

宮崎大学工学部 正員 藤本 廣

1. まとめ

土質工学上の実際問題で、応力緩和の現象が関係するのではないかとと思われるものとしては、従来粘性土を支持する擁壁やトンネル掘工にかゝる土圧とか杭の負摩擦力などが予想的^{1),2)}にあずられていた。しかし、現実にとこのような方面について系統的になされた研究は、筆者の知る限りでは、僅かに村山敬雄のトンネル掘工にかゝる土圧の経時変化に対する理論的考察³⁾、Kondner, R. L. 他一着の土の締の固め時間に関する実験、および Vidmar, S. の擁壁にかゝる土圧の経時変化についての模型実験があるのみで、応力緩和と対象的なフープ現象に比べて理論的にし実験的にも未詳明の点が非常に多い。

ところで、筆者は、数年前から不飽和粘性土の応力緩和現象に興味をもち、基礎的な緩和現象について、理論ならびに実験的に研究を続けてきたが、最近、三軸圧縮条件下の緩和実験が、Geuze のいうセルテストや Schmertmann, J. H. のいう C.F.S. テストと密接な関係のあることが予測されたので、その推察を第20回年次大会で、粘性土の土中土圧に応力緩和が影響するという指摘と共に報告しておいた。今回はその後の、それらの問題についての考察結果と三軸の新しい実験結果と共に報告する。

2. 粘性土の土圧と応力緩和

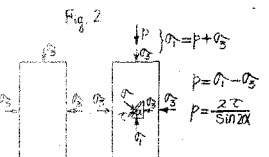
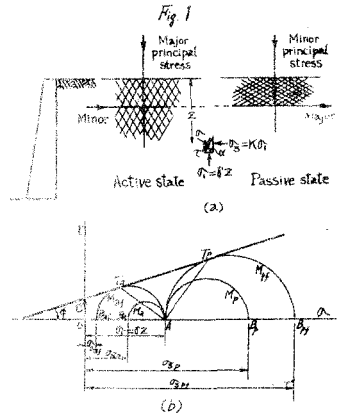
Taylor, D. W.¹⁾は、“粘性土を支持する擁壁がフープなどの原因で土質的に変位し、その動きが一旦止まると、粘性土中に生じたセグメントに付随して生じたセグメント応力が、応力緩和により経時的に減少していく。この際、土中の応力状態が平衡を保つためには水平方向応力が増加せねばならない。つまり、主切土圧が経時的に増加することになる。” かなう意味のことを定性的にではあるが説明している。この意味を筆者は次のように理解している。すなわち、図1で、深さにおける応力状態を考えると、破壊の極限状態に到達する前の弾性平衡の状態では次式が成立している。

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (1)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (2)$$

したがって、 $\sigma_1 = \sigma_3$ 、および α を一定とすれば、 τ が緩和減少する過程で(2)式が平衡を保つためには σ_3 が増加する必要がある、ということになる。Taylor は受切状態の場合について言及しているが、筆者は受切状態の場合にも同様の理由から土圧の経時変化が生ずると考えている。ただし、この場合は、この緩和につれて σ_3 は主切の場合とは逆に低下することになる。

これらの現象は、三軸圧縮条件下の応力緩和実験の機構と考えると容易に理解できる。すなわち、図2のよう、軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の緩和が直接計測される場合には、



次のように考えればよい。今、セル圧一定 ($\sigma_3 = \text{一定}$)

の緩和実験で、主応力比 (σ_1/σ_3) および σ_1 (σ_1/σ_3) を考える。 $\sigma_1 > \sigma_3$ であれば (σ_1/σ_3) は主応力状態の土圧係数に対応するものとして K_a で表わすと、

$$K_a = \sigma_1/\sigma_3 = \sigma_1/(\sigma_3 + \sigma_3) \quad (3)$$

したがって、上式で σ_3 が経時的に緩和減小していけば緩和が始まった時間 ($t=0$) の値 $K_{a(t=0)}$ から $K_{a(t)}$ は経時的に増大することになる。つまり主応力状態の緩和過程では土圧係数に相当するものが増大するという状態である。逆に受働状態では

$$K_{pw} = \sigma_3/\sigma_1 = (\sigma_3 + \sigma_3)/\sigma_1 \quad (4)$$

であるから、 σ_3 の緩和に応じて $K_{pw(t=0)}$ の値から経時的に K_{pw} は減小することになる。

図3は、関白力オリンの供試体(最適含水状態、乾燥側、湿潤側の三種)について行なった緩和実験から $K_{a(t)}$ を求めて時間 t に対してプロットしたものである。いづれもセル圧 σ_3 は 1.0 kg/cm^2 である。これで見ると、湿潤側が最も増加率が高く(約30%)、OMC, dry side では約10%程度の増加率を示すだけである。この図は緩和曲線の逆に対応するものとなり、この曲線の勾配は一種のスペクトルを表わす。

図4は、同じく力オリンの緩和中における応力状態をモールの応力図で示したものである。ただしこの実験では、最初 $\sigma_1 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ で一旦緩和させ、緩和停止後 $\sigma_1 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ として再び緩和を反復してある。図中の M_1 用は $\sigma_1 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ で緩和停止後、 σ_3 を増加して圧縮破壊した時の応力状態である。これより、 σ_3 の低下と σ_1 の増加の関係が一応確かめられる。図5は、図4の実験手

順によった前記三試料の緩和前後の初期応力および終局応力をそれぞれ示したものである。

3. おとがき

このような現象について土圧を実験した例は、現在のところ室内の模型実験ではあるが Vidmar の測定例があるのみである。それによると、壁の移動、停止による主土圧は、壁の移動前の静止土圧にほぼ増加したと報告されている。なお、図5については講演会当日に説明する。本研究は60年度文部省科学研究費の援助を受け、実験計算には宮崎大の年平義の援助、高橋節男の協力を得た。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) D.W. Taylor: Fundamentals of Soil Mechanics (1934) P523
- 2) 村山 肇田: 粘土の土圧緩和について、土木学会論文集, No. 74
- 3) 村山 肇田: 粘性土中のトンネル土圧について、第18回年度学術講演会報告集, P57.

