

鳥取大学工学部 正員 〇 勝見 雅
 " " " 岩 成 敬 介
 建設省 工 研 " 箕 作 光 一

1. 緒言

理論的研究においては、管内土の支持力と先端地盤の支持力との関係から閉端杭の閉塞効果を論じようとしたものであり、著者は管内土の支持力を求めるに際しては、すべり線の概形を対称擁壁を参考にして考え、すべり線網目を組んで Kötter の方程式を差分方程式で表わし、管内土の境界条件のもとに逐次解こうとしたことがある。そして支持地盤の支持力と管内土の支持力とを比較した。

さらに杭の鋼管内部に詰めた土の深さと押し込み、或いは押し上げ実験から得られた荷重-押し込み量曲線ならびに管内土変化・挙動等のデータを整理することにより、閉塞効果に対し、定量的な検討を加えた。

2. Kötter の方程式の管内土への適用

ここでは Kötter の方程式を管内土へ適用するに際し、その概略を簡単に述べる。管内土が塑性降伏状態に達した状態を主働あるいは受働状態であると考え、管内土のすべり線の概形を対称擁壁を参考にして Kötter の方程式を適用すれば次のようになる。

$$\frac{dp}{ds_1} - 2 \left(p \tan \phi + \frac{c}{\cos \phi} \right) \frac{d\theta}{ds_1} - \left(\gamma_r \sin(\theta - \phi) + \right.$$

$$\left. \left(p \tan \phi + \frac{c}{\cos \phi} \right) \times \left\{ \pm \cos(\theta - \phi) + \cos \theta \right\} \right) \frac{1}{r} = 0$$

$$\frac{dp}{ds_2} + 2 \left(p \tan \phi + \frac{c}{\cos \phi} \right) \frac{d\theta}{ds_2} - \left(\gamma_r \cos \theta + \left(p \tan \phi \right. \right.$$

$$\left. + \frac{c}{\cos \phi} \right) \times \left\{ \mp \sin \theta - \cos(\theta - \phi) \right\} \right) \frac{1}{r} = 0$$

ただし複号は上側が $\sigma_2 = \sigma_1$ 、下側が $\sigma_2 = \sigma_3$ と仮定したものに对应する。

図-1 は押し上げ実験の結果と比較するために $\phi = 35^\circ$, $\delta = 19^\circ$ とし、 $\sigma_2 = \sigma_1$ 、三次元状態の数値計算を行った結果を描いたものである。同図によると計算値が非常に大きく算出されている。すなわち、この数値計算結果から考えると $L/D = 1.0$ 付近で計算値と実験値が等しくなり、当初予想していたものよりかなり小さく算出されている。その原因として数値計算に与える ϕ および δ として地盤の ϕ , δ を与えているとも考えられるが、やはり最大の原因としては管内土の塑性破壊状態を全域受働状態と仮定しているところにあると思われる。

そこで著者は塑性解析においても全域主働・受働によりどれほど管内土抵抗が変化するか調べるため、杭先端から管内土が主働破

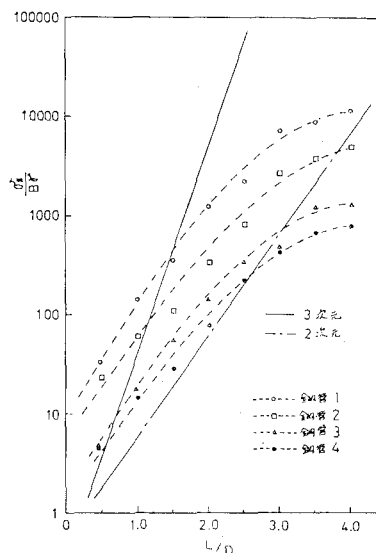


図-1

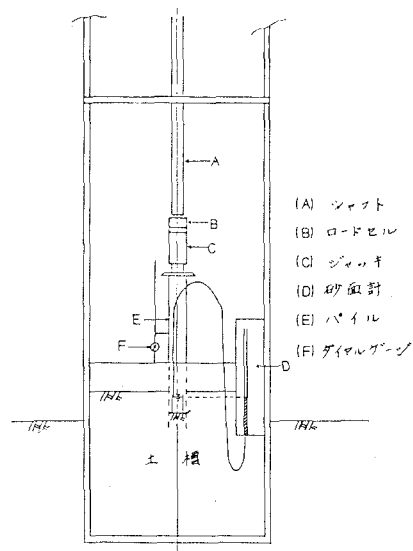


図-2

壊すると仮定し、数値解析を行った。その結果管内土の破壊形式としてパンチングシアアの危険があることがわかった。なお、本塑性解析は正しいすべり線網を組むための途中段階であるので、実験結果との比較はあまり行ないこゝにした。

