

深礎杭坑内の水平載荷試験による水平方向地盤反力係数の寸法効果に関する一考察

Lateral Loading Tests in the Pit for a Large-diameter Deep Pile

坂田隆博 Takahiro Sakata (株)建設技術研究所福岡支社技術第2部
 前田良刀 Yoshito Maeda 九州共立大学工学部土木工学科
 村田秀一 Hidekazu Murata 山口大学工学部社会建設工学科

基礎を支持する地盤は三次元の非線形連続体と見なせるが、設計上は実地盤を線形弾性バネモデルに置き換えている。ところが実際の地盤では荷重(p)と変位(δ)の関係は強い非線形を示すことが知られている。道路橋示方書では橋梁等の構造物として適当な基準変位量を定義し、この変位量に対応するp~δ曲線の割線勾配を地盤反力係数とし、さらに基礎幅に応じて補正している。この報告は大口径杭における載荷幅依存性を検討するために深礎杭坑内において大型載荷板による水平載荷試験を実施し、水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性について考察したものである。

キーワード：水平載荷試験、水平方向地盤反力係数、載荷幅依存性 (IGC: C8/D3/D6/E2)

1. はじめに

杭基礎の設計は実際の地盤を線形弾性バネに置き換えて、杭体を弾性床上の梁として取り扱う。つまり地盤が荷重を受けると、変位が生じ、荷重(P)と、変位(δ)が線形の比例関係にあるとしている。したがって、基礎の設計において、このP~δ関係をあらゆる水平方向地盤反力係数の評価が重要になるが、地盤反力係数は地盤の性質である変形係数のみならず基礎の載荷面の形状、寸法、剛性の関数である。さらに地盤の深さ方向の不均一性、非弾性的性質などを考慮して決める必要があり、その評価は極めて困難な問題である。道路橋示方書では杭基礎の水平方向地盤反力係数を、基礎構造として適当な変位量の範囲内の地盤の荷重変位曲線の割線勾配を基準として求め、基礎の載荷幅により補正している。この補正は建設省土木研究所の研究結果¹⁾に基づくもので、(1)式で示されるように載荷幅の³/₄乗に比例する²⁾。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (1)$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数(kgf/cm³)

k_{H0} ：直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kgf/cm³)

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(cm)

したがって(1)式によると杭径が大きくなると水平方向地盤反力係数は小さくなる。最近の基礎構造は、施工の省力化、橋梁規模の巨大化による要請から大規模化しており、杭基礎においても杭径が2~3mを超過するものは一般的になりつつあり、設計上の変位制限との関係から水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性による低減が問題になる。直径3mの場合、直径30cmの場合の18%程度に低減される。一方、港湾構造物設計基準⁶⁾では杭幅30cm以上では載荷幅による低減はほとんどないことが示されている。これは、実験の対象地盤の条件の違いによるものと考えられる。

本論文で示す実際の構造物は、PCラーメン橋の基礎(図-1)で、直径2.5mの深礎杭を用いたものである。この橋梁は、谷の両側から張り出し施工し、中央で連結する。桁が計画どおり併合するためには張り出し施工時に桁のたわみを予測しなければならぬ。杭基礎とした場合、杭の水平変位、杭頭の回転変位をたわみの予測値に加える必要がある。そこで計算に用いる水平方向地盤反力係数 k_H の決定が施工管理上重要な意味を持つ。本実験は原位置での水平方向地盤反力係数 k_H を決定するために深礎杭の掘削坑内を利用して水平方向載荷試験を行い、 k_H の載荷幅依存性に関して考

察し、実際の変位計算に用いる k_H を求めるために実施したものである。

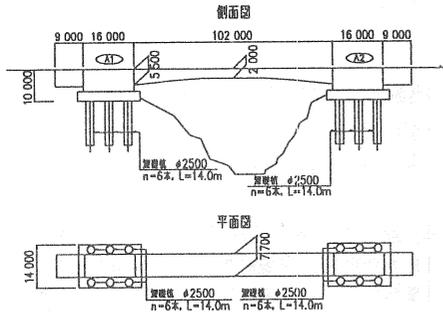


図-1 橋梁全体図

2. 実験地盤の物性および力学性状

(1) 地盤の地層構成

橋梁架設地点を構成する地層は、石灰岩および石灰質砂層(図-2)である。図-2において、 R_{SS} 層は、石灰岩層、 R_{1m} 層は、石灰質砂層を示す。これらの地層は、数十万年前の第四期更新世に発達した珊瑚礁を形成する生物群がその後の地殻変動・海水準変動による隆起・沈降のくり返しにより、再堆積したものである。実験を行った地層は、石灰岩層の下に位置する石灰質砂層である。石灰質砂層は、中～粗粒の均質な砂層で、よく締まっており、半固結状を呈している。この石灰質砂層はまた、石灰分を多く含んでいる箇所や石灰質の岩片を含む箇所もある。このような箇所は、砂分からなる均質な箇所にくらべ固結が進み、石灰岩と同程度の固結度を有している。

深礎杭はこの石灰質砂層に根入れされており、水平方向荷重試験も比較的材料の均一なこの砂層で実施することとした。

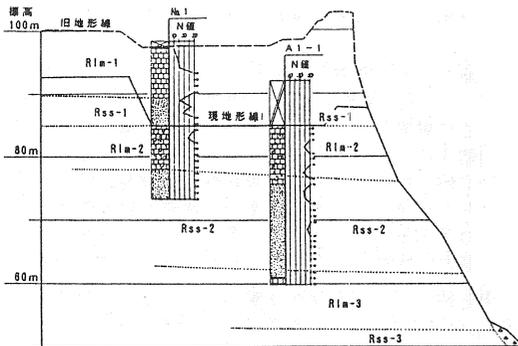


図-2 地質構成断面図

(2) 物理試験・力学試験の目的

現位置における曲面載荷板による荷重試験に先立ち、荷重荷重を決める必要があり、深礎基礎坑内地盤の曲面載荷板による荷重時における破壊荷重を推定しなければならない。しかし、掘削坑内の地中部における曲面載荷板の荷重荷重による地盤の破壊形態が明確でないため、破壊荷重の決定は容易ではないが、本実験においては、目安値として道路橋示方書で採用されているケーソン基礎の受動土圧算定式³⁾を用いて推定した。この際、現地盤の内部摩擦角、粘着力などの物性値が必要になるため石灰質砂層の物理試験および力学試験を実施した。荷重試験の対象土質は前述した石灰質砂層であるが、その固結度にばらつきが見られるため、比較的ゆるい固結度の部分と、硬い部分から試料を採取し、砂層全体としての物性を把握できるようにした。

