

応力経路を考慮した海底掘削斜面の安定解析

京都大学防災研究所 正員 小林 芳正
大阪土質試験所 正員 橋本 正
富士通ファコム(株) 市川 康明

1. まえがき

FEM法算により土中の応力解析を行うためには、土の応力～ヒズミ関係を知らなければならない。土は一般に非線型な応力～ヒズミ関係を示すので、従来この点を考慮した解析が行われ、多くの興味ある結果が得られている。しかし、土の応力～ヒズミ関係をより詳しくみると、それは単に非線型であるというだけでなく、さらに応力の變化のしかた、いわゆる応力経路によっても異なっていることが認められる。

この論文では、この英も考慮に入れ、原位置の土を代表する土試料について、原位置と再現すると考えられる平均応力のもとで、何種類かの応力至路による排水条件下の軸試験を行い、それから得られる応力-ヒズミ関係を用いて海底掘削斜面の安定解析を行なった例について述べる。

2. 排水試験結果を用いることの妥当性

海底にある堆積層中に掘削を行なつて斜面が形成されると、斜面を構成する土は応力除去されて自由面のふちに傾いて膨張する。個々の土要素の膨張量は土の初期応力状態および除荷後の応力状態によつて一定値をとる。その過程の進行の速さは土が水を吸収する速さによつて規制され、比較的ゆっくり起る。

この過渡状態において、土中の間隙水圧は時間と共に変化し、土の強度はこれに伴って変化する筈である。Skemptonによれば、主応力の変化 $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_3$ による土中の間隙水圧の変化 Δu の変化は次式で表えられる。

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}$$

ここに A 、 B は間ゲキ水圧係数であるが、 B は飽和土にあつてはほとんど 1.0、 A は本研究で問題とする 1) 固結した砂質粘土および ii) わずかに過圧密の粘土ではそれぞれ $+1/4 \sim +3/4$ 、 $0 \sim +1/2$ である。したがつて、振動による応力変化では一般に $\Delta \sigma_1 < 0$ 、 $\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1 < 0$ であると考え、間ゲキ水圧の変化は夏になる筈である。土の強度は $\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$ を仮定すれば、土の強度は間ゲキ水圧の効果に関する限り、土が膨脹する過渡状態において、初期よりも却つて増大し得ることになる。

一方、土のせん断強度は、土の含水比とともにいっじく低下することが知られている。(なが)で、斜面
安定の検討は、土が十分水を吸収し、平衡状態に達した後の強度について行なうのが最も安全側である。

以上の考察にちとがき、掘削中の水中斜面の安定解析は、排水条件下において土を十分膨潤させたときの定数を用いて行えばよいと判断される。

3. 解析地質の土質断面と土質試験の方法

解析地奥は水深約15m、T.P. - 15 ~ - 40 m まで厚さ約30mの堆積層、T.P. - 45m 以深は同化した花崗閃緑岩(D, C-M, CH)からなる。堆積層は表面に約1mの沖積砂層があるほかは、粘性土および砂レキを介する砂質土の洪積層からなり、上位よりS-III (粘性土および砂(レキ)質土の不規則な混成層)、S-II (レキ質土層)、S-I (粘性土およびシルト質砂層)に分類さ

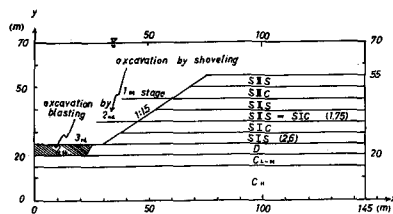


図 1 地層モデル

今回行われた土質試験の目的は、(i) 解析地奥の土質と採取された試料との同定、(解析地奥でサンプリ

リングができなかったため), (ii) 解析地盤の各層の土の固ゲキ比の推定, (iii) 応力至路の角度としてこの土の応力-ヒズミ関係を求めることにあった。

(i) の目的には, サンプルリング時の観察, および土の物理試験(粒度-液性-塑性限界試験)が行われた。

(ii) の目的には, 不攪乱試料(粘性土および細砂)および攪乱試料(砂)の圧密試験が行われた。原位置より土の固ゲキ比は, 粘性土および細砂については, 降伏点から現在の土カブリ圧まで弾性的に除荷したときの値とした。砂については, いくつかの初期固ゲキ比に調整された砂試料を現在の土カブリ圧まで圧密し, 別途原位置で測定されている密度検層の結果と等しい密度を与えるような固ゲキ比を見出した。

