

(113) プレッシャーメータ試験による軟岩の剛性評価

(財) 電力中央研究所 正会員 O谷 和夫、西 好一、岡本敏郎
(株) C. R. S. 吉田保夫

Deformation Characteristics of Soft Rock Obtained by Pressuremeter Test

Kazuo TANI, Koichi NISHI, Toshiro OKAMOTO, Central Research Institute of Electric Power Industry
Yasuo YOSHIDA, Central Research Service, Ltd.

Abstract

Pressuremeter test has been widely accepted as a kind of simple field tests to evaluate the deformation characteristics of the grounds. In order to enhance its accuracy for soft rocks, a series of model tests was conducted. The laboratory test program was designed to model the actual pressuremeter test procedure in the field as rigorously as possible; (1) high quality specimens modeling natural soft rocks were prepared by consolidation of mortar and curing under water; (2) confining pressures were applied to the specimens in the triaxial cell reproducing initial stresses in the grounds; (3) the self-boring technique was simulated using the newly developed miniature self-boring pressuremeter; (4) the movements of the metal sheaths directly in contact with the borehole wall were measured to eliminate various kinds of errors associated with the measurement of the borehole wall displacement. The model test results revealed that (1) accurate evaluation of the cavity strain can not be achieved by measuring the volume change of the probe despite the correction deduced from the steel pipe calibration test, (2) small unloading-reloading loops incorporated in the monotonically loaded pressuremeter curve may provide reasonable deformation characteristics considering non-linear nature of the rigidity of soft rocks.

1. はじめに

最近、軟質岩盤の変形特性の評価に対しては多方面からの研究が進められている。特に、東大生研を中心とするグループは、供試体側面でLDT (local deformation transducer) を用いて軸ひずみを測定する質の高い圧密三軸圧縮試験を精力的に行っている。そして、 0.001% (10^{-5}) 以下から破壊ひずみ ($<10^{-2}$) まで連続した応力・ひずみ関係から、(1) 10^{-4} 以下の軸ひずみでは、応力・ひずみ関係が線形弾性的であること、

(2) 圧密三軸圧縮試験から求められる微小ひずみレベルのいわゆる静弾性係数は、原位置せん断弾性波試験や室内超音波パルス法より得られる動弾性係数と等値であり区別する必要がないこと、(3) プレッシャーメータ試験 (PMT: pressuremeter test) や平板載荷試験、あるいは各種現場計測結果から逆解析して得られる変形係数も、ひずみレベル依存性を考慮すれば統一的に解釈できることを示した¹⁻³⁾。一方、古賀等⁴⁾は、上総層群の土丹でセルフボーリング型PMTを実施し、その除荷・再載荷曲線から得られる変形係数とPS検層の結果が、応力レベルとひずみレベルを考慮すれば、室内動的三軸試験による地盤の一般的動的変形特性と同様の傾向を示すこと、また構造物の沈下も正しく評価できると報告している。

このように軟岩の変形特性が次第に明らかになる中で、原位置で軟質岩盤の変形を直接に評価できるPMTの位置づけを明らかにし、より一層の高度化を進めることが望まれており、その要点は以下の4点であると考えられる。(1) 軟岩の剛性は土質地盤と比較して非常に高く、比較的微小なひずみレベルに対応した変形係数を得るには高精度の孔壁変位計測を行う必要がある。(2) 孔壁近傍地盤が不可避免的にこうむるプローブ挿入に伴う攪乱 (せん断)、応力解放の影響を極力受けない剛性評価法とする。(3) 試験時の地盤内のひずみ

は半径方向に一様でなく、孔壁より得られる情報（PMTカーブ）から評価される地盤の剛性がどのひずみレベルに対応するかを明確にする。（４）試験中に孔壁周辺に引張亀裂が発達した場合、円周方向の一様変形性（軸対称性）が成立しなくなるため、クラックの発生機構を明らかにする必要がある。

