

1. まえがき

軟弱地盤上に盛土する場合、事前の安定解析で安全率が 1.0 を上回っていたにもかかわらず、施工途中で破壊を生じたケースが少なくない。そこで施工途中の盛土や地盤の挙動を現場で計測して破壊の兆候や極限支持力をいち早くキャッチして適切な対策を講じるようになってきた。しかし、その根本となる破壊予測法にはいくつかあり、それぞれが違った特色をもっている。

また、軟弱地盤上に盛土する場合には、載荷速度によって地盤の挙動が変化し、その支持力も変化してくる。そこで本研究では、正規圧密粘土地盤を対象として模型載荷試験を行い、載荷速度と地盤の挙動の関係および種々の破壊予測法について検討する。

2. 実験方法

実験で用いた土槽は、内径が幅 180 cm、高さ 80 cm、奥行き 60 cm であり、内部の挙動が観察できるように正面をアクリル板とした。

地盤材料はクレイサンドと呼ばれる乾燥した粉末状のものを使用し、水を加えてモルタルミキサーで攪拌混合した。実験に当っては、含水比を液性限界近く 50% に調整し、地盤を作成した。その後、地表部全体に低レベルの等分布荷重をかけ圧密し、正規圧密状態とした。

載荷は、長さ 60 cm、幅 20 cm、厚さ 6 mm の鉄板にエアシリンダを使って圧力をかけることにより行った。最大荷重は沈下が著しく増大し、地盤が完全に破壊したと思われる時とした。

図-1 に実験装置の概要、図-2 に地盤材料の特性を示す。

実験は、載荷速度を変えて、表-1 に示す 4 ケースについて行った。

3. 実験結果

図-3 に荷重～沈下曲線を示す。図中の矢印は $\log P \sim \log S$ 曲線より求めた降伏支持力を示す。これによると、載荷速度が地盤の降伏支持力に与える影響が読み取れる。しかし、降伏後の地盤の沈下は、ケース 1, 2, 3 については、明確な差異は認められない。

図-4 に地表面変位のベクトル図を示す。ここでもケース 1, 2, 3 については明確な差異は認められない。ケース 4 については、他の 3 ケースとは全く違った傾向すなわち、荷重 0.17 kgf/cm^2 まで地盤はわずかながら動かし、 0.18 kgf/cm^2 をかけたところで一気に破壊するといった傾

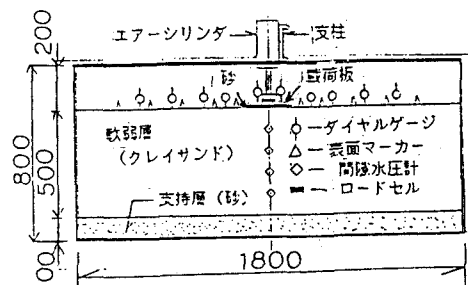


図-1 実験装置の概要

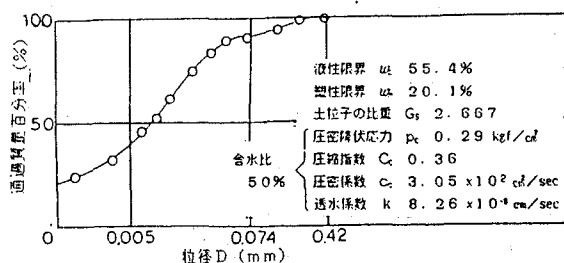


図-2 地盤材料の特性

表-1 実験ケース

CASE No.	記号	増加応力 (kgf/cm ²)	荷重保持時間 (hour)	載荷速度 (kgf/cm ² hour)
1	○—○	0.02	0.5	0.04
2	△—△	0.01	0.5	0.02
3	□—□	0.01	1.0	0.01
4	◇—◇	0.01	24.0	0.0004

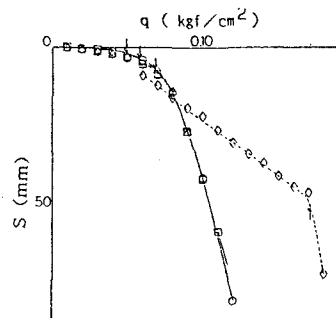


図-3 S～P 曲線

向を示している。これは明らかに圧密が進み支持力が増したためと思われる。

図-4に、過剰間隙水圧の経時変化を示す。いずれのケースについても、破壊したところでNo. 1の間隙水圧が大きな変動を示している。ケース4では、荷重を保持しているにもかかわらず、過剰間隙水圧は大幅に減少している。これは過剰間隙水圧が消散したためであり、この傾向はケース3でもわずかながら認められる。ケース4で極限支持力が他の3ケースに比べて大幅に大きな値となったのは、この消散により圧密が進み強度が増したためと思われる。

