

膨張性泥岩の物理・力学特性についての考察

Study on physical and mechanical properties of expansive mudstone

稲葉 力*
Tsutomu Inaba

平田 篤夫**
Atsuo Hirata

平岡 博明***
Hiroaki Hiraoka

要 約

膨張性泥岩の膨張性について、物理・力学試験結果から考察する。地山から採取した自然試料と地山の試料から作成した人工試料について、物理・力学試験を実施した。その結果、以下のことがわかった。①膨張性泥岩の膨張性は、地山強度比と含水比との相関関係が強い。地山強度比の影響は2次元の弾塑性リングモデル、形状弾性ひずみエネルギーを用いても示すことができる。②自然試料の力学特性を人工試料の力学実験で推定することが可能である。③含水比が25%を越えると、試料は延性的な傾向が強くなり、3軸圧縮試験の際には、せん断時に間隙水圧の上昇が著しく有効拘束圧がほとんど0になり、拘束効果が期待できないため、一軸圧縮強度と同程度の強度を示す。④超音波パルス法のような動的試験を用いても、力学定数を求めることが可能である。

目 次

要 約

- §1. はじめに
- §2. 膨張性の要因について
 - (1) 物理・化学試験からの検討
 - (2) 含水比の影響
 - (3) 地山強度比の影響
- §3. 力学試験による検討
 - (1) 自然試料の試験結果
 - (2) 人工試料について
 - (3) 人工試料の試験結果
- §4. 動的試験による地山特性の把握について
- §5. 結論
- §6. あとがき

§1. はじめに

新潟県南西部地域に広く分布する新第三紀堆積岩にト

- *技術研究部土木技術課係長
- **技術研究部土木技術課
- ***技術研究部技術研究所

ンネルを掘削する際、膨張性地圧の発生が問題となる。この膨張性地圧はこれまでの経験的な地圧に比べてはるかに大きいことから、種々対策が検討されている。

筆者らは既往の研究及び当社が施工中のトンネルの切羽から求めた岩石試料の室内試験結果から、膨張地圧の大小と土被り、地山の強度及び含水比は比較的強い相関関係にあることを確認した。

また、谷本¹⁾による2次元弾塑性リングモデルを用いた計算および西岡²⁾の形状弾性ひずみエネルギーを用いて、地山強度比がトンネル内空断面の変形挙動に大きく影響することを確認した。

室内の力学試験には地山から採取した試料の成形が欠かせないが、非常に強度の低い地山から採取できるのは、比較的良好な部分の試料であり、成形できるのはさらに良好な試料といえる。このため、正確に地山の強度を把握できないので、地山の試料を用いた人工試料で力学試験を実施した。この場合、対象としている軟岩は固結度が低く、異方性が顕著ではなく、大きな空隙や割目のない材料であることから、含水比を調整した人工試料も定性的には地山と同一の挙動を示すものと考えた。試験結果も自然の泥岩供試体によるものと同様の傾向を示し

た。

また、力学試験を実施せずに動的試験でポアソン比、弾性係数などを測定する方法を検討した。

§ 2. 膨張性の要因について

まず、「膨張性」について述べる。泥岩の膨張性については、これまで「吸水膨張」と「塑性流動」が原因としてあげられている。「吸水膨張」が主な原因であるとする説も多く、また、クラックが多い場合には吸水膨張が大きいのも事実である。このことは、膨張性泥岩には粘土鉱物のモンモリロナイトが非常に多量に含まれていることから、当然予測されることでもある。

しかし、筆者らは実験事実および切羽の観察から、「塑性流動」の考えにたっている。したがって、これまでの経緯から「膨張性」と記すが、その意味するところは「非排水せん断による塑性流動」である。

(1) 物理・化学試験からの検討

筆者らは、当社施工の北越北線鍋立山トンネル、北陸自動車道能生トンネルの物理・化学試験を実施してきた。その項目は以下のとおりである。()内に試験方法を示す。

- ① 単位体積重量 (ノギス法)
- ② 真比重 (JIS A 1202)
- ③ 粒度分布 (JIS A 1204)
- ④ 含水比 (JIS A 1203)
- ⑤ コンシステンシー (JIS A 1205,1206)
- ⑥ 浸水崩壊度 (トンネルの地質調査と岩盤計測：土木学会)
- ⑦ メチレンブルー吸着量
- ⑧ 吸水膨張試験 (国鉄型試験器による)

②の真比重を除くいずれの項目も、膨張性の要因として考えられているが、データを整理してみると相関関係の高いと判断できるものと有為な相関関係があると思えないものがある。また、試験方法の条件そのものが自然状態の泥岩の条件とかけ離れているものもある。例えば、2 μm以下の粒子の含有量を求める③の場合、もともと岩盤として存在しているものを機械的な力で粉砕するものだが、粉砕方法で多少結果が異なることが予想され、実際に膨張性との相関は必ずしも高くないようである。浸水崩壊度試験は乾燥炉で乾燥させた後に、水のなかに浸水させて崩壊状態を観察する方法であるが、多少膨張性のある場合は、結果が全てDとなり、膨張性の大小を表わし得るとは考えられない。この方法では強制的に乾燥させる方法も疑問に思える。吸水膨張試験についても、

「吸水膨張」が予想される場合に有効な方法であるが、試験方法として統一されてなく、試料のクラックの有無により結果が大きく変化するようである。また、経過時間をいつまでとするかの問題もある。以上の考えに基づき膨張性を検討する。

