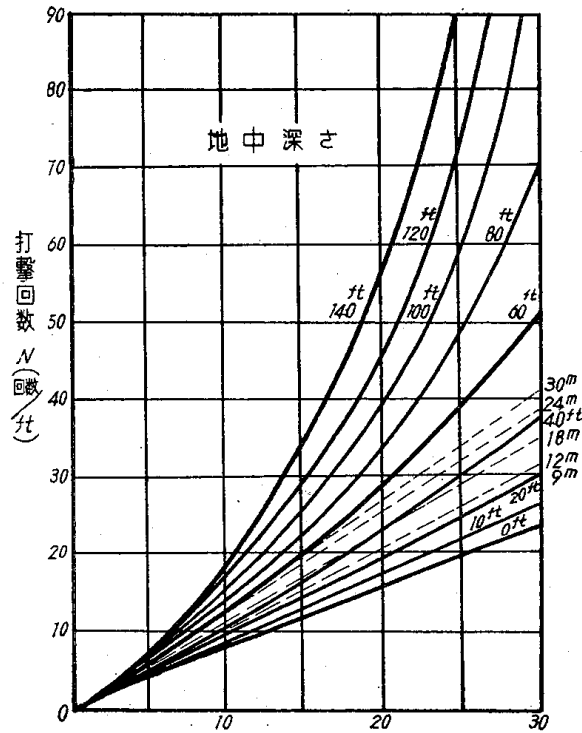


図 II-2.3 深さ 20 ft を標準とした補正值 N'

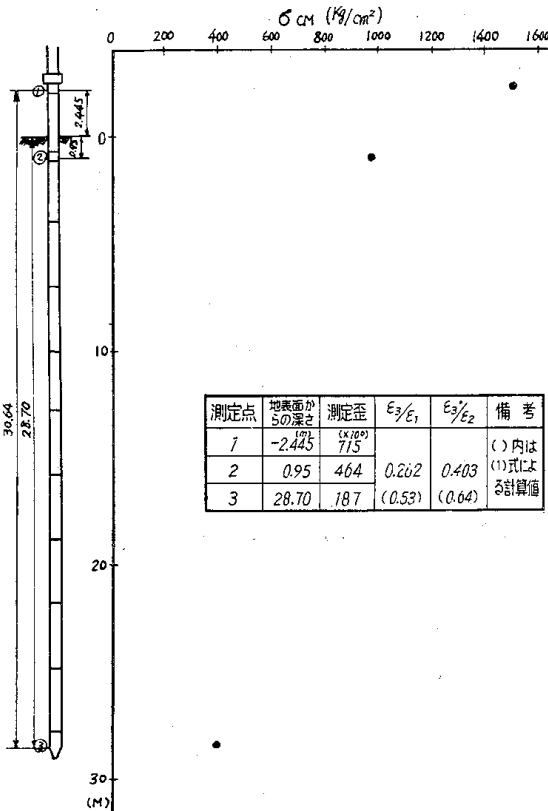


図 II-2.4 標準貫入試験における打撃エネルギー・ロスの測定

に N 値から K 値を推定することは実用的には十分可能と考えられる。なお K 値は同一土質においても水平力によって異なり、そのとり方が問題となるがこの点については 3 において検討する。

3. 1本の直グイまたは斜グイの水平載荷試験結果の利用について

わが国では構造物基礎は多かれ少なかれ水平地震力に対する抵抗が要求される。したがってグイ基礎の場合、直グイは水平力に対して強くないので、しばしば斜グイが併用される。しかし斜グイが水平力に対していかに有効に抵抗するかは十分解明されてはいない。

グイ基礎の設計に際しては、単に1本のグイの支持機構を明らかにするだけでなく、組グイさらに、群グイの支持機構を究明することによって、初めて合理的な設計を行なうことができるが、ここでは基本的な問題としての1本の斜グイの水平力に対する有効性について検討する。

3.1 資料整理結果

まず、グイの水平載荷試験において得られた水平力 H に対するグイ頭変位 y , y/H , グイ頭水

表 II-3.1 a クイの水平載荷における諸定数

項目 橋名	水平荷重 H(t)	クイ頭 変位置量 y(cm)	y/H (cm/t)	水平ばね 定数 Kh (t/cm)	水平地盤 反力係数 K (kg/cm ²)	クイ寸法	クイ種類	土質 (0~10 m)	N 値 (0~10 m)	備 考
角山橋	5	0.351	0.070	—	0.985	φ 500 mm t= 9 mm l= 24 m	直グイ 固定 単グイ	泥炭 細砂 粘土	1~2	KはY. L. Chang式 によって計算したもの 以下同
	10	1.965	0.196	6.67	0.249					
	15	6.234	0.416	3.75	0.092					
	20	11.113	0.556	3.03	0.062					
旭橋	5	0.256	0.051	—	3.312	φ 508 mm t= 12 mm l=21.5 m	直グイ 自由 単グイ	粘土 細砂 (砂レキ層)		()内はクイ先の土質を示す
	10	0.316	0.032	—	6.333					
	15	0.573	0.038	29.59	4.923					
	20	0.986	0.049	—	3.500					
	30	2.618	0.087	14.42	1.633					
真栄橋	2.5 (5)	0.312	0.125	—	0.402	φ 508 mm t= 12 mm l= 38 m	組グイ (直グイ, 直グイ) 固定	粘土 砂質粘土	1~12	
	3.25 (7.5)	0.516	0.137	—	0.354					
	5 (10)	0.808	0.162	11.69	0.285					
	7.5 (15)	1.432	0.198	—	0.219					
	8.75 (17.5)	1.754	0.200	—	0.215					
	10 (20)	2.151	0.215	10.56	0.196					
	11.25 (22.5)	2.479	0.220	—	0.188					
	12.5 (25)	2.822	0.226	—	0.181					
	13.75 (27.5)	3.172	0.231	—	0.178					
	15 (30)	3.512	0.234	10.04	0.175					
	16.25 (32.5)	4.445	0.274	—	0.140					
17.5 (35)	4.629	0.265	11.01	0.149						
新川橋	5 (10)	0.314	0.063	—	0.951	φ 500 mm t= 16 mm (上, 中グイ) t= 12 mm (下グイ) l=30 m	組グイ (直グイ, 直グイ) 固定	粘土質細砂 粘土 (砂交り砂利)	4~0	
	10 (20)	1.209	0.121	26.55	0.397					
	15 (30)	2.280	0.152	25.62	0.292					
	20 (40)	2.757	0.138	27.82	0.333					

表 II-3.1 b 水平試験における諸定数

項目 橋名	水平荷重 H(t)	クイ頭 変位置量 y(cm)	y/H (cm/t)	水平ばね 定数 Kh (t/cm)	水平地盤 反力係数 K (kg/cm ²)	クイ寸法	クイ種類	土質 (0~10 m)	N 値 (0~10 m)	備 考
女満別橋 (単グイ)	2	1.823	0.912	—	0.080	φ 508 mm t= 12 mm l= 32 m	直グイ, 単 グイ クイ頭自由	泥炭 シルト 粘土 灼熱損失 n=15 ~27%	0~1	
	4	3.150	0.788	1.54	0.095					
	6	4.045	0.676	1.64	0.119					
	8	5.3165	0.665	1.60	0.122					
	10	7.098	0.710	1.58	0.111					
	12	12.264	1.022	1.64	0.068					

項目 橋名	水平荷重 $H(t)$	クイ頭 変位置量 $y(cm)$	y/H (cm/t)	水平ば ね定数 Kh (t/cm)	水平地盤 反力係数 K (kg/cm ³)	クイ寸法	クイ種類	土質 (0~ 10 m)	N 値 (0~ 10 m)	備 考
女満別橋 (組グイ)	4	0.205	0.051	19.05	—	ϕ 508 mm $t=12$ mm $l=37$ m $l_2=39$ m	組グイ (斜グイ斜 グイ) クイ頭自由	泥炭 シルト 粘土 灼熱損 失 $n=15$ ~27%	0~1	斜角 $\theta=15^\circ$ 荷重支点 $h=1.753$ m
	10	0.602	0.060	18.85	—					
	16	1.0335	0.065	16.84	—					
	20	1.609	0.080	15.93	—					
	25	2.2635	0.091	11.38	—					
	30	2.2385	0.075	18.20	—					
	35	3.150	0.090	14.48	—					
40	3.7385	0.093	13.71	—						

