

$$\frac{E_0 I}{\rho \alpha} \rightarrow \frac{I \eta}{\rho} \quad \text{となるから,}$$

$$\max y_x = \frac{l}{2} = \frac{1}{\rho} \frac{2P}{l} \frac{1}{\sqrt{\left\{ -\omega^2 + \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 \frac{I \eta}{\rho} \frac{E}{\eta} \right\}^2 + \left\{ \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 \omega \frac{I \eta}{\rho} \right\}^2}} = \delta_{st} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_0^2} \right)^2 + \left(\frac{\eta \omega}{E} \right)^2}}$$

ここに

$$\omega_0 = \frac{\pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho}}$$

$$\delta_{st} = \frac{\frac{1}{\rho} \frac{2P}{l}}{\left(\frac{\pi}{l} \right)^4 \frac{IE}{\rho}} = \frac{Pl^3}{48.73 EI}$$

これは振動工学書にあげてある周知の公式と 2% 以内の誤差で一致する。

参考文献

- 1) First report on viscosity and plasticity, Amsterdam 1953
- 2) A. Freudenthal: The inelastic behavior of engineering materials and structures, Wiley 1950
- 3) M. Reiner: Deformation and flow, London 1949
- 4) High-polymer physics, Remsen 1948
- 5) C. Jenkin: Fatigue in metals, The Engineer 134, 1922
- 6) D. C. Drucker: stress-strain relation in the plastic range, 1950
- 7) 篠田仁吉: 粘弾性体としての土と雪, 鉄道業務研究資料 6巻 6,7号
- 8) J. P. Den Hartog: Mechanical Vibration 1940, p. 38
- 9) 高林利秋: 無破壊試験法, 鹿鳴社, 1948
- 10) 樋口芳朗: 音響学的測定法によるコンクリートの強度の判定, 土木学会誌 35-3, 1950
- 11) 筆者がイリノイ大学で 1952 年に行つた実験にもとづくもので詳細は 1953 年7月1日 ASTM 大会で発表の予定

(昭.28.5.13)

盛土の施工制御に対する考察

准員 赤井 浩 一*

ON THE EXECUTION CONTROL OF FILL WORK

(JSCE Sept. 1953)

Kōichi Akai, C. E. Assoc. Member

Synopsis For the stability computation of so-called embankment type structure such as earth dam, levee and railway embankment, built on the soft foundation, it is necessary to have the comprehensive knowledge as to the rupture phenomena of earth foundation due to the consolidation of soft clay. In this paper, starting from the standpoint that the pore water pressure which has a dangerous effect to the stability of the foundation during or just after the fill construction must be eliminated by the adequate control of execution speed, a theoretical treatment is performed for the mechanism of the plastic flow of the foundation containing the pore water pressure whose distribution in respect of station and time has been cleared in the preceding paper. As the results, it has become clear that the above mechanism of the plastic flow during the consolidation process is a serious factor on the execution control of fill work.

要旨 軟弱な基礎地盤上に盛土を施工するにあたり工事の進捗とともに地盤内の間隙圧が増加して剪断強度に危険が予想されるようになると、一時工事を中止してこの間隙水が逃げ切れるだけの時間的余裕を与え

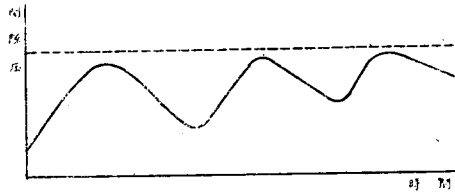
てから再び工事に着手することが好ましい。従来このような施工速度の制御に関してはきわめて経験的にしか取り扱われてこなかつたが、本文では間隙圧を有する軟弱地盤の塑性流動の機構を理論的に解明することにより、盛土の施工制御の意義とその実際的な方法とを明らかにするものである。

* 京都大学講師，工学部土木工学教室

1. はしがき

さきに「堤体2次元圧密の研究」なる論文¹⁾において、アースダムまたは普通の堤状構造物などのような延長の大きい荷重によつて上載された軟弱基礎地盤に生ずる間隙圧の分布を明らかにした。その際間隙圧による基礎地盤の流動破壊を防ぐために、施工期間中水圧計を用いて間隙圧を実測し、これが極端に大きくならないように盛土の施工をコントロールする方法があることを述べた。この問題に対して現在一般に了解されていることがらを略図化すると、間隙圧-時間に対して図-1のごとき波動曲線が得られる*。この曲線

