

複合すべりによる軟弱地盤の安定計算

愛知県

正員 ○ 飯田正幸

基礎地盤コンサルタンツ㈱ 正員 西川勝広

1. まえがき

軟弱地盤上での盛土工事における安定計算としては、円弧すべりによるのが一般的であるが、地盤中に異質な層が連続して挟在するような場合には複合すべりについても考える必要がある。筆者らは極く緩い砂質土層を挟む軟弱粘土質地盤上の盛土を経験した。この砂質土層の強度として $C = 0$, $\phi > 0$ と $\phi = 0$, $C > 0$ の両者を考えて安全率の検討を行なった。

2. 工事の概要

工事場所は境川が衣浦湾にそそぐ河口付近であり、現橋（衣浦大橋）の下流 2.3 m の位置に新橋を架設し、取付道路 2 車線を現海岸堤防にはりつけるような計画とした。地盤は地表面下約 1.3 m までは軟弱なシルト質粘土で、以深は第三紀層の砂・固結シルトとなっている。取付道路盛土は高さ 5 ～ 6 m となり、一気に立上げることが困難であると考えられたため押え盛土工法を採用したが、この押え盛土（高さ約 1 m）が施工中にすべり破壊を起こした。

3. ボーリングによる強度変化の調査

すべり直後、地盤の乱れを調べるために、すべり域内と域外のボーリングを行ない、一軸圧縮試験を実施した。図-1 にこの結果を示すが、すべり域内の一軸圧縮強度は 6.5 m 付近まではかなり低下しており（ $q_u = 1 \sim 2 \text{ t/m}^2$ ）それ以深は域外のものと変わっていないことがわかる。この強度低下の原因は、盛土の施工が 2 週間という短期間であり現地盤への敷砂のくい込みが最大 2 m となったために地盤の歪がかなりの大きさとなり、当初の設計強度を

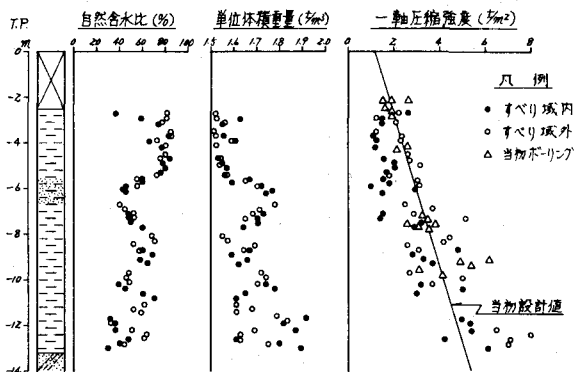


図-1 地盤強度

確保することができなくなったことにあると思われる。この場合、盛土の安定計算を行なうには低下した強度を使用すべきであると考えられる。

また、すべり領域は 6.5 m までの範囲、すなわち砂質土層まで影響しているように思われる。この 6.5 m 付近の地盤は単位体積重量 1.8 t/m^3 、自然含水比 40 % で砂分を多く含む層である。

4. 試験盛土

破壊の原因が砂質土層内の間隙水圧上昇によるものかどうかを調べる目的で、高さ 1 m、幅 2.7 m 長さ 4.0 m の盛土を施工し、砂質土層における間隙水圧を測定した。砂質土層はコーンを圧入するこ

とによって確認し、その位置に間隙水圧計をセットした。また、地下水位はストレーナーパイプを埋め込んで測定した。この結果を図-2に示すが、盛土による間隙水圧の増加分は、地盤内の増加主応力に近い値を示している。

観測は40日間実施したが、間隙水圧の変動はほとんど見られなかった。これは、砂質土層がシルト分を多く含むために、透水性が非常に悪いことに起因するものと考えられる。

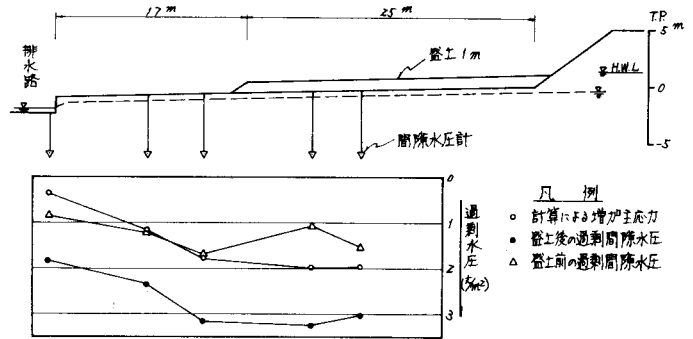


図-2 試験盛土による間隙水圧測定結果

また、堤防内の水路と平均海面との差は2m程度あり、海から水路に向かって地下水が流れる傾向にあることが盛土前の間隙水圧分布に表われている。この海水による過剰水圧は $1.0 \sim 1.7 \text{ t/m}^2$ となっている。

4. 安定計算

安定計算は、地盤強度及びすべり面形状について考慮し、次の3ケースについて行った。

(1) すべり面を円弧と直線との複合すべりと考え、前述の試験盛土により求められた過剰水圧を作用させる。ここで、円弧の部分は粘土地盤と考え、起動側円弧の地盤は強度低下後の粘着力を使用する。直線部分は砂質土と考え、強度を内部摩擦角で与える。(図-3)

(2) 直線部分も粘土と考える。(図-4)

(3) 円弧すべりと考える。(図-5)

上記3ケースの計算結果によると、(1)の場合 $F_s = 1.129$ 、(2) $F_s = 1.011$ 、(3) $F_s = 1.252$ (すべり面の形状が実際と合致するもの)、 $F_s = 1.061$ (最小安全率)が得られた。

以上の結果より、複合すべりとした場合には直線部分を砂地盤と考えるよりも粘土地盤とした方が安全率が低く、且ついずれの円弧すべり計算結果よりも低めであることがわかった。また、円弧すべりの場合には、安全率が最小となる円弧は実際のすべり面と異なっている。

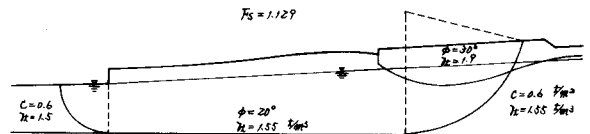


図-3

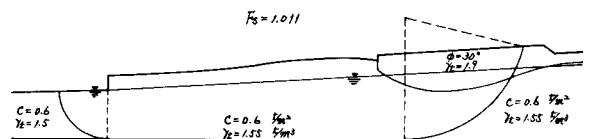


図-4

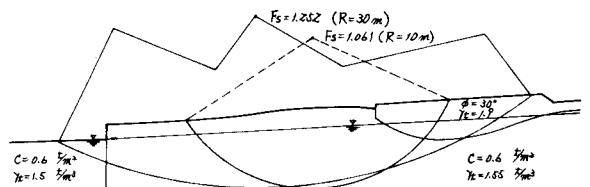


図-5