表 II-31c クイの水平載荷における諸定数

項目 橋名	水平荷重 $H(t)$	クイ頭 変位置量 $y(cm)$	y/H (cm/t)	水平ば ね定数 Kh (t/cm)	水平地盤 反力係数 K (kg/cm ³)	クイ寸法	クイ種類	土質 (0~ 10 m)	N 値 (0~ 10 m)	備 考
藤山 跨線橋	4	0.165	0.041	—	3.006	ϕ 508 mm $t=9$ mm $l=15$ m	直グイ, 単グイ自 由	粘土 (砂岩)	5~6	KはY.L. Chang式 によって計 算したもの 以下同() 内は先の土 質
	6	0.500	0.083	—	1.374					
	8	0.943	0.118	11.58	0.980					
	12	2.198	0.183	7.09	0.677					
北8号橋	5	0.069	0.014	10.47	20.000	ϕ 500 mm $t=12$ mm $l=37$ m	直グイ, 単グイ自 由	細砂 (砂レキ 層)	5~9	
	8	0.454	0.057	—	3.000					
	10	0.592	0.059	6.90	2.850					
	12	0.829	0.069	—	2.320					
	14	0.931	0.067	—	2.450					
	16	1.269	0.079	—	1.940					
	18	1.558	0.087	—	1.720					
20	1.890	0.095	—	1.530						
豊幌 跨線橋	10(20)	1.230	0.123	20.63	0.388	ϕ 500 mm $t=16$ mm $l=36.5$ m	組グイ (直グイ,直 グイ) 固定	泥炭 (微細砂)	2~20	
	15(30)	2.430	0.162	17.50	0.269					
	20(40)	3.750	0.188	15.38	0.221					

平ばね定数 Kh , Y. L. Chang 式による K 値などを各現場別にまとめたものを表II-3.1 a~c に示す。また図 II-3.1 および 3.2 は水平力 H により K 値が変化する状況を示す。

旭橋、大曲橋において行なわれた直グイと斜グイの水平載荷試験結果を対比したものを図 II-3.3 および 3.4 に示す。これらの図中に示したクイ頭水平ばね定数は水平力と変位のくり返し曲線から得られる弾性勾配 α から $Kh = \tan \alpha$ として求めたものであるが、これは1つのクイの水平抵抗力を示す定数と考えられる。なお、これら2橋において採用された斜グイの傾斜角はいずれも 15° である。

3.2 考 察

まず、図 II-3.1 および 3.2 は K 値が荷重状態あるいはクイの変位状態によって変化することを示している。一般に履歴補正をしない場合には見かけの変位が大きいために、変位が大きくなるにしたがって K 値は減少する傾向を示し、履歴補正を行なった場合には繰り返し荷重の締固め効果によって K 値は一定値に収束するか、

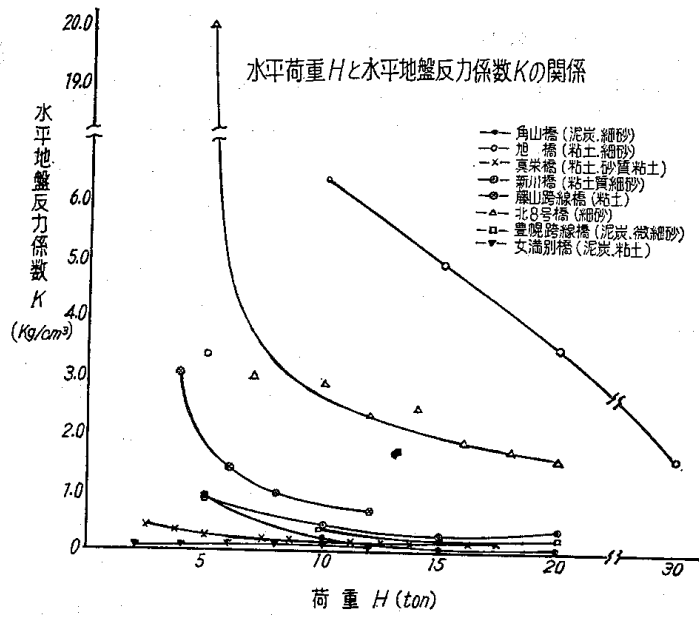
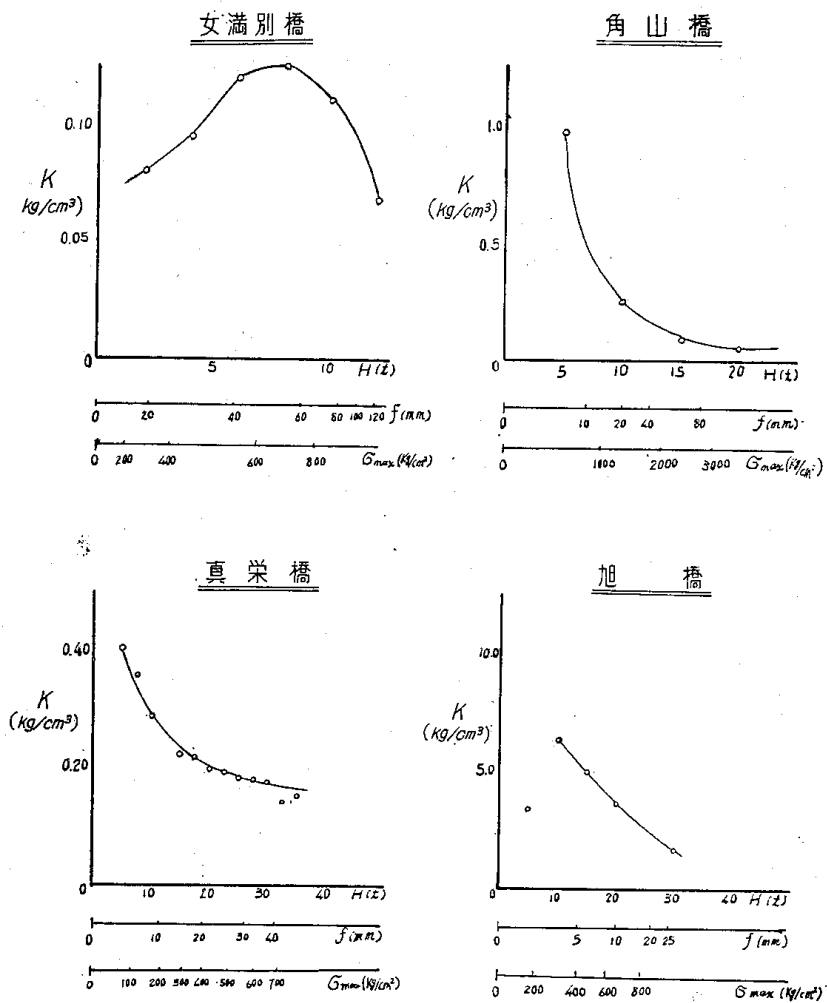


