

(17) 平板载荷試験結果に及ぼす不連続面の影響について

東京電力㈱ ○ 寺 田 賢 二
東電設計㈱ 杉 原 豊
東電設計㈱ 宇 野 晴 彦

1. はじめに

岩盤中に節理や断裂などの不連続面が存在する場合、岩盤全体の力学的挙動は、これら不連続面の影響を受け、岩石自体の力学特性以外に不連続面の特性によって支配されると言われている。そこで、本研究では、不連続面の存在が岩盤の力学的特性、とくに変形挙動にどのような影響を与えるかについて検討するため、節理の存在する地盤で行われた原位置平板载荷試験を、不連続面を有する岩盤の力学的特性とみなし、これをモデル化し、数値解析を行った。そして、この結果と実測結果の比較、検討を行った。さらに、この平板载荷試験をもとに、不連続面の頻度、角度ならびに不連続面の力学的特性をパラメーターとして数値シミュレーションを実施し、不連続面が岩盤の変形特性に与える定性的な傾向について検討した。

2. 解析手法の概要

節理が存在する岩盤において、平板载荷試験を有限要素法を用いて解析する場合、節理の方向性や応力伝達領域などから考えて、3次元問題として取扱うべきであるが、モデル化がきわめて複雑になり、経済性などの点も勘案して、本解析では、節理の影響による定性的な傾向を把握するという目的から2次元平面ひずみ状態と仮定して解析を実施した。なお、不連続面のモデル化は、Goodmanら¹⁾が提案したジョイント要素を用い、その力学的特性をせん断ばね剛性 K_s 、垂直ばね剛性 K_n によって表現した。

2.1 解析領域および境界条件

図-1に本解析に用いた平板载荷試験の解析モデルを示した。解析領域は別途実施した大領域(8m×8m)での節理を考慮したFEM解析結果に基づいて、载荷応力の10%に相当する応力球根に影響を与えない領域として、幅4m、深さ5mの解析領域を設定した。また境界条件については、下方境界を固定条件とし、側方境界は鉛直ローラーとして解析を実施した。

2.2 弾性係数の評価方法

平板载荷試験における弾性係数の算出式は、地盤を半無限弾性体として取扱った円形等変位载荷でのBoussinesq解から得られるが、本解析では、無限帯状载荷による2次元平面ひずみ状態を仮定しているため、解析結果の鉛直変位から弾性係数を算出する評価式を誘導した。

半無限板の直線縁から d_0 の深さで鉛直方向の変位がないものと仮定すると、载荷板の鉛直変位 v から、弾性係数 E は次式のように与えられる。

$$E = \frac{(1+\nu)P}{\pi v} \left\{ 2(1-\nu) \ln \frac{2d_0}{a} - 2\nu \right\} \quad \cdots \cdots \cdots (1)$$

ここに、 a は载荷板の半径、 P は载荷荷重、 v は载荷板直下の鉛直変位である。また、 d_0 は解析モデルの深さとして与えられる。

2.3 ジョイントの物性

本解析で用いたジョイント要素の物性値は、既往の研究²⁾における室内三軸圧縮試験での再せん断試験結果に基づき算定した。この試験では、本研究で対象とした原位置平板载荷試験の行われた場所とほぼ同種の岩石供試体を用いて、一度、破断面を生じた供試体を再圧密させ、再びせん断を行っている。この時の不連

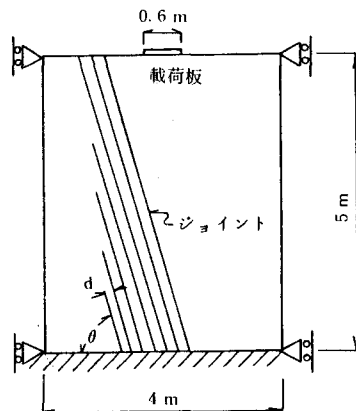


図-1 解析モデル概要図

続面の挙動をもとに Goodman の方法³⁾により図-2 に示すようなバイリニアのせん断剛性モデルを設定した。せん断ばね剛性 K_{s1} , K_{s2} は、それぞれ 230kgf/cm^2 , 15kgf/cm^2 の一定剛性モデルとし、降伏条件式を式(2)に示すような垂直応力に依存する指数関数により与えた。

$$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{0.48} \dots\dots\dots (2)$$