鍋立山トンネル、能生トンネルの試験結果を Table 1 に示す。同表に大きな膨張性土圧が報告された北越北線赤倉トンネルの試験結果も記す。

Fig.1 は能生谷層、灰爪層、西山層、椎谷層に分けて、トンネルの水平方向内空変位率と地山強度比の関係をまとめたものである。地山強度比は次の式で与えられる。

$$\text{地山強度比}(\alpha) = \frac{\text{一軸圧縮強度}(qu)}{\text{土被り圧}(\gamma \cdot H)}$$

γ : 単位体積重量

H : 土被り厚

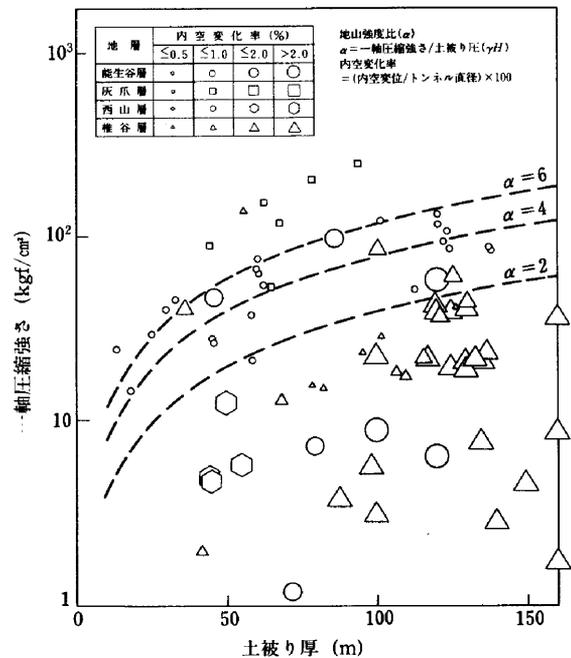


Fig.1

この図によると地山強度比が小さくなると、内空変位率が大きくなることが明らかである。特に地山強度比が1.0より小さい場合、内空変位率はほとんどが2%以上となっている。

次に Table 2 と Table 1 から6項目を選び、全てのデータを単純に平均したものを示す。これらの項目は一般的に膨張性と相関があると考えられているものである。単純な整理方法だが、傾向は把握できると考えられる。膨張性は過去の報告から鍋立山>赤倉>能生の順で大きいと考えてよいと思われる。この傾向を矛盾なく説明で

Table 1 物理試験の結果一覧表

	単位体積重量 (t/m ³)	粒度分布(%)				合水比 (%)	コンステンシー(%)			流動指数	C E C meq/100g	浸水崩壊度	土被り厚 m	地山強度比	膨張率 (%)	塑性性比		
		砂分	シルト分	粘土分	2μ以下含有量		液性限界	塑性限界	塑性指数									
鍋立山	31k550	2.180	6	51	43	36	17.0	128.	28.	100.		32.6	D	100	4.03		3.57	
	31k700	2.140	5	48	47	34	16.4	87.8	18.	69.		39.4	D	125	2.34		3.83	
	31k850	2.070	0	21	71	49	20.6	156.	26.	129.		34.8	D	135	1.42		4.96	
	32k300	2.006	7	47	46	32	25.6	122.	23.	98.3		38.9	D	160	1.18		4.27	
	32k302	2.013	3	55	42	30	25.1	149.	23.	125.			D	160			5.43	
	33k061	1.870	1.4	49	50	39	29.9	131.	26.	105.		48.0	D	160	0.06		4.04	
	33k100	1.986	3.3	42	55	35	24.8	111.	45.	72.6		37.3	D	170	1.11		1.61	
	33k157	1.940	5.6	37	58	40	22.9	163.	22.	141.		50.0	D	150	0.16		6.41	
	33k204	1.975	1.5	31	68	48	22.9	162.	30.	131.		39.0	D	140	0.11		4.37	
	33k560	2.051	2.2	61	37	34	20.8	113.	43.	70.7		42.8	D	136	0.80		1.64	
	33k580	2.003	1.9	58	40	35	21.0	119.	45.	73.2		45.0	D	130	0.80		1.63	
	33k600	2.041	2.4	58	40	34	21.0	117.	45.	72.3		43.1	D	130	0.82		1.61	
	34k100	2.072	2.4	29	69	49	19.5	116.	33.	83.2		44.2	D	120	1.82		2.52	
	32k437	硬	2.049	0.7	27	72	57	19.6	128.	22.	105.	11.7	34.0	D	160		4.03	4.77
		軟	2.084	1.3	31	68	50	20.6	127.	19.	108.	17.9	38.2	D	160		10.84	5.68
硬		1.948	4.0	42	54	38	24.8	108.	23.	85.	16.1	23.9	D	160		9.16	3.70	
軟		1.926	2.0	36	63	45	25.1	133.	23.	110.	14.6	16.1	D	160		10.04	4.78	
赤倉T	5k200	2.100				43	17.68	92.4	20.	72.1	17.3	38.7	D	122	1.68		3.61	
	5k240	2.131				40	18.46	94.4	21.	72.9	24.9	43.0	D	115	1.24		3.47	
	6k100	2.043				20	19.54	57.5	21.	36.2	15.6	26.4	B	320	1.03		1.72	
	6k363	2.062				16	21.38	55.2	18.	36.9	11.6	24.7	B	310	0.98		2.05	
	6k657	2.083				17	18.20	57.8	17.	40.4	12.0	23.7	B	405	0.44		2.38	
	6k761	2.083				12	18.85	55.5	24.	31.6	7.1	24.2	B	405	0.70		1.32	
	7k060	2.046				22	22.00	44.5	19.	25.2	7.0	28.0		385	1.41		1.33	
	7k104	2.054				26	22.60	45.6	22.	23.8	4.1	29.2		400	1.24		1.08	
能生	(B)277+18	2.137	27	45	29	21	18.4	86.3	21.	64.4	24.0	28.8	D	50	0.12	3.6	3.07	
	(B)226+72	2.018	9.5	30	61	53	18.2	112.	32.	80.1	31.5	34.9	D	50		0.5	2.50	
	(B)226+36	2.223	4.7	49	46	33	13.0	63.1	24.	39.5	13.2	24.7	D	50	9.90	0.73	1.65	
	(B)225+12	2.077	7.0	34	60	48	22.5	160.	23.	167.	16.9	23.7	D	50		14.6	7.26	
	(B)224+56	2.042	14	42	44	32	19.5	133.	21.	112.	8.5	30.7	D	50		14.3	5.33	
	(B)225+20	2.182	18	43	39	24	13.9	86.3	20.	66.3	15.4		D	50	2.73		3.32	
	(B)223+72	2.181	9	37	54	32	15.9	126.	21.	105.	7.6	30.0	D	50		0.8	5.00	
	(B)224+17	2.175	15	41	44	30	16.0	106.	16.	89.4	16.3	26.0	D	50		1.01	5.59	
	(A)232+19	2.240	8	45	48	36	13.0	110.	21.	90.2	10.5	28.6	D	50	2.76		4.30	
	(A)231+38	2.131	2	41	57	41	16.6	129.	25.	104.	18.0	33.5	D	50		0.22	4.16	
	(A)230+73	2.246	10	53	37	29	11.3	91.5	17.	74.9	13.2		D	50	3.32		4.41	
	(A)230+60	2.191	13	45	42	33	19.4	94.0	25.	69.0	19.5	30.4	D	50	4.7	0.31	2.76	
	(A)225+50		6	53	41	32	16.2	66.1	21.	44.8	8.0	19.7	D	50				2.13
	(A)230+09	2.164	6	42	53	38	19.6	131.	19.	112.	13.0	31.3	D	50		0.33	5.89	
	(A)229+88	2.035	5	45	50	33	21.5	114.	19.	95.9	19.1	24.0	D	50	4.7	1.63	5.05	
	(A)229+16		10	35	55	38	19.7	109.	22.	86.9	11.3	24.5	D	50				3.95
	(A)229+38	2.233	11	43	32	85	13.7	85.2	20.	65.6	9.8	34.6	D	50		0.92	3.28	

