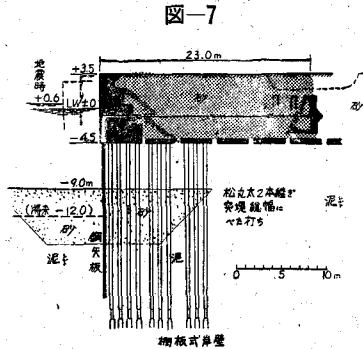
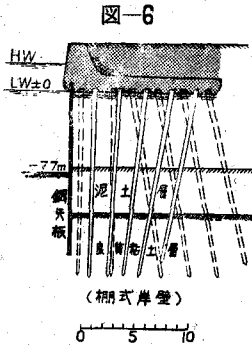


2. $\phi < 20^\circ$ の場合 a) cohesion の問題 これは矢板の場合に限らず土圧一般の問題である。

b) ローマイヤーの図式解法 (示方書) 中矢板の撓み曲線が下端において壁軸に接するという条件を使っているが、これは矢板下端の曲げモーメントが 0 であることと矛盾する (図-3~4)。

3. 鋼矢板の断面係数 カタログに載っている公称の断面係数は、相隣る矢板がその溝で完全に一体となつているものと仮定しているから、これをそのまま採用できない。断面係数の実際の大きさをいかに見込むか (図-5)。

4. 棚式の場合 地震時土圧と棚上の土塊にはたらく地震力との関係 (図-6~7)。

(6-19) 浮基礎の設計について

正員 国鉄鉄道技術研究所 斎 藤 迪 孝

軟弱地盤上に構造物を建造する場合に岩盤とか厚い砂利層とかが深いとそこまで基礎を下げるよりも浮基礎にする方が経済的であり、最近このような基礎構造がポストンとかメキシコシティとかで多く見うけられるようになった。その要点は沈下をできるだけ少なくするために掘起した土の重量と建造物の重量とをほぼ等しくして土に加わる正味の重量増加をできるだけ少なくすることにあるが、なお不等沈下をまぬがれないのでこれを建造物全体またはその基礎構造の剛性で補強して建造物自体の破損を防ごうとしている。これに通常用いられるのは建造物を垂直にいくつかに分割してそれぞれの基礎の沈下を等しくする方法であるが、これではどれだけの剛性を必要とするかが算定できない。ここで述べるのはその算定の一方を示したもので、簡単のために 2 次元的に取扱った。すなわち基礎構造を桁と考え、桁と土との接触面における圧力を q とし、これを桁方向に n 等分して次式で決定する。

$$\frac{a_v}{1+e} \frac{1}{\pi} \frac{B}{n} \sum_{m=1}^n q_m (K_{m-i} - K_{m-i-1}) = -\frac{1}{2EI} \left(\frac{B}{n}\right)^3 \sum_{m=i+1}^n q_m (2m-2i-1) + \frac{1}{2EI} \left(\frac{B}{n}\right)^2 \sum_{m=i+1}^n P_m (m-i) + C_1 i + C_2$$

及び $\sum_{m=1}^n q_m \frac{B}{n} = \sum_{m=0}^n \dot{P}_m$

i は 0 から n までとり得るので $n+2$ 箇の式があり、未知数は q_m が n 個と C_1 及び C_2 の $n+2$ 個で、連立方程式として解くことができる。ここに K は軟弱地盤の厚さとその深さによつて決定される値である。これらの式から I と不等沈下量との関係が求められ不等沈下の許容量に対する I が決定される。この計算の労を省くために図表を使用することができる。

(6-20) 摩擦杭の支持力について

正員 京都大学工学部 工博 村 山 朔 郎
准員 同 ○谷 本 喜 一

摩擦杭の支持力を静力学的に導くことは多くの人によつてなされているが、いずれの公式も若干の難点がある。これについて著者らの試みた 1 公式を述べる。

弾性論の平衡方程式より出発して適当な境界条件を用いて解こうとする試みは、前に西田氏¹⁾のそれがあるが、

本方法はこれをいくぶん改良したものである。摩擦杭の支持力計算に弾性論を適用することはもちろん適切ではないが、数学的取扱の便宜上これを採用した。結果は寒天実験結果と比較して、かなり良好であると考えられる。