図-1 間隙圧-時間曲線



の上昇部分は盛土工事が進行してゆくにつれて地盤内の間隙圧が増加する状態を示し、また曲線の下降部分は工事を中止した以後の間隙圧減少の様子を与えるものである。図中破線で示した水平線は最大許容間隙圧すなわち限界線であつて、もし波動曲線の頂部がこの線を越える場合には地盤内に破壊の危険が到来すると見られているものである。従来この限界線を決定するにあつて何ら理論的な根拠がなく、過去の不確かな経験に頼ることによつて盛土の施工制御の問題に合理的な考察を欠いていたのである。これに対して筆者は図-1のごとき波動曲線と最大許容間隙圧を与える限界線とが、地盤内各点について固有のものが画かれねばならないこと、及び地盤内間隙圧の場所的・時間的分布に関する理論式を利用することによつて間隙圧を有する地盤の流動機構を明らかにし得ることに着目し、この観点に立つてこの種の施工制御の問題解決に重要な指針を与えようと試みた。

2. 地盤内間隙圧分布の一般的解法

「堤体2次元圧密の研究」において詳述した均一基礎地盤内の間隙圧分布は、水平と鉛直方向とで地盤の透水係数、従つて圧密係数が異なる場合にも拡張できる。一般に転圧式または水締式アースダムの堤体内の透水係数は水平及び鉛直の方向でかなり相違するのが普通であり、ある種の自然の沖積土においても水平方

* このような間隙圧の波動曲線は理論的には前述論文の図-4(間隙圧分布の経時変化)の漸増荷重及び瞬時荷重に対する曲線に対応している。

** 前述論文の式(12)、(13)を用いた。

向の透水係数が鉛直方向の2~10倍であつた例が報告されている²⁾から、このような非等方性透水係数を有する軟弱地盤内の間隙圧分布を探究することが必要となつてくる。この場合完全に水で飽和された粘土層の2次元的な圧密の基本式は k_x, k_y をそれぞれ地盤の水平、鉛直方向の透水係数とし、 c_x, c_y をそれに応じた両方向の圧密係数とすると、Darcyの法則、連続の方程式及び外力と間隙圧 w との釣合の式から次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial w}{\partial t} &= c_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + c_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ c_x &= \frac{k_x}{\gamma v}, \quad c_y = \frac{k_y}{\gamma v} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

ここに γ は水の比重、 v は間隙減少率であつて、上式で定義した圧密係数 c_x, c_y は常数であると仮定する。

いま半無限地盤の水平な表面上巾 $B=2a$ の範囲に等分布荷重 q を瞬時載荷した場合の式(1)の解を求めるために、 x 軸を地表面上盛土の巾の方向にとり、 y 軸を盛土断面の対称軸にして下向きを正にとるような2次元問題を考えると、

境界条件は

$$(w)_{y=0} = 0 \dots \dots \dots (2)$$

初期条件は

$$(w)_{t=0} = f(x, y) = \frac{q}{\pi} \cot^{-1} \frac{x^2 + y^2 - a^2}{2ay} \dots (3)$$

となる**。 $w(x, y, t) = T(t)X(x)Y(y)$ と置いて(1)式に代入し、境界条件式(2)を用いると w の特解として、

$$w = e^{-(\alpha^2 + \beta^2)t} \left(A_{\alpha\beta} \cos \frac{\alpha}{\sqrt{c_x}} x + B_{\alpha\beta} \sin \frac{\alpha}{\sqrt{c_x}} x \right) \sin \frac{\beta}{\sqrt{c_y}} y \dots \dots \dots (4)$$

($A_{\alpha\beta}, B_{\alpha\beta}$ はいずれも α, β の函数)

が得られるから、式(4)を α 及び β に関して0から ∞ まで積分すると一般解はつぎの形で表わされる。

$$w = \int_0^\infty d\alpha \int_0^\infty d\beta e^{-(\alpha^2 + \beta^2)t} \left(A_{\alpha\beta} \cos \frac{\alpha}{\sqrt{c_x}} x + B_{\alpha\beta} \sin \frac{\alpha}{\sqrt{c_x}} x \right) \sin \frac{\beta}{\sqrt{c_y}} y \dots \dots (5)$$