Table 2

	指 標						
	膨張性	2 粒子の含有量 (μm 以下の含有量 (%))	塑性指数 PI (%)	塩換基容量 (meq/100mg)	塑性比	含水比 (%)	地山強度比
鍋立山トンネル	超大	40.3	98.7	38.0	3.81	22.2	1.01
赤倉トンネル	大	24.5	42.4	29.7	2.12	19.9	1.09
能生トンネル	小	37.5	86.3	28.4	4.10	17.0	4.03

(注) 塑性比は、塑性指数/塑性限界
地山強度比は、一軸圧縮強さ/土被り圧
表中の数字は入手したデータを単純に平均したものである。

きる項目は、C.E.C,含水比、地山強度比の3つである。C.E.Cが予想より明確な差異を示さないのは、いずれのトンネルにおいても地山の泥岩が吸水し得る状態にないからであると考えられる。次に、含水比と地山強度比についてさらに検討してみる。

(2) 含水比の影響

Fig.2 に鍋立山の自然含水比、C.E.C と距離程の関係を示す。←→の区間は現在施工中の区間で、●印は最近の試験結果を示している。現在施工中の区間が最も膨張性が大きい。この図から含水比との相関が高いと判断できる。C.E.Cの方は相関関係が低いと考えられる。なお、地山は自然試料の試験結果から飽和状態にあると考えられ、含水比が高いことは単位体積重量が小さいことを意味する。

Fig. 5, Fig. 6 は後述する人工試料についての一軸圧縮試験の結果を示す図であるが、これらの図によっても泥岩の強度は含水比に支配されていること、応力～ひずみ特性も含水比の影響が大きいことがわかる。

(3) 地山強度比の影響

Fig.1 で示した地山強度比の影響は、様々な研究者が簡単なモデルで計算し示している。仲野³⁾は弾性力学の立場から、地山強度比が2以下の場合に膨張性が問題になるとしている。これは、弾性地山に円形のトンネルを掘削した場合、側壁の円周方向の応力が初期応力の2倍に達することによる。

ここでは、まず谷本の2次元弾塑性リングモデルを用いた計算結果を示す。Fig.3 にモデル図を示す。降伏条件はモール・クーロンを用いている。計算にはトンネル内壁に4 kgf/cmを支保工反力を加えてある。これはH-175を75cmピッチで入れ、吹付けコンクリートが15cm厚

という条件に対応すると考えられる。Fig.4 の計算結果をみると、土被り圧を一定として一軸圧縮強度を変化させた場合と、一軸圧縮強度を一定として土被り圧を変化させた場合で多少結果に違いはあるが、どちらも地山強度比が0.5~0.6付近で大きく変化することがわかる。

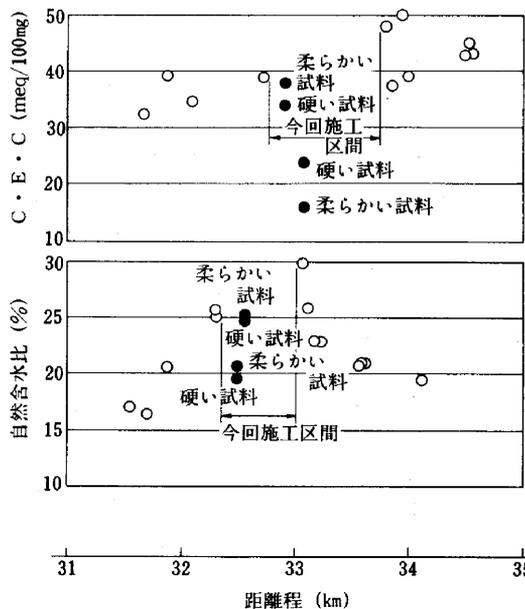


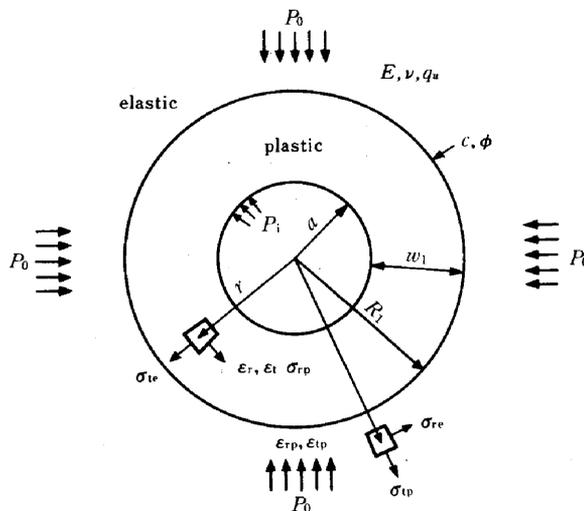
Fig.2

$$W_1 = a \left[\frac{2(p_0(\xi-1) + q_v)}{(1+\xi)\{(\xi-1)p_1 + q_v\}} \right]^{1/(\xi-1)} - a \tag{1}$$