これらの問題点を検討するために、当所では室内における模型実験を中心とした研究を進めており、今回は軟質泥岩について得られた結果の一部について報告する。

2. 実験装置、方法⁵⁾

既存の大型三軸試験装置を改造した模型実験装置を図1に示す。供試体（直径 $D=500\text{mm}$ 、高さ $H=700\text{mm}$ ）にセル圧（ $\sigma_c \leq 5\text{MPa}$ ）、背圧（ $u_{BP} \leq 1\text{MPa}$ ）、ペDESTAL下部の鉛直ジャッキ（最大付加軸圧力 1MPa ）を利用して任意の拘束圧を加えられる。キャップ中央の開口部は予め石膏とエポキシで充填しておき、ボーリング孔を模擬したキャップ上部のシリンダー内部にボーリング孔内の水圧に相当する圧力を加えておく。シリンダー内のセルフボーリング型プレッシャーメータによりキャップ中央部を貫いて掘削し、PMTを実施する。

図2に模型実験用に新たに開発した小型のセルフボーリング型プレッシャーメータを示す。ウレタンゴム膜（厚さ約 1mm ）を20本のメタル・シース（厚さ 0.5mm 、幅 7.8mm ）により保護した加圧部（外径 $D=50\text{mm}$ 、長さ $L=400\text{mm}$ ）の最大加圧力は 20MPa である。図中A、B、Cの3断面で各4方向の孔壁変位を、孔壁に接触してるメタル・シース（metal sheath）の移動量として計測する。センサーは圧力に対して変形しないようにヘッド（直径 7mm 、高さ 9mm ）をアルミナ・セラミック・カバーで保護し、内部をエポキシで充填したうず電流型非接触変位計

（（株）電子応用製、特PU-07、ストローク 2.5mm ）を用いた。

表1に孔壁変位計測における誤差と、各種計測法（Case 1～3）において影響を受けない場合に○印、受ける場合に×印を付けてまとめて示す。従来は、加圧部への液体の流入