図 II-3.1



女満別橋 真栄橋の σ_{max} は実測値
 角山橋 旭橋の σ_{max} は計算値

図 II-3.2 $K \sim H, f, \sigma_{max}$

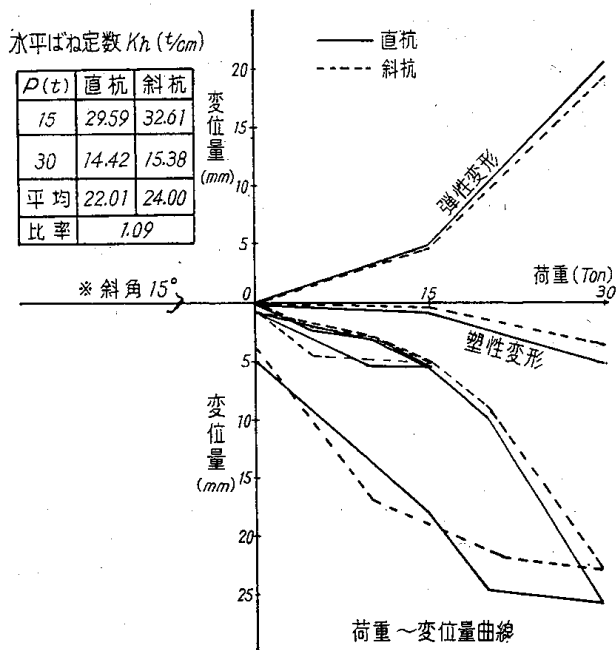


図 II-3.3 2級国道240号線阿寒町地内旭橋水平載荷試験

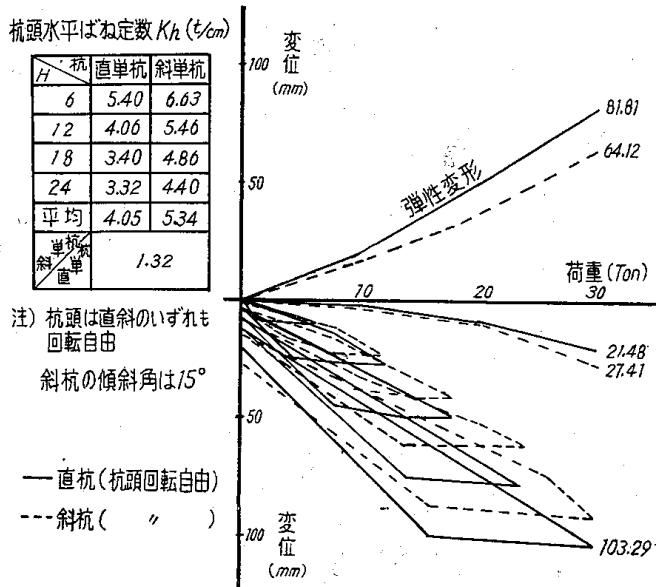


図 II-3.4 大曲橋基礎グイ水平載荷試験結果

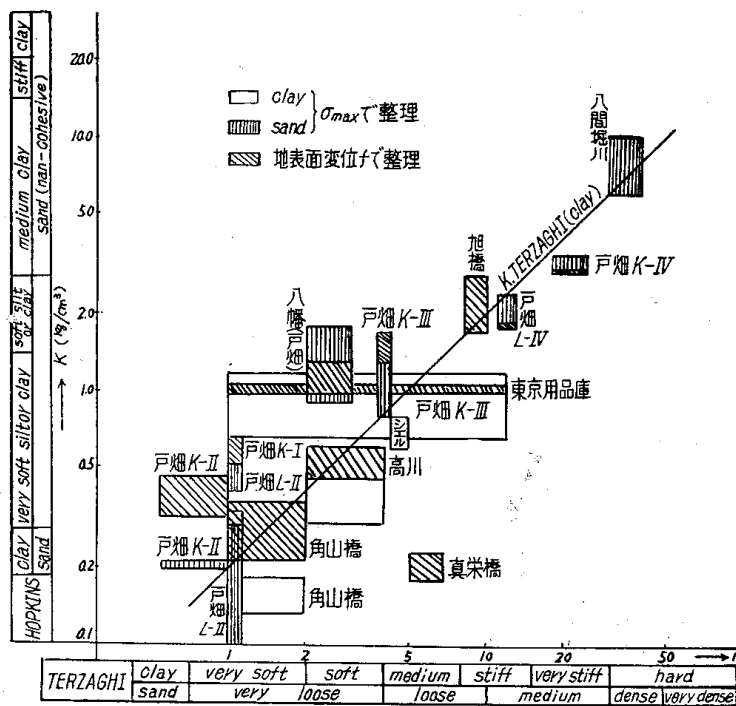


図 II-3.5 N 値と K 値との関係

(地表面変位 15~25 mm に対応する K 値および地表から $\beta^{-1}m$ 付近までの N 値の関係)

わずかな増加傾向を示すことが知られる⁹⁾。とくに泥炭性軟弱地盤のように荷重の増加に対して塑性変位が急激に増大する場合には、荷重のとり方によって K 値はかなり異なった値をとる。

今、豊幌跨線橋の場合を例にとると表 II-3.1 c に示したように、 $H_1=10$ t に対して $K_1=0.388$ kg/cm³、 $H_2=20$ t に対して $K_2=0.221$ kg/cm³、 $K_1/K_2=1.76$ となり、 K_1 、 K_2 に対する M_{max} を Y. L. Chang 式によって計算

すると $M_{\max(1)}=4.36 \text{ tm}$, $M_{\max(2)}=10.04 \text{ tm}$, $M_{\max(1)}/M_{\max(2)}=0.43$ となる。

このような実例からも明らかなようにクイの横抵抗を吟味する場合の K 値のとり方が問題となる。 K 値のとり方の指標としては、クイ頭変位、クイの地表面変位、クイの曲げ応力などが考えられるが最大曲げ応力を採用することが現在の設計では合理的であると考えられる。

通常、クイの断面は静荷重によって決定される場合は少なく、多くの場合、打込み時の打撃応力によって決定される。したがって静的な軸力のみが作用する場合のクイの応力は $600\sim 700 \text{ kg/cm}^2$ 程度と考えられ (例えば鋼管グイ $\phi 500 \times 9 \text{ t}$ に対する良質な地盤における許容支持力を 100 t/本 程度とすると、この場合の軸力は約 720 kg/cm^2 である) 鋼の許容応力を $1,800\sim 2,100 \text{ kg/cm}^2$ とすれば⁴⁾ 曲げに対しては $1,000\sim 1,500 \text{ kg/cm}^2$ まで許容できることになる。このことから K 値のとり方の指標として最大曲げ応力 $6b=1,000\sim 1,500 \text{ kg/cm}^2$ をとり、これに対する K 値を採用することが1つの方法として考えられる。

表 II-3.2 K 値のとり方に関する検討

橋名	R_a (t)	A (cm^2)	σ_{ap} (kg/cm^2)	$\sigma_{b,\max}$ (kg/cm^2)	$K_{\text{for}\sigma_{1000-1500}}$ (kg/cm^3)	$K_{\text{for}\sigma_{b,\max}}$ (kg/cm^3)
女満別橋	57	187	305	1495~1795 (1645)	—	—
角山橋	43	184	234	1566~1866 (1716)	0.360~0.200 (0.280)	0.190~0.140 (0.165)
真栄橋	69	187	369	1431~1731 (1581)	—	—
旭橋	100	187	535	1265~1565 (1415)	—	—

橋名	$K_{\text{for}f}$ $f=15\sim 25\text{mm}$ (kg/cm^3)	β (1/m)	βl	β^{-1} (m)	N	備考
女満別橋	0.077~0.087 (0.082)	0.169~0.174 (0.172)	5.41~5.37 (5.49)	5.92~5.75 (5.84)	0~1	$K_{\text{for}\sigma}$ 1000 ~1500 と $K_{\text{for}\sigma_{b,\max}}$ は 計算 σ_b より求めた
角山橋	0.350~0.210 (0.280)	0.266~0.234 (0.250)	6.38~5.62 (6.00)	3.76~4.87 (4.02)	1~2	
真栄橋	0.230~0.190 (0.210)	0.222~0.211 (0.217)	8.44~8.02 (8.23)	4.50~4.74 (4.62)	5~7	
旭橋	2.900~1.750 (2.325)	0.418~0.368 (0.393)	8.99~7.91 (8.45)	2.39~2.72 (2.56)	8~10	

真栄橋、旭橋、角山橋および女満別橋について上述の方法を適用したが、図 II-3.2 および表 II-3.2 からわかるように、角山橋の場合の結果を得るにとどまった。また K 値はクイ頭部の地表面変位 f で変化するから、 f に対応する K 値を考慮することも意味がある。今、 $f=15\sim 25 \text{ mm}$ に対応する K 値を求めると表 II-3.2 に示すようになる。

