

原位試験のシミュレーションによる泥岩の強度・変形特性の岩盤安定解析への適用法の検討

電力中央研究所 正員 ○伊藤 洋
同 上 本島 隆
同 上 正員 林 正夫
同 上 正員 北原義浩
同 上 正員 日比野敏

1. まえがき

最近、種々の制約条件による工地難から、重要構造物の基礎岩盤として、比較的軟質な岩盤地帯が選ばれる傾向にある。そのため、軟質な岩盤の安定性を検討する際には、基礎岩盤の安定解析に用いる手法の信頼性と岩盤の力学的特性の評価法について、十分な検討を行

なう必要がある。本報告は実規模対応の岩盤の安定解析に先立ち、(1)、解析に用いる非線形数値解析法により、まず、小規模の原位試験のシミュレーションを行ない、その解析方法、解析に用いる物性値及び非線形な変形特性の妥当性の検討、(2)、現実に存在する物性のばらつきが岩盤の解荷力に及ぼす

影響の検討、としたものであり、以下にその一部を示した^{(1),(2)}。なお、対象とした岩盤は軟質な泥岩である。

2. 泥岩の強度・変形特性

岩盤の安定性の検討に必要なデータを得るために種々の材料実験が行なわれ、得られた結果を以下のように整理し、解析に導入した。

i). 強度特性; 試験坑内でサンプリングした泥岩の高压三軸・一軸引張試験によると低圧部では側圧の増加とともに強度も増加するが、高压部では顕著な強度の増加は見られず頭打ちの傾向にある(図-1)。従って、泥岩の破壊包絡線を低圧部で $(\tau/\sigma_1) = 1 + (\sigma_3/\sigma_1)$ 、高压部で $\tau = c + \sigma_1 \tan \phi$ の複合曲線と近似した。ここで、 σ_1 は主応力、 σ_3 は側圧、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

ii). 変形特性; 三軸圧縮試験結果の応力-ひずみ曲線の勾配から応力状態に応じた接線変形係数を求め、破壊の包絡線と応力状態を求めずモール円との相対的な位置関係とあらわす応力割数 d_{lin} とで整理した(図-2)。結果は側圧に依存なくほぼ linear な傾向を示すので、この関係を図中の大線で表わさせ、

$$\begin{aligned} E/E_0 &= R \quad (0 \leq 4R_1 < 1) \\ E/E_0 &= 1 \quad (4R_1 \geq 1) \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ここに、} R = 4d_{lin} / \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \sigma_3 \right) \\ \hspace{10em} = 4R_1 \end{array} \right.$$

E : 初期接線変形係数、 E_0 : 応力状態に応じた変形係数で近似した。また、ポアソン比についても二重セル方式の三軸圧縮試験の体積変化から、各応力に応じた値を求め、応力割数 d_{lin} との関係で整理した(図-3)。側圧の大きさによりある

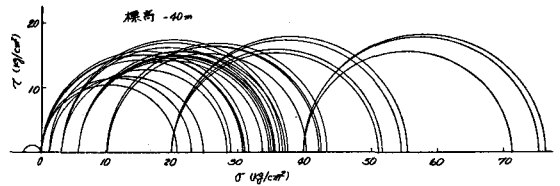


図-1 泥岩破壊時のモールの応力円

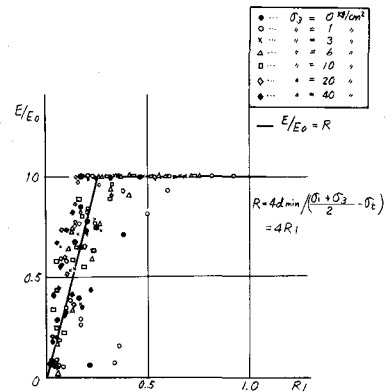


図-2 泥岩の変形係数の非線形性
(三軸圧縮試験 E/E_0 と R の関係)

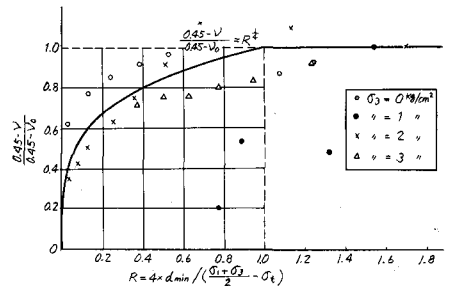


図-3 泥岩のポアソン比の非線形特性
(三軸圧縮試験によるポアソン比と R の関係)