$$U_w = \frac{1}{2\mu} \left\{ p_0 - \frac{2p_0 - q_v}{1+\xi} \right\} \cdot \frac{R_1^2}{a} \tag{2}$$

$$\epsilon_p = \frac{p_0(\xi-1) + q_v}{\mu(1+\xi)} \left\{ \frac{R_1}{a} - \frac{1}{\xi} \cdot \frac{R_1 \xi - a \xi}{R_1^{\xi-1}(R_1 - a)} \right\} \tag{3}$$

ここに $\xi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ 、 $\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}$



Analytical model for elasto-plastic behavior

Fig.3

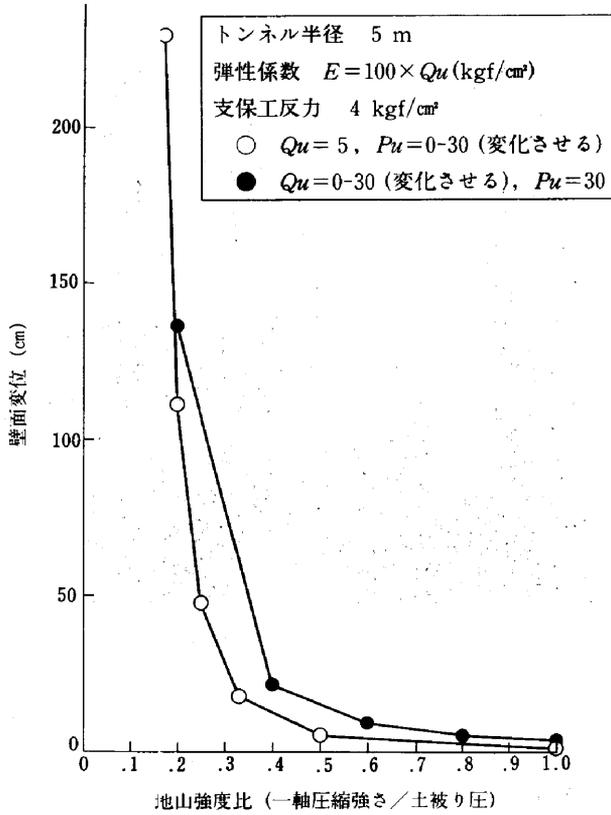


Fig.4

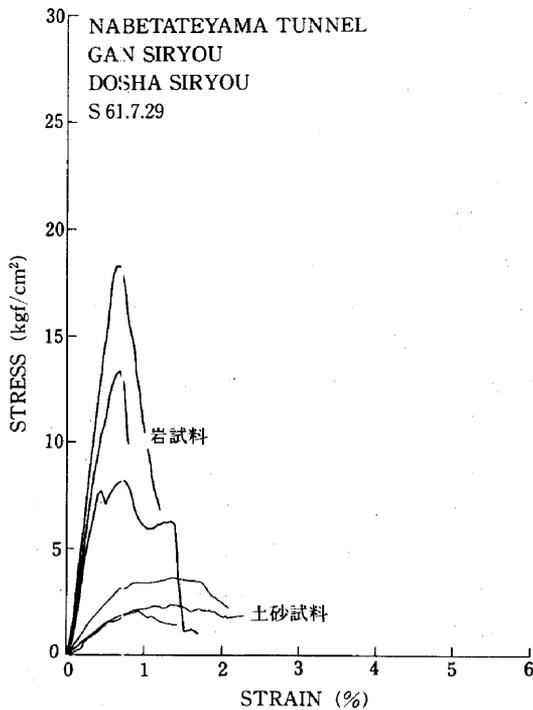


Fig.5 一軸圧縮試験の応力-ひずみ曲線 (32k549.5)

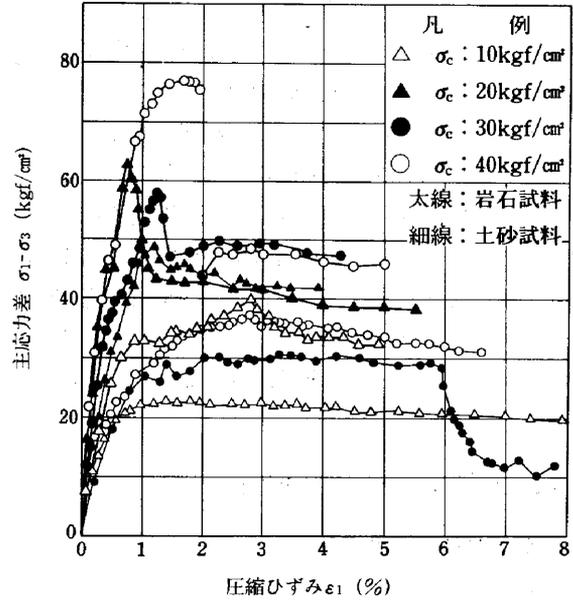


Fig.6 圧縮ひずみ(ε₁)～主応力差(σ₁-σ₃)の関係 (32k549.5)

また、西岡は形状弾性ひずみエネルギーを用いて、トンネル掘削における地山のポテンシャルを考えている。

計算においては、トンネル掘削の安全性をマクロにとらえて、破壊に至るまでのトンネル地山は等方弾性であるものと考え、さらにトンネル断面は円形であるとしている。降伏条件として Von Mises を採用すれば形状弾性ひずみエネルギーは次の式で与えられる。