これらの結果を K. Terzaghi およびわが国で得られているいくつかのデータと対比すると、図 II-3.5 のようになり、粘土に関しては K. Terzaghi の提案している値⁵⁾ にかかなりよく一致している。なお同図に D. A. Hopkins が提案した値⁶⁾ を対比させたが K. Terzaghi の提案した分類との関連は、ほとんど認められない。

次に水平載荷試験結果から直グイと斜グイの横抵抗を K_h について比較すると、図 II-3.3 および 3.4 に示したように直グイに比べて斜グイのほうが大きく、斜グイの水平力に対する有効性が認められる。ここに取りあげた旭橋、大曲橋ではいずれも斜グイの傾斜角は 15° であるが、斜角の増加に応じて当然斜グイの横抵抗の増大が推定される。

4. 組グイの水平載荷試験結果の利用

3において述べたように、クイ基礎の横抵抗を増強させるため、しばしば斜グイを併用する方法がとられる

がそのようなクイ基礎の合理的な設計を行なうためには、直グイ、斜グイを含む群グイの支持機構を明らかにすることが困難な現場では、1本の直グイおよび斜グイの水平力に対する支持機構から、さらに組グイの支持機構を究明することが必要となる。

ここで角山橋において行なわれた斜・直合成組グイと1本の斜グイ、および女満別橋において行なわれた対称斜組グイと1本の直グイについての水平载荷試験結果から、これら組グイの水平力に対する効果を検討した。

4.1 資料整理結果

図 II-4.1 は角山橋における1本の斜グイと、斜・直合成組グイ(斜グイの傾斜角は $12^{\circ}30'$) の水平载荷試験から得られた水平荷重～変位曲線、および Kh を示し、図 II-4.2 は女満別橋における1本の直グイと対称斜組グイ

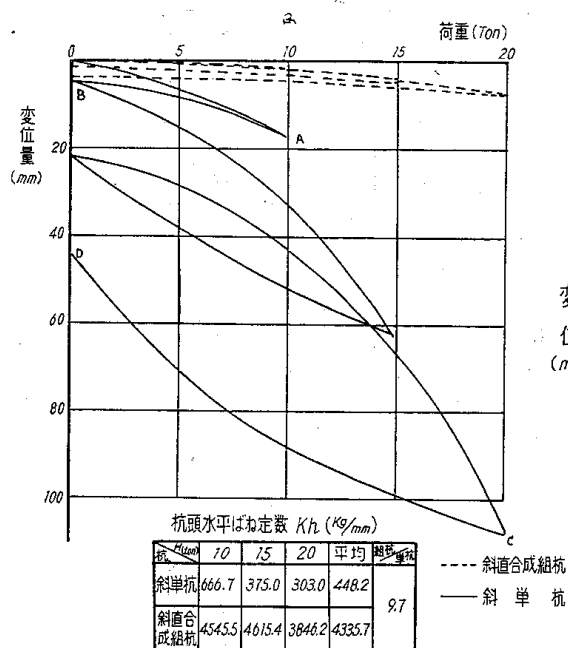


図 II-4.1 直グイと斜・直合成組グイの横抵抗の比較 (角山橋)

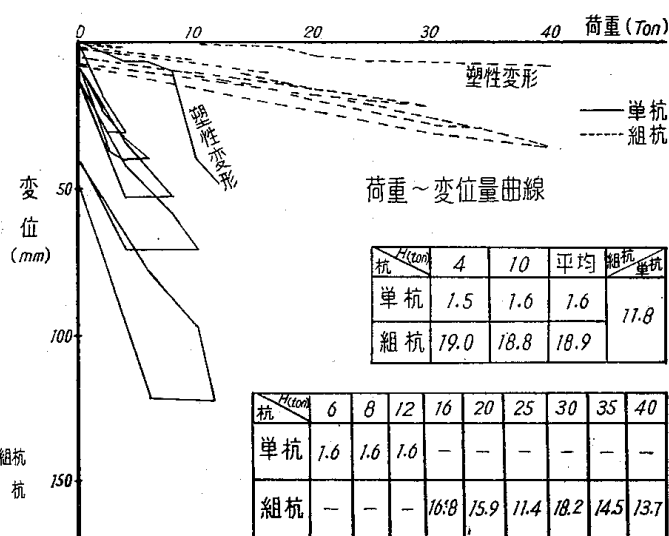


図 II-4.2 直グイと対称斜組グイの横抵抗の比較 (女満別橋)

イ(斜グイの傾斜角は 15°)のそれを示したものである。ただし図 II-4.1 で $H=10t$ と $20t$ の場合のように Kh が求められないときには直線 AB および CD の勾配をもってクイ頭水平ばね定数とした。

4.2 考察

まず、図 II-4.1 から斜・直合成組グイの横抵抗は1本の斜グイのそれよりもはるかに大きく、 $H=10t$, $20t$, $30t$ に対する両者の Kh の平均値を比較すると、斜・直合成組グイは1本の斜グイの約10倍の横抵抗を有することが推定される。斜グイの横抵抗は斜角によって異なるが、今、図 II-3.3 および 3.4 に示した結果から近似的に1本の斜グイの Kh が1本の直グイのその1.2倍程度と考えると、斜・直合成組グイの横抵抗は直グイと斜グイのその代数和の約5倍に達することがわかる。

また、図 II-4.2 において $H=4t$, $10t$ に対する直グイと対称斜組グイの Kh を比較すると、後者の横抵抗は前者のその約12倍に達することが知られる。

5. クイ支持力公式の適用性について

クイの支持力を求める方法は現在2つの系統に分類でき、その1つは理論的または経験的なクイ支持力公式を用いた計算によるものであり、他の1つは現場において直接クイに载荷して求めるものである。

クイ支持力の計算方法は以前から多くの研究がなされ、また現在もなお行なわれているが、今までのところ確実に信頼しうる公式を見出すことは難しい。すなわち動力学公式はクイが地中に貫入するに要するエネルギー

表 II-5.1 動力学的公式適用結果とパイル・テスト結果との比較

項目 橋梁名	動力学的クイ支持力公式												土質区分	ハンマー種類	クイ長さ (m)	備考													
	Hiley (1)			Hiley (2)			Pacific Coast		Terzaghi		Delmag						Engineering News	建築基準 構造設計 Modified Delmag	パイル支持力 テスト結果許容 (t)										
	ハンマーエネルギー効率が 0.8		ハンマーエネルギー効率が 1.0		ハンマーエネルギー効率が 0.8		ハンマーエネルギー効率が 1.0		ハンマーエネルギー効率が 0.5		ハンマーエネルギー効率が 1.0																		
	0	0.5	1.0	0	0.5	1.0	0	0.5	1.0	0	0.5	1.0					0	0.5	1.0										
直梁橋	49	74	132	58	87	152	49	72	110	58	86	129	68	91	142	91	125	196	84	145	328	383	96	84	69	粘砂 土質 粘土	D-22	46	
旭橋	77	94	138	90	110	159	66	80	107	75	91	120	96	112	149	133	156	208	151	201	350	641	150	151	*	粘土 細砂	D-22	21.5	
角山橋	54	86	165	61	102	191	58	79	116	58	93	140	74	109	177	107	154	251	84	167	416	588	91	84	43	泥粘 土質 細砂	I-12 PH	41	
比最低 率値	49	74	132	58	87	152	49	72	107	58	86	120	68	91	142	91	125	196	84	145	328	383	91	84	Hiley の公式(1) C ₃ =実測りバウ ンドとして計算				
比最高 率値	77	94	165	90	110	191	66	80	116	75	93	140	96	112	177	134	156	251	151	201	416	641	150	151	Hiley の公式(2) C ₃ =実測りバウ ンド打込みにお けるC ₂				
平均値	60	85	145	70	100	167	58	77	111	64	90	130	79	104	156	111	145	218	106	191	365	537	112	106	* クラフトの概観、撃込支持力で、試験最高荷重の 1/2を撃込支持力とする。各公式の安全率は次の とおり。 Hiley: 2.5, Pacific Coast: 2.5, Terzaghi: 2.5, Delmag: 2.5, Modified Delmag: 2.5, Engineering News: 6,				

