

67. プレッシャーメータ試験による弾性係数のひずみ依存性とせん断定数の評価

Interpretation of Pressuremeter testing data on strain-dependent shear modulus and shear strength parameters

櫻井孝臣(前田建設工株式会社), 福島和彦(パシフィックコンサルタンツ株式会社)

對馬 博(応用地質株式会社), 阿部 求(キューテック)

Takaomi Sakurai, Kazuhiko Fukushima, Hiroshi Tsushima, Motomu Abe

1. はじめに

プレッシャーメータ試験(PMT)は, 従来の分類では孔内水平載荷試験の等圧分布載荷方式として位置付けられていた. しかし, 国際的な整合性を図るためPMTとして新たに基準化されつつある¹⁾.

PMTは国際的にはせん断試験の一つとされており, 得られる値もせん断剛性率Gであり, せん断強さ(c,)を求める手法も種々提案されている²⁾. また, PMTにより弾性係数のひずみ依存性を把握することも提案されている⁴⁾. しかし, 我が国においてはこのような利用法は十分に普及していないのが実状である.

ここでは, 破砕帯中に施工されたトンネル工事において, PMTの新しい利用法を適用した事例を示す.

2. プレッシャーメータ試験の現状と発展過程

従来の孔内載荷試験は変形係数, 弾性係数を求めることが目的であり, その解析方法は図-1に示すとおりである.

PMTは1990年頃から新しい試験法, 解析法がヨーロッパを中心に適用されるようになってきた. その要点は以下のとおりである⁴⁾.

- ・地盤を完全弾塑性体と仮定し, 円筒形の空洞を押し広げた場合の応力~ひずみ曲線の勾配は2Gになる.
- ・初期勾配から求めたG_iは, 孔壁の乱れの影響を強く受けており, 実際の地盤のGよりも小さくなる.
- ・徐荷~再載荷ループは全てのPMTにおいて実施すべきである. 初期勾配から求めたG_iは孔壁の乱れに敏感であるのに対し, 繰り返し載荷により求めたG_{ur}は孔壁の乱れに影響されにくい.

国際的には, 図-2に示すような繰り返し載荷を行い, その繰り返しループの両端を結ぶ直線勾配(2G_{ur})より地盤のGを評価する方法が標準となりつつある.

一般に, 弾性係数にはひずみ依存性があり, 与えたひずみの大きさにより変化することが知られているが,

G_{ur}が徐荷~再載荷ループのひずみ量に依存することが報告されている⁵⁾.

従来, 数値解析等に入力する弾性係数はPMTによる変形係数を利用することが多かった. しかし, 初期勾配から求める変

形係数は, 孔壁の乱れの影響もあり, 実際の地盤の弾性係数を過小評価している可能性がある. PMTにより弾性係数のひずみ依存性が評価できれば, 数値解析に使用すべき弾性係数をより適切に決定できる.

また, PMT曲線からせん断定数を算定する手法も種々提案されており^{2), 6)}, 岩盤物性を評価する手法として新たな展開が期待できる.

3. プレッシャーメータ試験の新しい利用法

3.1 プレッシャーメータ試験の目的

PMTの大きな目的は以下のように整理できる.

- (1)弾性係数のひずみ依存特性を求める.
- (2)せん断強さを求める.

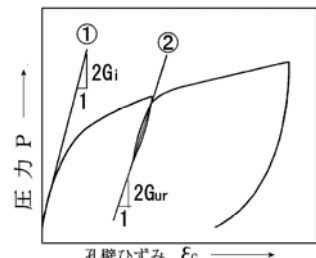
このような目的に対応して, 載荷方式も新しい方法が必要である. 弾性係数のひずみ依存性を求めるためには, ひずみの大きさを変化させた繰り返し載荷を行い, せん断強さを求めるためには, 降伏後の応力~ひずみ曲線をできるだけ長く得る必要がある.

3.2 プレッシャーメータ試験による弾性係数のひずみ依存性

PMTを用いた弾性係数のひずみ依存性解析を行った事例を図-3, 図-4ならびに表-1に示す. 図-3においては5回の繰り返し載荷を行っているが1回目は0.2%, 以降0.5%, 1%, 2%, 3%と次第にひずみ量を大きくしている. ひずみの増大に伴い, 繰り返しループの両端を結ぶ直線勾配(2G)は緩くなっている.