(2) 石灰質砂の供試体の作成

深礎杭の施工が底面の石灰質砂層に到達した時点で、地山からブロック状の不攪乱試料作成用の土塊(約 $40 \times 20 \times 20$ cm)を固結度の高い部分と、低いと思われる部分からそれぞれ1ブロックづつ採取した。写真-1に採取状況を示した。

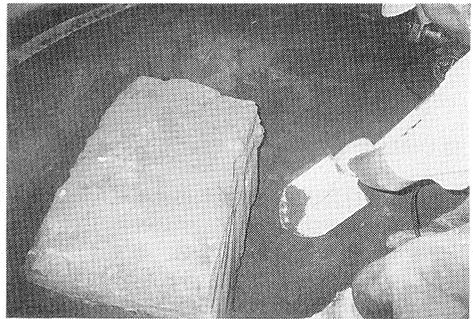


写真-1 不攪乱試料の採取状況

採取した試料は、発泡スチロールで固定し、ただちに実験室に持ち込み、冷蔵庫内(-20℃)で凍結させた。不攪乱三軸供試体の作成方法は、以下に示した方法で行った⁴⁾。

① 冷蔵庫内(-20℃)で凍結する。

② 凍結資料をボーリングマシンに固定し、それを12.5/sで回転するコアビットで削り、T型に成形する。この間材料を低温に保ち、試料とコアビットの間に削粉が入るのを防ぐため、コアビット上方より窒素ガス(-80℃)を1.0kgf/cm²の圧力で送り続ける。

③ T型試料の上下面をディスクカッターで切り、直径5 cm、高さ12.5 cmの供試体を作成する。(写真-2)

採取したブロックサンプルは2体(NO.0, NO.1)で、それぞれから3体の供試体、合計6体作成し、以下に示す試験に用いた。

NO.0-1 …一軸圧縮試験

NO.0-2 …三軸圧縮試験 ($\sigma_3 = 30$ kgf/cm²)

- NO.0-3…三軸圧縮試験 ($\sigma_3 = 40 \text{ kgf/cm}^2$)
- NO.1-1…一軸圧縮試験
- NO.1-2…三軸圧縮試験 ($\sigma_3 = 10 \text{ kgf/cm}^2$)
- NO.1-3…三軸圧縮試験 ($\sigma_3 = 20 \text{ kgf/cm}^2$)

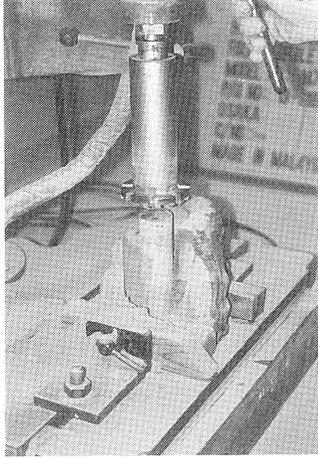


写真-2 コアビットによる供試体作成

なお、物理試験での土の密度・間隙比・含水比の測定については、圧縮試験で使用済みの供試体を用い、土粒子の密度試験・粒度試験にはブロックの供試体採取後の残りの部分を用いて行った。一軸圧縮試験において、ひずみ計測をNO.0ではギャップセンサーを、NO.1ではひずみゲージを用いた。NO.1-1の一軸圧縮試験はひずみゲージを供試体に貼り付けて軸ひずみを測定したため、乾燥重量に接着材の重量が加わり、正確な計測が不可能となった。従って、NO.1ブロックの物理特性はNO.1-2とNO.1-3によって示すこととした。

(3) 地盤の物理特性

表-1に物理試験の結果を示す。

NO.1のブロック試料は、NO.0の試料と比較して固結度の高い地盤部分であることがわかる。なお、土粒子の比重はNO.1,NO.0でほとんど差はなく、平均の比重は、 $G_s = 2.823$ である。

(4) 地盤の力学特性

力学試験は一軸圧縮試験および三軸圧縮(UU)試験を実施した。図-3は一軸圧縮試験の結果である。NO.1-1はNO.0-1と比較して、圧縮強度が高い。物理特性からもわかるように、NO.1ブロックは固結度の高い部分であると考えられる。

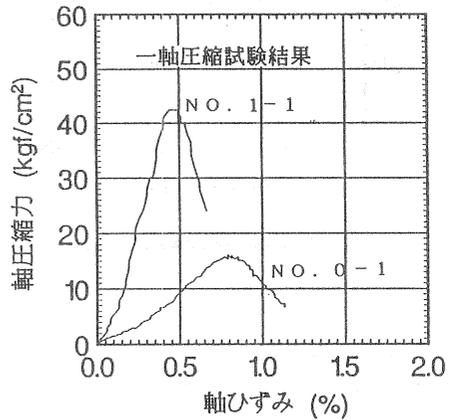


図-3 一軸圧縮試験結果

三軸試験結果は、図-4に示したようになり、応力差、ひずみ曲線の特徴から、NO.1のブロックの固結度の高さがわかる。図-5~7はそれぞれのブロック試料の三軸圧縮試験の結果をモールの応力円で整理したものである。それぞれのブロックの c 、 ϕ および全体の c 、 ϕ を決定する。データのばらつきを考慮して c 、 ϕ を決定する場合、 $\sigma_1 - \sigma_3$ 関係を $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 関係に再整理して、最少二乗法によりその切片 a と傾き $\tan \beta$ を求め、 c 、 ϕ に再変換する方法が一般的に用いられている。 a 、 β と c 、 ϕ の関係は次式で表される。