表 II-5.2 静力学的公式適用結果とパイラテラスト結果の比較

項目 橋梁名	静力学的公式						Pile Test 結果許容 支持力 (t)	土質区分	ハンマー 種類	備考
	Terzaghi (%)	Hoshino (%)	Dörr (%)	Patton (%)	Bierbaumer (%)	Dunham (%)				
女満別橋	130	121	—	37	125	258	200	粘土有機 質交り粘 土	D-22	* グラフ上の極 限降伏支持力 試験最高荷重の 1/2を許容支持 力とする。
旭橋	82	75	113	—	117	—	—	粘細 土砂	D-22	
角山橋	193	—	191	—	—	340	—	泥細粘 土	IDH-12	
平均値	135	98	152	37	121	299	200			
安全率	3	3	3	3	3	3	3			

表 II-5.3 動力学的公式の適正安全率の検討

項目 橋梁名	動力学的公式												備考												
	Hileyの公式(1)		Hileyの公式(2)		Pacific Coast		Terzaghi		Delmag		Engineering News Modified Delmag														
	ハンマー エネルギー 効率 0.8	1.0	ハンマー エネルギー 効率 0.8	1.0	0	0.5	1.0	0	0.5	1.0	0	0.5		1.0											
真梁橋	1.2	1.8	3.3	1.4	2.2	3.8	1.2	1.8	2.8	1.4	2.1	3.2	1.7	2.3	3.6	2.3	3.1	4.9	2.1	3.6	8.2	23.0	2.4	2.1	
	1.3	2.2	4.1	1.5	2.6	4.8	1.5	2.0	2.9	1.5	2.3	3.5	1.9	2.7	4.4	2.7	3.8	6.3	2.1	4.2	10.4	35.3	2.3	2.1	
角山橋	1.9	2.4	3.5	2.3	2.8	4.0	1.7	2.0	2.7	1.9	2.3	3.0	2.4	2.8	3.7	3.4	3.9	5.2	3.8	5.0	8.8	38.5	3.8	3.8	
	1.5	2.1	3.6	1.7	2.5	4.2	1.5	1.9	2.8	1.6	2.2	3.2	2.0	2.6	3.9	2.8	3.6	5.5	2.7	4.3	9.1	32.3	2.8	2.7	
平均値	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
使用安全率	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

の正確な測定、把握が困難であり、一方クイの支持力は単に一時的な打撃に対する抵抗ではなく、長期間荷重を支持するものであるという点で問題があると考えられる。また静力学公式ではクイにより生ずる地中応力の解析が困難である点が問題としてあげられる。

現場におけるクイの载荷試験が最も確実な設計資料を与えてくれるものと考えられているが、費用を要するとともに工事期間を長くすることとなる。また、この方法といえども通常短期载荷重試験であるから、長期荷重に対する支持力を考える時は粘土の圧密、負摩擦力さらに強度回復などの現象を考慮しなければならない。

ここでは現場資料について各クイ支持力公式を適用して得られた結果とパイル・テストによる結果（許容支持力）とを比較し、各公式に対する適正な安全率について検討する。

5.1 資料整理結果

クイ支持力公式は数多くあるが、真栄橋、旭橋および角山橋について表 II-5.1 ならびに 5.2 に示すような公式の適用性を検討した。

まず、表 II-5.1 は動力学公式を適用して得られた結果とパイル・テスト結果との比較を各現場ごとに行なったものであり、表 II-5.2 はこれら各公式の適正安全率を検討した結果を示す。表 II-5.3 は静力学公式について同様な検討を行なったものである。

5.2 考 察

通常ディーゼルハンマー、堅いクッションを使用する場合にはハンマーのエネルギー効率 $ef=1.0$ 、衝撃反撥係数 $e=0.5$ を計算に使用しているが、表 II-5.1 で $ef=0.8$ および 1.0 、 $e=0.5$ および 1.0 の場合について計算を行ない、これらの定数の決め方についても吟味した。

その結果動力学公式については、Hiley 式 ($ef=1.0$, $e=0.5$, $F=2.5$)、Pacific Coast 式 ($e=0.5$, $F=2.5$) は他の公式に比較してかなりよい適用性を示していることが見出される。第 5 回北海道開発局技術研究発表会においても、これとはほぼ同様な検討結果を得ており、その信頼度を一段と高めたものと思われる。

また静力学公式については、データが少ないため十分な検討を行なうことができないが前回におけるこの問題の検討結果をあわせて考察すれば、その適用性は動力学公式に比べて劣るものと推定される。

このことは土の粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ 、湿潤単位体積重量 γ_t などの値のとり方に起因するところが大きいものと思われる。これは静力学公式を適用する場合に最も重要なことであろう。

6. 载荷時における直クイ、斜クイおよび組クイの支持機構について(クイ応力の測定)

载荷時におけるクイの支持機構については多くの研究が行なわれているがまだ不明の点が少なくない。したがって、打込み、垂直、水平および引抜きなどの各種载荷時にクイに伝わる応力を実測することは、クイ基礎の合理的な設計を行なうために必要なばかりでなく、地盤土質との関連におけるクイの支持機構を知ることができる点で有効である。

本調査研究においては、打込み時クイ頭断面力(旭橋)、垂直载荷時における圧縮応力分布(女満別橋)、水平载荷時における直クイ、斜クイおよび組クイの支持機構とくにクイ頭変位、曲げモーメントのクイ軸方向分布(真栄橋、角山橋および女満別橋)、引抜き時における引張応力分布(女満別橋)などの測定を行なった。

なおクイ応力の測定は、ワイヤストレインゲージまたはカールソン型ヒズミ計によって行なった。

6.1 資料整理結果

表 II-6.1 旭橋におけるクイ頭打撃応力の測定結果を示す。

次に女満別橋における垂直载荷時におけるクイに伝わる圧縮応力分布の測定結果を図 II-6.1 に示す。同図によれば、クイ頭断面力は必ずしも载荷重に等しくなく、また圧縮応力分布形状も直線的ではないが、今、クイ頭およびクイ先の断面力はそれぞれ载荷重および実測値に等しく圧縮応力はクイ軸方向に直線的に分布するものと仮定して得た結果を同図に併記した。

表 II-6.1 打止時クイ頭断面力 (旭橋)

項目 測定点	測定断面 の断面積 A (cm ²)	測定 ヒズミ ε (×10 ⁻⁶)	E (×10 ⁸ kg/ cm ²)	応力度 σ (kg/cm ²)	断面力 R (t)	クイの 種類	クイ寸法 (mm)	打深 さ l (m)	ハンマー の種類	備考
FA ①	187.0	647	2.1	1359	254.1	鋼管グイ 直グイ	φ 508 × t 12	21	新三菱 M-22	ヤットコ継足 しのためキャ ップ下3.70m における測定 となる
FA ② BA ②	187.0	475 495	2.1	998 1040	186.6 194.5	鋼管グイ 斜グイ	φ 508 × t 12	20	新三菱 M-22	同上の理由に よりキャップ 下3.80mに おける測定と なる

注 1) 測定点における記号, FA, BA はクイ断面について対称な位置を示す。したがって, FA ②と BA ②はクイ頭から等距離にあることを示す。
 2) FA ①に対応する BA ①の測定は不能であった。
 3) 測定はワイヤストレーンゲージ～電磁オシログラフによって行なった。