程度のばらつきはあるが、おのおの指数関数形の傾向を示す。したがって、ポアソン比の非線形性は図中の太線で与えるものとし、

$$(0.45-\nu)/(0.45-\nu_0) = \begin{cases} 1 & (R \geq 1) \\ R^{\frac{1}{2}} & (0 \leq R < 1) \end{cases}$$

で近似した。

なお、この花岩の一軸圧縮強度は平均 26.1 kg/cm^2 、引張強度は平均 2.44 kg/cm^2 、初期変形係数は $3000 \sim 10000 \text{ kg/cm}^2$ 、せん断強度は平均 5.87 kg/cm^2 と各々の試験から得られている。

3. 解析方法

原位置試験で模擬する数値解析は、花岩地盤の非線形な変形特性・破壊条件を考慮し、さらに各主応力に示した方向による破壊機構の違いを考慮した異方的な降伏特性を導入した二次元および軸対称の有限要素法による逆次解析である。破壊した要素では、破壊現象を考慮し、以後の解析ステップで変形係数と初期変形係数の $1/100$ 、ポアソン比を 0.45 とした。

4. 原位置試験の数値シミュレーションの結果と考察

数値解析の対象とした原位置試験は、 -40 cm 量の試験坑内で行われたものである。

1). 原位置花岩せん断試験

数値解析では、試験坑内の試験箇所の花岩の影響、解析モデルのせん断グロウ部分・地盤の自重の影響を無視した。なお、解析領域 $2.5 \times 1.35 \text{ m}$ の範囲は要素数 288 、節点数 311 の有限要素で分割され、特に予懸せん断面付近は $2 \times 5 \text{ cm}$ の寸法の細かい要素分割となっている。この解析では、

初期変形係数値とその非線形な変化、強度定数、破壊した要素の剛性の取り扱い、岩盤グロウ部分の条件、鉛直荷重がせん断時の変位変化に与える影響、荷重増分量の影響等を検討し、実験結果とほぼ一致するせん断荷重と変位の関係が得られる(図-4)ことが確認され、ともに以下の知見が得られた。

すなわち、(1) 岩盤内の応力の伝達ならびに破壊機構を考慮した主応力の方向による変形係数の異方的変化を導入し、さらに破壊領域の進展により漸次に評価するために荷重増分を小さくするなどの結果、手法を改良し、解析途上での力の配分などがより正確にシミュレートできた。(2) せん断グロウ部分の変位の変化は載荷面直下の花岩岩盤に発生する応力の伝達のしかたの程度によるよりも、載荷側と反対の背面の接合面から発生するグロウ後背部の応力の伝達のしかたにより大きく影響される。さらに、せん断グロウ部分と花岩岩盤との接合部周囲の応力の伝達のしかたが変形係数の底下の程度を支配している(図-6)。(3) せん断試験の解析領域とせん断グロウ部分・基礎花岩部とに平面ひずみの条件で解析した場合と、せん断グロウ部分を平面応力条件、基礎花岩部を平面ひずみの条件として解析した場合の両者の解析条件の違いによる影響はあまり小さくなかった。