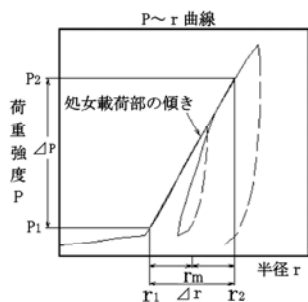
孔壁ひずみ()と弾性係数(E)との関係は図-4に示すようになり, (1)式で近似することができる. 定数A, Bを最小二乗法で求めることにより, 任意のひずみに対応する弾性係数を算出できる.

$$E = A \cdot \epsilon^B \dots\dots (1)$$



◎横軸を孔壁ひずみとする
◎勾配が2Gとなる(G:せん断弾性係数)
◎弾性係数Eは弾性理論より E=2G(1+v)

図-2 PMTの新しい考え方



$$Db = (1 + \nu) \cdot r_m \cdot \Delta P / \Delta r$$

 Db: 岩盤の変形係数
 ΔP: 勾配を求める区間の荷重強度増分
 r_m: 勾配を求める区間の中間半径
 Δr: 勾配を求める区間の半径増分
 ν: 岩盤のポアソン比 (仮定する)

図-1 従来の孔内載荷試験の載荷と解析方法

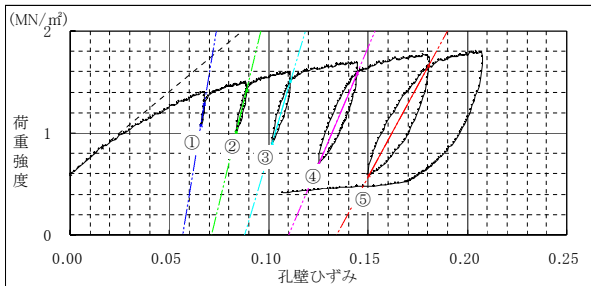
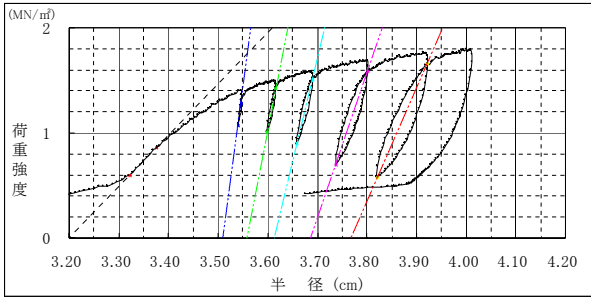


図-3 弾性係数のひずみ依存性を求める載荷法

表-1 ひずみ依存性測定結果一覧表例

繰返	圧力(MN/m ²)		半径(cm)		G (MN/m ²)	E (MN/m ²)	孔壁ひずみ
	P ₁	P ₂	r ₁	r ₂			
	0.597	0.859	3.321	3.375	8.07	21.0	1.62E-02
	1.072	1.285	3.540	3.546	59.0	153	1.81E-03
	1.008	1.420	3.599	3.616	40.2	105	5.12E-03
	0.900	1.509	3.659	3.690	32.6	84.8	9.33E-03
	0.700	1.585	3.737	3.801	23.0	59.7	1.93E-02
	0.580	1.658	3.821	3.921	17.9	46.5	3.01E-02

図-4で注目すべき点は、変形係数が関数上からは大きく外れていることである。これは、変形係数が孔壁の乱れにより過小な値を示していることを示唆している。

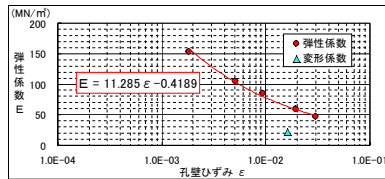


図-4 孔壁ひずみの増加に伴う弾性係数の低下傾向

3.3 プレッシャーマータ試験によるせん断強度

PMT曲線からせん断定数を求める手法は種々提案されているが、c材料、または材料と仮定してどちらかの値のみを算出する手法が多い。

C.M.Haberfield他(1990)はc, 両方の特性を有し、ダイラタンシー的性質を持つ材料としてモデル化し、軟岩のせん断定数を算出する手法を提案している²⁾。それによれば、PMT曲線は理論的に次式で説明できる。