掘削前地山に蓄えられている形状弾性ひずみエネルギーは

$$U_s^{(1)} = \frac{S^2}{2G} F^{(1)}(k)$$

$$\text{ここに、} F^{(1)}(k) = (1-k)^2/3$$

地山に蓄えられ得る最大形状弾性ひずみエネルギーは

$$\bar{U}_s^{(1)} = \frac{1}{2G} \cdot \frac{\sigma^2}{3}$$

したがって、掘削のための地山のポテンシャルは、

$$\bar{U}_s^{(1)} - U_s^{(1)} = (s^2/2G) (F^{(1)} - F^{(1)})$$

$$= (s^2/2G) \Delta F^{(1)}$$

$$\Delta F^{(1)} = F^{(1)}(\sigma_y/s) - F^{(1)}(k)$$

$$= (1/3) \{ (\sigma_y/s)^2 - (1-k)^2 \}$$

ここに

k : 側圧係数

σ_y : 一軸降伏応力

G : せん断弾性係数

ここに、上載圧を $-s$ とし、 $\sigma_1 = -s$, $\sigma_2 = \sigma_3 = -ks$ とし掘削前の地山の平均応力は次のようにした。

$$\sigma_m = -(2k+1)s/3$$

この式によると側圧係数によって異なるが、通常は1.0でよいと判断できるので、この項を無視すると Fig.3 と同様の結果になり、地山強度比が1以下になると急激にポテンシャルが減少することが理解できる。

なお、鍋立山は水平方向の非常に大きな地殻の構造的な作用を受けており側圧係数も大きいと推定されるが、久武⁴⁾の未発表資料によると、鍋立山の側圧係数は1.7程度となる。先ほどの式を用いるとトンネル掘削前に塑性化していることがわかる。つまり、わずかに応力のバランスが崩れるだけで大きく塑性流動するわけである。

§ 3. 力学試験による検討

(1) 自然試料の試験結果

1) 試料の作成

一軸圧縮試験、3軸圧縮試験とも試料はφ50で高さ100mmである。能生トンネルの試料はボーリングマシンでブロック試料から採取したが、鍋立山の場合には試料が乱れるのでボーリングマシンは使用せず、ノコ、カッターナイフ等を用いて採取・成形した。切羽から採取した試料は、鍋立山の場合は切羽でモルタル詰めにして、能生の場合はパラフィンコーティングして技術研究所に送ってもらった。

どちらも地山は飽和状態と考えられたので、特に吸水させることもなく（崩壊するので、吸水させることは不可能だが）、試験に供するまでアルミ泊で包んだ後、パラフィンコーティングしておいた。

2) 試験方法

一軸圧縮試験は JIS A1216 に準じて、ひずみ速度1% min で試験した。三軸圧縮試験は、自然試料に関してはセルに試料をセットした後、特別にメンブレン内を水で満たすとか、メンブレン内の気泡を除去することはしなかった。メンブレンは1mm厚のラテックス製を用いた。全て UU 試験とし、ひずみ速度は0.1% min とした。三軸圧縮試験機は、電気油圧サーボ型の試験機であり、最大側圧は200kgf/cm最大軸力は20tfで、それぞれ独立に制御できる。変位速度、加重速度ともにセンサーのフルスケールの0.001%/minまで可能である。Photo 1 に全体を示す。データは一軸圧縮試験の場合は、変位計とロードセルの出力をデータロガー（TDS-301）を介してパソコンで記録、モニターをした。三軸圧縮試験の場合は、制御盤を経由するので途中にデジタルボルトメータ（アンプ付き）が入っている。

3) 試験結果

能生の一軸圧縮試験の結果は図に示さないが、供試体

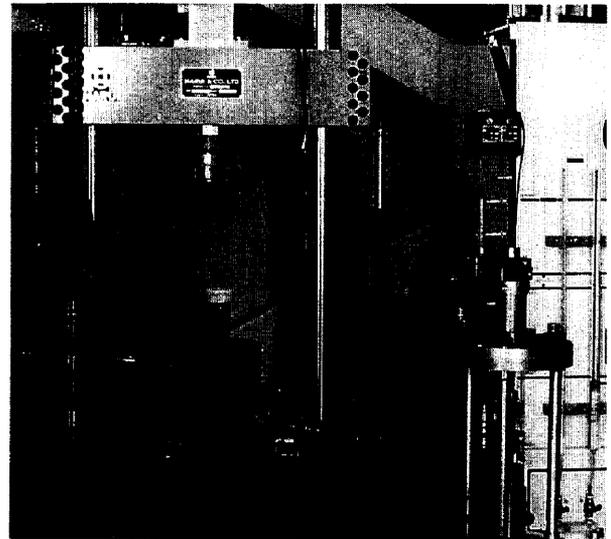


Photo 1 万能三軸圧縮試験機

のクラックによるバラツキが多く、10~110kgf/cm²の範囲の強度を示した。能生トンネルの場合、一軸圧縮試験で地山の強度を推定することは困難と考えられる。Fig. 5 に鍋立山の一軸圧縮試験の結果を示す。図中には、同一の切羽のなかでも比較的硬い部分と軟らかい部分についての試験結果を示している。ともに含水比は25%前後である。32k 437.5の結果は、軟らかい試料については32K 549.5と同様で、硬い部分については40kgf/cm²近い強度を示し、含水比は20%前後であった。能生の含水比は13~16%である。クラック以外は、後で述べるように含水比の影響が大きい。

Fig.6 に鍋立山の32k549.5(含水比約25%)の UU 試験の結果 Fig.7 に32k650(含水比約25%)の結果、Fig. 8 に能生(含水比約13%)の代表的な UU 試験の結果を示す。鍋立山の32k549.5には硬い試料と軟らかい試料の結果を示しているが、硬い試料には応力-ひずみ図にピークがあるが、軟らかい試料ではピークが消えている。また、ピーク強度、残留強度とも硬い試料の方が大きい。32k650になると強度が一段と低下しているのがわかる。