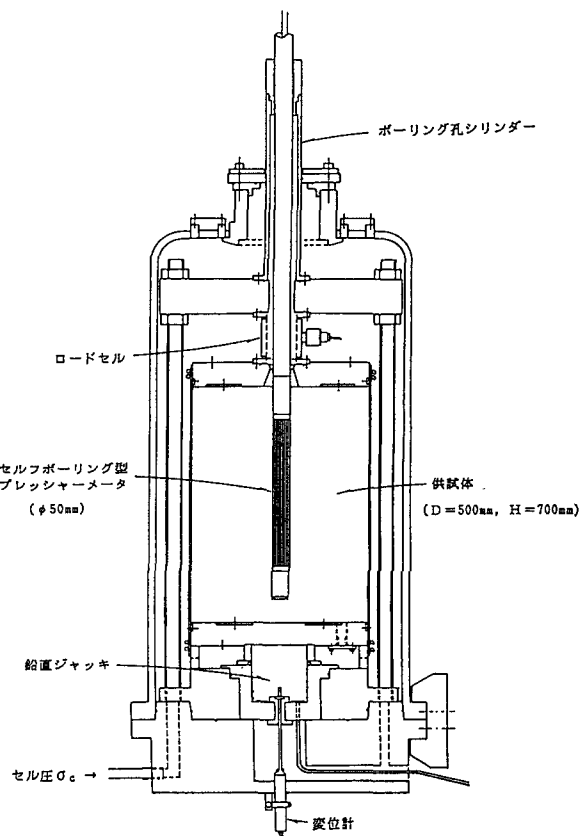


図1：模型実験装置

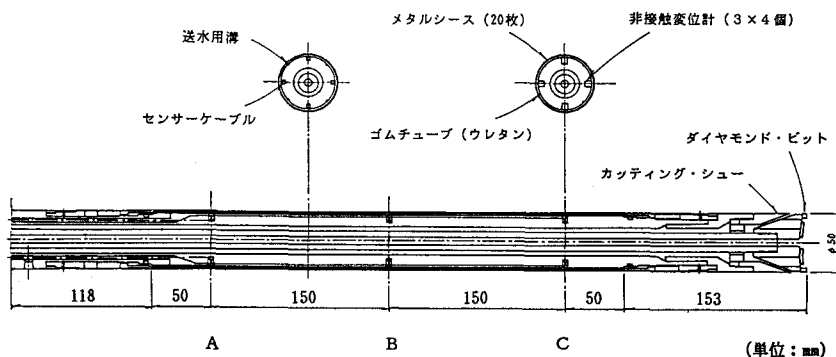


図2：模型実験用プレッシャーメータ

量を軸対象平面ひずみ状態の一樣

変形を仮定して換算したり (Case 1)、ゴム膜内壁の変位を直接変位計で計測する場合 (Case 2) が多かった。Case 1 においては、プローブ径より若干大きい内径の肉厚鋼管内でキャリブレーションを行って得られた補正関係を用いることによって誤差の要因③～⑧に対処できるものと一般には考えられている。しかし、鋼管内壁と岩盤の掘削面の平滑度には大違があると考えられること (要因③)、

キャリブレーション中にほぼ一定の内径を保つ鋼管と、拡大していく岩盤の孔径ではエンド・エフェクト (要因⑦) が厳密には同一でなく、ゴム膜が破裂しないよう硬いゴムを用いる岩盤用プレッシャーメータの場合はこの影響が大きいと推測される。今回開発したプレッシャーメータ (Case 3) は、ボーリング孔壁に直に接しているメタル・シースの変位を計測することにより、少なくとも誤差の要因⑤～⑧の影響はなく、薄いメタル・シース (0.5mm) の肉厚変化 (要因④) も実際上無視できると考えられる。しかし、孔壁とメタル・シースのなじみ (要因③：ベディング・エラー) と、孔壁周辺地盤の攪乱 (要因①)、応力解放 (要因②) の影響が不可避免的に残されていることに留意しなければならない。これらの影響を極力抑えるために、プローブと同じ径 (50.0mm) のビットを用いたセルフボーリング型としている。ビットは内側に半径方向、外周に沿って円周方向に各 3 個ずつインプリケーティド・ダイヤモンド・セグメントを配置した構造とした。

模型実験に用いる供試体は、圧密・せん断・透水等に関する力学的特性が一般的な自然軟岩に類似した人工軟岩を用いた⁶⁾。今回報告する実験ケースの配合は、重量比でカオリン 59.3%、早強セメント 2.6%、水道水 38.1% (水セメント 14.77) で軟質泥岩を模擬している。内側にグリースとビニールシートで摩擦軽減層を施した圧密用の円筒形モールド (内径 500mm、高さ 1060mm) に十分練り混ぜたモルタルを投入しバイブレーターにより数層に分けて締固める。その後、耐圧試験機を用いて段階的に加圧して、最終圧密圧力 $P_{max} \approx 12\text{MPa}$ の下で約 10 日放置してセメンテーションを進行させる。脱枠後、水中で 2 ヶ月間以上養生させ、試験準備が整った時点で両端を石膏でキャッピングして三軸セル内にセットする。所定の拘束圧 $\sigma_c = 0.5\text{MPa}$ で等方圧密した後、ビットの回転数 200～300rpm、掘削スピード 7～9mm/min で 64cm 掘進する。この時、プローブの圧力は大気圧に解放しておく。掘削終了 1 時間後に、0.1～0.2MPa/min の載荷速度で途中で微小な静的除荷・再載荷を含みながら P M T を実施する。今回の試験の場合は、試験孔から成長したクラックが供試体端部にまで達したため 6.7MPa 以上の加圧はできず、以後載荷時と逆に再載荷・再除荷の小ループを含めながら除荷をした。

実験終了後、供試体をダイヤモンド・カッターで輪切りに切断してクラックを観察し (写真 1)、要素試験

表 1 孔壁変位計測における誤差

	誤 差 の 要 因	特 徴	Case 1	Case 2	Case 3
①	孔壁周辺のプローブ挿入による攪乱 (DE : disturbance effect)	ビット径<プローブ径で影響大	×	×	×
②	孔壁周辺の応力解放によるゆるみ (SR : stress relief)	ビット径>プローブ径で影響大 $P > P_0$ (初期地圧) で解消?	×	×	×
③	孔壁とメタル・シースのなじみ (BE : bedding error)	孔壁面の平滑の程度に依存	△	×	×
④	メタル・シースの変形 (肉厚変化)	微小	○	×	×
⑤	メタル・シースとゴム膜のなじみ (BE : bedding error)	ゴム膜にシースがめり込む	○	×	○
⑥	ゴム膜の変形 (肉厚変化)	ゴム膜は薄い方が望ましい	○	×	○
⑦	有限な載荷長のため、端部で平面ひずみ状態を保てない (EE : end effect)	L/D (載荷長 L , 直径 D) が大きいほど影響小	△ (注 1)	○	○
⑧	加圧流体の圧縮性、配管系の膨張 (SC : system compliance)		○	○	○