P₀、P、P_fの時

$$\frac{u_{r0}}{r_0} = \frac{P - P_0}{2G} \dots\dots\dots (2)$$

P、P_fの時

$$\frac{u_{r0}}{r_0} = \frac{1}{2G} \{b_1 \left(\frac{r_f}{r_0}\right)^m + b_2 \left(\frac{r_f}{r_0}\right)^n + b_3\} \dots\dots\dots (3)$$

$$b_1 = \frac{2m}{m-1} \left\{ (1 - \sin \phi) \frac{1+mn}{m+n} - \sin \phi \right\} (P_f - P_0)$$

$$b_2 = 2n(1 - \sin \phi) \left(\frac{m+1}{m+n} \right) (P_f - P_0)$$

$$b_3 = (1 - 2 \sin \phi) \left(\frac{m+1}{m-1} \right) (P_f - P_0)$$

$$\frac{r_f}{r_0} = \left\{ \frac{P}{P_f} \frac{(m-1) + \sin \phi}{(m-1) + \sin \phi} \right\}^{\frac{1}{m-1}}$$

$$* = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$m = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad n = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$\sin \phi' = \frac{\sin \phi - \sin \phi_r}{1 - \sin \phi \sin \phi_r}$$

ここで、

- P : 応力(MN/m²)
- P₀ : 初期応力(MN/m²)
- P_f : 降伏応力(MN/m²) (=c'cos φ'+R'(sin φ'+1))
- G : せん断弾性係数(MN/m²)
- u_{r0} : 半径方向変位量(m)
- r₀ : ボーリング孔の初期半径(m)
- r_f : 降伏時半径(m)
- c' : 粘着力(MN/m²)
- φ' : 内部摩擦角(°)
- φ_r : 残留摩擦角(°)
- φ_r' : ダイラタンシー角(°)

残留摩擦角 φ_r'は未定であるが、φ_r'の影響度は低いので、φ_r' = 2/3 · φ'と仮定した。そして、実測されたPMT曲線に対し、ニュートン法によるパラメータ最適化計算を行うことにより、図-5に示したように地盤のせん断定数(c, φ)を求めることができる。

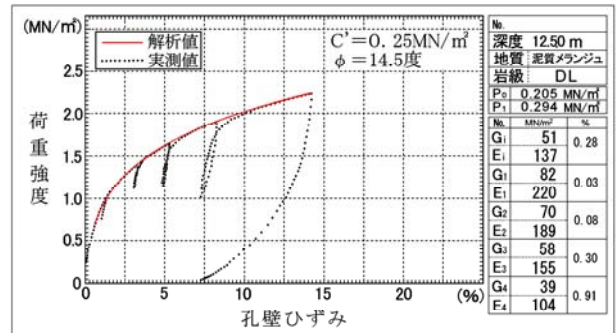


図-5 PMTによるせん断定数の解析例

4. 破砕帯中に掘削されたトンネル工事における解析事例

現場への適用例として、早池峰帯のメランジュ中に掘削されたトンネルにおける地盤評価事例を示す。

トンネル周辺の地質は泥質メランジュ、緑色岩メランジュからなるが、トンネル掘削箇所は幅10kmに渡る大規模なせん断帯の中に位置している。また、地山は著しく風化し、土砂状を呈している。そのため、トンネル掘削による緩みの影響により、地山の顕著な強度低下が懸念された。

トンネル付近の地山はN値が10~50程度であり、変形係数は図-6に示すように天端部で20MN/m²程度である。

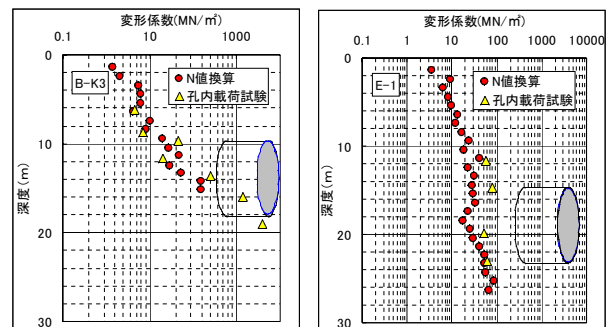


図-6 トンネル周辺地山の変形係数

PMTは17孔において98回実施したが、これらの弾性係数のひずみ依存データを図-7に示す。岩級区分毎にみると新鮮な岩盤ほど、ひずみの増加に対し急激に弾性係数が低下している。これらの全てのデータについて、ひずみ増加に伴う弾性係数の低下傾向を(1)式により定式化し、定数A、Bの分布状況を求めた(図-8)。