つぎに初期条件式(3)の $f(x, y)$ を

$$f(x, y) = \frac{2}{\pi^2 \sqrt{c_x c_y}} \int_0^\infty d\alpha \int_0^\infty d\beta \int_{-\infty}^\infty d\lambda \int_0^\infty d\mu f(\lambda, \mu) \cos \frac{\alpha}{\sqrt{c_x}} (x - \lambda) \sin \frac{\beta}{\sqrt{c_y}} y \sin \frac{\beta}{\sqrt{c_y}} \mu \dots (6)$$

なる Fourier の2重積分で表わし、式(5)、(6)を比較して未定係数 $A_{\alpha\beta}, B_{\alpha\beta}$ を決定することによつ

て、式(1)の解として次式が得られる。

$$w = \frac{q}{4\pi^2 \sqrt{c_x c_y t}} \int_{-\infty}^{\infty} d\lambda \int_0^{\infty} d\mu \cot^{-1} \frac{\lambda^2 + \mu^2 - a^2}{2a\mu} \times \left[\exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2}{4c_x t} - \frac{(y-\mu)^2}{4c_y t} \right\} - \exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2}{4c_x t} - \frac{(y+\mu)^2}{4c_y t} \right\} \right] \dots \dots \dots (7)$$

式(7)の2重積分はこのままでは実施することができないが、これをつぎのように表わして数値積分を行うことができる*

$$w = \frac{q}{4\pi^2 \sqrt{c_x c_y t}} \lim_{\Delta\lambda \rightarrow 0} \sum_{\lambda=-\infty}^{\infty} \sum_{\mu=0}^{\infty} \cot^{-1} \frac{\lambda^2 + \mu^2 - a^2}{2a\mu} \times \left[\exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2}{4c_x t} - \frac{(y-\mu)^2}{4c_y t} \right\} - \exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2}{4c_x t} - \frac{(y+\mu)^2}{4c_y t} \right\} \right] \Delta\lambda \Delta\mu \dots \dots \dots (8)$$

地盤の透水性が等方性的場合には式(8)において $c_x = c_y = c$ と置くことにより、

$$w = \frac{q}{4\pi^2 ct} \lim_{\Delta\lambda \rightarrow 0} \sum_{\lambda=-\infty}^{\infty} \sum_{\mu=0}^{\infty} \cot^{-1} \frac{\lambda^2 + \mu^2 - a^2}{2a\mu} \times \left[\exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2 + (y-\mu)^2}{4ct} \right\} - \exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2 + (y+\mu)^2}{4ct} \right\} \right] \Delta\lambda \Delta\mu \dots \dots \dots (9)$$

となる**。

式(8)を用いて $2a=10$ とし、 $k_x=9k_y$ 、すなわ

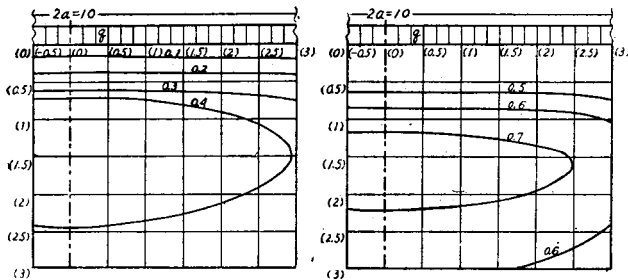
図-2 等分布荷重 q を受ける半無限地盤内の w^* の分布

(a) 非等方透水性地盤

(b) 等方透水性地盤

$$c_x = 9c_y, \quad t = \frac{9}{4c_x} = \frac{1}{4c_y}$$

$$c_x = c_y = c, \quad t = \frac{1}{4c}$$



* この種の数値積分については前述論文の 6. 数値計算例のところでも詳述した。

** 式(7), (8)はそれぞれ前述論文の式(14), (15)に対応する。

*** この図-2(b)は非等方性透水性の地盤に対する図-2(a)と比較するために前述論文の図-3(a)を再録したものである。

**** 地盤の流動条件式で与えられるような主応力比を生ぜしめる上乗荷重を各位置についての塑性荷重と称する。

ち $c_x=9c_y$ 、かつ $4c_y t=1$ なる数値計算を行うと、 w/q の分布は 図-2(a) のようになる。この w/q なる値は次節で塑性流動機構を調べるときにも必要となるので、これを w^* なる記号で表示することにする。

w^* は位置、時間及び荷重分布の函数であるが荷重強度 q には無関係となる。図-2(b)は等方性透水性の地盤に対し式(9)を用いて $4ct=1$ として計算した w^* の分布を示している***。この両者を比較すると非等方性透水性の地盤においては、間隙圧の大きさは各位置において等方性的場合の約 60% に減少するが、等高線の最高の位置や分布の概況には大きい変化のないことが知られる。