能生の結果については UU 試験であるにも拘らず、一般に指摘されているように拘束圧の上昇とともに強度が増加している。また、ひずみ軟化現象が顕著に現れている。側圧が5 kgf/cm²の場合でも平均的な一軸圧縮強度の倍近い強度になっている。

試験後に供試体を観察すると、能生の試料は全てが60°程度のすべり面が現われ、鍋立山の場合は硬い試料で45~50°にすべり面が発生した。一方、軟らかい試料の場合にはすべり面は発生せず、樽型になった。

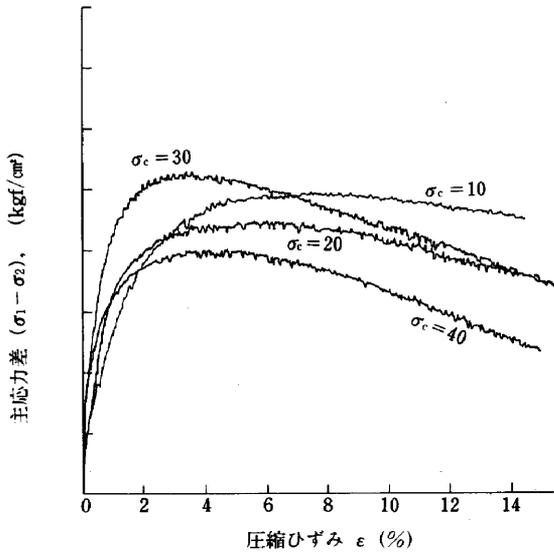


Fig.7 圧縮ひずみ～主応力差の関係 (32k650)

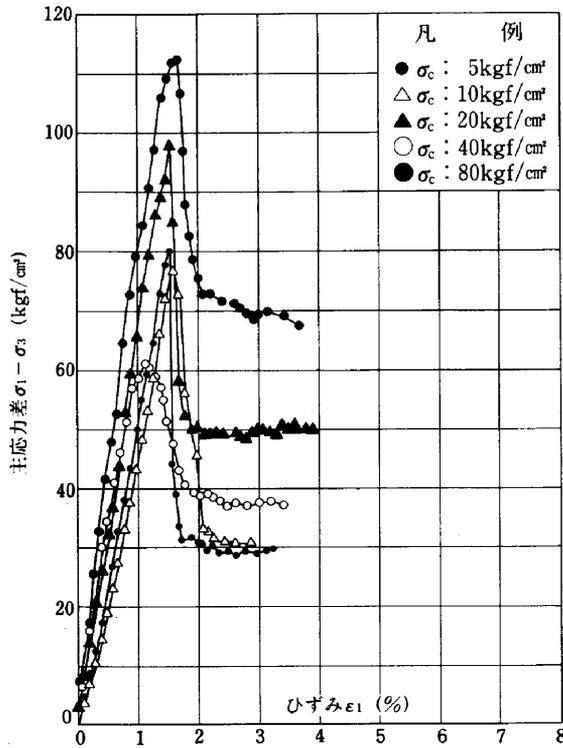


Fig.8 ひずみ(ε₁)～主応力差(σ₁ - σ₃)の関係 (試料：能生トンネル)

(2) 人工試料について

1) 試料の作成方法

自然試料による試験で力学定数を決定する場合、試験結果によるばらつきが大きい。したがって、力学試験の結果を利用する場合には、何らかの補正を必要がある。しかし、膨張性泥岩の場合にはほとんどの変形が塑性流動によるものであり、試験結果のばらつきの主因をなすクラックの影響は少ないと考えられる。

それで、桜井⁵⁾の方法を参考に人工試料を作成して、自然試料の力学的特性を探る方法を検討した。人工試料は泥岩のブロックを小割にした後、乾燥炉で完全に乾燥し粉砕器で粉砕した。粉砕した粒子については特に規定しなかったが、200～250メッシュ程度と考えられる。乾燥した粉末に予定含水比の水を加えて練り混ぜ、安定処理土用のモールド(φ50×h150)に詰め一軸圧縮試験機を利用して圧縮した。

当初は、土被り圧(30kgf/cm)程度の加重を加えたが、飽和度が上がらない(特に含水比の低いもの)ので、3tf(150kgf/cm)を標準とした。しかし、含水比が30%を越すと荷重は1.3～1.6tf程度までしか上げられなかった。したがって、含水比30%以下と以上では過圧密比が異なる。試料作成の際の荷重は、1%/minの変位速度でかけ、予定の荷重で30分程度放置しておいた。どの場合も載荷にともなって、水がにじむことはなかった。

能性トンネルと鍋立山トンネルの両方の人工試料を作成したが、§4の動的試験の検討を除き、鍋立山の試料の結果についてのみ述べる。

2) 試験方法

一軸圧縮試験に関しては、自然試料の場合と同様である。三軸圧縮試験については、供試体をベDESTALにセットした後、メンブレンを被せビュレットから脱気水を供給して、供試体とメンブレンの間の気泡を注意深く排除した。載荷の際は排水状態にして、予定の拘束圧まで軸荷重は自動でセル圧はマニュアルで上げた。このとき、拘束圧が3kgf/cmに達した段階でバックプレッシャーを3kgf/cm加えた。予定の拘束圧に達すると、非排水状態にしてせん断を開始した。予定の拘束圧には15分程度で達した。せん断速度は、0.1%/minである。

3) 一軸圧縮試験の結果

Fig.9に人工試料の一軸圧縮試験結果と含水比の関係を示す。図中の破線は桜井による回帰直線である。また、桜井のデータを○印で記す。桜井のデータはφ35×h70mmの試料の試験結果で、載荷圧は500kgf/cm²、載荷時間は5分である。筆者らのデータとほとんど同じ直線にのっている。また、自然試料を▲印で記しているが、硬い試料の結果は人工試料と同じ線上にあることがわかる。

