

III - 369

地盤の原位置せん断強度推定法に関する基礎的検討

徳島大学大学院 学生員 ○古谷 元
 徳島大学工学部 正 員 山上 拓男
 徳島大学工学部 正 員 中正 康広
 仁田ソイロック(株) 正 員 山川 治

1. はじめに

地盤に強制外力を与えて局部的な破壊(すべり)を生ぜしめ、その結果から、地すべり地に対して展開された c 、 ϕ 逆算法を拡張応用した原位置せん断強度推定法¹⁾を提案してきた。この試験法は、適用事例からかなり満足できる c 、 ϕ を与えることが判明している¹⁾ものの、すべりを起こさせるべき強制外力を地表面に対し斜上方から載荷せねばならないこと、そして高応力レベル下の c 、 ϕ を推定することが困難であること、の二点において改善すべき余地が残されている。²⁾ここでは室内模型実験を通じ、これら二つの問題点を改善する方法を試みたのでその結果を報告する。

2. 斜方向載荷における載荷角度の検討

筆者らが提案した試験法の模式図を図-1に示す。なおこのような機構となった背景は参考文献1)を参照されたい。この図に見られるように載荷面の角度 θ はできるだけ 90° に近い角度で仕上げる。そこで筆者らは、本試験法で c 、 ϕ を推定する際に θ をどこまで 90° に近づけることが可能であるか検証すべく室内模型実験を行った。

図-2に室内実験装置の模式図を示す。検証方法は図中の θ のみ表-1に示すように3通り変化させた。地盤内の着色砂は、実験終了後、盛土の中央断面を切り出した際着色砂の変状からすべり面を特定する目的で埋め込まれている。そして逆解析の理論が2次元のそれであることと整合させるために、図中に示すフリクションカットを設けた。

実験には豊浦標準砂($G_s=2.65$)を用いた。また各ケースにおける地盤の締固め状態を表-1に示した。

以上の条件のもとに実験を行い、終了後すべり面を測定し

た。紙面の都合上図-3にCase3における盛土の形状と諸寸法及びすべり面形状を示す。各ケースとも図-3によく似たすべり面が現れていた。得られたすべり面の安全率を1.0とし、ピーク荷重に対してJanbu簡便法

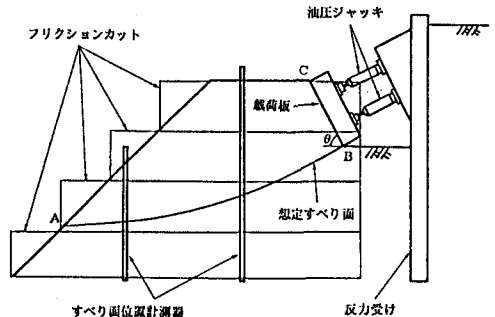


図-1 原位置試験の模式図

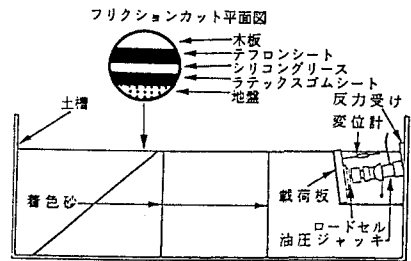


図-2 載荷角度検証の実験装置

表-1 載荷面角度と初期状態

	Case1	Case2	Case3
載荷板角度 θ ($^\circ$)	78.46	82.34	86.18
単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.59	1.55	1.52
含水比 w (%)	2.87	2.43	2.73
間隙比 e	0.71	0.75	0.79

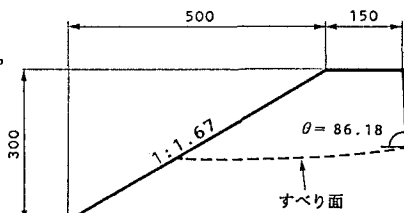


図-3 Case3における盛土形状

表-2 載荷角度検証の解析結果

	Case1	Case2	Case3
斜方向荷重 P (tf/m)	0.208	0.164	0.148
安全率	1.00	1.00	1.00
逆算値 c (tf/m ²)	0.26	0.26	0.25
ϕ ($^\circ$)	41.99	34.99	30.54

で逆解析を行った。解析結果を表-2に示す。

この表から c は各ケースともほとんど同じ値が得られているが、 ϕ は θ が 90° に近づくにつれその値が次第に小さくなっている。原因は、現在のところ全く不明であって、早急に究明すべきと考えている。