1). 原位置支持力試験

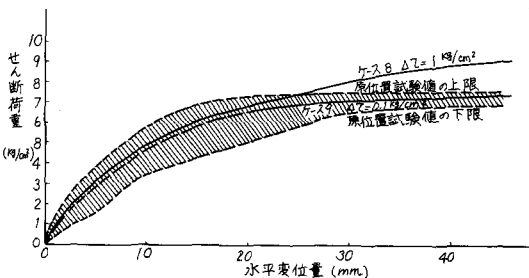


図-4. せん断荷重と水平変位の関係

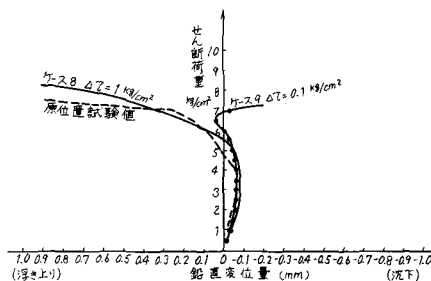


図-5. せん断荷重と鉛直変位の関係

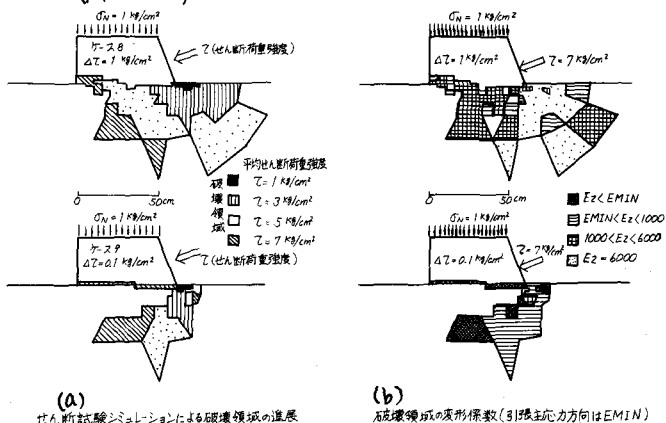


図-6. 破壊領域と物性係数

載板底で行なわれた原位置試験より求められた極限耐力は55~80 kg/cm²の範囲にある。なお、寸法効果が耐力に与える影響を調べるために載荷板の直径を30cmの他に、60cm, 100cmにおこなったが寸法の違いによる差は認められなかった。数値解析は解析領域1.5×1.8と要素数295, 節点数308の軸対称有限要素モデルで近似し、載荷板の直径が30cmの場合について行なった。せん断試験の場合と同様、実験値との対比において、解析条件が結果を大きく左右するため、初期地圧、フリーグ特性、炭素・変形係数、有限要素形状、荷重増分などの影響を検討し、おおよそ合致する荷重・沈下量の関係が得られた。図-7は検討結果の一部を示したものである。解析では載荷重が20~30kg/cm²まで弾性挙動、30~55kg/cm²まで塑性挙動をし、55~70kg/cm²以降で岩盤としての破壊現象がおり、実験の傾向とほぼ合致している。ただし、どの解析の場合も、各荷重の増分に對し、塑性変形量の大きさが実験値より小さく、しかも破壊現象がやや急激におこっている。なお、慣用のテルツァギーの公式を用いて、極限支持力を求めてみると、その値は110~170kg/cm²となり、原位置試験結果の耐力が55~80kg/cm²より大きい値となる。この相違点について、以下のように考察した。すなわち、テルツァギー公式では、基礎を剛塑性体として、塑性化する領域を対称に線形と仮定している。しかし、実際には載荷板の直下がくさかたに塑性化する段階(図-8)で変形が大きくなり、耐力がそれによって左右されてしまうことか、変形を考慮した解析で明らかとなった。

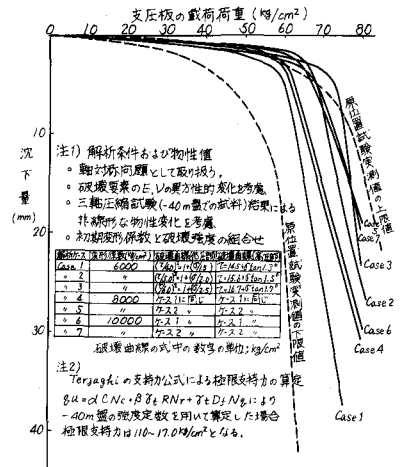


図-7 原位置支持力試験のシミュレーション結果と実験値の比較 (支圧板の直径300mmの場合) (岩盤条件の与える影響)

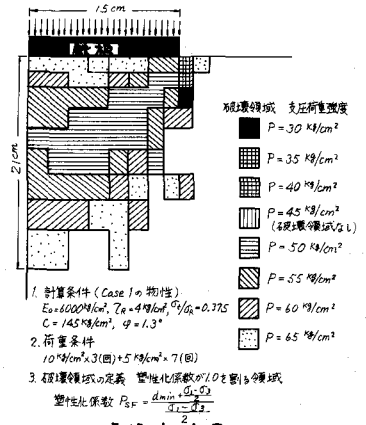


図-8 破壊領域の定義

5. 材料物性のばらつきを考慮した原位置試験のシミュレーション
 種々の材料実験から得られる結果において、岩種の同じ・しかも、同一場所の岩盤でさえも異なるバラツキをもつて個々の物性値が得られるのが普通である。ここでは、基礎岩盤の応答解析に用いられる物性のバラツキが、地盤の変形挙動、さらには破壊現象に対して、どの程度影響を与えるのか原位置試験のシミュレーションにより検討した。以下に簡単に考え方を結果について述べる。

