

$$\left. \begin{aligned} \text{純粹剪断: } A_s &= \frac{\sigma_0}{V_0} \frac{\lambda}{\mu} \left\{ \lambda \mu \sigma_m - \sqrt{(\lambda \mu \sigma_m)^2 - \tau_m^2} \right\} \\ U &= \frac{V_0}{\sigma_0} \frac{\mu}{\lambda} \sqrt{(\lambda \mu \sigma_m)^2 - \tau_m^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{圧縮と剪断: } A &= \frac{\sigma_0}{V_0} \left\{ (1-\lambda^2) \sigma_m - \frac{\lambda}{\mu} \sqrt{(\lambda \mu \sigma_m)^2 - \tau_m^2} \right\} \\ V &= \frac{V_0}{\sigma_0} \frac{\sigma_m \sqrt{(\lambda \mu \sigma_m)^2 - \tau_m^2}}{(1+\lambda^2) \sqrt{(\lambda \mu \sigma_m)^2 - \tau_m^2} - \lambda^3 \mu \sigma_m} \\ U &= \frac{V_0}{\sigma_0} \frac{\mu}{\lambda} \sqrt{(\lambda \mu \sigma_m)^2 - \tau_m^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

剪断による破壊(降伏)の条件は次の如くなる

$$\tau_m = \lambda \mu \sigma_m \dots\dots\dots (9)$$

角 ω が一定な場合の歪を求めると

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

とした時

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

あるいは近似的に

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

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域さを実測し、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ってくる。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

$/\text{cm}^2$)=(橋脚井筒の1次変位 η : cm) $\times$ (基礎係数 $K(x)$: kg/cm^3), すなわち $K(x)$ が1次であるという仮定を前提としており, このことは橋脚のみならず他の土木構造物に広く慣用されているところである。

標記論文で著者はまず模型橋脚 ($150 \times 75 \times 2280 \text{mm}^3$ の薄型満) の下方約 120cm 7 断面に抵抗線歪計と抵抗線歪計型土圧計とを設置して, これを乾燥砂中に約 130cm 埋込み, 橋脚上端に水平方向繰返静荷重 W を与え, この W に対する抵抗土圧 $p(x)$ を土圧計で直接測定, 砂中の橋脚変位 $\eta(x)$ を上記歪計及びダイヤルゲージで間接測定し, この $p(x)-\eta(x)$ 繰返曲線の傾斜から $K(x)$ を求めた。次に現地実験では鉄筋コンクリート中空杭 ($\phi=30\text{cm}$, $l=700\text{cm}$) の下方 400cm 7 断面に上記同様のビツクアップを取付け, これを上流橋梁直下の高水敷自然地盤中に約 500cm 打込み, 上記同様の静荷重及び起振器による振動荷重を与えて, $p(x)$, $\eta(x)$ から $K(x)$ を決定すると同時に杭の振動性状と $K(x)$ との関連及び地盤の振動効果等を考察した。

上記の研究から次の成果を収めた。(1) 概念的に考えられている $K(x)$ は実在し, しかも $K(x)=K_A(x/d)^n$ と表わしてよい (x : 深さ, d : 根入長さ, K_A : $x=d$ における $K(x)$), (2) 乾燥砂で $n \cong 1$, $K_A \cong 4 \text{ kg}/\text{cm}^3$: $d=130\text{cm}$, 自然地盤で $n \cong 0.8$, $K_A \cong 9 \text{ kg}/\text{cm}^3$: $d=480\text{cm}$ (杭のため $K(x)$ が大きくでている), (3) $K(x)$ の動直と静直との比は 1~1.5 程度, (4) 慣用法による土圧制限条件は安全側にすぎる, (5) 振動効果その他は割愛: 論文 5) 参照。この $K(x)$ を耐震計算に適用するには (1) $n \cong 1$, かつ K_A (kg/cm^3) は粘土, 砂地盤で $d(\text{m})$ と同直, 砂, 砂利地盤で $K_A=2d$ 程度, (2) 安定計算には橋脚井筒の弾性変形を無視してもよいが, 応力, 振動性状の計算には考慮することが望ましい, (3) 従来の土圧制限による慣用計算法に対して, 回転角ないし残留変位量制限による新計算法の確立が痛感される。

著者はその引続いて $K(x)$ を使用した橋脚井筒の耐振動計算法⁶⁾とその実用化並びに井筒底面の反力と側面の水平方向摩擦力とを考慮した静計算法とを提案した⁷⁾。これら一連の研究には土質工学と地震学の面からなお検討すべき点が多いが, 一応橋梁の耐震設計とその計算法とに寄与する点は少くないことと思う。

標記論文の研究は昭和28年度文部省科研費(個人研究)により京大工学部土木工学教室教官各位の御指導によつて行つたもので, こゝに深謝する次第である。

著者の関係論文その他

- 1) 橋梁橋脚の震害に関する動力学的考察, 土木学会論文集, 6号, (小西孝俊と共著)。
- 2) 橋梁下部構造の振動性状について, 土木学会誌, 38—4, 橋梁上下部構造の固有周期に関する一近似計算法, 同, 38—6, 橋梁下部構造橋軸平行方向の固有周期算定について, 同, 39—7。
- 3) 上記1), 2) 及び下記5) 表—4 参照。
- 4) 土木学会誌, 39—6。
- 5) 橋脚地盤の基礎係数値とその橋脚の振動性状に及ぼす影響について, 土木学会誌, 40—1。
- 6) 橋脚井筒構造の動的計算法について, 土木学会論文集24号登載予定。
- 7) 橋脚井筒の耐震計算法に関する2, 3の考察, 土木学会第11回年次講演会橋梁部門で講演予定。

(総—3) 土の水に対する安定性について

(昭和29年度土木学会奨励賞論文)

正員 早稲田大学理工学部 森

麟

地表面は水をかぶつたままの状態におかれると一般に漸次凝集力が低減する。この凝集力の低下現象は砂利道の結合土の問題とか急斜面や河川堤防等の浸食の問題の研究の基礎となるものである。地表面は水をかぶると, 毛管力と重力により水は土中浸入し 降下して行く。表面の土はこの状況下において地表水の水深が極く小さい場合, サクシヨン(吸水力)が完全に0になり, 土の膨潤が完了するまで水を吸収する。この水の吸収完了に要する時間は土質によつて異なり粘土質のものほど長時間を要する。土が水をかぶることによる凝集力の低下は水の吸収完了までの間に生ずる現象であると言える。

地表面が水をかぶることによつて生ずる凝集力低下の速度は土塊を水中に浸漬し, これがスレークするまでの時間を以て定性的に置き換えられる。土塊の凝集力が大体 $0.05 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以下になるとスレークする。

土塊のスレーク所要時間は真の凝集力(true cohesion)とこれを破壊する作用の割合によつて決定される。