定数Aは、ひずみが 1×10^0 の時の弾性係数を表す。したがって、Aが小さいことは、緩んだ時の弾性係数が小さくなることを意味する。また、Bは弾性係数の低下勾配を表す定数であり、Bが大きいくほど緩みによる弾性係数の低下が急激であることを示している。

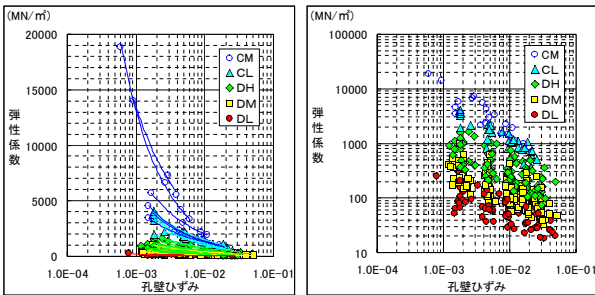


図-7 トンネル周辺地山の弾性係数のひずみ依存性

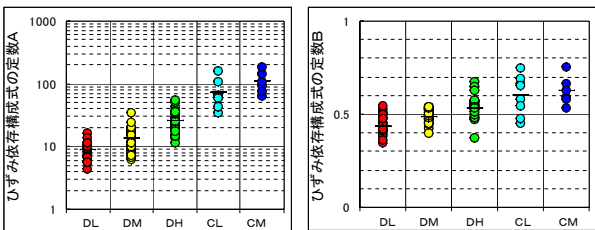


図-8 ひずみ依存構成式の定数分布図

表-2 ひずみ依存性を考慮した弾性係数の採用値

岩級	構成式係数		ひずみ毎の弾性係数(MN/m²)				
	A	B	1E-04	1E-03	1E-02	1E-01	1E+00
DL	9	0.45	552	197	71	25	9
DM	13	0.50	1,262	402	128	41	13
DH	25	0.54	3,702	1,061	304	87	25
CL	68	0.60	17,092	4,293	1,078	271	68
CM	112	0.63	37,107	8,698	2,039	478	112

A、Bの分布はバラツキがあるが岩級区分に調和している。ここで、A、Bの平均値を採用値とし、トンネル周辺地山の弾性係数ひずみ依存性を表-2、図-9のように設定した。そして、最大想定ひずみをA計測結果に基づき10%とし弾性係数の採用値を決定した。

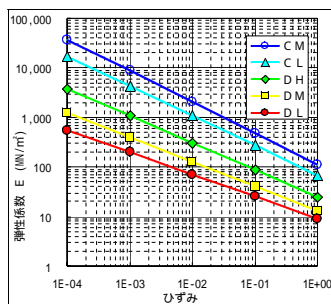


図-9 弾性係数の低減設定

この弾性係数と土被り比との関係から切羽の自立性評価を行った一例を図-10に示す。その結果、トンネルの大部分が「崩壊領域」に入ることが判明した。このように、弾性係数のひずみ依存性を考慮し、緩んだ地山の物性値に基づいて補助工法の設計を行った。