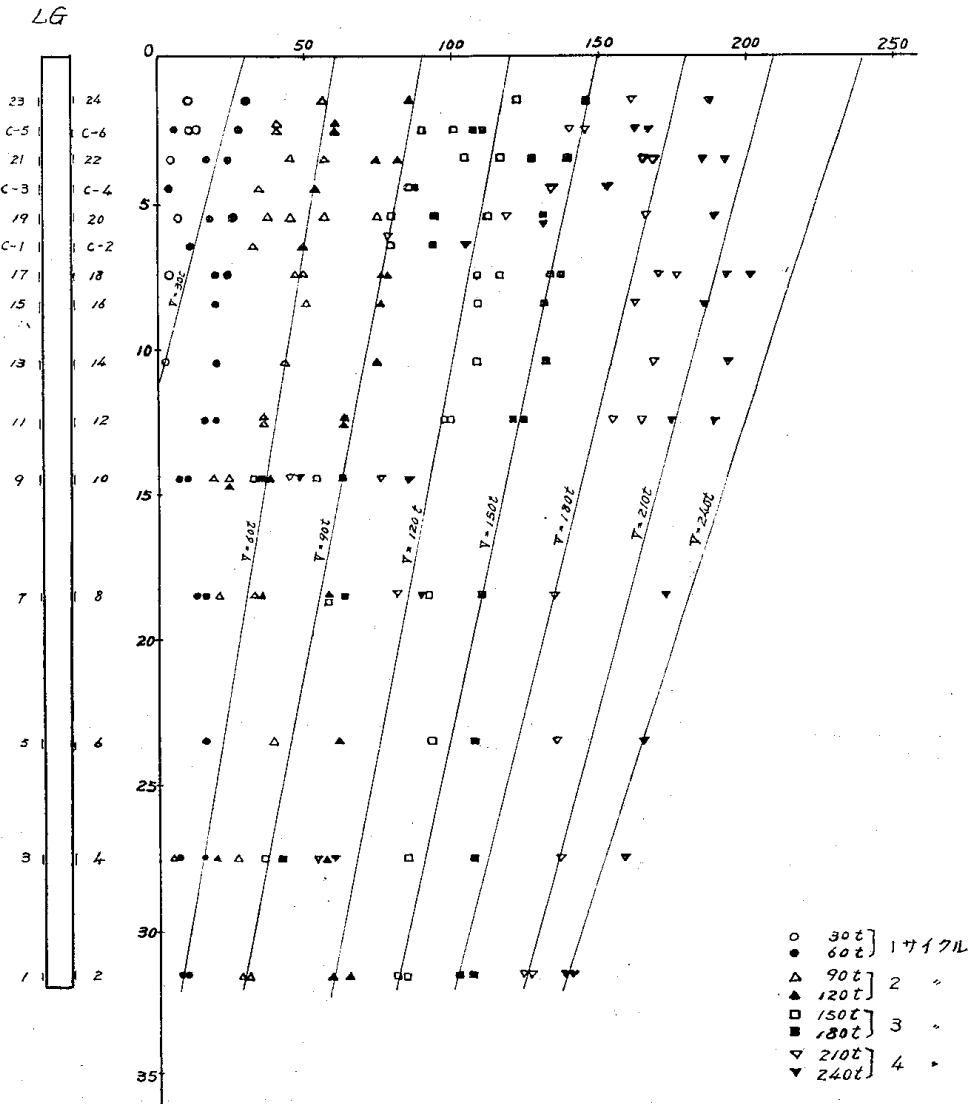
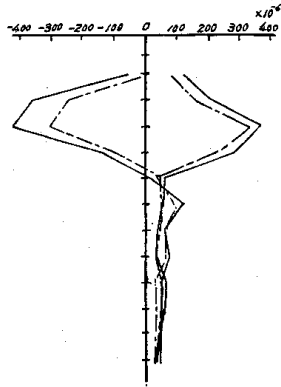
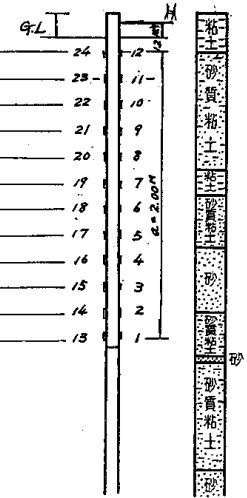


図 II-6.1 鉛直荷重 (T) (女満別橋)

荷重	10t	20t	30t	35t
時間	4月18日			
ゲージNo.	15時42	18時42	21.44	24.24
24	3	24	25	-46
23	-60	-133	-228	-352
22	-72	-181	-294	-398
21	-15	-55	-100	-147
20	19	22	27	22
19	24	62	95	107
18	19	32	42	47
17	16	41	64	71
16				
15	2	18	31	33
14				
13	6	19	32	34



荷重	10t	20t	30t	35t
時間	4月18日			
ゲージNo.	15時42	18.62	21.44	24.24
12	20	62	75	114
11	52	114	162	197
10	68	228	314	356
9	50	138	216	262
8	32	27	43	49
7	15	36	57	61
6	15	33	49	39
5	6	16	23	26
4	12	29	49	53
3	9	26	42	47
2	9	23	37	40
1	6	20	33	35



注) 測定はワイヤーストレインゲージによる

真栄橋水平試験応力測定記録

図 II-6.2 水平載荷試験におけるクイの応力測定

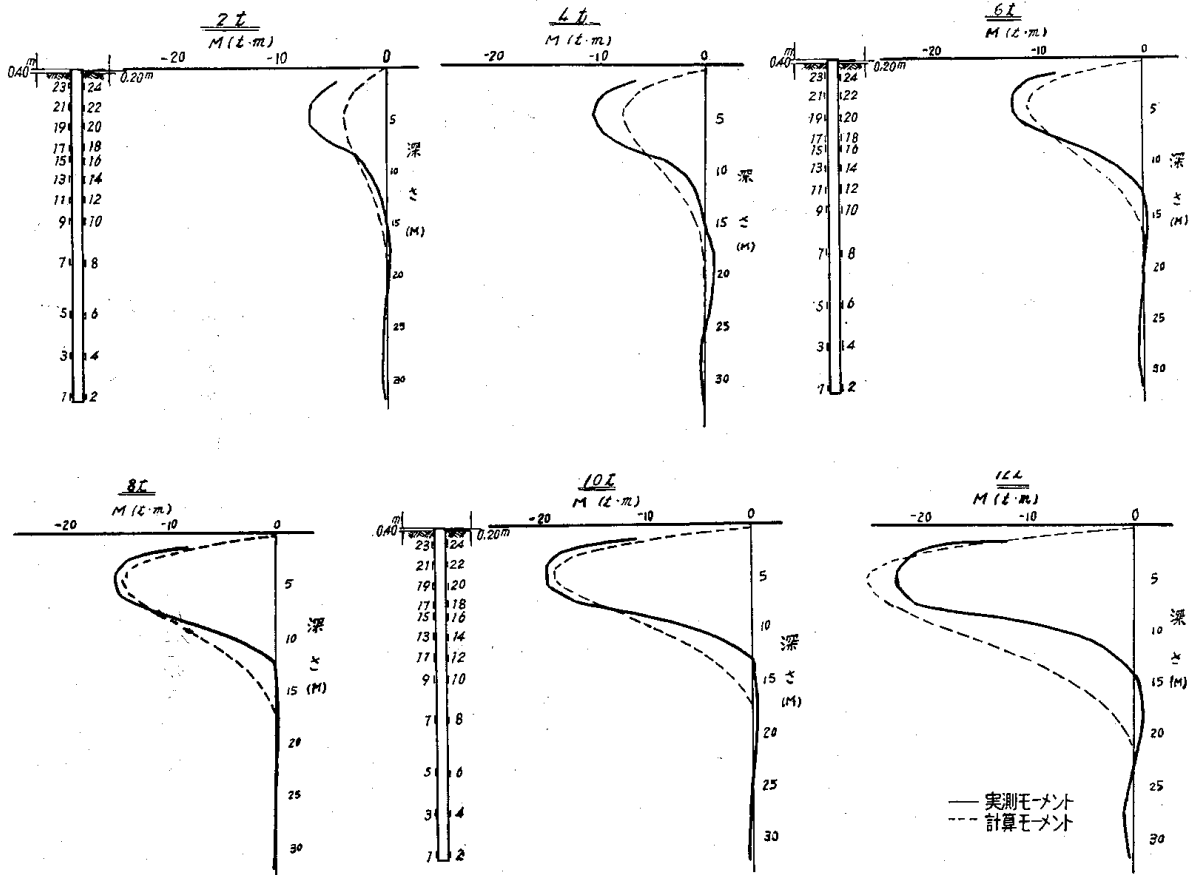


図 II-6.3 実測モーメントと計算モーメントの比較 (女満別橋)