単位体積重量と含水比の関係をみると、これも人工試料、自然試料とも同じ関係にあることがわかる。

Fig.10の応力-ひずみ曲線によると、含水比が25%までは明瞭なピークがみられ、それ以上ではピークが低く延性的な挙動を示している。同図の結果では、硬い試料は人工試料のw=25%のものと似たような結果であるが、軟らかい試料はむしろ30%のものと近いようである。

以上の結果から、人工試料によって自然試料の一軸圧縮強度が推定可能であり、しかも、その強度は地山の良好な部分の強度に近いと考えられる。また、含水比25%付近が変形挙動の変化点と考えられる。

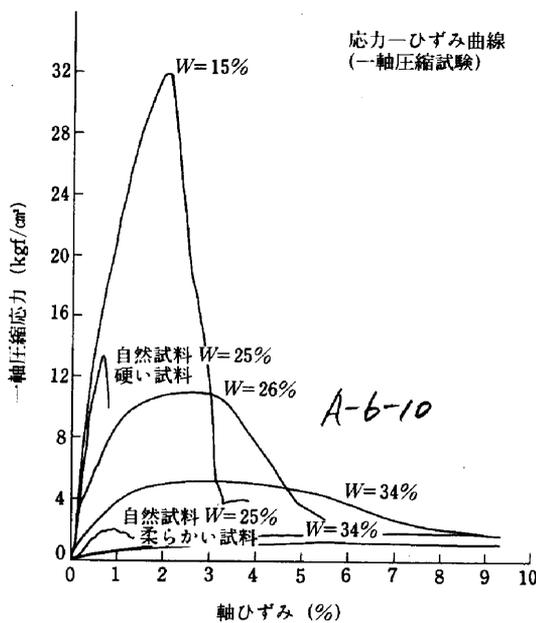
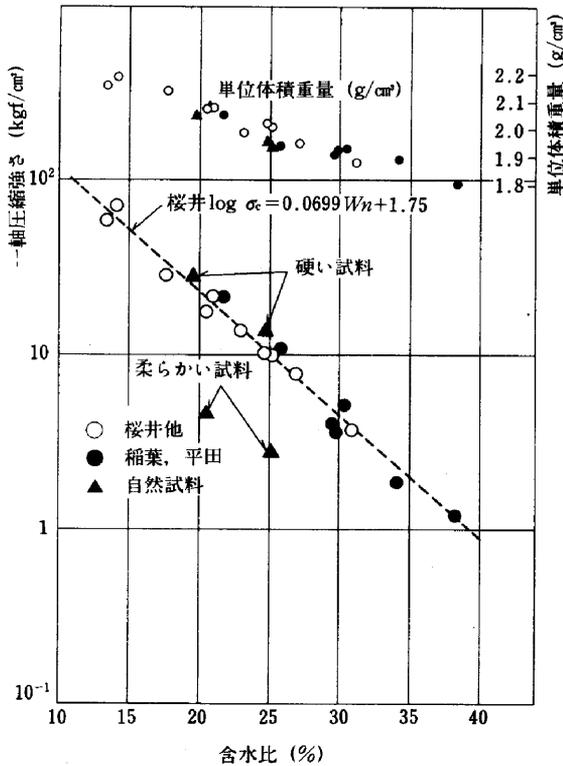


Fig.10

4) 三軸圧縮試験の結果

Fig.11 に三軸圧縮試験の結果を示す。人工試料については、含水比は20%又は30%にして拘束圧を10又は40 kgf/cm²にしたもので、自然試料については硬い試料、軟らかい試料それぞれについて人工試料と同じ拘束圧でおこなった。Fig.11 によると含水比の影響が顕著であり、拘束圧の影響はほとんどないと判断できる。どの結果も拘束圧が40kgf/cm²の場合の方が強度が低いのは原因が不明である。また、含水比が20%の場合には必ずみられ、30%の場合にはみられないことがわかる。次に人工試料についての有効応力経路図を示す。

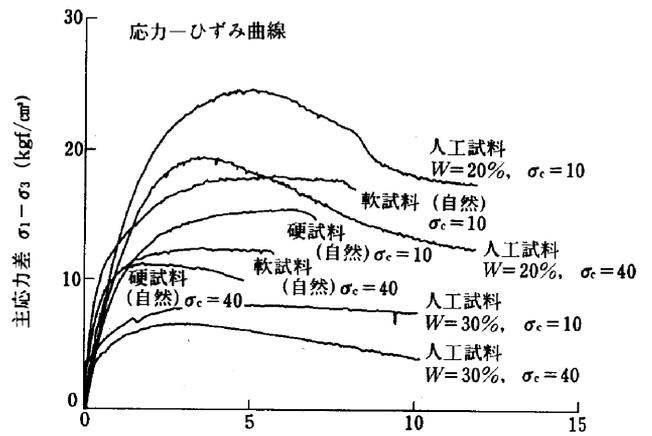


Fig.11 軸ひずみ ε₁ (%)

泥岩の試験で間隙水圧を正確に求めるのはかなり困難である。今回の間隙水圧の測定値に関しても、B値の測定値等の点で必ずしも信頼性の高いデータではないが、供試体の挙動の傾向をみるには十分と考えられる。

Fig.12 によると含水比が20%の場合は、拘束圧に拘らず、間隙水圧は最大でも拘束圧の1/2程度までしか上昇しない。しかし、含水比が30%の場合には、せん断に伴い間隙水圧が急激に上昇し、最終的には有効拘束圧が3 kgf/cm²程度まで減少する。つまり、有効拘束圧はほとんど0となり、一軸圧縮に近い状態となる。

図には示さないが、破壊時の有効主応力比は含水比によらず1.7程度の一定値になると思われる。

5) せん断速度、圧密時間の影響について

今回示した実験結果は、ほとんど圧密時間をとっていないが、試料によっては圧密時間の影響を受けると考えられる。それで、ほぼ24時間圧密した試料と、ほとんど圧密していない試料の試験結果を比較した。