ひずみ依存構成式の定数A、Bと変形係数の関係は

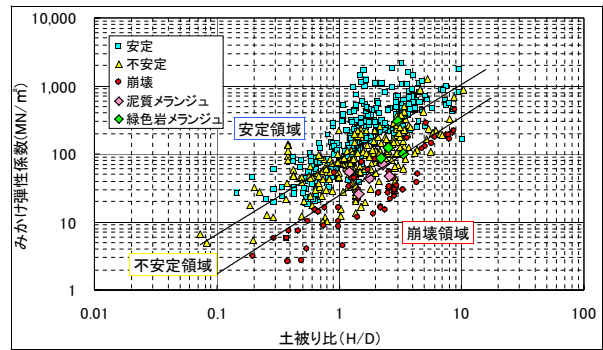


図-10 弾性係数と土被り比による切羽自立性評価⁷⁾

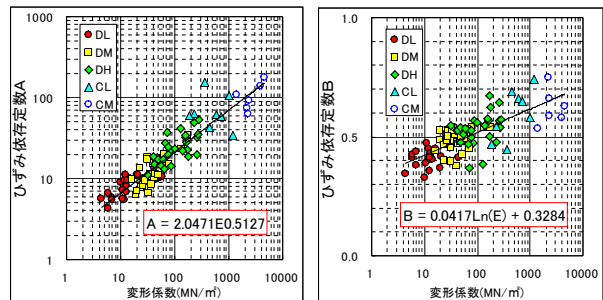


図-11 ひずみ依存構成式の係数と変形係数の関係

図-11のようになり、その関係式は次のようになる。

$$A = 2.0471 E^{0.5127} \dots\dots\dots (4)$$

$$B = 0.0417 \ln(E) + 0.3284 \dots\dots\dots (5)$$

(4)、(5)式より、変形係数を求めればA、Bを算出でき、緩みによる弾性係数の低下傾向を推定できる。

ひずみレベルによる弾性係数の分布状況を図-12に示す。各岩級区分共、ひずみが大きくなるにしたがい弾性係数が小さくなっている。これに対し、変形係数はDL級では 1×10^{-1} の分布域に位置するが、DM、DH、CLと次第に小さいひずみ域に移動し、CM級では 1×10^{-2} の分布域に重なっている。変形係数は図-4で示したようにひずみ依存構成式のグラフから乖離しているが、変形係数の位置づけを明らかにするために、変形係数に対応するひずみ

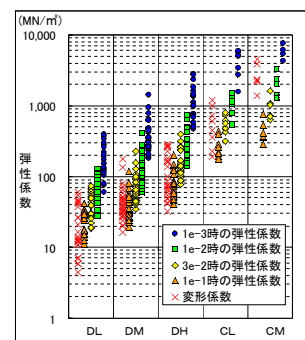


図-12 ひずみレベル毎の弾性係数の分布状況

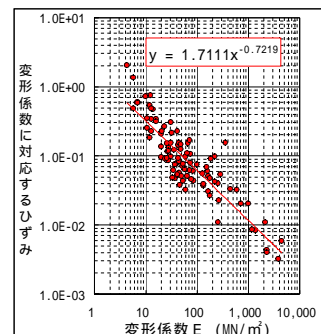


図-13 変形係数のひずみ

量を構成式より逆算した。図-13に示すように変形係数が100MN/m²の場合、ひずみが6.2%時の弾性係数に相当する。このように変形係数はひずみ量が極めて大きい時の弾性係数値を表しており、微小変形を問題にする場合には地盤の変形特性を過小評価している可能性がある。

PMTにより求めたせん断定数の分布を図-14に示したが、バラツキが大きいものの岩級区分と調和した分布となっている。同時に実施した三軸圧縮試験(CU)結果を図-15に示したが、粘着力はPMT試験の方が大きい。しかし、内部摩擦角はほぼ同等であり、一般的な設計採用値と比較しても大きな違いはなく、実用的レベルで使用できるものとする。