3. 間隙圧を有する地盤の塑性流動機構

間隙圧の存在しない地盤に上乗荷重を増加させてゆくとき、塑性条件を満足する点を囲んで形成される塑性域が載荷面の端部に接する箇所から発生して漸次拡大してゆくことはすでに明らかにされているが³⁾、間隙圧がある場合はそれが時間とともに変化するのでこの現象は非常に複雑となる。

まず間隙圧を有する地盤の剪断強度が次式で表わされるものとする。

$$\tau = C + (\sigma - w) \tan \phi \dots \dots \dots (10)$$

ただし σ は剪断面に働らく垂直圧力、 w は間隙圧、 ϕ は土の内部摩擦角、 C は土の粘着力である。式中の間隙圧 w は圧密過程において時間 t の函数でもある

から、剪断強度 τ は地盤内の位置のみならず時間によつても変化するものである。この場合の地盤の塑性荷重**** を与える式を従来の表示に従つて書き表わすために、 $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2$ をそれぞれ上乗荷重によつて地盤内に生ずる最大、最小主応力とし、さらに 2. で定義した間隙圧に関する項 w^* を用いて式(10)に Mohr の流動条件を適用すると、静土圧係数が 1 なる場合の塑性荷重 q は次式のようにになる。

$$q = \eta_c' C + \eta_b' \gamma_s B$$

$$\eta_c' = \frac{2 \cos \phi}{\mu_1 - \mu_2 - (\mu_1 + \mu_2) \sin \phi + 2 w^* \sin \phi}$$

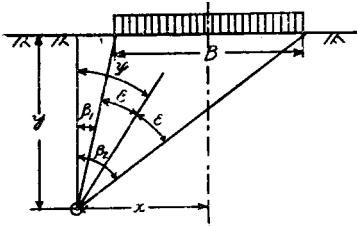
$$\eta_b' = \frac{\sin \phi}{\mu_1 - \mu_2 - (\mu_1 + \mu_2) \sin \phi + 2 w^* \sin \phi} \frac{\cos 2\varepsilon + \cos 2\psi}{\sin 2\varepsilon}$$

$$= \eta_c' \tan \phi \frac{\cos 2\varepsilon + \cos 2\psi}{2 \sin 2\varepsilon} \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 $\mu_1 = \bar{\sigma}_1/q, \mu_2 = \bar{\sigma}_2/q, w^* = w/q$
 γ_s : 土の見掛比重, B : 載荷巾
 $2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1, 2\psi = \beta_1 + \beta_2$ (図-3 参照)

式中の w^* は時間 t の函数でもあるから、塑性荷重係数 η_c', η_b' , 従つて塑性荷重 q は時間的に変化する。

図-3 ε, ψ と β_1, β_2 との関係



2. で述べた計算結果を応用するために、いま上載荷重が等方性透湿度を有する均一基礎地盤の表面に巾 $B=2a$ なる範囲で等分布する場合を考えると、式(11)の塑性荷重係数は式(9)を用いて、

$$\eta_c' = \frac{\pi \cos \varphi}{\sin 2\varepsilon - 2\varepsilon \sin \varphi + \pi w^* \sin \varphi}$$

$$\eta_b' = \eta_c' \tan \varphi \frac{\cos 2\varepsilon + \cos 2\psi}{2 \sin 2\varepsilon}$$

$$w^* = \frac{1}{4\pi^2 ct} \lim_{\Delta\lambda \rightarrow 0} \sum_{\lambda=-\infty}^{\infty} \sum_{\mu=0}^{\infty} \cot^{-1} \frac{\lambda^2 + \mu^2 - a^2}{2a\mu}$$

$$\times \left[\exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2 + (y-\mu)^2}{4ct} \right\} - \exp \left\{ -\frac{(x-\lambda)^2 + (y+\mu)^2}{4ct} \right\} \right] \Delta\lambda \Delta\mu \dots (12)$$