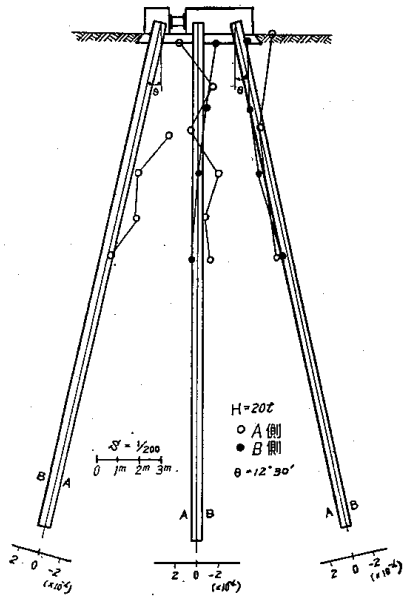


図 II-6.4 水平荷重試験における
斜直合成組ワイの応力測定
(角山橋)

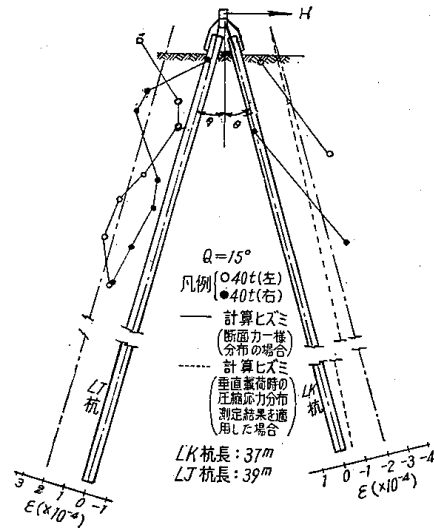


図 II-6.5 水平荷重試験における
対称斜組ワイの応力測定
(女満別橋)

水平荷重時におけるワイ応力分布の測定結果を図 II-6.2~6.5に示す。とくに図 II-6.3および6.5には計算結果をも併記し、実測値と対比させた。なお、この場合の計算は、1本の直ワイについては Y. L. Chang 式対称斜組ワイについてはそれがトラスとして扱うものと仮定し、土の横抵抗を無視した簡略方法によって行なった。表 II-6.2および6.3は Y. L. Chang 式による計算値と実測値を最大曲げモーメントおよびそれが生ずる深さについて比較したものであり、図 II-6.6は女満別橋において実測された引抜時ワイ断面力のワイ軸方向分布

表 II-6.2 実測モーメントと計算モーメントとの比較 (真栄橋直ワイ)

項目 荷重(T)	M_{max} の生ずる深さ			M_{max}			備考
	実測値(m)	計算値(m)	実測値/ 計算値	実測値(t·m)	計算値(t·m)	実測値/ 計算値	
5(10)	5.20	6.73	0.77	- 3.33	-2.22	1.50	荷重における 括弧内は全荷 重括弧外はク イ1本当たり の荷重を示す クイ頭固定
10(20)	"	7.39	0.70	- 9.73	-4.88	1.99	
15(30)	"	7.60	0.68	-14.46	-7.53	1.92	
17.5(35)	"	7.87	0.66	-17.93	-9.14	1.96	

表 II-6.3 実測モーメントと計算モーメントとの比較 (女満別橋直ワイ)

項目 荷重(T)	M_{max} の生ずる深さ			M_{max}			備考
	実測値(m) ワイヤー ゲージ	計算値 (m)	実測値/計算値 W/計算値	実測値(t·m) ワイヤー ゲージ	計算値 (t·m)	実測値/計算値 W/計算値	
2	3.10	4.59	0.68	- 7.33	- 4.05	1.81	クイ頭自由
4	"	4.21	0.74	-10.54	- 7.85	1.34	
6	"	3.96	0.78	-12.41	-11.08	1.12	
8	"	"	0.78	-15.25	-14.70	1.04	
10	"	4.03	0.77	-19.50	-18.74	"	
12	"	4.61	0.67	-22.07	-25.31	0.87	

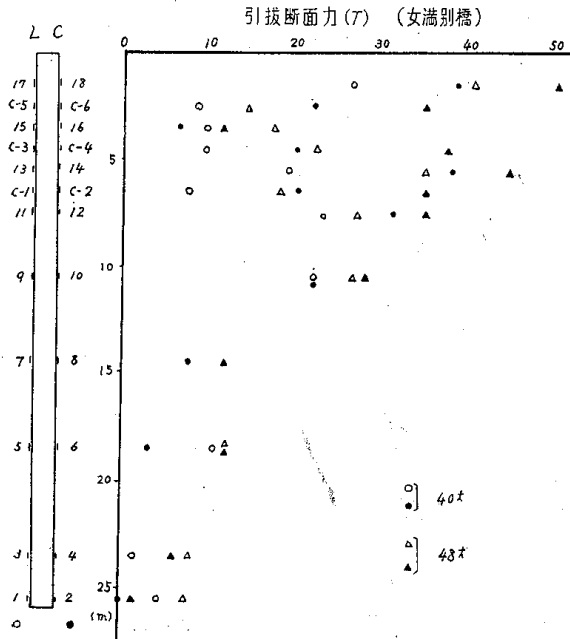


図 II-6.6 引抜試験におけるクイの応力測定

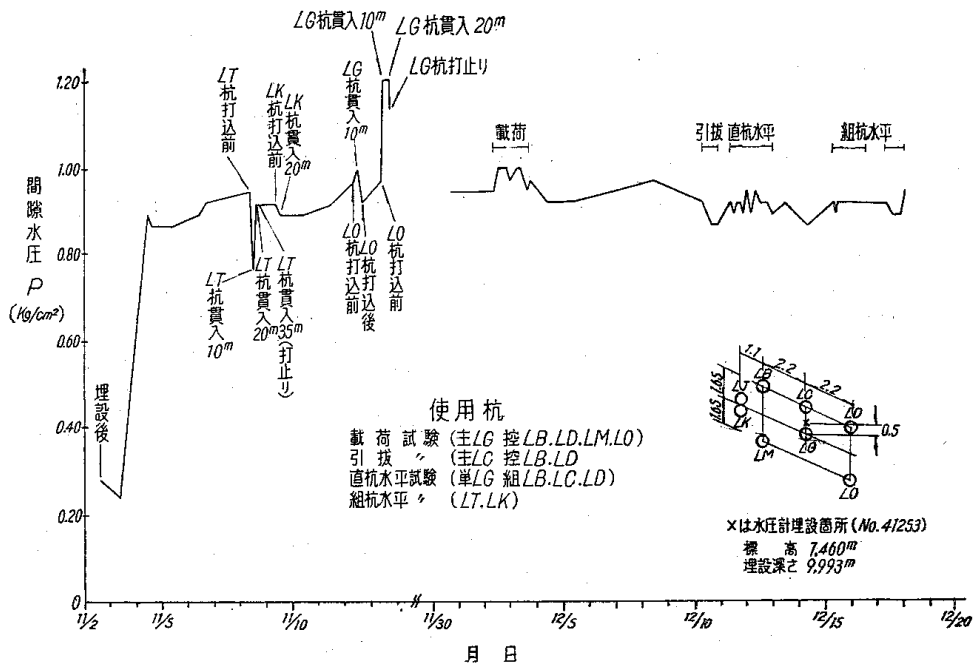


図 II-6.7 クイ打ちその他による間隙水圧の変動 (女満別橋)

を示す。

また、女満別橋においてクイ打による地盤土質の乱れ、強度低下ならびに時間経過後の強度回復を推定するためクイ周辺に間隙水圧計を埋設したが、図II-6.7はその測定結果を示す。