(iii) の目的には, 理想的にはあらゆる応力至路およびそれらの組合せによる試験を行えばよいが, 技術上および資上の理由で余り多くの試験を行うことはできない。そこで, 今回は, 粘性土および細砂では不攪乱試料と砂では密度調整を行なった試料を現在の土カブリ圧まで圧密した後(技術上の理由から等方圧密とした), (a) 軸圧を増加させていく, (b) 軸圧を増加させながら側圧を減少させていく, (c) 軸圧を一定に保ち側圧を減少させていく, (d) 軸圧, 側圧とも減少させていくの4種の応力至路で応力を変化させたときの軸ヒズミ ϵ_1 , 横ヒズミ ϵ_3 を測定し, その他の場合は上記の試験結果から推定することとした。ヒズミ速度は 0.25 ~ 1.0 %/分 に保たれた。

4. 土の応力-ヒズミ関係および破壊に到達するまでのせん断ヒズミ

応力至路を図2のように角度 α (上向きを 0° とし反時計まわりにとる) で表わすと, 軸ヒズミ ϵ_1 , 横ヒズミ ϵ_3 は次式で近似できることがわかった。(図3)

$$\epsilon_1 = \frac{a(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - c(\sigma_1 - \sigma_3)}, \quad \epsilon_3 = \frac{-b(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - c(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

ここに a, b, c は土の種類および応力至路の角度であり, a, b はそれぞれ ϵ_1, ϵ_3 の大きさに関する量, c は $\sigma_1 - \sigma_3$ が漸近する線, すなわち土試料のせん断強度に関する量である。

上式から, 土の応力-ヒズミ関係は

$$\nu = \frac{b\sigma_1 - a\sigma_3}{a(\sigma_1 + \sigma_3) + 2b\sigma_3}$$

$$E = \frac{(\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)\{1 - c(\sigma_1 - \sigma_3)\}}{a(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

で表わすことができる。(したがって, 振割地盤を構成する各種の土について, 定数 a, b, c を定めることが必要である。

試験結果から定数 a, b, c を土の種類ごとにまとめて示せば図4 a, b, c のようである。

土の応力-ヒズミ関係を(2)上のものを用いる場合問題となるのは, 上式は $\sigma_1 - \sigma_3 = 1/c$ のとき, 極度に E が小さくなり, 仮りに計算はできても結果の精度が悪くなることである。そこで, 今回は土の状態を定量的に示すパラメータとして土のせん断ヒズミを求め, この値で振割斜面の安定を判断することとした。(それがあつた値を越えた所を破壊と定義することとした) せん断ヒズミを主応力 σ_1, σ_3 に対してプロットした例は図5のようである。各種の土について同種の図を作った見込結果, σ_3 を一定に保ち, σ_1 を増大させる普通の載荷