$$\phi = \sin^{-1}(\tan \beta) \text{ ----- (2)}$$

$$C = a / \cos \phi \text{ ----- (3)}$$

表-1 物理特性

供試体NO.		NO.0-1	NO.0-2	NO.0-3	NO.1-2	NO.1-3
湿潤重量	W (gf)	412.39	385.80	401.40	486.14	490.99
乾燥重量	W _s (gf)	398.66	351.25	370.44	463.55	455.85
体積	V (cm ³)	214.41	208.90	198.40	214.64	220.53
湿潤密度	ρ_t (g/cm ³)	1.923	1.847	2.021	2.265	2.226
乾燥密度	ρ_d (g/cm ³)	1.859	1.68	1.865	2.16	2.067
間隙比	e	0.519	0.680	0.514	0.307	0.366
含水比	w (%)	3.44	9.84	8.36	4.87	7.71

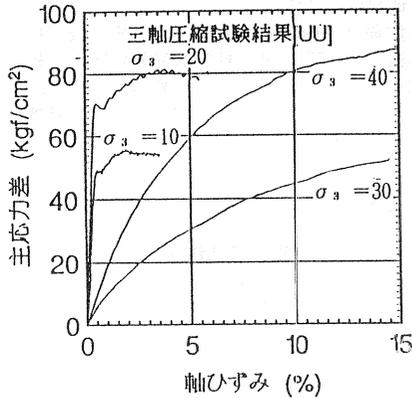


図-4 三軸圧縮試験結果

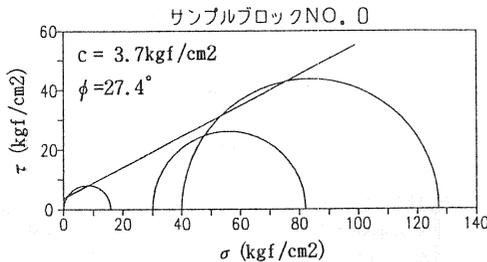


図-5 モールの応力円 (NO. 0 ブロック)

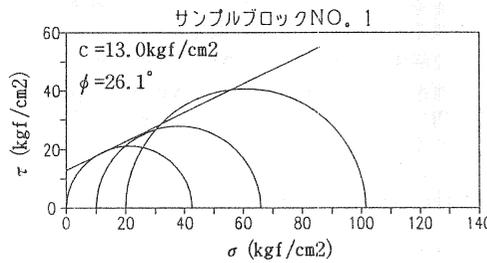


図-6 モールの応力円 (NO. 1 ブロック)

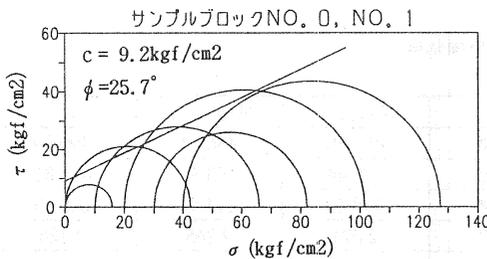


図-7 モールの応力円 (NO. 0 + NO. 1)

内部摩擦角、粘着力は $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 関係からブロックNO.0の場合、最少二乗法から $a=3.262$ 、 $\tan \beta=0.46$ が得られ、式 (2) および (3) より $c=3.7$ kgf/cm²、 $\phi=27.4^\circ$ を得る。同様に、ブロックNO.1の場合、 $a=11.664$ 、 $\tan \beta=0.44$ から $c=13.0$ kgf/cm²、 $\phi=26.1^\circ$ を得る。地盤全体としての内部摩擦角、粘着力はブロックNO.0とブロックNO.1の全データを用いて、 $a=8.245$ 、 $\tan \beta=0.434$ から $c=9.2$ kgf/cm²、 $\phi=25.7^\circ$ を得る。内部摩擦角は $25^\circ \sim 27^\circ$ と試料間で差は少ないが、粘着力はNO.1の $c=13.0$ kgf/cm² に比べてブロックNO.0は $c=3.7$ kgf/cm² と、約1/3であり、固結度の違いが表れている。

3. 載荷試験装置

(1) 載荷試験位置

載荷試験は斜面の影響を受けないように斜面前面から十分はなれた2列目の深礎杭の孔内とし、杭長1.4mの設計杭長施工後、掘削孔底より1m上方にて実施した(図-8)。

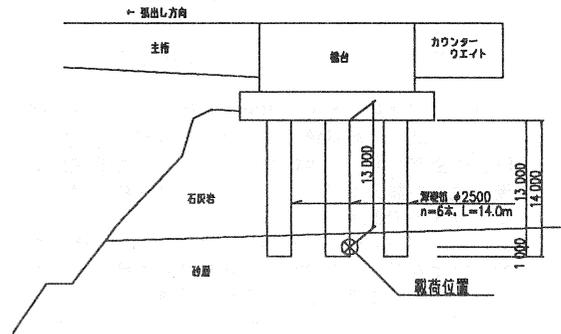


図-8 載荷実験位置

載荷面は、ライナープレートははずし、直径2.5mの円形に成形し、載荷板とのギャップをなくすようにした。なお載荷面の不陸は、予備載荷で除去される程度の精度で成形した。