で与えられる。この式によつて土の内部摩擦角 φ 及び任意時刻 t における w^* の分布が与えられると、地盤内各点についてその時刻の塑性荷重係数を決定することができる。

特に載荷直後すなわち $t=0$ においては $w^*(0) = 2\varepsilon/\pi$ であるから、

$$\eta_c'(0) = \frac{\pi \cos \varphi}{\sin 2\varepsilon}$$

* このような剪断強度を有する地盤が圧密現象の対象となり得るかについては疑問があるが、先行圧縮のあつた粘土質地盤の緩速剪断または圧密急速剪断においてこの程度の値が得られること、及び間隙圧の存在しない地盤の場合との比較のために上記の値を用いることにする。

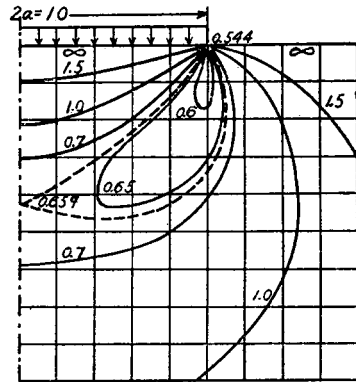
** 式(12)の w^* は前述論文 図-2(b) の値を用いた。この数値積分は1次近似計算であるため、本論文の 図-2(b) の値に比して幾分精度は劣るが分布形状に大差はない。

$$\eta_b'(0) = \eta_c'(0) \tan \varphi \frac{\cos 2\varepsilon + \cos 2\psi}{2 \sin 2\varepsilon} \dots (13)$$

となる。また圧密終了時すなわち $t \rightarrow \infty$ とすると、地盤内すべての点において $w^*(\infty) \rightarrow 0$ となり、式(12)の塑性荷重係数は従来与えられてきたものと全く同一になる。

式(11)~(13)を用いて数値計算を実施するにあつて、図-2(b)に示した載荷条件を用い、 $\varphi = 30^\circ, C = 0.2 \text{ kg/cm}^2, \gamma_s = 1.6$ なる地盤の塑性流動機構を考察することにする*。まず式(13)によつて均一基礎地盤の表面に等分布荷重を載せた直後における地盤内各点の塑性荷重を求め、その等値の点を連ねた等塑性荷重線は 図-4 のごとくなる。この図によつて知られることは $q = 0.544 \text{ kg/cm}^2$ において載荷面の両

図-4 載荷直後における等塑性荷重線 ($t=0$)



端部に接する部分に塑性流動が発生し、荷重が増すとともに塑性域は地盤の深部に漸次拡大していつて、 $q = 0.659 \text{ kg/cm}^2$ においてこの左右から伸びてきた塑性域が鉛直対称軸上で合体する。なお引き続いて荷重が増せば塑性域は上方及び下方に向つて拡大してゆき $q = \infty$ で地表面上及び地下無限遠点に達する。

つぎに圧密過程が始まつてから $t=1/4c$ 時間経過したときの等塑性荷重線を式(12)から計算した結果を 図-5 に示す**。この場合の荷重面端部に接する塑性荷重を調べて見ると、式(2)より $y=0$ において $w^*=0$ となるから、式(12)の第1式によつて

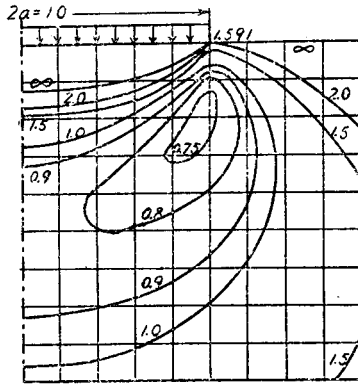
$$q = \frac{\pi \cos \varphi}{\sin 2\varepsilon - 2\varepsilon \sin \varphi} C \dots (14)$$

となり、 ε に関して上式の q の最小値を探ると $\varepsilon = \pi/4 - \varphi/2$ に対してつぎの値を得る。

$$q_{\min} = \frac{\pi C}{1 - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \tan \varphi} = \frac{\pi p_c}{2 - \frac{\pi}{2} + \varphi} \dots (15)$$

ただし $p_c = C \cot \varphi$ は Fröhlich 凝集力と名づけた

図-5 圧密過程中の等塑性荷重線($t=1/4c$)