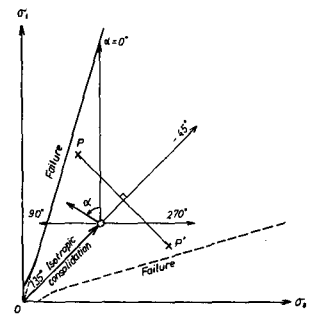


図2 応力至路のパラメータ α

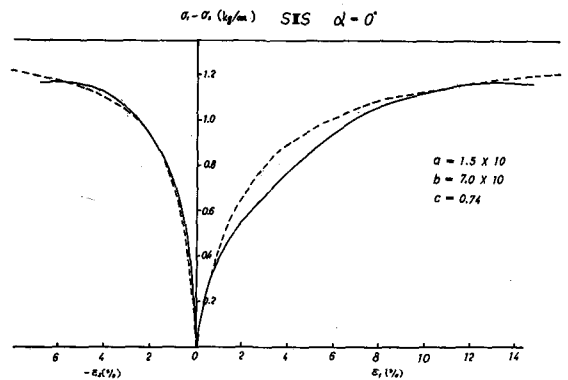


図3 土の応力-ヒズミ関係

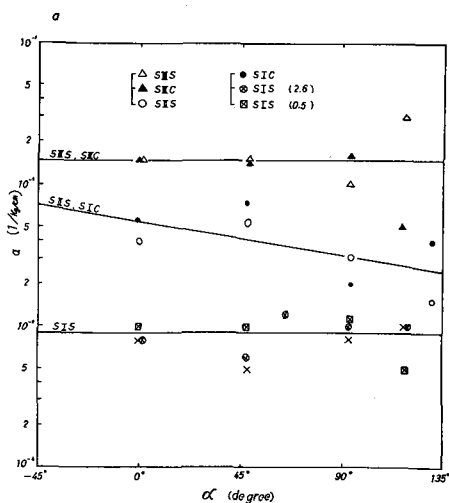


図4 a. 各地層の土の応力-ヒズミ関係の定数 a

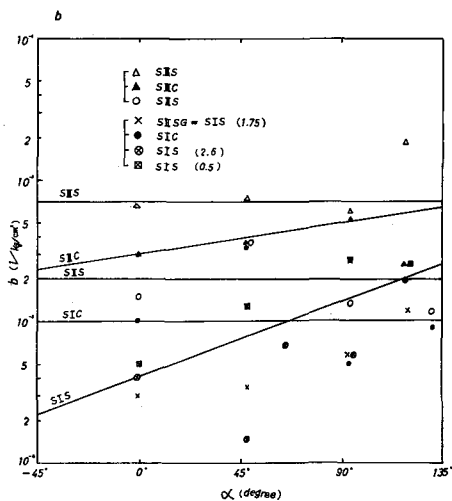


図4 b. 土の応力-ヒズミ関係の定数 b

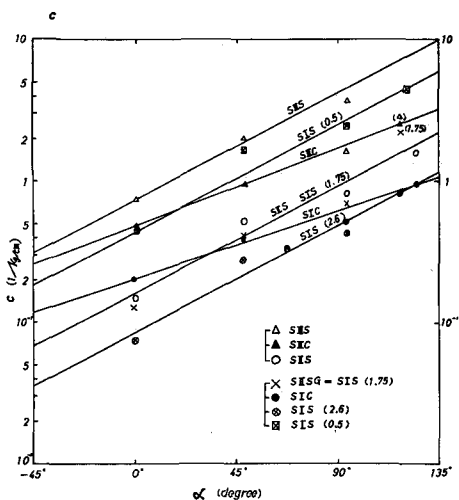


図4 c. 土の応力-ヒズミ関係の定数 c

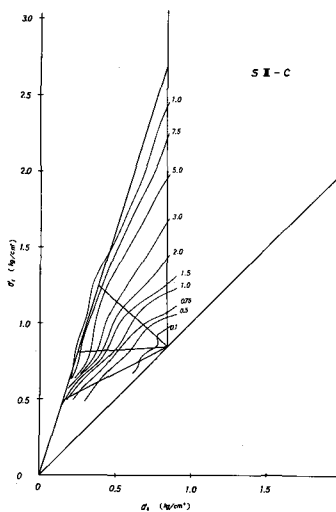


図5. 破壊にいたるまでのヒズミとヒズミ

が行われるときにくらべて、 σ_1 を一定に保ち σ_3 を減少させる（いわゆる Unloading）ときの方が、より小さいヒズミで破壊に到達する傾向が認められる。そのときのヒズミの値は土の種類、応力経路によって数%～10数%の範囲にわたっている（表1）。土の物理定数を表2に掲げておく。

表1. 各層土質の限界ヒズミと $\delta=1\%$ のときの破壊安全率

地層	ult	$\delta=1\%$ のときの 安全率 ($\alpha=90^\circ$)
SII-S	4.0%	1.45
SII-C	7.5	1.78
SII-SG	2.0	1.07
SI-C	2.5	1.20
SI-S	2.5	1.22

表2. 土の応力-ヒズミ関係の定数 a, b, c

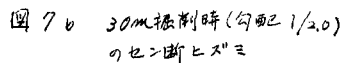
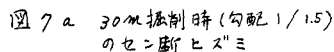
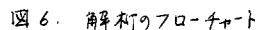
地層	a	b	c
SII-S	1.5×10^{-2}	7×10^{-3}	$10^{-0.131 + 0.030 \times 10^{-2} \alpha}$
SII-C	1.5×10^{-2}	$10^{-0.42 + 0.247 \times 10^{-2} \alpha}$	$10^{-0.319 + 0.598 \times 10^{-2} \alpha}$
SII-S	$10^{-0.226 - 0.263 \times 10^{-2} \alpha}$	2×10^{-3}	$10^{-0.776 + 0.237 \times 10^{-2} \alpha}$
SII-SG	9×10^{-4}	$10^{-0.290 + 1.40 \times 10^{-2} \alpha}$	$10^{-0.776 + 0.837 \times 10^{-2} \alpha}$
SI-C	$10^{-0.226 - 0.263 \times 10^{-2} \alpha}$	1×10^{-3}	$10^{-0.699 + 0.544 \times 10^{-2} \alpha}$
SI-S	9×10^{-4}	$10^{-0.340 + 1.40 \times 10^{-2} \alpha}$	$10^{-1.07 + 0.837 \times 10^{-2} \alpha}$

この研究では (i) 地層ごとに物理定数が異なっていること, (ii) 土の応力-ひずみ関係が非線型であること, (iii) 応力経路の影響を考慮するたりに有限要素法によることにした。非線型解析の手法としては、応力-ひずみ曲線の勾配が相対的に小さくなる場合がありうることを考慮して、直接反復法による。