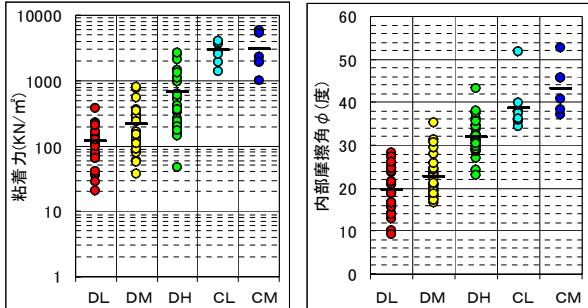


図-14 プレッシャーメータ試験によるせん断定数

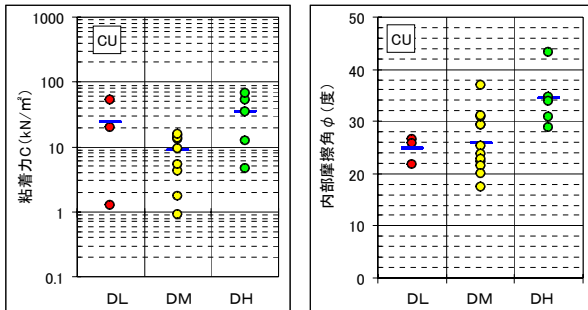


図-15 三軸圧縮試験によるせん断定数

PMTによる内部摩擦角と変形係数との関係は図-16に示すとおりであり(6)式で表すことができる。

$$\phi = 4.9129 \ln(E) + 6.4145 \dots \dots \dots (6)$$

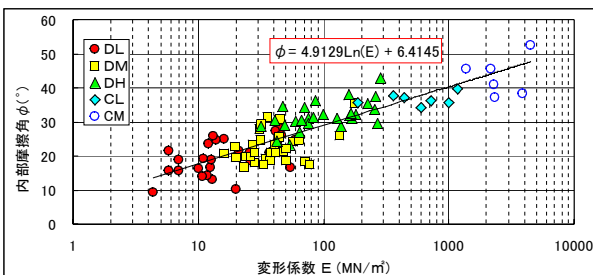


図-16 プレッシャーメータ試験による内部摩擦角と変形係数との関係

5. プレッシャーメータ試験の新しい荷重方法の提案

PMTにより弾性係数のひずみ依存性とせん断定数の両方を求めるための新しい荷重方法を提案する。

最初は単純荷重とし、 P_v を確認するまで連続的に荷重する。

せん断定数を精度よく求めるためには初期応力 P_0 、降伏点応力 P_v が正確に決められている必要がある。 P_v 確認前に繰り返し荷重を行うと塑性ひずみの発生により P_v の決定が困難となることが多い。したがって、せん断定数の解析を行う場合は、降伏前に繰り返しを実施してはならない。

降伏後、ひずみレベルを変化させながら繰返し荷重を行う。

繰り返し荷重はひずみ制御で行う。また、繰り返し幅は図-17に示すように小ひずみから大ひずみへと変化させるが、繰り返しひずみ振幅の目安を表-3

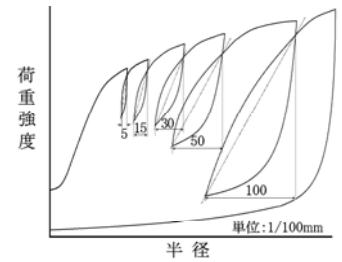


図-17 繰り返し荷重パターン模式図

に示す。但し、繰り返しループはあくまでも線形弾性とみなせる範囲で行う必要がある。繰り返し幅が大き過ぎると非線形になってしまうので、常に応力～変位曲線をモニターしながら現場で即時に判断して繰り返し幅を変更する必要がある。この点は熟練を要する。

表-3 繰り返し荷重幅の目安

繰り返し荷重	土 砂	D級岩盤	CL級岩盤	CM级以上
繰り返す	1回目	5	5	5
	2回目	15	15	10
	3回目	30	25	15
	4回目	50	40	30
	5回目	100	60	45

(単位: 1/100mm)

c. ϕ は降伏後の曲線より求めるので、降伏後できるだけ長く測定を行う。

従来の荷重パターンでは、降伏点を確認した段階で試験を終了していたが、せん断定数の解析を行うためには降伏点確認後の曲線が必要となる。

ここで一番問題となるのが繰り返し荷重との関係である。せん断定数の解析を行うためには、繰り返しループの影響が無い状態での応力～変位曲線の包絡線が必要となる。そのため、繰り返しループの間隔が狭すぎるとせん断定数の解析が困難となることに十分注意する必要がある。

地盤の弾性係数はひずみ量に依存して変化するので、弾性係数を表記する場合には龍岡(1992)⁸⁾が指摘するように、ひずみ量を併記する必要があると考える。

参考文献

- 1)地盤工学会基準部(2003):新規制定の地盤工学会基準案「岩盤のプレッシャーメータ試験方法について」;土と基礎 vol.51, 12,pp98-105
- 2)C.M.Haberfield,I.W.Johnston(1990):The interpretation of pressuremeter tests in weak rock;Proceedings of Third International Symposium on Pressuremeters, pp169-178
- 3)土木学会(1988):孔内荷重試験法の現状と課題
- 4)R.J.Mair(1990):General Report;Proceedings of Third International Symposium on Pressuremeters,pp34-43
- 5)菅原紀明(1991):プレッシャーメータによる過圧密地盤の変形係数の評価;応用地質年報, No13, pp97-116.
- 6)土木学会(2001):原位置岩盤試験法の指針;pp228-230
- 7)桜井春輔(1992):都市トンネルの実際;鹿島出版会,p65
- 8)龍岡文夫(1992):土と岩の変形特性;ダム技術 64,pp-19