土木學會第11回年次學術講演會講演概要

総 会 場 (1)~(4) (一般)

5月28日(土) 福岡市電気ホール

(総一1) 土の力学における塑性の基本理論と三軸試験への適用

(昭和29年度土木学会賞論文)

正員 東京大学生産技術研究所 工博 星 埜 和

この研究は土のような塑性体の外力による変形と破壊を説明する一つの理論体系を組み立て，3軸試験結果と比較してその妥当性を確めようと試みたものである。

1．塑性の基本理論

外力をうけた物体内部の1点における3主応力を σ_1, σ_2, σ_3 とし，3主軸上に頂点を有する微小正8面体の表面に加わる垂直応力と剪断応力をそれぞれ σ_m, τ_m, また τ_m の方向が σ_1―軸の投影線となす角を ω とすれば，次の関係がある。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_m&=\frac{1}{3}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)\\ \tau_m&=\frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2}\\ \cos 3\omega&=\frac{\sqrt{2}}{\tau_m{}^3}(\sigma_1-\sigma_m)(\sigma_2-\sigma_m)(\sigma_3-\sigma_m)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(1)$$

これより主応力は

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1&=\sigma_m+\sqrt{2}\cos\omega\cdot\tau_m\\ \sigma_2&=\sigma_m+\sqrt{2}\cos\left(\frac{2}{3}\pi-\omega\right)\cdot\tau_m\\ \sigma_3&=\sigma_m+\sqrt{2}\cos\left(\frac{2}{3}\pi+\omega\right)\cdot\tau_m\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(2)$$

主歪の微小変化は

$$\left.\begin{aligned}\frac{d\varepsilon_1}{1-\varepsilon_1}&=\frac{1}{3V}d\sigma_m+\frac{\sqrt{2}}{3U}d\left[\cos\omega\cdot\tau_m\right]\\ \frac{d\varepsilon_2}{1-\varepsilon_2}&=\frac{1}{3V}d\sigma_m+\frac{\sqrt{2}}{3U}d\left[\cos\left(\frac{2}{3}\pi-\omega\right)\cdot\tau_m\right]\\ \frac{d\varepsilon_3}{1-\varepsilon_3}&=\frac{1}{3V}d\sigma_m+\frac{\sqrt{2}}{3U}d\left[\cos\left(\frac{2}{3}\pi+\omega\right)\cdot\tau_m\right]\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(3)$$

こゝに応力と歪は圧縮方向を正，引張方向を負とし，V, Uは変形係数である。
単位体積あたりのエネルギー変化は

$$dA=\frac{\sigma_m}{V}d\sigma_m+\frac{\tau_m}{U}d\tau_m\quad\cdots\cdots(4)$$

次に初期の応力状態 $\sigma_m=\sigma_0$ において $V=V_0$, $U=U_0$ とし純粋圧縮エネルギーを A_N, 純粋剪断エネルギーを A_S, 剪断抵抗エネルギーを A_R として

$$\mu^2=U_0/V_0,\quad \lambda^2=A_R/A_N\quad\cdots\cdots(5)$$

とおき，かつ純粋圧縮において $V\infty A_N$, 純粋剪断において $U\infty A_R-A_S$, と仮定し，圧縮と剪断が同時に起る場合は $A=A_N+A_S$ と仮定して次の諸結果をえた。

純粋圧縮： $A_N=\dfrac{\sigma_0}{V_0}\sigma_m,\quad V=\dfrac{V_0}{\sigma_0}\sigma_m\quad\cdots\cdots(6)$

純粋剪断：

$$\left.\begin{aligned} A_S &= \frac{\sigma_0}{V_0}\ \frac{\lambda}{\mu}\left\{\lambda\mu\sigma_m - \sqrt{(\lambda\mu\sigma_m)^2-\tau_m{}^2}\right\} \\ U &= \frac{V_0}{\sigma_0}\ \frac{\mu}{\lambda}\sqrt{(\lambda\mu\sigma_m)^2-\tau_m{}^2} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (7)$$