(注 1) トリセル型である場合は○となる。

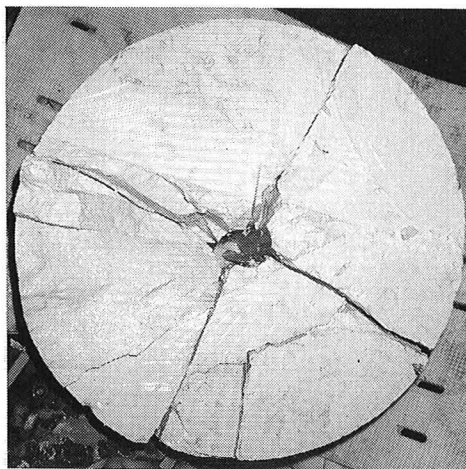


写真 1 : 模型地盤の破壊状況

用のコア（直径 ϕ 50mm，高さ120mm）を採取する。模型地盤の単位体積重量 $\gamma_t=19.8\sim20.8\text{kN/m}^3$ 、含水比 $w=23.2\sim24.5\%$ 、一軸圧縮強度 $q_u=4.5\sim5.7\text{MPa}$ 、圧裂試験による引張強度 $\sigma_t=0.56\text{MPa}$ 、さらに超音波速度試験によるせん断剛性 $G_0=1700\sim2000\text{MPa}$ 、ヤング率 $E_0=4200\sim5200\text{MPa}$ 、 $\nu=0.28\sim0.41$ であった。

3. 結果と考察

掘削に伴う孔壁周辺の攪乱および応力解放もなく、厳密に孔壁変位を計測する理想的なPMTの場合のPMTカーブは、地盤内の初期水平圧力 σ_h に等しい圧力まではまっすぐ立ち上り（ $\varepsilon=0$ ）、以後、線形な部分に続いて徐々に非線形性が強まり傾きが寝てくる曲線を描くはずである。そこで、拘束圧に等しい圧力（ $p=\sigma_c$ ）における孔壁ひずみを新たなひずみの原点として補正直したものを図3に示す。これは、Fahey & Randolph (1984)⁷⁾が $K_0=1$ として上載圧 σ_v から σ_h を推定して、掘削に伴う孔壁の緩みに対する孔壁ひずみの補正法と同じ手法である。本研究の模型実験では、この σ_h が既知である点がポイントである。図中の ε_v は、プローブの容積変化を肉厚鋼管