6.2 考 察

まず、クイ頭打撃応力の測定については、表 II-6.1 に示したように斜グイの場合には鋼管グイ断面の対称箇所 に貼付けてあるワイヤストレインゲージの測定を行なうことができたが、その間に約4%の差が認められる。

この差は測定誤差か、またはクイ頭の曲げモーメントにもとづくものか明らかでない。

直グイにおいてはゲージの絶縁劣化のため断面の片側の測定しか行なうことができなかったが、このような原因による誤差が断面力の中に含まれているものと考えられる。

垂直荷重時におけるクイの支持機構については、図 II-6.1 に示した測定結果から、荷重の増大によりクイ先端断面力の変化することが知られる。

今、垂直荷重 V に対するクイ先端断面力 P の比(クイ先端支持力の全支持力に占める割合にほかならない)を考え、両者の関係を試験データから求めると図 II-6.8 のようになり、同図は、垂直荷重の増大にともなって次第に荷重がクイ先に伝播され、クイ先端支持力の全支持に占める割合は増大し、やがて、最大値をとるにいたり、その後は減少する傾向があることを示している。

また、クイ先地盤は、この割合を最大ならしめる荷重において、降伏するものと推定される。

1本の直グイ横抵抗については図 II-6.3 および表 II-6.2, 6.3 に示された結果から Y. L. Chang 式による曲げモーメントと実測モーメントとの差異は水平荷重によって異なることが知られる。

このような計算値と実測値との差異の原因として、応力測定精度のほか $K = \text{const.}$ と仮定して計算したと、水平荷重の増大による土の弾性的性質の消失または塑性的性質の増大、クイ頭条件その他の計算条件がパイロ・テストにおいて完全に守られているかどうか、などの事項が想定されるが、今後の研究によって明らかにしていかなければならないと考える。

斜・直合成組グイ(角山橋)の横抵抗については、十分な応力測定結果が得られなかったが、1本の斜グイと組グイ中の斜グイにおける実測ヒズミの比較により、斜・直合成組グイの水平力に対する有効性を知ることができる。

対称斜組グイ(女満別橋)の横抵抗については、応力の測定点数が少なく十分な検討を行なうことはできないが、ここでは、組グイがトラスとして働くものと仮定し、土の横抵抗を無視した簡略計算方法によって求めた軸方向力を、ヒズミの形で、実測値と比較した。

この場合、LK グイについては、水荷重によって生ずる軸方向圧縮力が深さに関係なく一様に分布するものとしたとき、垂直荷重時の圧縮応力分布測定によって得られた結果(図 II-6.1 および 6.8)を適用したときの2つの圧縮力分布推定線を、LJ グイについては、引張力が深さに関係なく一様に分布すとしたときの計算結果を実測値と比較したが、その結果、両者の間に大きな差異が認められ、とくに LJ グイの応力測定結果から軸方向力のほかに曲げ応力が働いていることがわかる。

また、とくに粘土地盤においては、クイ打ちによる地盤土質の乱れ、強度の低下ならびに時間経過後の強度回復が、未解決な問題の一つとなっているが、図 II-6.7 によっても、クイ打ちによる地盤土質の乱れ、クイに荷重が与えられた時の土の状態の変化などが推定される。

今後の調査研究の継続により、土質との関連においてクイ支持力の経過変化を究明していかなければならないと考える。

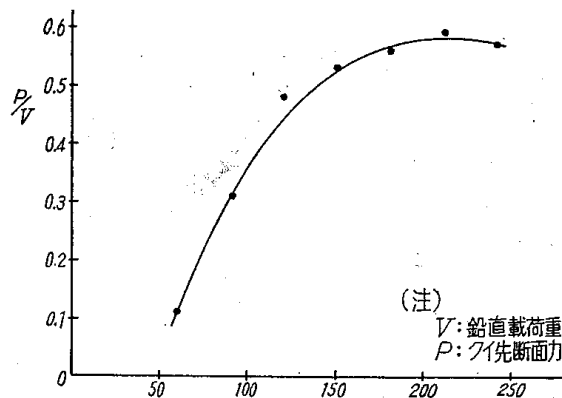


図 II-6.8 鉛直載荷重 (V) と (t) クイ先端断面力比 (P/V) との関係 (女満別橋)

7. 結 語

本報文においては既述のような5つの項目について現場調査試験データを整理し、これに若干の考察を加えたが、その結果、次のような成果を得ることができたと思われる。

(1) 標準貫入試験は、その試験結果 N 値について、土の粘着力、内部摩擦角、コーン支持力および K 値な

どとの相関関係が多くの実験によって得られており、クイ基礎設計のための有効な調査試験といえるが、 N 値の取扱いに十分な考慮を払う必要がある。

とくに貫入深さによる打撃エネルギー損失についてはロッド重量の増加のほかに、ロッドの弾性圧縮やバックリング・ロッドと孔壁との摩擦などが大きく影響するものと思われる。

(2) K 値のとり方の指標として、クイ頭変位、クイの地表面変位または最大曲げ応力などが考えられるが、現場試験データについて、クイの地表面変位 $f=15\sim 25$ mm に対応する K 値を Y. L. Chang 式によって算出しこれと N 値の関係を求めると K. Terzaghi の提案する N 値と K 値の関係にかなりよく一致している。

(3) 斜グイ及び組グイの横抵抗の大きいことが確認され、とくに斜・直合成組グイにおいてその水平ばね定数は、直グイと斜グイのその代数和の約5倍になるという結果を得た。

(4) Hiley (ハンマー・エネルギー効率 $ef=1.0$, 衝撃反撥係数 $e=0.5$, 安全率 $F=2.5$), Pacific Coast ($e=0.5$, $F=2.5$) の両式は、それによる計算結果がパイル・テスト結果と非常によく近似しており、比較的よい適用性を有するものと考えられる。

(5) 長尺の先端支持グイにおいては、垂直荷重は、それが小さい間はほとんどクイ周辺摩擦力で支持され、クイ先には伝播されないことが実測によって明らかにされた。

また、垂直荷重が増大すると、クイの先端支持力の全支持力に占める割合は増加するが、やがて最大値をとり、それ以後は、逆に減少する傾向が認められた。

(女満別橋の場合は、この割合の最大値は約0.6)

(6) 直グイの横抵抗については、 K 値が深さに関係なく一定と仮定して計算を行ない、その結果を実測値と比較したが両者の間に差異が認められ、とくに M_{max} の生ずる深さに関しては、実測値/計算値 $=0.7\sim 0.8$ という結果を得た。

(7) 斜・直合成組グイの横抵抗については、ヒズミの測定結果からも単グイに比較して水平力に対して有効に働くことがわかった。

また対称斜組グイにおいては、水平力に対して軸方向力のほかに、クイ頭結合点の剛結性により、曲げ応力が働くことが確認された。

(8) 間隙水圧の測定により、クイ打ちによって地盤土質が乱れ、またクイ周辺土質がクイに荷重が与えられた時に影響を受けることが確認された。

今後も、この測定を続けることにより、クイ支持力の経時変化を地盤土質との関連において究明しなければならないと考える。

参 考 文 献

- 1) G. G. Meyerhaff: "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles"
J. Soil Mech. and Foundations Div, No. SM 6, Prac ASCE vol. 85, December, 1959.
- 2) 池田俊雄: 土質試験法解説第2集—サウンディング(II).
- 3) R. D. Chellis: Pile Foundation 1961.
- 4) 運輸省港湾局調査設計室: 調査設計室報告(第2報)1962.
- 5) K. Terzaghi: Evaluation of coefficient of subgrade reaction, Geotechnig, Dec. 1955.
- 6) D. A. Hopkins: Discussion of "Thrust loading on piles" by James F. McNulty Proc. ASCE vol. 82, 1956.
- 7) 後藤尚男他: 斜杭・組杭の水平抵抗に関する模型実験的考察, 土木学会論文集第79号(昭和37.3).