3. 押し込み実験に関する模型実験

図-2は模型実験装置の概略を描いたものである。

表-1

	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.6	NO.7	NO.8
管径 (mm)	114.3	114.3	114.3	165.2	165.2	216.3	216.3	216.3
肉厚 (mm)	4.5	4.5	4.5	5.0	5.0	5.8	5.8	5.8
杭長 (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
埋込率 (%)	29.0	29.0	29.0	17.0	17.0	29.0	29.0	29.0
先端形状	○	⊗	⊗	○	⊗	○	⊗	⊗

模型地盤は鳥取市伏野産の川砂で自然乾燥させたあと2mmフルイを通したものである。そしてその物理的性質は内部摩擦角 $\phi = 45^\circ$ 、粘着力 $c = 1 \text{ gf/cm}^2$ 、均等係数 $U_c = 1.86$ で、地盤の状態は単位体積重量 $\gamma = 1.69 \text{ gf/cm}^3$ 、相対密度 $D_r = 89\%$ である。ただし、 ϕ および c は一面せん断試験による。今回使用した試験杭はガスチューブであり、その諸元は表-1に示してあるが、その中のNo.2とNo.7の杭は先端に表-1の図のような先端形状の閉鎖リングをとり付けたものである。この閉鎖リングの杭先端面積に占める割合は約50%である。

4. 実験結果およびその検討

図-3(a), (b)はそれぞれNo.1, No.6について根入れ L と管内土高さ H の関係を示したものであり、図中の $H=L$ 線は管内土高さと根入れが同じ状態である。図(a)において L が

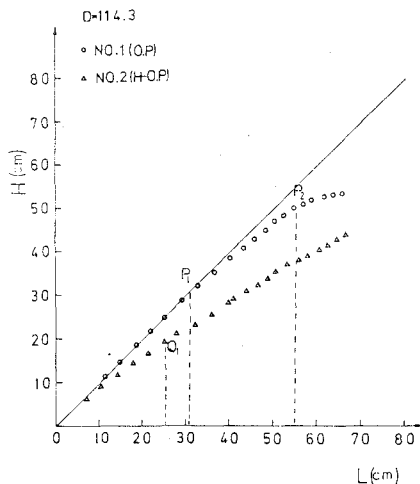


図-3(a)

30 cm前後(P_1 点)で

$H=L$ 線からそれておりして再度 $L \approx 55 \text{ cm}$ (P_2 点)で折れ点になる。同様に図(b)においてもその傾向が見られる。ただし、 P_1 点が $L \approx 50 \text{ cm}$ 、 P_2 点が $L \approx 80 \text{ cm}$ ぐらいに現われている。またNo.2とNo.7についてはそれぞれ $L \approx 25 \text{ cm}$ 、 $L \approx 30 \text{ cm}$ (Q_1 点)で変化が見られるが、閉鎖杭のような顕著な変化は認められない。つぎに図-3の両軸を管径 D で除し、無次元化した図-4について述べるとNo.7, No.6の両閉鎖杭ともほぼ同じ根入れ比 $L/D = 2.5$ 前後で $H=L$ 線からそれていることが認められる。このことは管内土高さ変化と q_u-L/D 図の変化が非常に密接な関係があり、逆に閉鎖杭を打込んだ時は何らかの方法で管内土高さの変化を測定し本研究の点 P_2 に相当する幾つかの根入れ以上の根入れまで打込むことが、必要であると云えよう。

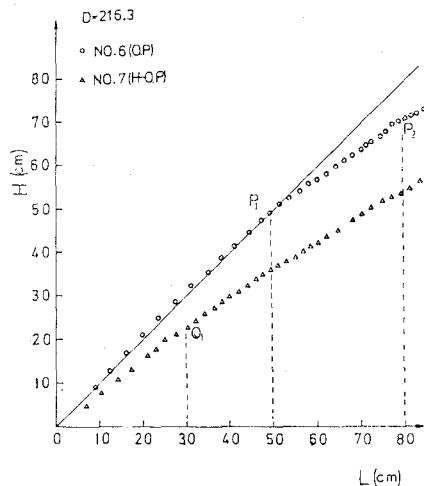


図-3(b)

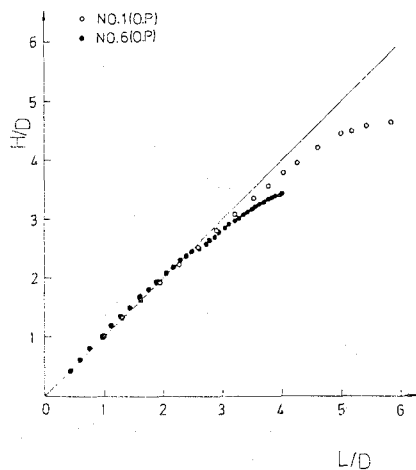


図-4