1) 解析方法と1)の仮定

物性値のバラツキの影響を考慮するにあたっては、最も試験結果の多い一軸圧縮強度のバラツキを求め、その値をバラツキの程度の基準とし、他の物性値もこれに従うものと考えた。一軸強度のバラツキの程度は深さとの関係で図-9に示したが、原位置試験で行なわれた載板付近のバラツキの程度は変動係数が約24%である。

そこで、解析の結果に最も影響を与える物性値の強度定数と初期変形係数を、変動係数が24%の正規分布を仮定した母集団よりランダムに抽出し、原位置試験のシミュレーションモデルの各々の要素に無作為に与えて、数値解析を繰り返した。用いた解析モデルは前述のシミュレーション2解析のモデルと全く同じであり、各物性の平

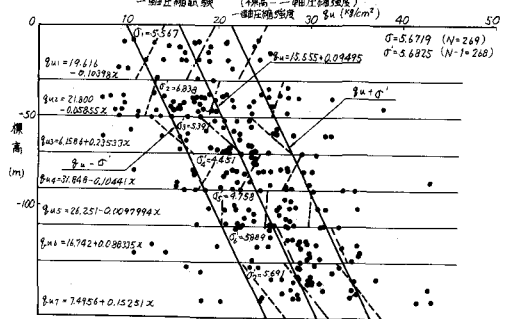


図-9 一軸圧縮強度と深さの関係

均値としては前述の数値解析で最もよくシミュレートできたものを用いた。なお、解析条件を表-1にまとめて示めた。

1D. 解析結果と考察

無作為に抽出した物性を各要素にばらつかせ、原位岩盤セン断、および支持力試験のシミュレーションを各々30ケース行ない、その結果のバラツキの程度と平均値を求めた。図-10, 11 はおのおの岩盤セン断・支持力試験の数値解析結果を示めたものである。これらの結果から、

変位曲線の変化する傾向は似ているが、岩盤セン断および支持力試験のシミュレーション各々30ケースの平均変位曲線によれば、各要素に物性を一様に与えた場合よりも耐荷力が、岩盤セン断試験の場合で12%、支持力試験の場合で22%低くなっている。また、物性を一様に与えた場合とバラツキを考慮した場合の標準偏差から求めた荷重～変位曲線を比較した場合、岩盤セン断では前者の方が上限変位曲線で約7%、下限変位曲線で約15%の耐荷力の減少であり、支持力では前者の方が上限変位曲線で約11%、下限変位曲線で約22%の耐荷力の減少となっている。このように、耐荷力が減少する主な原因はバラツキによって与えられる局所的な弱層が既設岩盤の耐荷力を支配するためと考えられる。したがって、構造物の基礎の安定解析でバラツキの影響を考慮せず、一様に物性を与えた場合にはこの既設岩盤の場合、1～2割程、結果を割引いて安定性を評価する必要がある。

6. まとめ

既設の小さな供試体の試験から得られた物性に基づいた小規模の原位岩盤セン断および支持力試験のシミュレーション解析の結果が、小規模な原位テストの実験値とおおむね一致したことによって、変形の非線形性、要素的効果などの数値表現まで含めた本報告のかなり精確なほかた解析方法の信頼性が確認されることにも、実験値のこの既設岩盤の安定解析に用いるべき基本的な物性の評価・決定がなされた。また、基礎岩盤の物性にはバラツキが避けられないので、通常、行なわれるような平均的な物性値を与えて基礎の耐荷力を評価する場合には得られた耐荷力を割引いて考えなければならぬことがわかった。