なお、垂直ばね剛性 K_n については、不連続面に夾雑物がないことから、圧縮応力に対しては高い剛性を設定した。

3. 原位置試験のシミュレーション

平板载荷試験実施位置の岩盤は、新第3紀鮮新世に属する比較的均質な泥岩であり、岩石供試体による一軸圧縮強度は約 30kgf/cm^2 , E_{s0} は $5000 \sim 6000\text{kgf/cm}^2$ の値が得られている。この泥岩を対象として変形試験が4箇所で行われているが、原位置での载荷面近傍の観察結果によると、岩盤内には節理が存在しており、各試験箇所での平均節理間隔が狭いほど試験結果から得られる弾性係数は低い値を示していることがわかった。この節理性状を明確にするため、断裂調査を行いシュミットネットにより整理を行った結果、節理の走行と傾斜は一箇所に集中しており、かなり高い集中度 (15.6%) を示した。この結果により当該地点の岩盤は、約 70° の高角度な一方向節理が卓越していることがわかった。また、先に述べた载荷面での節理の観察結果によれば、平板载荷試験の実施位置は、節理のない岩盤と平均節理間隔が 10cm および 20cm (2箇所) の岩盤と想定される。

これらのことに着目し、平板载荷試験の結果に与える節理の影響を検討するため、原位置の節理分布に基づき、節理間隔が 10cm および 20cm (節理の傾斜は 70° に設定) の岩盤をモデル化して2次元平面ひずみ状態により FEM 解析を実施した。

なお、本解析モデルにおける母岩 (ソリッド要素) の弾性係数は、節理のない岩盤で実施された原位置変形試験の結果に基づき、応力-変位関係で線形領域として定義される接線弾性係数 $E_t = 6900\text{kgf/cm}^2$ の値を設定した。また、ポアソン比 ν は 0.32 を用いた。

この節理を含んだ岩盤モデルでの解析を行うのに先立ち、先に示した式(1)の検証の意味も含めて、節理のないモデルを用いて解析を実施した。この結果によれば、節理のない解析モデルでの载荷板直下の変位 v から得られる弾性係数は、 7236kgf/cm^2 となり、モデル全体に与えた弾性係数より約5%大きい値を示した。

これは、境界条件などの影響によるものと思われるが誤差が僅か5%程度であることから許容範囲とみなし、以後の検討では、節理を含んだ解析モデルでの見掛けの弾性係数を、この弾性係数 ($E_0 = 7236\text{kgf/cm}^2$) によって正規化した弾性係数比を用いて比較することにした。この節理を 70° に設定した岩盤モデルでの解析結果によれば、節理間隔 20cm , および 10cm での弾性係数比は、それぞれ 0.92 および 0.85 の値を示した。

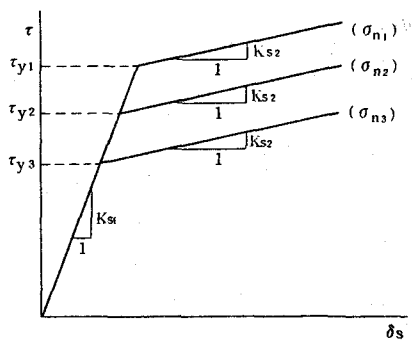


図-2 せん断ばね剛性モデル

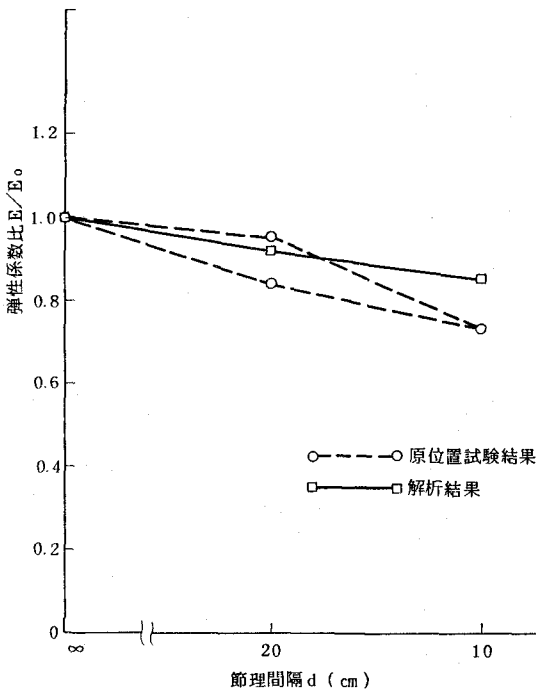


図-3 弾性係数比と節理間隔の関係

この弾性係数比と節理間隔の関係を図-3に示した。また、同図には、原位置での平板载荷試験から得られた接線弾性係数を節理のない岩盤での値で正規化したものを比較のため示した。図によれば、節理間隔20cmでの解析結果は、等しい節理間隔と想定した2地点での試験結果の間に位置しており、とくに、弾性係数比が上位にある試験結果と近い値を示している。しかし、節理間隔10cmの場合には、試験結果の方がかなり低い値を示した。以上の解析結果から節理間隔が小さくなれば、見掛けの弾性係数が低下するという定性的な傾向をシミュレーションすることができた。