(2) 載荷板

載荷板は図-9に示したように、4種類の載荷板と1基の反力板を用いることとした。載荷板の大きさは、フィールドテストの規模から、最小幅を50cm,最大は、載荷板を地表から坑内を吊り下げ、設置可能な大きさを考えて、杭径2.5mをやや下回る2.0mとした。また、載荷板の形状係数を一致させるため、横幅(水平方向) Lと縦幅(鉛直方向) Bの比を $L/B=2.0$ に統一することとした。なお幅寸法は、水平投影面である。

中間の載荷幅は、換算載荷幅が対数上で等間隔となるよう決定した。載荷板の設計は計画反力が、載荷板全面に等分布するものとし、材料は、SM490を用い、その許容応力度を仮設構造物と同程度とし、一般構造物の場合の1.5倍 $\sigma_{ca}=2850$ kgf/cm² とした。

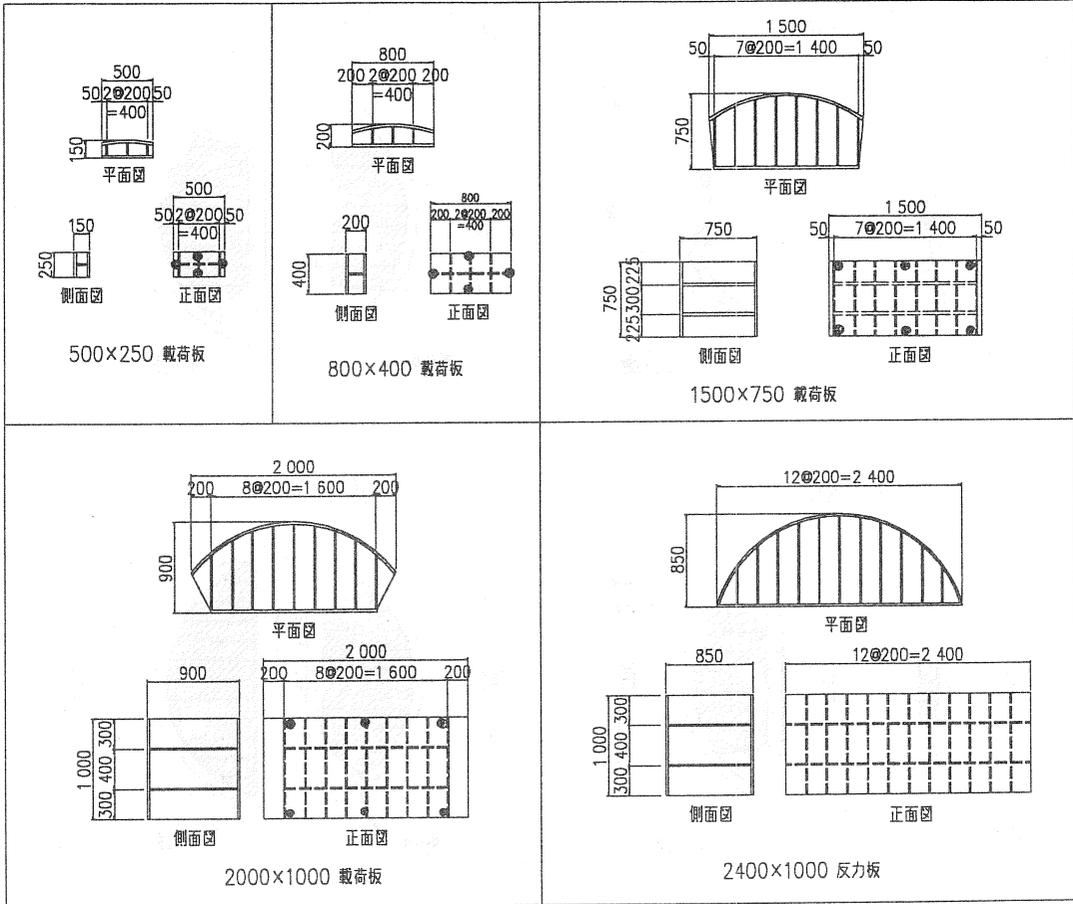


図-9 載荷板の形状と寸法

(3) 載荷装置・載荷荷重

載荷装置は、図-10に示した。深礎杭底面に載荷装置の沈下防止のため、コンクリートを打設し、その上にH鋼の架台、さらにテフロン加工した鉄板を敷き、その上に、載荷板をセットし、ジャッキ荷重が直接載荷面に作用するようにした。

ジャッキは300tfを3台準備し、荷重強度に応じて組み合わせることにした。載荷順序は、図-10に示したようにCASE-1と2は同方向、CASE-3と4はこれに対して90度回転方向にセットし、出来るだけ先行載荷試験の影響を受けないように配慮した。

変位計は基礎底面に打ち込んだ鋼管と単管パイプで構成した基準梁に取り付けた。変位計はCASE-1、2は4点、CASE-3、4は6点取り付け、これらの平均値を載荷板の変位とした。図-9の載荷板詳細図に●印で示した点変位計設置位置である。

写真-3は、CASE-3の載荷装置を示したもので、左がCASE-3の載荷板、右がCASE-4の載荷板を反力板として使用している状況である。

試験最大荷重は、載荷地盤の破壊形態が明確でないため、目安の値として道路橋示方書のケーソンの受動土圧式(4)式に従って算出した。

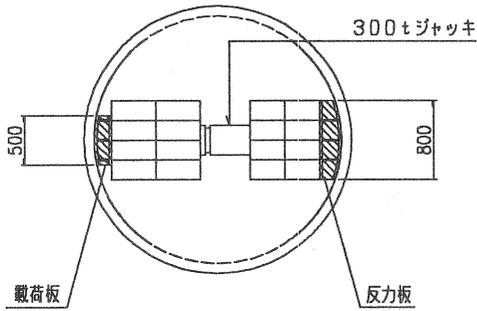
$$p = K_P \cdot \gamma \cdot h + 2 C \sqrt{K_P} \text{----- (4)}$$