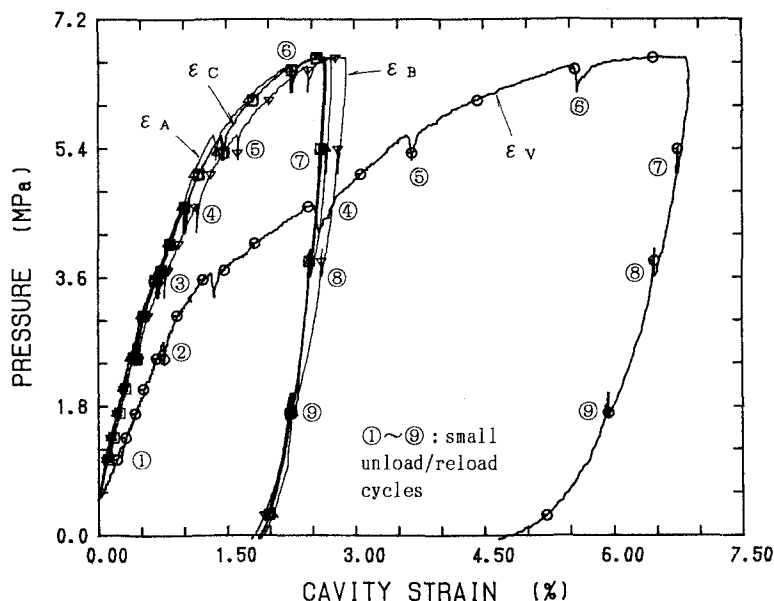


図3：プレッシャーメータ・カーブ

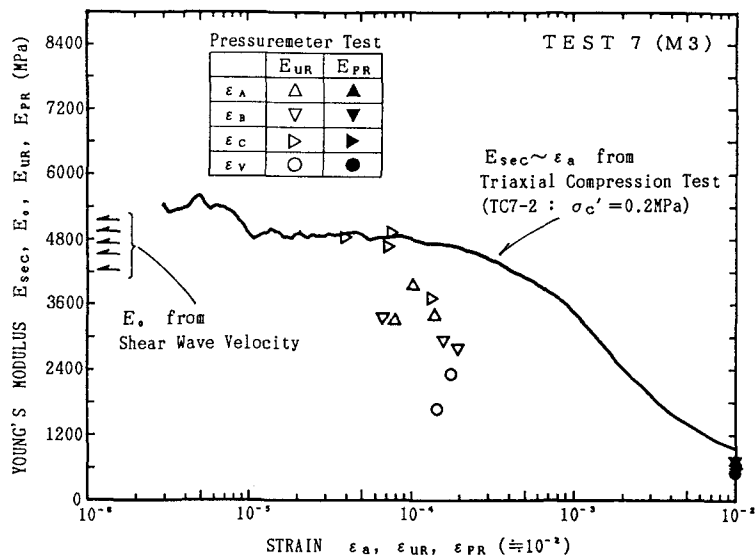


図4：各種試験による変形係数～ひずみ関係

（内径51mm）でのキャリブレーション結果により補正して孔壁変位に換算したものである。さらに ε_A 、 ε_B 、 ε_C は、それぞれプローブのA、B、C断面に設置された各4方向のセンサーの平均値であるが、B断面、C断面の各1方向のセンサーはそれぞれ $p=3.0\text{MPa}$ 、 4.4MPa で急に不安定になったため ε_B 、 ε_C の計算においては除いてある。

- (1) 3断面の挙動がほぼ等しく、載荷長 L の少なくとも中央3/4は平面ひずみ状態が保たれている。
- (2) 各センサーのカーブは紙面の制限により示せないが、 $p < 3\text{MPa}$ までは完全に一致しており、載荷初期には円周方向に一樣な変形が生じていることが判った。しかし、 $p > 3\text{MPa}$ においては不安定な挙動

を示すセンサーが出ること、 $p \sim \varepsilon_v$ 関係も急に折れ曲がること、さらに微小な除荷・再載荷のループのヒステリシスが大きくなることより、孔壁よりクラックが半径方向に発達したと考えられる。

(3) $p \sim \varepsilon_v$ 関係は、 $p \sim \varepsilon_A$ 、 ε_B 、 ε_c 関係と比較して載荷初期 ($p < 3 \text{ MPa}$) から孔壁ひずみを1.5~1.8倍も過大評価している。これはエンド・エフェクトの影響が極めて大きい、あるいは肉厚鋼管内でのキャリブレーションが適切に行われなかったことが原因と考えられる。

(4) 表1に示す誤差①~④のない理想的なPMTの場合、 $p = \sigma_c$ までの孔壁変位はない(プローブが剛体として初期水平圧力 σ_c をささえている)はずである。しかし、ひずみの原点補正分は ε_A 、 ε_B 、 ε_c に対して平均0.25% (約60 μm の孔壁変位に相当)であり、小さいひずみレベルからの地盤の変形特性を評価するには無視できない量と考えられる。