参考文献

- 1) 伊藤、本島、林、北原、日比野；電力中央研究所報告、研究報告、No. 377004、1978年3月
- 2) 本島、北原、日比野、伊藤；電力中央研究所第18回電力土木研究会資料、昭和51年10月
- 3) 日比野；学位論文、1972年7月

表-1 バラツキを考慮した場合の解析条件

初期変形係数	せん断強度	粘着力	備考
平均値	6000	4.0	単位 kg/cm^2
変動係数	0.34	0.34	0.34

(変動係数 = 標準偏差 / 平均値)

・ 水アソ比、および内部摩擦角はおのおの $\gamma_s = 0.3$ 、 $\phi_s = 1.3^\circ$ とし、全要素で一一定とする。

・ 引張強度に関しては、せん断強度に対する比を与え、正規分布に従ったせん断強度の値にこの比を掛けて平均の値と各要素に与える。

せん断強度
せん断強度 $= 0.375$

・ サンプルングにより得られた物性値が、幾つもの値をもつときは、それぞれの正規分布の平均値の1/100の値を用いる。

・ セン断試験のモルタル等および支持試験、および支持力試験の反圧部板等の要素は一定の物性値を用いる。

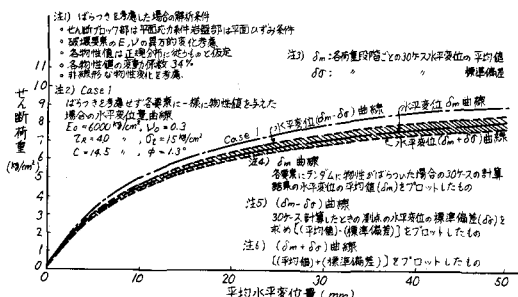


図-10 セン断荷重～水平変位曲線(物性値のはらつきを考慮したシミュレーション結果による。)

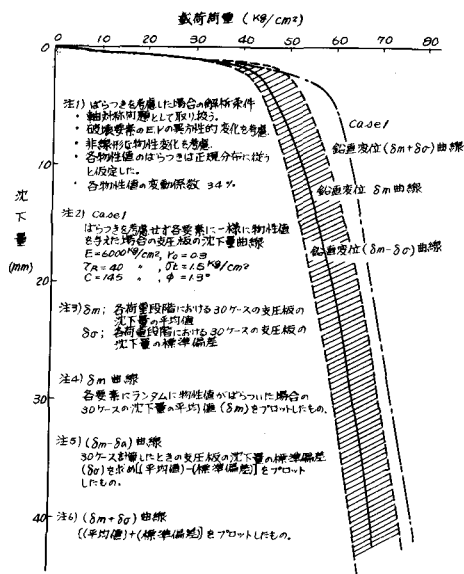


図-11 支持力試験の荷重～沈下量曲線(物性値のはらつきを考慮した結果) (反圧板直径300 mmの場合)

Verification of the Analytical Technique of Stability for the Soft Rock Foundation by
the Numerical Simulation of the Field Test

Hiroshi Ito
Mutsumi Motojima
Masao Hayashi
Yoshihiro Kitahara
Satoshi Hibino

Central Research Institute of
Electric Power Industry

Summary

The purpose of this report, before analysis of stability about the mud stone foundation under actual scale of the power building, is to confirm following points by performing numerical simulations of the shear test and bearing capacity test taken place at the field by means of non-linear numerical analysis;

- (1) Propriety of the numerical method, evaluating values of and appropriating the non-linear numerical expression of material properties for the numerical analysis.
- (2) The influence which the degree of scatter with regard to mechanical properties, in which is in practice to exist, exerts on bearing force of the mud stone foundation.

It is concluded as follows

- (1) Based on the results of mechanical properties in the laboratory test for the sample of mud stone extracted from the field, the results of the numerical analysis simulated the shear test and the bearing capacity test taken place at the field coincide well with the results measured from the field tests.
- (2) From the above-mentioned conclusion, the reliability of analytic method included numerical expressions of the non-linearity of deformation, anisotropic effect and etc. was confirmed. Further, the material values of mud stone being to use the practical scale of the analysis of stability were able to evaluate and to determine.
- (3) Because of the scatter of mechanical properties of rock foundation is avoided, in case that evaluate the bearing force using the mean mechanical values as being usually performed, it is necessary that consider to discount the results obtained.