内圧である。式 (15) に $U=0.2 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=30^\circ$ を代入すると $q_{\min}=1.591 \text{ kg/cm}^2$ が得られ、 $t=0$ 以外の荷重面端部の塑性荷重は常にこの値となる。

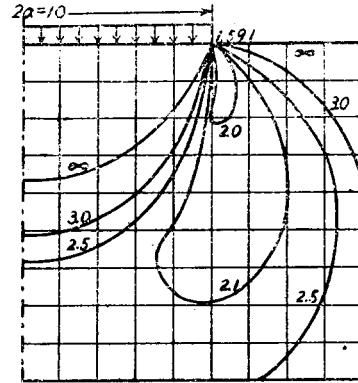
図-5 からわかることは圧密開始後 $t=1/4c$ 時間経つたときには、 $q=0.70 \text{ kg/cm}^2$ で地盤内座標点 (4.5, 2.5) 附近に塑性域が発生し、荷重強度が増すとともにその部分を囲んで増大してゆく。この塑性域の拡大は y 軸に関して左右対称に行われ、 $q=0.81 \text{ kg/cm}^2$ 程度で対称軸上の点 (0, 5) 附近において左右から合体し、さらに荷重が増加すると塑性域は上下方向に拡大してゆく。これらの場合の正確な位置や塑性荷重の大きさを求めることは w^* の分布を与える式 (12) の第 3 式が簡単なものでないため相当面倒であるが、図-5 で興味ある現象は左右から拡がってきた塑性域が対称軸上で合体したときでも、なお載荷面に接する地表部にはその荷重面端部においてさえも若干の塑性域でない部分が残されていることである。さきに述べたように荷重面端部の塑性荷重は 1.591 kg/cm^2 であるから、荷重がこの値になつたとき始めて図-5 の等荷重線は荷重面端部の点 (5, 0) をよぎり、漸次上下方向に拡がってゆく。しかしこの場合は図-4 で示した載荷直後と異なり、無限に載荷を増しても荷重面底部に接するある大きさの部分は塑性流動を生ずることなく残されることがわかる。

図-6 は無限時間が経過して圧密が終了したときの地盤内の等塑性荷重線である。 $t \rightarrow \infty$ において地盤内にとどめて $w^*(\infty) \rightarrow 0$ であるから、この場合の計

* 図-6 に用いた計算例は星塾教授の与えたものと同一である。

** 表-1 の計算はいままで述べた諸式による数値計算の算術的演算を連続すればできる。ただしこの計算に必要な w^* の経時変化は前述論文の図-4 を用いた。

図-6 圧密終了時における等塑性荷重線 ($t=\infty$)



算は式 (12) の w^* に関する項を消去して行えばよい。図-5 で述べた荷重面端部に接する塑性域でないうま残つた部分は、時間の経過とともに漸次下方に拡がってきて、ついに対称軸上の点 (0, 3.6) に到つてその拡大が停止する。この場合の塑性流動機構は従来の間隙圧の存在しない地盤のそれと一致するのである*。

以上の計算例によつてわかるように圧密の初期にあつては地盤内に大きい間隙圧が存在しているの、その影響によつて各点の塑性荷重は間隙圧のない地盤の場合に比較して非常に小さいものとなる。また地盤内に発生する間隙圧は累加的な載荷量とその載荷後の経過時間との函数であるから、これらの条件に支配されて塑性荷重も変化するのであるが、この現象が軟弱地盤上の盛土速度の制御に重要な関係があるものと考えねばならない。この問題に関して、いつ、地盤内の応力分布がどのような状態になつたときに実際盛土の施工を控えるべきかを定めるのは容易でない。例えばある一定の時間間隔 Δt で一定量の載荷を続けていつ、地盤内のすべての点で塑性域が生じないような制限を設けることもできる。さきに述べた図-4~6 の例で時間間隔 $\Delta t=1/4c$ とし、点 (0, 1.5) について各時刻の塑性荷重 q を求めてみると表-1のごとくなり、い

表-1 累加的載荷による塑性荷重の変化

載荷回数	塑性荷重 (kg/cm ²)
1	1.060
2	0.530
3	0.354
4	0.273
5	0.226
6	0.197
7	0.179
8	0.168
9	0.160

ま考えている点が塑性状態になるために必要な上載荷重がこの表より判明する**。従つて例えば $q=0.2 \text{ kg/cm}^2$ の荷重強度で載荷を続けてゆくと、載荷回数 5~6 回の間で塑性荷重