図-6に沈下(S)～側方変位(δ)管理図を、図-7に側方変形係数($\Delta q / \Delta \delta$)～荷重(q)を示す。図中矢印は、地盤に大きなクラックが伸展し、破壊したと思われる点を示す。ケース2は地盤がいち早く不安定な状態に移行しているが、これは載荷板が偏心したまま荷重をかけたためである。破壊予測法としては、図-6より $\Delta \delta / \Delta q$ が0.7を越えた時を地盤が不安定領域に移行したとする方法(富永等の方法)と図-7より側方変形係数が0.015kgf/cm²を下回った時を不安定領域に移行したとする方法(柴田、関口等の方法)を検討してみる。図-6では $\Delta \delta / \Delta S$ がほぼ0.7になったあたりとクラック伸展点とが一致しており、この予測法は妥当であると言える。図-7では側方変形係数が0.015kgf/cm²を下回った次の荷重段階で大きなクラックが伸展しており、この予測法も妥当であると言える。

極限支持力については、その指標となるS～logP曲線およびlogS～logP曲線からは明確に決定することは困難であった。これは軟弱地盤では各荷重段階で新たな平衡状態が形成されるためと思われる。その結果、図-7において、地盤が不安定領域に移行した後、側方変形係数が直線的に0に近づくことはなかった。特にケース1では、大きなクラックが伸展した後、次の荷重段階で、沈下はさらに進み、クラックが伸展したにもかかわらず、その状態でも新たな平衡状態を形成していた。

4. あとがき

軟弱地盤上の盛土では、載荷速度の大きさにより、地盤の挙動が変わり、その支持力も変わってくることが今回の実験で確かめられたが、それは主に過剰間隙水圧の消散によるものと思われる。また従来の破壊予測法が妥当であることも確かめられた。しかし、極限支持力の決定は難しく、降伏荷重に重きをなした方がより安全な施工が可能であろうと思われる。

参考文献：1) 柴田、関口、盛土基礎地盤の弾粘塑性挙動解析と破壊予測、土木学会論文報告集、No301、1980、pp93～104 2) 富永、橋本、側方変位の現場計測による盛土の施工管理について、土と基礎、vol.22、No11、1974、pp43～51

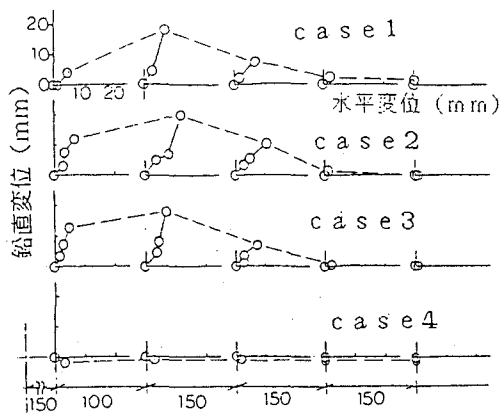


図-4 地盤の変位 ($q=0.1\text{kgf/cm}^2$)

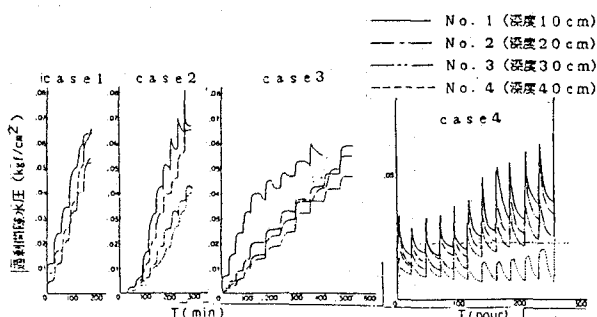


図-5 過剰間隙水圧

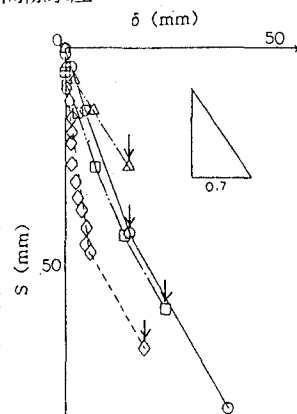


図-6 S～ δ 曲線

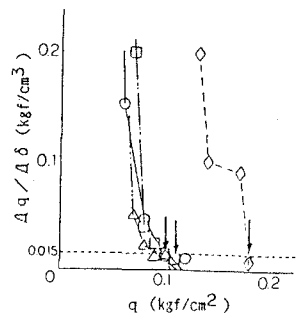


図-7 側方変形係数