

1. まえがき

剛な擁壁に作用する主働土圧は、理論上も設計上もRankineもしくはCoulomb土圧にもとづいて説明されるのが普通である。しかし、これらの土圧論は剛塑性論に立脚しているため、変形様式の関数である擁壁土圧の問題については再検討の余地があるように思われる。本研究では、歪硬化を考慮した弾塑性論に立脚して、土圧論の基礎的な問題について再検討を加えた。

2. 仮定と前提条件及びそれらの吟味

—擁壁と地盤のモデル—高さ8mの剛擁壁を想定し、裏込砂は高さ8m、幅16mとした(図. 1)。擁壁は下端を中心に主働側に回転するとした。裏込砂の境界条件は、鉛直面(AB面とCD面)は滑らかとし、底面(BC面)は粗(変位拘束)とした。なお、これ以外のケースについても補足計算を行った。解析は歪硬化を考慮した弾塑性FEMにより行った。要素の分割例を図. 1に示す。なお、歪軟化を考慮することも可能である。

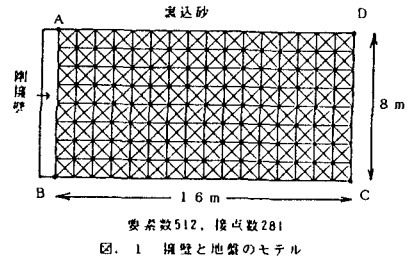


図. 1 擁壁と地盤のモデル

—砂の構成則—裏込砂は歪硬化を示す弾塑性材料であるとし、Roweの応力・ダイレイタンス式と双曲線応力・歪関係式に従うと仮定した^{1), 2)}。すなわち、($\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p$)

$$R = \sigma_1 / \sigma_3 = K (-d\varepsilon_1^p / d\varepsilon_3^p) \quad : \text{Roweの式} \quad (1)$$

$$R = 1 + \gamma^p / (a + b\gamma^p) \quad : \text{双曲線式} \quad (2)$$

弾性定数は、 $\nu=0.2$, $E = E_0 \sqrt{s/s_0}$ とした。ここで、 $s = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$, E_0 は $s = s_0$ でのEの値。規準圧 s_0 は 10 tf/m^2 とした。

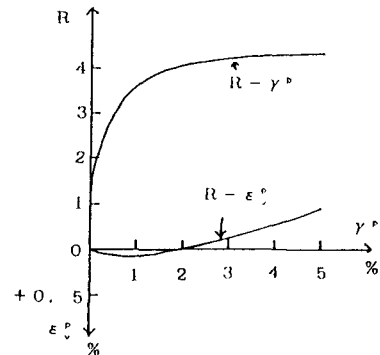
—入力パラメータの値—裏込砂の $\gamma = 1.5 \text{ tf/m}^3$ とした。パラメータ値の組合せ($a=0.001, b=0.2779, K=3.238, E_0=5000 \text{ tf/m}^2, K_0=1$)を標準データとした。 K_0 は初期の静止土圧係数。このケースは最終破壊状態において $\phi=40^\circ$, $\psi=10'$ に相当する。標準データを用いたときの R と γ^p 及び ε^p (塑性体積歪)との関係を図. 2に示す。

3. 滑らかな擁壁が転倒する際に生じる主働土圧

従来、滑らかな擁壁が転倒もしくは滑動する場合にはRankine土圧が生じると考えられてきたが、土の塑性変形を考慮した検討は十分にはなされていない。

—主働土圧と受働土圧—標準データの裏込砂の場合について、①(裏込)底面滑・(壁)滑動(平行移動)、②底面滑・転倒、③底面粗・転倒、の3ケースの計算を行い、壁上端変位 δ と全土圧との関係を図. 3に示した。

図. 3より次のようなことがわかる。(1)Rankine土圧は裏込砂の3つの境界が滑で壁が平行移動するという特別な場合のみ生じる。ただし、このためには大きな変位が必要である。(2)転倒のケースではRankine全土圧に収束する保障はない。図. 4は、上記のケース③で $\delta=4\text{cm}$, 40cm のときの裏込砂内の γ^p の分布図である。 $\delta=4\text{cm}$ ($\delta/H=1/200$)では塑性化は十分ではない。 $\delta/H=1/1000$ 程度で裏込砂が塑性化しRankine