さらに、図4に各種試験から得られた変形係数とひずみの関係を示す。実線で示された割線係数 $E_{sec} \sim$ 軸ひずみ ε_a 関係は、模型地盤よりコア抜きされた供試体を用いた圧密排水三軸試験(拘束圧 $\sigma_c = 0.2 \text{ MPa}$)の結果である。軸ひずみは、端面におけるベッディング・エラーの影響を受けないよう供試体側面にLDTを取付けて計測している。また、図中の矢印は超音波速度(V_s , V_p)試験より得られた微小ひずみレベルにおける弾性係数(ヤング率) E_o であり、1 MPa以下(定ひずみ圧密試験による圧密降伏応力 P_c' は12~15 MPa)における拘束圧依存性は認められなかった。さらに、白の丸と三角はクラック発達の影響が小さいと思われる最初から3回目までの微小な除荷・再載荷ループの両端を結ぶ直線勾配 $2 G_{UR}$ を超音波速度試験の結果得られたポアソン比 $\nu = 0.33$ を用いてヤング率 E_{UR} に換算した値と、この時に生じた孔壁ひずみ ε_{UR} の関係を ε_v 、 $\varepsilon_A \sim \varepsilon_c$ それぞれについてプロットしたものである。同様に黒の丸、三角は孔壁ひずみが 10^{-2} までに見られるPMTカーブの線形部分の勾配 $2 G_{PR}$ から初期変形係数 E_{PR} に換算したものである。

(5) 従来より指摘されるように、三軸試験より求められる $E_{sec} \sim \varepsilon_a$ 関係は 10^{-4} まで一定で、超音波速度試験から得られる弾性係数 E_o とほぼ等しい^{1~3)}。

(6) PMTカーブの初期線形部分より求められる変形係数 E_{PR} は、軟岩のように固い地盤では誤差①~③の影響を著しく受け、極めて大きなひずみレベルに対応する値しか得られない。

(7) 微小な除荷・再載荷ループによって求められる $E_{UR} \sim \varepsilon_{UR}$ 関係は、今回 $\varepsilon_{UR} = 5 \times 10^{-5} \sim 2 \times 10^{-4}$ の範囲で得られた。メタル・シースの変位を計測するCase 3の白の三角は三軸試験の結果と完全には一致しないもののオーダーと傾向が似通っている。しかし、プローブの容積変化を孔壁変位に換算するCase 1による変形係数(白い丸)は $E_{sec} \sim \varepsilon_a$ 関係の1/2以下になっておりエンド・エフェクトの影響が大きい、補正関係が適切でなかった可能性がある。Case 3による場合、 $E_{UR} \sim \varepsilon_{UR}$ 関係は E_{PR} と比較して誤差①~③の影響を受けにくく、原位置の変形係数を評価する上で有効な方法であると考えられる。ただし、第1節に示したように、ひずみレベルを孔壁ひずみで代用して良いかどうか、また孔壁よりクラックが発達していない載荷レベルであるという保障が必要であること等の検討がさらに必要である。

謝辞： 本研究は、九電力(株)と日本原子力発電(株)による電力共通研究「原子力発電所の新立地土木技術に関する研究」の一部として実施したものである。御援助賜った電力会社各位、特に幹事会社である東京電力(株)の関係各位に感謝致します。

参考文献： 1) 石達民、全有性、龍岡文夫(1992)“堆積軟岩の弾性的変形係数について”、第24回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.244-250。 2) 越智健三、壺内達也、全有性、龍岡文夫(1992)“原位置試験・室内試験・現場計測による堆積軟岩の変形特性の比較”、第27回土質工学研究発表会、pp.1257-1260。 3) 全有性、越智健三、龍岡文夫、真保裕(1992)“原位置試験と室内試験による変形係数のひずみレベルを考慮した比較例(神奈川県上総層群堆積軟岩の例)”、第24回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.241-245。 4) 古賀泰之、西村浩二、菅原紀明(1992)“孔内載荷試験(プレッシャーメータ)による軟岩の変形係数の評価”、第27回土質工学研究発表会、pp.1241-1244。 5) 谷和夫、吉田保夫、西好一(1992)“プレッシャーメータ試験の模型実験用の装置の開発”、第27回土質工学研究発表会、pp.227-228。 6) 谷和夫、吉田保夫(1992)“人工軟岩の作製法”、第24回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.251-255。 7) Fahey, M. and Randolph, M.F.(1984)“Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeter test in sands”, Geotechnique, Vol.34, No.1, pp.81-97。