

東京電力(株) 正会員 ○嶋田 昌義 正会員 藤谷 昌弘
応用地質(株) 正会員 古田 一郎 正会員 小池 豊

1. はじめに 筆者らは、地震時の地盤の安定解析に用いる軟岩地盤の非線形な変形特性を、原位置の孔内載荷試験で評価する手法の研究を進めてきた。その結果、均質な軟岩では、せん断ひずみ $10^{-4} \sim 10^{-2}$ の範囲のせん断弾性係数を孔内載荷試験によって把握できることを明らかにした¹⁾。一方、実地盤には様々な不均質構造が想定され、それに対応した地盤の変形特性評価手法の確立が必要である。今回、その一例として互層地盤を取り上げた。互層状の成層地盤全体の変形特性を評価する手法として直交異方性体モデル(以下等価モデル)がある。このモデルでは、層の直交または水平方向に一定の圧縮変位またはせん断変位を与えた時、変形に要する仕事量が等しくなるような直交異方性体に互層地盤を置き換

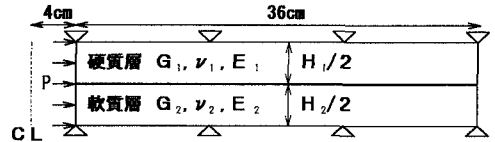


図-1 解析領域図

えるもので、 G_i : 単層のせん断弾性係数、 H_i : 層厚とすると、等価せん断弾性係数は①式で評価される²⁾。

$$G = \Sigma H_i / \Sigma (H_i / G_i) \quad \text{①}$$

ここでは互層地盤に孔内載荷試験法を適用したときの、個々の地層の変形、互層全体の平均的な変形、等価モデルの適用性について、数値解析によって検討した結果を述べる。

2. 解析内容

孔内載荷試験の解析式は、均質な地盤において平面ひずみ条件が成立すれば②式のとおりでである。

$$G = 1/2 \cdot dP/d\varepsilon_c, \quad \varepsilon_c = \Delta r/r_0 \quad \text{②}$$

G : せん断弾性係数

P : 載荷圧、 ε_c : 孔壁ひずみ、

Δr : 半径増分、 r_0 : 初期半径

水平な互層地盤に孔内載荷試験を適用した場合、個々の地層の変形量に差があることから、平面ひずみ条件とは異なる変形が生じ、②式には適用限界があるものと考えらる。そこで水平に堆積した物性の異なる2種類の地層が繰返し出現する地盤(図-1)を想定して、孔内載荷試験を模擬した数値解析(軸対称線形弾性、非線形弾性解析)を行った。その結果得られた $P \sim \varepsilon_c$ 関係から、②式を用いてせん断弾性係数

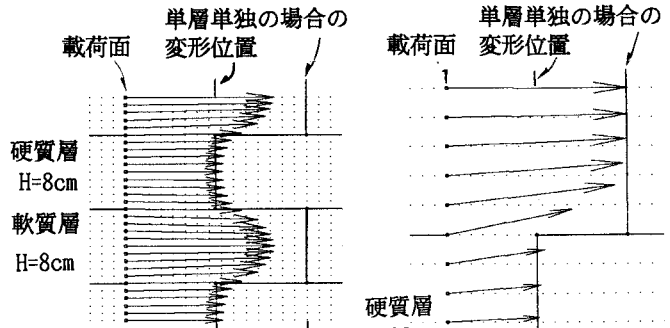


図-2 線形解析変位ベクトル図(1)
 $G_1/G_2 = 5000/2500 \text{ kgf/cm}^2$
 $\nu = 0.49$ $H = 8\text{cm}$

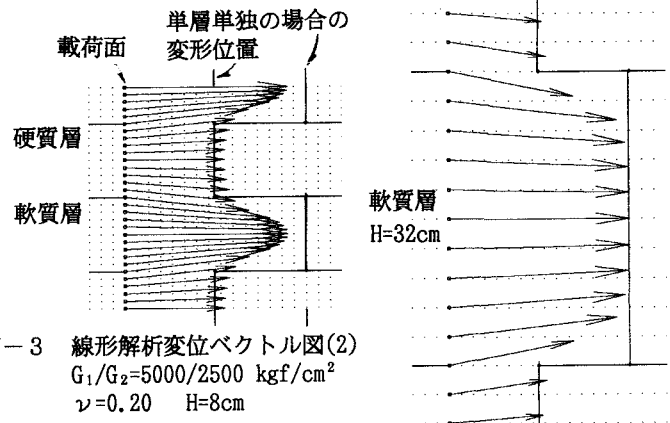


図-3 線形解析変位ベクトル図(2)
 $G_1/G_2 = 5000/2500 \text{ kgf/cm}^2$
 $\nu = 0.20$ $H = 8\text{cm}$

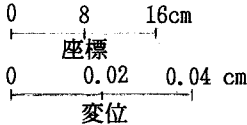


図-4 線形解析変位ベクトル図(3)
 $G_1/G_2 = 5000/2500 \text{ kgf/cm}^2$
 $\nu = 0.20$ $H = 32\text{cm}$