基礎方程式

$$2(m-1)D^2u + (m-2)\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + m\frac{\partial^2 w}{\partial r \partial z} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$2(m-1)\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + (m-2)D\frac{\partial w}{\partial r} + m\frac{\partial}{\partial z}Du + (m-2)\frac{\rho}{G} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

ただし m , G , ρ はそれぞれ地盤のポアソン数, 剛性率および比重量で, u , w はそれぞれ r , z 方向の変位であり, また

$$D = \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r}, \quad D^2 = \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r} \right)$$

である。

境界条件

$$\text{地表面において} \quad \tau = \sigma_z = 0$$

$$\text{杭周において} \quad u = -\text{定} (= \alpha/a)$$

$$\tau = \mu \sigma_r$$

ここで a : 円形杭の断面半径, μ : 杭と地盤との摩擦係数である。これを解いて支持力 T は, l を杭の挿入深さとするれば,

$$T = 2\pi a \int_0^l (\tau)_{r=a} dz = 2\pi a \frac{\rho \mu}{m-1} \frac{l^2}{2} + 4\pi l \mu G \frac{\alpha}{a} \dots\dots\dots (3)$$

となる。

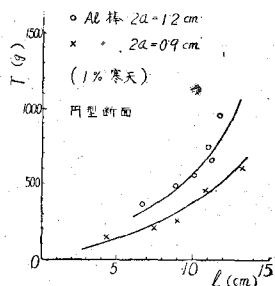
以上は側面支持力のみであつて, 底面支持力は含まれていない。しかし断面寸法が長さに比して小さい時は, 後者は前者に対して無視できる。次に α は変位に關係する項で, この影響は實際問題において相当大きいと考えられるが, 実験的に求めることはほとんど不可能で, たとえ可能であるとしても, (3) に直接代入するのはよくない。それは杭周において塑性変形をしていると考えられるからである。西田氏の結果は (3) において $\alpha=0$ としたもので, 杭周の変位を考えていない。著者らは (3) を変形して

$$T = \frac{\pi}{2} d l^2 \rho \eta \frac{1}{m-1}, \quad \eta = \mu(1+Q), \quad Q = \frac{4(m-1)G}{\rho} \frac{\alpha}{a^2 l} \dots\dots\dots (4)$$

とし, η を実験的に定めるのがよいように思う。武智氏の実験と比較すれば, 軟弱粘土については $Q \approx 3$ である。 T と d 及び l との關係は, 図-1 にみるように, 理論式とほぼ一致する。なお現地模型実験と比較する必要があるが, これは講演の際に述べる。

註 1) 西田義親: 土木学会論文集第 13 号 p. 31 (昭 27)

図-1



(6-21) 砂利層の振動性状について

正員 京都大学工学部 工博 村 山 朔 郎

正員 山口大学工学部 ○最 上. 幸 夫

1. 緒 言 構造物の動力学的安定を論ずるには, その基礎の振動性状を明らかにする必要があることは論をまたない。種種の土質基礎については, かなり研究されているが, 基礎土質と構造物の中間に介在する砂利層の振動性状についてはあまり十分な研究は進められていないようである。このような見地から著者等は砂利層の振動性状に関する基礎的研究の必要を認め実験に着手した。ここでは第一段階として行つた模型による室内実験について述べる。

2. 実験実施要領 (詳細略) 表-1 の区分にしたがつて砂利層上に小型加振機をおいて上下方向の加振力を加え, 加振機底面重心部の振動を光学的方法で記録せしめた。これから振動数と振巾の關係を求めると, 図 (省略)