解析の結果、掘削前の状態(重力だけが作用している)を基準として、各段階の掘削によって斜面は水平方向へはうみ出し、掘削底面は隆起することがわかった。なかでもⅢ-C層、ⅤI-C層のセグメント変形とはうみ出しはいちじるしい。D岩盤から深の層の変形は微小であつた。

掘削斜面の勾配が1:1.5のとまれば、1.0%以上のヒズミはのり尻付近のSI-C層に生じ、0.5%以上のヒズミ領域はのり層より15m後方から斜面に沿って、また斜面の下部ではSI-C層に沿って斜面から約50m内部まで伸びている。0.1%以上の領域はSI-S層に浅い広い範囲に広がっている。

この研究は本州四国連絡橋公団が建設局の依頼により行われたものである。



STABILITY ANALYSIS OF A SUBMERGED CUT SLOPE WITH STRESS-PATH DEPENDENCE

By Yoshimasa KOBAYASHI, Tadashi HASHIMOTO and Yasuaki ICHIKAWA

The finite element analysis of stresses in soil structures requires a stress-strain relationship of the soil which generally exhibits a non-linear character. The property used to be taken into consideration in stress analyses in soils yielding various useful results, however more closely observed the characteristic is not only non linear but stress-path dependent.

In this paper a finite-element approach to a stress analysis of a submerged cut slope is presented, where the stress-path dependence is also taken into consideration.

The site is situated 15 m below sea level and composed of diluvial sediments, which are classified into SIII-S, SIII-C, SII-SG, SI-C and SI-S from the sea bottom downwards, about 30 m in thickness underlain by a fairly to weakly weathered base rock of granodiorite.

A series of triaxial tests of soil materials from SIII-S to SI-S were executed on either undisturbed specimens for cohesive soil or fine sand, or specimens moulded at an appropriate density for medium to coarse sand. In the tests following four types of stress path were followed on specimens having been consolidated isotropically under the pressures corresponding to their present overburden stresses: 1) σ_1 is increased while σ_3 is constant, 2) σ_1 is increased while σ_3 is decreased, 3) σ_1 is constant while σ_3 is decreased and 4) both σ_1 and σ_3 are decreased, where σ_1 and σ_3 represent axial and lateral pressures, respectively. All the tests were carried out with a strain rate of 0.25 to 1.0 %/hr.

For every stress path it revealed that the axial strain e_1 and lateral strain e_3 may be approximated by the following relations:

$$e_1 = a(\sigma_1' - \sigma_3') / [1 - c(\sigma_1' - \sigma_3')] \quad \text{and} \quad e_3 = -b(\sigma_1' - \sigma_3') / [1 - c(\sigma_1' - \sigma_3')] .$$

where a, b and c are constants depending on the type of soil and stress path and can easily be determined from the test results. From the above relations the Poisson's ratio ν and Young's modulus E are derived in the form of functions of a, b and c as follows:

$$\nu = (b\sigma_1' - a\sigma_3') / [a(\sigma_1' + \sigma_3') + 2b\sigma_3'] \quad \text{and} \quad E = (\sigma_1' - 2\nu\sigma_3') [1 - c(\sigma_1' - \sigma_3')] / a(\sigma_1' - \sigma_3')$$

In solving a problem solutions in respect to stress or strain as well as stress path must be sought after iteratively, because the deformation properties are functions of stress or strain as well as stress path as evident in the above relations. A stress path can be represented by the direction (angle) of the straight line in the $\sigma_1' - \sigma_3'$ plane, which is determined by the stress states prior to and after individual loading or unloading. On each stage of approximation in respect to stress path a secant-modulus iteration is carried out to reach a solution of stress or strain. Every provisory solution of stress or strain enables to define a new stress path which is in general of higher degree of approximation than in the preceding stage. New constants a, b and c are determined on the basis of the new stress path, and again a secant-modulus iteration is repeated. Thus, in order to solve a problem twofold loops of iteration for stress or strain as well as stress path must be carried out.

As a result of analyses it revealed that the ground dilates on the whole towards the slope surface and the excavated bottom. Shear deformation and squeezing of the SIII-C and SI-C layers are especially remarkable. The deformation of the underlying base rock is negligibly small.

In case of slope inclination 1/1.5 the shear strain at the slope end within the SI-C layer exceeds 1.0 % and the region of strains higher than 0.5 % appears on the sea bottom at 15 m behind the slope shoulder and extends shallow along the slope surface as far as the slope end, where it penetrates especially deep (50 m!) into the ground along the SI-C layer.

In case of slope inclination of 1/2.0 the strain higher than 1.0 % does not appear and only a small region at the slope end within the SI-C layer attains 0.90 % strain. One of the region exceeding 0.5 % strain extends into the SI-C layer as long as 50 m, and another appears at the slope shoulder.