ここに、 γ : 土の単位重量 (tf/m³)
 K_P : 受動土圧係数 (下式)

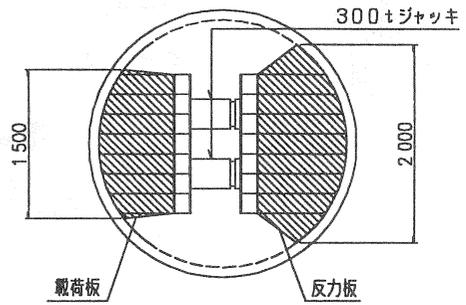
$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2}$$

ϕ : 内部摩擦角
 α : 地表面傾斜 0度
 δ : 壁面摩擦角 $-\phi/3$
 h : 深さ 1.0m

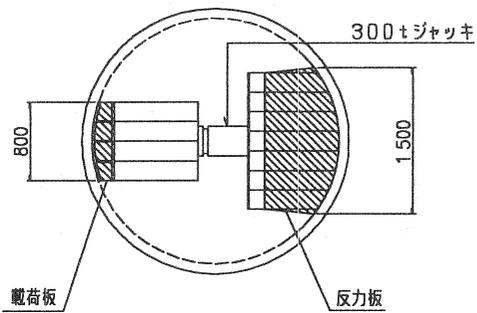
CASE 1 500×250



CASE 3 1500×750



CASE 2 800×400



CASE 4 2000×1000

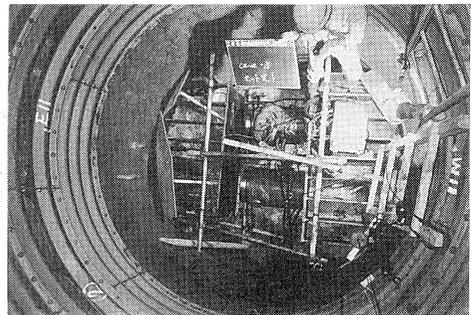
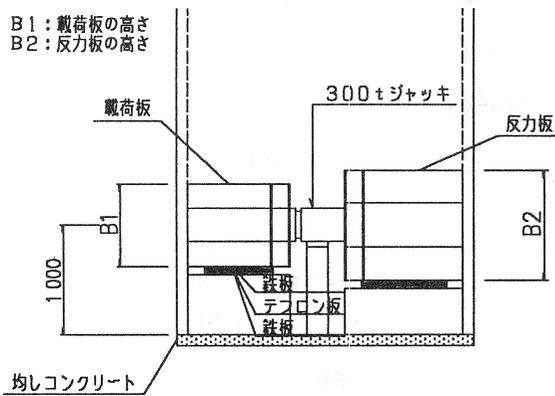
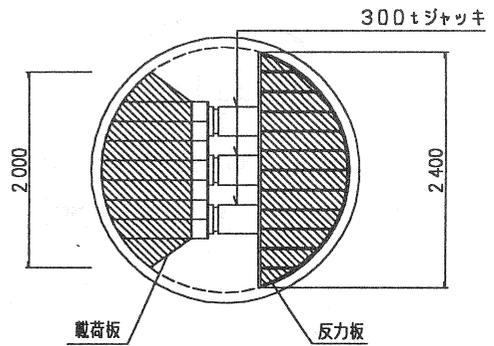


写真-3 載荷装置 (CASE-3)

載荷装置 側面図 (各ケース共通)

図-10 載荷装置

試験最大荷重は、ブロックNO.0とブロックNO.1および全体の c 、 ϕ 、 γ を用いて算出した降伏荷重を参考にして決定した。各ブロックの c 、 ϕ は図-5~7に示した値。土の単位重量 γ はそれぞれの湿潤重量の試験値(表-1)の平均値を用いた。計算結果は、表-2に示したようになる。この際、抵抗土圧の作用範囲は、安全側の仮定として載荷板面積として極限荷重を求めた。試験最大荷重は、基本的には降伏荷重を採用したが、ジャッキ能力の1/2程度を目安と考えて定めた。なお図-10において、ハッチを施した部分が載荷板本体である。

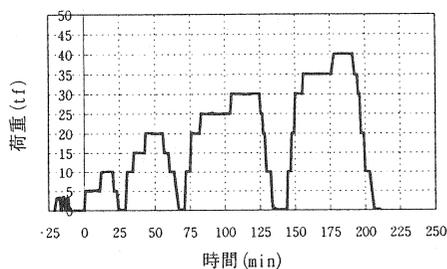
(4) 載荷方法

荷重載荷方法は、地盤工学会基準⁴⁾による多サイクル方式によった(図-11)。最大荷重を8段階程度に区分し、3サイクルまたは4サイクルで荷重制御方式によって載荷した。CASE-2およびCASE-4は、CASE-1、CASE-3の載荷版として一時的に使用される。したがって、載荷版としてすでに作用する荷重と、その後に作用する荷重には、載荷が時間的に不連続となるが、荷重・変位関係は、連続性がほぼ保たれている。なおCASE-4は、CASE-3の反力板としての荷重載荷と、その後のCASE-4の載荷サイクルを示した。