（計算値）を算出し、計算時の入力物性値（設定値）と対比した。その際、個々の地層の変形特性については、互層中央部での変形に着目した。また互層全体の平均的な変形特性については、まず孔内载荷試験装置の体積変化量を平均半径に換算して、次に②式からせん断弾性係数を求め、等価せん断弾性係数と対比した。

3. 線形弾性解析結果 $H=8\text{cm}$, $H=32\text{cm}$ の場合の孔壁面の変位ベクトルを図-2, 3, 4に示す。孔内载荷試験装置の直径を D とすると、層厚はそれぞれ $1D$, $4D$ に相当している。図-5はせん断弾性係数の設定値と計算値、その誤差の対比図である。変形は、硬質層では助長されるのに対して、軟質層では抑制されているため、せん断弾性係数は設定値に対して、硬質層では小さく、軟質層では大きく評価される。この傾向は層厚が薄いほど顕著である。これは各層の剛性の違いから、互層境界部でせん断応力が発生することによるものと考えられる。またポアソン比が0.49（非排水条件に相当）では、等体積条件を満足するために孔壁面において水 $\nu=0.49$ 平方変位が卓越し、変形が大きく拘束されているのに対して、ポアソン比が0.20（排水条件に相当）では、孔壁面が軟質層に引き込まれるような変形が認められる。その結果、軟質層のせん断弾性係数の誤差は、ポアソン比0.49の時の方が大きい。孔内载荷試験装置で孔軸方向に連続的に変位が測定できるとすれば、各単層のせん断弾性係数を直接評価できるのは、地盤のポアソン比によって異なるが、単層厚が16cm以上の時といえる。体積変化から算出したせん断弾性係数は、層厚が厚い場合には、等価モデルのせん断弾性係数と一致しており、孔内载荷試験時の地盤全体の平均的な挙動は、等価モデルで説明することができる。また層厚が8cmの時でも等価モデルと計算値の誤差は5～10%であり、各単層のせん断弾性係数評価は困難であっても、地盤全体の平均的なせん断弾性係数の概略値は把握可能といえる。

4. 非線形弾性解析結果 $H=16\text{cm}$ ($2D$ に相当)の場合の孔壁ひずみとせん断弾性係数の関係を図-6に示す。せん断弾性係数の計算値と設定値との関係は、線形弾性計算の場合と同様に、ポアソン比が0.49の場合には軟質層が大きめに、ポアソン比が0.20の場合には硬質層が小さめに、軟質層が大きめに評価される。体積変化から算出したせん断弾性係数も、等価モデルとよい対応を示している。地盤が非線形性を示している、単層ごと、および等価地盤としての非線形なせん断弾性係数を評価できるといえる。

5. むすび 互層地盤に孔内载荷試験を適用したときの、試験結果の特徴について検討した。今後は原位置での適用を踏まえた、具体的な検討を進めていく予定である。

<参考文献> 1) 藤谷・嶋田・小池・古田：孔内载荷試験法による軟岩地盤の変形特性の評価、第9回岩の力学国内シンポジウム論文集、pp. 379～384, 1994, 2. 2) 川本眺万：朝倉土木工学講座23, 岩盤力学、pp. 140～141, 朝倉書店, 1979, 9.

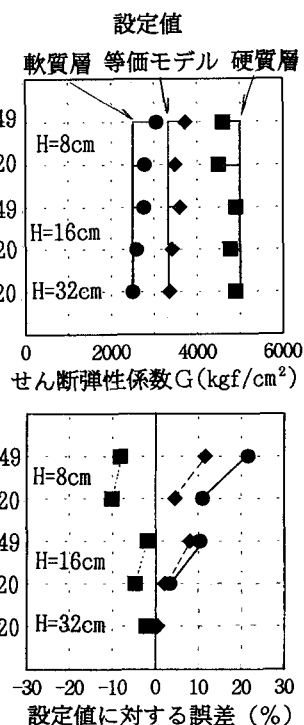


図-5 設定値と計算値対比図
■ 硬質層 ● 軟質層 ◆ 体積換算

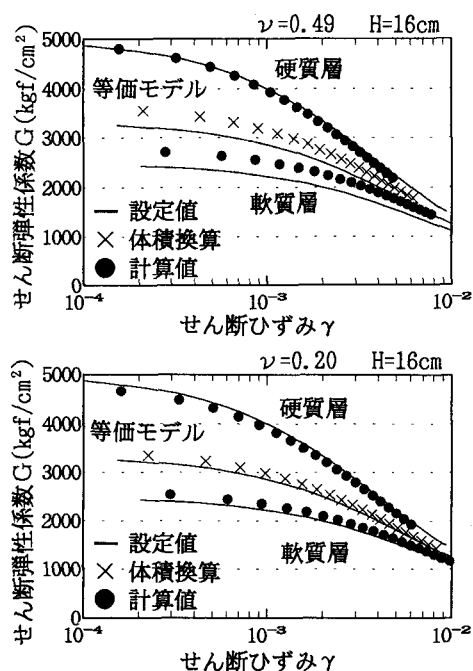


図-6 非線形解析 せん断ひずみとせん断弾性係数の関係