4. 数値シミュレーション結果

上述の解析結果に基づき、節理間隔、節理角度、交差節理および節理の降伏条件などをパラメーターとして数値シミュレーションを実施した。図-4に、これら節理パラメーターの概要図を示した。そして、表-1に解析条件と解析結果の一覧表を示した。なお、この解析では母岩のEを5300kgf/cm²、ポアソン比を0.32に設定し、最大応力14kgf/cm²を等変位载荷により負荷させた。

これらの解析結果によると、節理間隔が小さくなるのに伴い、载荷板の鉛直変位から算出した見掛けの弾性係数は小さくなる傾向を示し、節理のない解析モデル（ケース1）

の弾性係数と比較すると、節理間隔が20cm、10cmおよび5cmの時にそれぞれ6%、11%および20%の弾性係数の低下が認められた。また、図-5に示したように、節理の降伏条件の違いによる弾性係数への影響は比較的大きく、図中、白丸で示した節理間隔10cmの解析結果では、降伏条件を1/2、1/3に設定した場合、弾性係数比はそれぞれ0.809、0.697の値となった。さらに、図中、黒丸で示した解析結果は、せん断ばね剛性Ksの値を1/2にしたケースであるが、弾性係数比が0.798に低下しており、降伏条件と同様、弾性係数に影響を

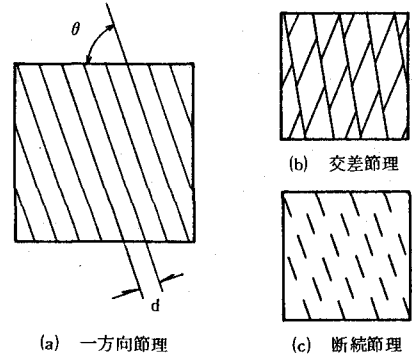


図-4 節理モデル概要図

表-1 解析条件および解析結果一覧表

解 析 条 件						解 析 結 果	
解析 ケース	節理角度 $\theta(^{\circ})$	節理間隔 $d(\text{cm})$	節 理 性 状	せん断ばね剛性 $K_s(\text{kgf/cm}^2)$	節理の降伏条件式	弾性係数 $E(\text{kgf/cm}^2)$	弾性係数比 E/E_0
1	—	—	—	—	—	5558	1.0
2	80	5	1 方向節理	230	$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{\beta}$	4466	0.804
3					$\tau_y = 0.9 \sigma_n^{\beta}$	3572	0.672
4					$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{\beta}$	4897	0.881
5		10	1 方向節理	230	$\tau_y = 1.4 \sigma_n^{\beta}$	4499	0.809
6					$\tau_y = 0.9 \sigma_n^{\beta}$	3875	0.697
7				115	$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{\beta}$	4433	0.798
8			1 方向・断続節理	230	$\tau_y = 0.9 \sigma_n^{\beta}$	5522	0.994
9		20	1 方向節理	230	$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{\beta}$	5206	0.937
10					$\tau_y = 1.4 \sigma_n^{\beta}$	4870	0.876
11					$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{\beta}$	5051	0.909
12			2 方向節理	230	$\tau_y = 1.4 \sigma_n^{\beta}$	4707	0.847
13					$\tau_y = 0.9 \sigma_n^{\beta}$	3944	0.710
14	70	10	1 方向節理	230	$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{\beta}$	4822	0.868
15					$\tau_y = 1.4 \sigma_n^{\beta}$	4557	0.820
16	60	10	1 方向節理	230	$\tau_y = 2.8 \sigma_n^{\beta}$	4862	0.875