図. 2 標準データでの $R - \gamma^p$ 及び $R - \varepsilon^p$ 関係

土圧状態になるという従来の説は怪しい。

—主働土圧に及ぼす各種パラメータの大小の影響—滑らかな擁壁が転倒する場合を考えた。裏込砂の底面は粗とした。図. 5 は $a=0.005, 0.001, 0.002$ のときの全土圧(P_a)と δ の関係である。 a が小さいほど $P_a-\delta$ 曲線は小さな δ で急激に降下する。図. 6 は $E_a=1000, 5000, 15000$ のときの $P_a-\delta$ 関係である。曲線は E_a の影響を大きく受け、 E_a が大きいほど曲線は急激に降下する。しかし、いずれの図でも、 $\delta=1\text{cm}$ ($\delta/H=1/800$) 程度では P_a はまだ収束値に至っていない。このようなことを考えると、従来の実験において $\delta/H=1/1000$ 以下で主働土圧が急激に低下し収束値に近い状態に至る現象は、擁壁背面が滑らかであるという仮定のみからは説明できないようである。

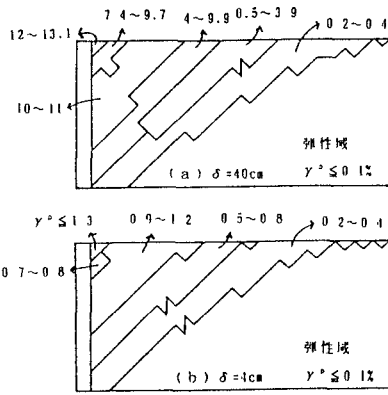


図. 4 裏込砂内の γ_p の分布
(転倒、底面粗、標準データ)

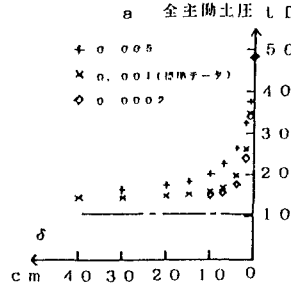


図. 5 a を変化させたときの
全主働土圧と δ との関係

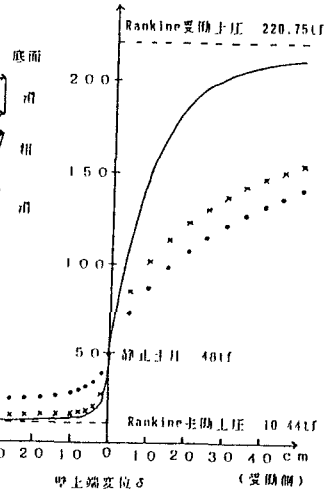


図. 3 主働土圧と受働土圧

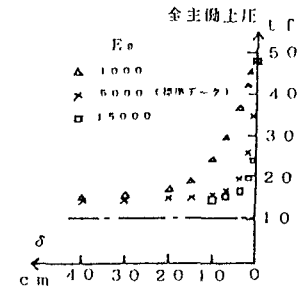


図. 6 E_a を変化させたときの
全主働土圧と δ との関係

4. 粗い擁壁が転倒する際に生じる主働土圧 (予想)

壁面と砂との間に、Taylorの応力・ダイレイタンシー式と、双曲線応力・歪関係式を仮定し、粗い擁壁の主働土圧を検討する。現在プログラムチェックを行っている段階であり、発表当日までに間に合うように努力している。結論は次のように予測できる。図. 7 にこの場合の $P_a-\delta$ 曲線の予想線を示す。曲線の初期の急降下は、壁面でのすべり (塑性化) のためであり、この段階では裏込砂はほとんど塑性化していない。その後、 δ が大きくなるにつれ裏込砂の塑性化が進み、曲線がガラガラと下がり続け、Coulomb土圧で予想されるような値付近に収束していく (ただし、正確にCoulomb値に収束するとは限らない)。

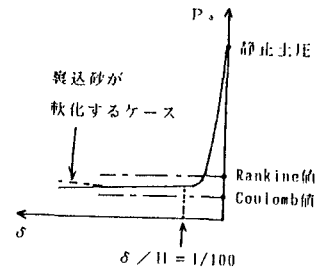


図. 7 粗い擁壁に対する
 $P_a-\delta$ 曲線の予想図

(参考文献) 1) 鶴飼(1988): 土木学会43年講III, 630~631. 2) 龍岡 他(1987): 土の強さと地盤の破壊入門. 3) 市原・松沢(1970): 土論176, 61~74. 4) Terzaghi(1934): Engineering News Records, 136-140. 5) Sherif他(1984): ASCE, GT1.