が 0.2 kg/cm^2 を切るから第 6 回目で一時載荷を中止せねばならないことがわかる。このような計算を地盤内の他のすべての点について行えばよいのであるが、いづれにしても時間間隔 Δt を大きく採れば連続して載荷できる量が増加することが予想される。またこのような瞬時載荷の累積に換えて漸増載荷に対する理論式を適用すれば、さらに現実に合致した結果が得られるものと考えられる*。

なおここでは簡単のため均一基礎地盤について塑性流動機構を考察したが、非等方性透水性の地盤に対しても式 (8) を用いて計算することができる。この場合の流動機構は 2. で述べたことから均一地盤に対するものと傾向的には大差がないものと思われる。

4. あとがき

アースダムを始め河川堤防、鉄道築堤などのいわゆる堤状構造物は往々非常に貧弱な基礎地盤上に築造せねばならないことがあるので、その安定解析にあたっては軟弱地盤の圧密による破壊現象の把握が必要である。本文ではこれら盛土の施工速度の過大によつて基礎地盤内に発生する高い間隙圧が地盤の剪断抵抗を減少させ、圧密破壊の原因となることがあるから、施工速度の適当な制御によりその発生を防がねばなら

* 漸増載荷に対しては前述論文の式 (20), (21) を用いることができる。

いことを主眼として、おもに間隙圧を有する地盤の塑性流動機構を理論的に究明することに努めた。その結果載荷時及び地盤の圧密過程において間隙圧が場所的・時間的に変化してゆくにつれて、地盤の塑性流動に種々の興味ある現象が見られた。そしてこの圧密過程中的塑性流動機構が盛土の施工制御に関して重大な要素になっていることを確かめることができた。しかし地盤内応力分布がどの程度になるまで盛土の施工を許容すべきかについては、現地における水圧計による間隙圧の実測記録と地盤の流動現象の観察を待つて決定すべきであろう。

この研究は昭和 28 年度文部省科学研究助成補助金の交付を受けたものであつて、京大教授村山博士に御指導をいただいた、同教授に厚くお礼を申し上げるとともに、計算の一部を手伝わられた学生安間泰介君の労を謝する。

参 考 文 献

- 1) 赤井浩一：堤体 2 次元圧密の研究，土木学会論文集 No. 16, pp. 51~59, (1953)
- 2) D. P. Krynnine: Soil Mechanics, pp. 69~70, (1941)
- 3) O. K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde, pp. 72~82, (1934)
- 4) 星 莖 和：基礎の支持力論, pp. 107~114, (1948) (昭.28.4.16)

開水路における垂直流速曲線について

正 員 春 日 屋 伸 昌*

ON THE VERTICAL VELOCITY CURVE IN AN OPEN CHANNEL

(JSCE Sept. 1953)

Nobumasa Kasugaya, C. E. Member

Synopsis The author described a process to determine the order of the vertical velocity curve by the mean-value method, and introduced an equation of the vertical velocity curve when it is supposed to be a parabola.

要旨 平均値法を応用して、垂直流速曲線の次数を決定する方法をのべ、曲線が 2 次抛物線であると考えられるとき、垂直流速曲線式を導いた。

1. ま え が き

前に発表した論文¹⁾では河中に沿つてえらばれた観測点下の水深を h 、深さに沿つて z 軸をとり、水表面から深さ z の点の流速を v 、平均流速を v_m として、

$$v_m = \frac{1}{h} \int_0^h v dz \dots \dots \dots (1)$$

を、つぎの変数変換、

$$z = h(1+t)/2 \dots \dots \dots (2)$$

によつて、

$$v_m = \frac{1}{2} \int_{-1}^1 v dt \dots \dots \dots (3)$$

と書く。ここで、 $v = f(z) = g(t)$ を t に関する級数に展開したつぎの式、

$$v = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + \dots \dots \dots (4)$$

$$a_0 = g(0), a_1 = g'(0), a_2 = g''(0)/2!, \dots \dots$$

を (3) 式の右辺に入れて積分した v_m の値が²⁾、区間 $[-1, 1]$ の間に適当にとつた n 個の t の値 t_1, t_2, \dots, t_n に対する流速 v の値 v_1, v_2, \dots, v_n と、これ

* 中央大学助教授，工学部土木工学科