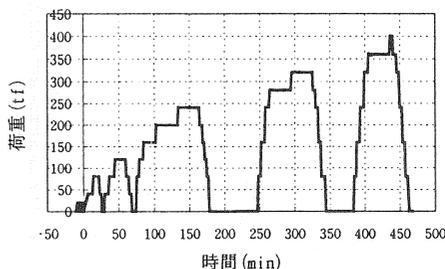
表-2 試験最大荷重

荷重ケース	載荷板形状 L×B(cm)	供試体NO.	受動土圧係数	土圧強度	極限荷重	降伏荷重	試験最大荷重
			K_p	$p(\text{tf}/\text{m}^2)$	$P(\text{tf})$	$P_y(\text{tf})=P/1.5$	
1	50×25	NO. 0	3.565	208.5	26.1	17.4	35
		NO. 1	3.316	547.9	68.5	45.7	
		NO.0+NO.1	3.244	398.1	49.8	33.2	
2	80×40	NO. 0	3.565	208.5	66.7	44.5	120
		NO. 1	3.316	547.9	175.3	116.9	
		NO.0+NO.1	3.244	398.1	127.4	84.9	
3	150×75	NO. 0	3.565	208.5	234.6	156.4	350
		NO. 1	3.316	547.9	616.4	410.9	
		NO.0+NO.1	3.244	398.1	447.9	298.6	
4	200×100	NO. 0	3.565	208.5	417.0	278.0	520
		NO. 1	3.316	547.9	1095.8	730.5	
		NO.0+NO.1	3.244	398.1	796.2	530.8	

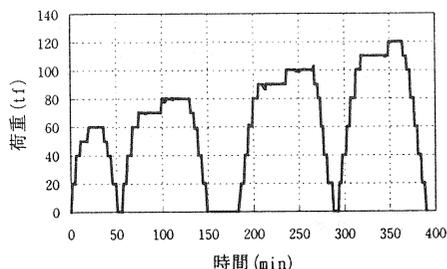
試験サイクル (CASE-1)



試験サイクル (CASE-3)



試験サイクル (CASE-2)



試験サイクル (CASE-4)

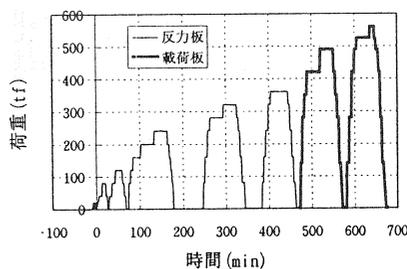


図-11 載荷方法

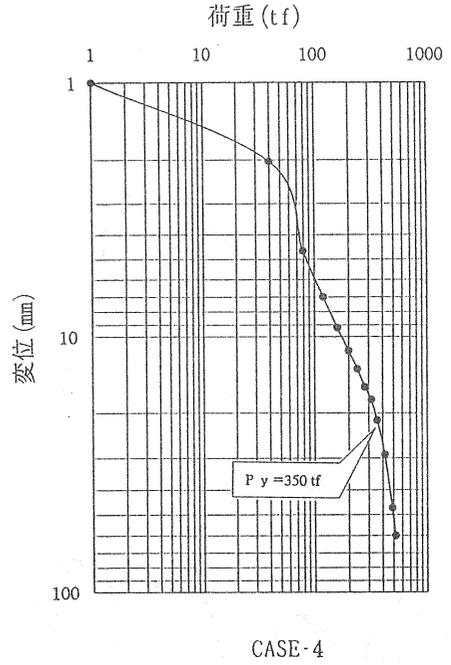
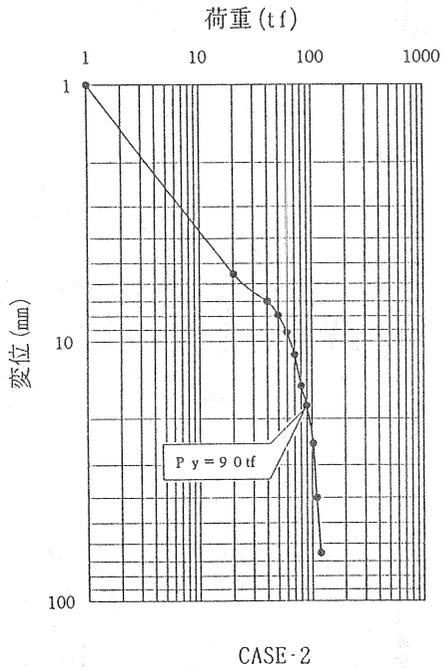
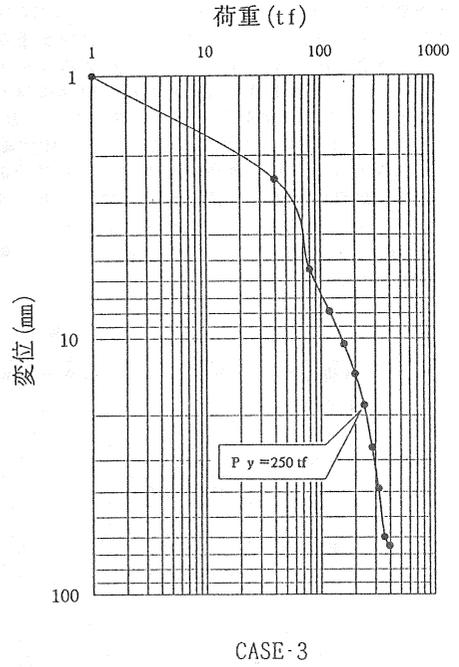
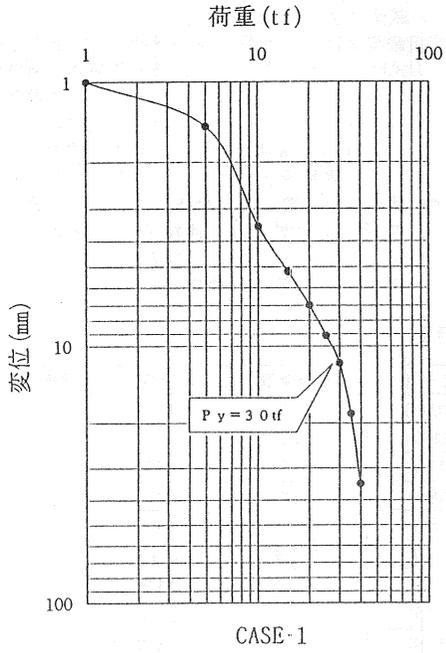