圧縮と剪断：

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{\sigma_0}{V_0}\left\{(1-\lambda^2)\sigma_m - \frac{\lambda}{\mu}\sqrt{(\lambda\mu\sigma_m)^2-\tau_m{}^2}\right\} \\ V &= \frac{V_0}{\sigma_0}\ \frac{\sigma_m\sqrt{(\lambda\mu\sigma_m)^2-\tau_m{}^2}}{(1+\lambda^2)\sqrt{(\lambda\mu\sigma_m)^2-\tau_m{}^2}-\lambda^3\mu\sigma_m} \\ U &= \frac{V_0}{\sigma_0}\ \frac{\mu}{\lambda}\sqrt{(\lambda\mu\sigma_m)^2-\tau_m{}^2} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (8)$$

剪断による破壊（降伏）の条件は次の如くなる

$$\tau_m = \lambda\mu\sigma_m \quad \cdots\cdots (9)$$

角ωが一定な場合の歪を求めると

$$\left.\begin{aligned} 1-e &= (1-\varepsilon_m)^3 = \exp\left[-\int\frac{d\sigma_m}{V}\right] \\ 1-d &= (1-\delta_m)^3 = \exp\left[-\int\frac{d\tau_m}{U}\right] \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (10)$$

とした時

$$\left.\begin{aligned} 1-\varepsilon_1 &= (1-e)^{1/3}\,(1-d)^{\frac{\sqrt{2}}{3}\cos\omega} \\ 1-\varepsilon_2 &= (1-e)^{1/3}\,(1-d)^{\frac{\sqrt{2}}{3}\cos\left(\frac{2}{3}\pi-\omega\right)} \\ 1-\varepsilon_3 &= (1-e)^{1/3}\,(1-d)^{\frac{\sqrt{2}}{3}\cos\left(\frac{2}{3}\pi+\omega\right)} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (11)$$

あるいは近似的に

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_m + \sqrt{2}\,\delta_m\cos\omega \\ \varepsilon_2 &= \varepsilon_m + \sqrt{2}\,\delta_m\cos\left(\frac{2}{3}\pi-\omega\right) \\ \varepsilon_3 &= \varepsilon_m + \sqrt{2}\,\delta_m\cos\left(\frac{2}{3}\pi+\omega\right) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (11')$$

2. 3軸試験への適用

圧密排水型の3軸試験において，液圧を加える時の体積変化，一定側圧の下で上下圧を加える時の上下方向歪と体積変化および極限強さを実測し，上記の理論を適用すれば，σ_0，V_0，λ，μ を決定しうる。理論と実験結果を比較してかなりよく一致することを認めた。

（総—2）　橋脚地盤の基礎係数値分布に関する実験的研究

（昭和29年度土木学会奨励賞論文）

正員　京都大学工学部　後　藤　尚　男

橋梁下部構造の震害が橋梁全体の震害に支配的な影響を与え，しかも下部構造の震害は基礎地盤と密接な関係があるという事実[1]に基づいて，著者は基礎地盤を考慮した橋梁特にその下部構造の振動性状を研究してきた[2]。この場合地盤の影響を基礎係数値 $K(x)$ で表わし，この $K(x)$ を実在橋脚の振動試験その他から間接的に推定した[3]。しかし地盤を単に $K(x)$ で表わすこと自体及び間接的に推定した $K(x)$ の値が果して妥当であるかどうかは当然問題となつてくる。こうしたことから $K(x)$ を直接室内実験的に究明したのが標記の論文であり[4]，更に完全を期するために現地橋脚地盤で定量的な実験研究を行つた[5]。ところで従来慣用されている橋脚井筒の耐震計算法には周知の通りエンゲン教授の2次曲線終局抵抗土圧を引用した物部博士の式が採用されている。この計算法は一見 $K(x)$ と無関係のようであるが，一応クリープを別問題とすると，当然（2次抵抗土圧 p：kg