3. 高応力レベルにおける c 、 ϕ の推定

本試験法は実地盤に対して直接適用し得るという際だった特徴(長所)を有している。この特徴をもちながら高応力レベルの強度を推定することが可能であるならば、地盤深部の強度評価を検討する際に大変有効な手段となるであろう。そこで筆者らは高応力レベルにおける c 、 ϕ を推定する一つの方策として、実地盤にアンカーを介して締め付け力を付加した状態で試験を行うことを考えている。このアイデアに関して図-4に示す実験装置のもとに室内実験を実施した。図においてペロフラムシリンダーは、初期アンカー緊張力を試験の全過程で一定に保つために用いられている。

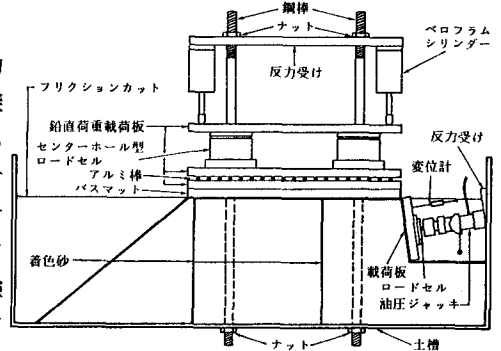


図-4 高応力レベル下の実験装置

盛土材料は、先の実験と同様豊浦標準砂である。盛土の形状と諸寸法は図-5に示しており、このときの地盤の締固め状態は $\gamma_s=1.57\text{tf/m}^3$ 、 $w=2.74\%$ 、 $e=0.74$ であった。

以上の状態のもとに実験を行った結果、得られたすべり面は図-5に示す形状となった。図中のすべり面は、荷重載荷端AよりB点までは完全に盛土内で発生したものであるが、残りのB点から斜面上のC点までの直線部は盛土と実験土槽底面との接触面に沿って発生したものである。なお、アンカー力は実験の進捗にかかわらずほぼ一定値(1.464tf/m^2)を保った。(図-6参照)

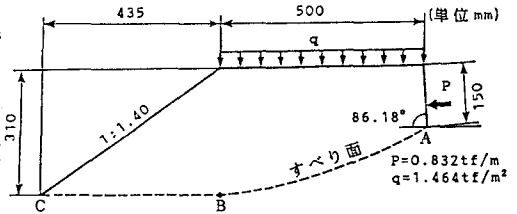


図-5 盛土形状

これら諸条件のもとに、ジャッキのピーク荷重に対してJanbu簡便法に基づく逆解析法を適用した。ただしすべり面に沿う安全率はここでも1.0としている。その結果は $c=0.39\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=38.31^\circ$ であった。前述したように、すべり面の一部は盛土中、他の一部が底面(鋼板)との接触部で生じているためこれら逆解析の精度をにわかに論じることはできないが、力学的に矛盾のある数値とも思われない。

4. おわりに

ここでは、筆者らが提案してきた原位置せん断強度推定法の検討事項2点、つまり強制外力の載荷角度と高応力下における c 、 ϕ の推定方法について、室内実験レベルではあるが、一つの試みを行った。その結果、前者に関する実験では得られた ϕ の値が必ずしも説明のつくものではなかった。他方後者に関する実験では、すべり面の一部が試験土槽の底面との接触部で生じたため直接精度を論ずることはできなかったが、力学上矛盾のない c 、 ϕ を得ることができた。今後、特に前者について一層の検討と考察を加える必要がある。

【参考文献】1)山上・森・市橋・鈴木:土質工学会『粗粒材料の現場締固めの評価に関するシンポジウム発表論文集』, pp93~100, 1990. 2)西田・山上・鈴木・山川:土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, pp674~675, 1991.

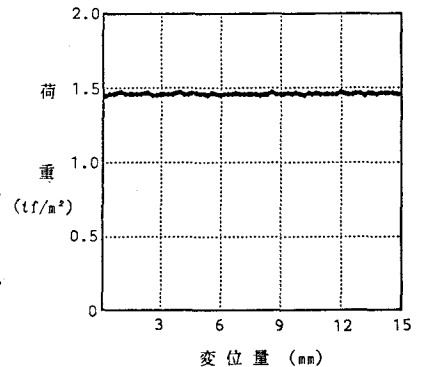


図-6 載荷板の変位に伴うアンカー力の推移