図-13 Log P ~ Log S と降伏荷重

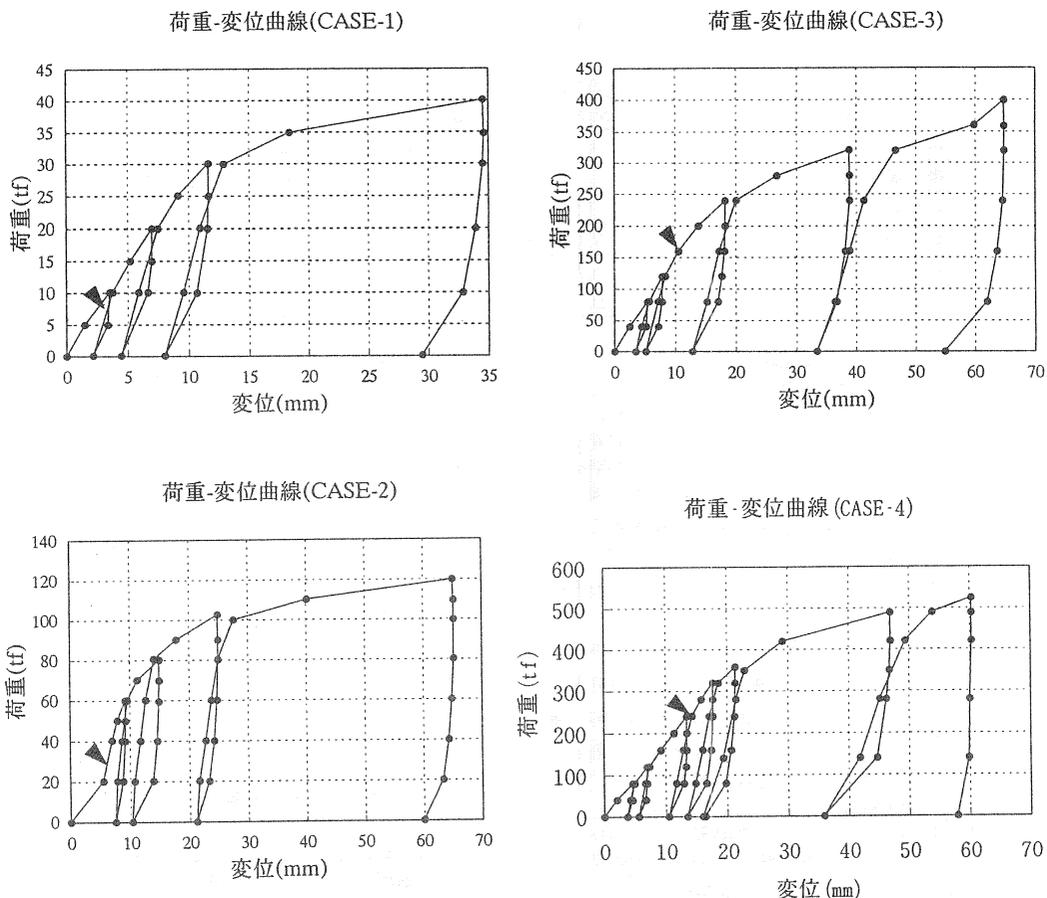


図-12 荷重～変位関係図

4. 載荷試験結果と考察

(1) 荷重・変位関係

図-12にCASE-1、2、3、4の荷重・変位曲線を示した。ここで、載荷版の変位は、載荷版に取り付けた変位計の平均値をとった。変位計取り付け位置は図-9に示したように、CASE-1、2では4点、CASE-3、4では6点である。降伏荷重は、地盤工学会基準⁴⁾によるlogP-logS曲線で推定する(図-13)。図-13に示した位置をlogP-logS曲線より降伏荷重と判定した。降伏荷重以降の変位は、載荷版上側の地盤変位が下方より大きく生じ、最終的に載荷版に回転が生じ、計測不能となった。地盤の破壊は、地盤内部にすべり面を形成し、載荷版周辺にはらみが生じる形で起こったとみられる。

荷重～変位計測値のうち、CASE-4については、CASE-3の反力板としての計測値と比べて、CASE-4においてCASE-3の最大荷重相当までの変位が明らかに大きく、それ以後の荷重～変位関係との整合が取れなかったため、CASE-3の最大荷重までは、CASE-3における荷重～変位関係を採用し、合成した。CASE-2

については、反力板としての荷重～変位関係と、その後の再載荷重による荷重～変位関係に有為さが認められなかったため、それぞれ独立で整理した。

図-13によって得られた降伏荷重を試験最大荷重として採用した降伏荷重の計算値と比較すると、CASE-1は、地盤全体の物性値から計算された降伏荷重33.2tfに対して図-13からは30tf、CASE-2は、地盤全体の物性値から計算された降伏荷重84.9tfに対して図-13から90t、CASE-3は、地盤全体の物性値から計算された降伏荷重298.6tfに対して図-13から求められた降伏荷重250tfとほぼ一致する。CASE-4は、図-13によって求められた降伏荷重350tfに対して、NO.0の物性値から計算された降伏荷重278tfと、全体の物性値から求められた降伏荷重530.8tfの中間的な値になっている。

試験荷重設定のための計算値には地盤の抵抗土圧の広がりやを考慮していないが、要素試験に用いた、供試体強度のばらつきについては、載荷試験に用いた載荷板のスケールからほぼ平均化され、見かけ上は、均一な地盤性状を示したものと考えられる。また、水平方向地盤反力係数 K_H を検討するための荷重変位関係が、実験によって得られた。