$$E_0 = 5558 \text{ kgf/cm}^2, \beta = 0.48$$

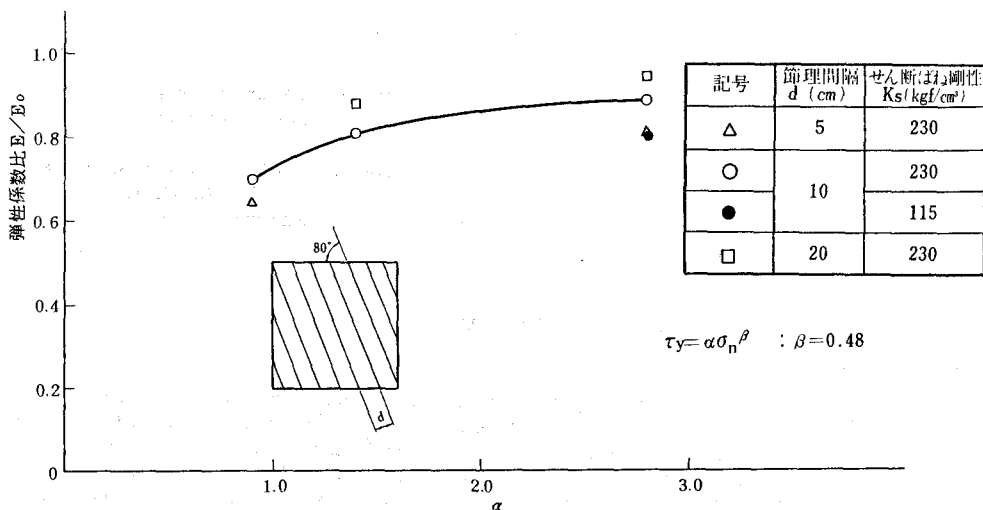


図-5 節理の降伏条件と弾性係数比の関係

及ぼすことがわかる。

一方、図-6に示したように、節理角度をパラメーターとした解析結果では、同じ降伏条件下で得られる弾性係数は、節理角度 $60^\circ \sim 80^\circ$ の間でわずか2%程度しか変化せず、本検討で設定した角度範囲において、節理角度の違いによる弾性係数への影響はほとんどみられなかった。また、断続節理(図-4(c)参照)については、節理の降伏条件を1/3に低下させたにも拘わらず、弾性係数の低下は1%未満であり、母岩自体の変形特性が支配的であることがわかった。さらに、節理間隔20cmを基準に、ちどり状に副節理(70° 傾斜)を配した解析モデルでは、同節理間隔の一方節理での解析結果に比べて弾性係数は3%程度しか低下しておらず、副節理が存在することによる弾性係数への影響は小さなものであった。

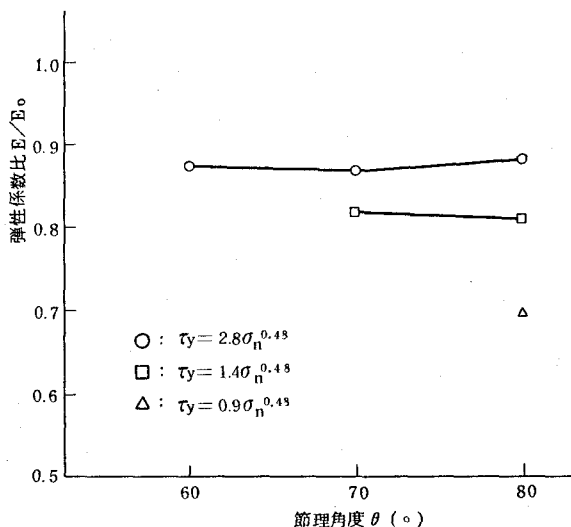


図-6 節理角度と弾性係数比の関係

5. おわりに

本研究では、原位置での平板載荷試験を2次元FEM解析によって表現し、節理パラメーターが地盤の変形特性に与える影響について検討を行った。これらの検討の結果、本解析での条件下においては、節理間隔と節理の降伏条件が岩盤の弾性係数に大きな影響を及ぼすことがわかった。一方、断続節理の存在や交差する節理の介在については、岩盤の弾性係数にほとんど影響がないという結果が得られたが、今後、進行性破壊などを表現しうる解析手法により検討することが望まれる。

参考文献

- 1) R.E.Goodman, R.L.Taylor and, T.L.Brekke "A model for the mechanics of jointed rock", proc A.S.C.E. 94. SM3 pp637~659, 1968
- 2) 西, 江刺, 宇野, "弱面を有する泥岩の動的強度-変形特性" 第19回土質工学研究発表会概要集, pp847~850, 1984
- 3) 例えば, R.E.Goodman, "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks", 1976

(17) Influence of discontinuous plane in rock masses to plate load test

Tokyo Electric Power Co.
Kenji Terada

Tokyo Electric Power Service Co.
Yutaka Sugihara
Haruhiko Uno

Abstract

By using the modulus of elasticity obtained from laboratory tests on mud-stone and the mechanical properties of jointed rock masses obtained from re-loaded triaxial compression test for rock specimens with a fractured plane, a two-dimensional finite element model for jointed rock masses was proposed. In order to verify the appropriateness of the proposed model, a numerical analysis of a plate load test was carried out. Since the results of the numerical analysis exhibited a similar tendency to the in-situ plate load test results, the proposed numerical model was proven to be appropriate.

Moreover, to investigate the influence of joint parameters on deformability of jointed rock masses, a parametric study was done based on the above proposed model, considering the following properties of joints as parameters:

- 1) joint spacing;
- 2) angle of joints;
- 3) influence of cross joints;
- 4) mechanical characteristics of joints;
- 5) discontinuity of joints;

Following are the results obtained from this study.

The most dominant property which influences the deformability of a jointed rock mass is the mechanical characteristics of the joints.

The second dominant property is the spacing of joints, which is equivalent to the joint density.

Neither the discontinuity of joints, nor cross joints, have any remarkable effect on the deformability of jointed rock masses.

In this study, analysis considered the shearing strength of joints as a main mechanical characteristics of joint was made, but it seems to be necessary to make an analysis which will consider also the stiffness of joints in the future.