表-3 載荷幅1%ひずみ時の k_H

載荷ケース	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
載荷板(横幅×縦幅)(cm)	50×25	80×40	150×75	200×100
載荷板面積 $A(\text{cm}^2)$	1250	3200	11250	20000
換算載荷幅 $\sqrt{A}(\text{cm})$	35.4	56.6	106.1	141.4
基準変位 $\delta(\text{mm})$	3.54	5.66	10.61	14.14
荷重 $P(\text{tf})$	7.143	30.0	160.0	240.0
地盤反力度 $\sigma=P/A(\text{kgf/cm}^2)$	5.714	9.375	14.222	12.000
$k_H=\sigma/\delta(\text{kgf/cm}^3)$	16.140	16.564	13.404	8.487

(3) 地盤反力係数の載荷幅依存性

杭基礎の設計に通常適用する変位の基準値である杭径の1%は、過大な残留変位を生じることが無いように定められている⁷⁾。本実験においてもこれに準拠して、荷重載荷の初期段階における変位に関する割線勾配より水平方向地盤反力係数 k_H を求める際に、載荷幅の1%に相当する変位量を基準と考えて整理する。

載荷幅を換算載荷幅 $B_0=\sqrt{L \times B}$ とし、1%ひずみに相当する荷重・変位関係から水平方向地盤反力係数 k_H を求めた(表-3)。

載荷幅と k_H の関係は、載荷幅が大きくなるに従って、 k_H は小さくなるような、載荷幅の寸法効果が認められる。地盤の変形が弾性論に従うならば、 k_H は、載荷幅の-1.0乗に比例する²⁾。また、道路橋示方書によると、-3/4乗に比例する。これは、関東ローム、湿潤砂地盤での室内実験結果に基づくものである¹⁾。一方、港湾技術基準⁶⁾によれば、載荷幅30cm以上の載荷幅依存性すなわち載荷幅による k_H の低減がないとしている。これは、砂地盤での実験結果によるもので、以上のことから、地盤条件によって、載荷幅依存性が異なることを示唆している。

実験結果から、水平方向地盤反力係数 k_H を換算載荷幅の関数として整理し、図-14に示した。図-14の口印は、今回の実験結果である。図-14には、また道路橋示方書の方法により求めた k_H および弾性論による場合をあわせて示した。

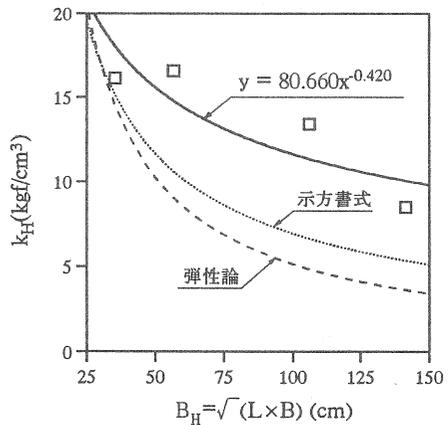
実験地盤(石灰質砂層)における、大型の曲面載荷板により得られた水平方向地盤反力係数 k_H の載荷幅依存性は、換算載荷幅の増加に伴い、載荷幅の-0.42乗に比例し、道路橋示方書の-0.75乗と比べて、載荷幅増加に伴う k_H の低減が少なくなっていることが判る。

5. まとめ

石灰質砂層における直径2.5mの深礎杭孔内において水平方向載荷試験を実施し、あわせて、石灰質砂地盤の要素試験等により物理的、力学的特性を調べた。

まず、石灰質砂地盤の不攪乱試料の作成および、要素試験の結果から次のような結果が得られた。

- ① 石灰質砂地盤の不攪乱試料の作成は、試料凍結後、まさ土用コアビットを用いて作成することが出来た。

図-14 石灰質砂地盤における k_H

- ② 石灰質砂地盤は固結度の違いが存在し、試料採取場所により、その物理的、力学的特性が異なる。ただし、比重は固結度によらず、ほぼ一定である。

また、深礎杭孔内において実施した載荷試験の結果から本地盤における水平方向地盤反力係数 k_H に関する載荷幅依存性について考察した結果、次のような知見がえられた。

- ③ ひずみレベルが、換算載荷幅の1%における荷重・変位関係から求められる横方向地盤反力係数 k_H は、載荷幅が大きくなると、小さくなる傾向を示す。
- ④ k_H に関する過去の実験例^{1) 6)}などと比較すると地盤の特性により、載荷幅依存性が異なる傾向を示すことがわかった。本実験地盤においては、 k_H が載荷幅に関して載荷幅の-0.42乗に比例する結果となり、道路橋示方書の杭径の-0.75乗と比較して、低減率は小さくなった。

本実験は、 k_H の載荷幅依存性に関してほんの一例を示したに過ぎないが、大口径杭や、連続壁など載荷幅の大きい地下構造物の横抵抗についての研究は、今後重要になってくるものと思われる。本実験についても、載荷実験のシミュレーションなどを行い、載荷幅の大きい基礎の k_H の評価について今後研究する予定で

ある。

本実験の結果得られた杭の横抵抗特性は、ラーメン橋架設時の桁の鉛直変位調整などを検討する際に利用した。設計は、道路橋示方書の、安全側＝小さめの k_H を用いてよいが、桁を張り出し架設する場合の桁のたわみ管理値については、本実験により得られた k_H が大きくなるため、この値で管理する必要がある。道路橋示方書の方法では、鉛直変位を過大に見積もる危険性があり、実験結果から得られた k_H にもとづく管理値を採用した。

おわりに当たり、鹿児島県徳之島土地改良区の皆様、コーアツ工業の方々には、現地実験実施に際し、全面的な協力をいただきました。深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：地盤反力係数とその載荷幅による補正，土木研究所資料（第299号），pp.17～20，1967.7.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，pp.202，1994.2.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，pp.239～241，1994.2.
- 4) 村田秀一・安福規之・山本修三・浅上洋一：不攪乱まさ土供試体の作成方法とその力学特性，昭和60年度サンプリングシンポジウム，pp.81～88，1985.10.
- 5) 地盤工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説，pp.41～43，1983.1.
- 6) 運輸省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.5-59，1979.3.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，pp.203，1994.2.