含水比が30%の試料は、24時間で約4 cc程度排水するが、せん断強度、間隙水圧の挙動に差は認められなかった。含水比が20%の場合には、24時間の圧密で1 cc程度の排水があり、間隙水圧の発生に変化もあったが、もともと供

試体と実験によるばらつきが大きく、何が原因かわからなかった。

せん断速度に関しても、0.1%/minと0.025%/minで比較してみた。圧密時間と同様、この結果についても有為な差は認めされなかった。

現在もこれらの件については検討中であり、いずれさらに詳細に報告する予定である。

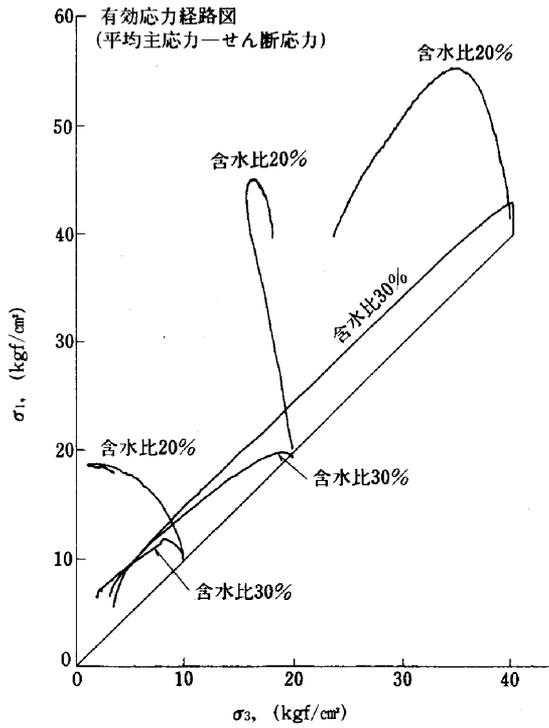


Fig.12

§ 4 . 動的試験による地山特性の把握について

§ 3 . で述べたように試料の採取・成形が可能であれば、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験の実施も可能であり、工学的特性の把握も可能である。しかし、そうでない場合にはポイントロード試験のように非成形試料で試験できる方法が望ましい。ここでは、その検討の一環として超音波パルス試験の利用を考え、まず、供試体が一様と考えられる人工試料に適用した。

(1) 試験方法

使用した供試体は§ 3 . -(2)-1)で作成した供試体と同じもので、一軸圧縮試験または三軸圧縮試験の前に超音波パルス試験を実施した。したがって、供試体はφ50×100である。

100kHz用のチタン酸バリウム製の圧電素子を用いて供試体の両端間の速度を求めた。測定の際は接触を良くするように供試体と圧電素子の間にシリコングリスを

塗布した。

(2) 試験結果

Fig.13はP波とS波の速度の関係を示している。試料は鍋立山と能生トンネルの含水比20~35%の人工試料である。この図によるとVsが小さいときはポアソン比は0.3~0.4の範囲に収まりそうだが、Vsが大きくなるとポアソン比が0.4付近に分布している。しかし、S波の測定では、初動をとらえづらく後読の位相を初動と判定しやすきことから、Vsは小さく評価しがちである。したがって、実際にはポアソン比はもっと0.3に接近しているものと考えられる。

以上のことと、ポアソン比は数値解析において決定的な影響を及ぼさないことから、 $\nu=0.3$ として、Fig.14を得た。この図は、動弾性係数と50%割線弾性係数の関係を表している。 ν を固定することでバラツキが減少しEdからE50の推定が可能になる。

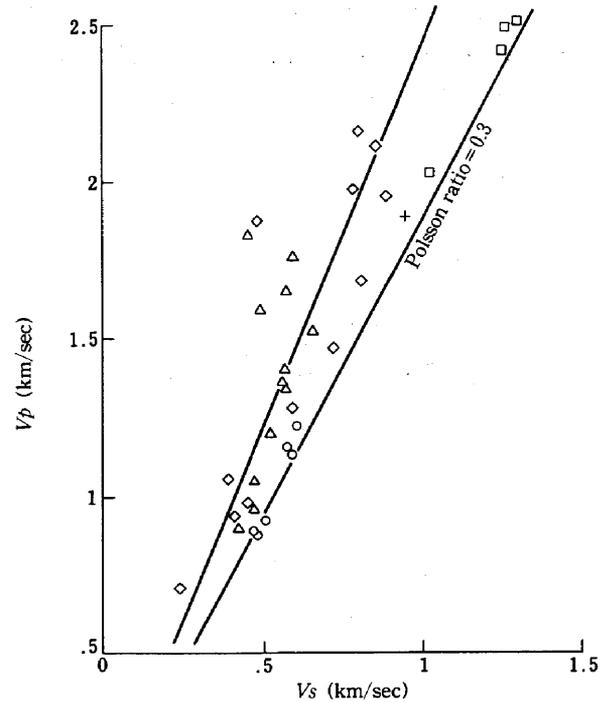


Fig.13

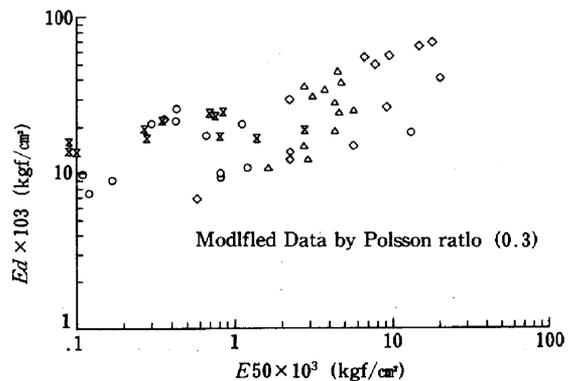


Fig.14

(3) 超音波パルス方からとらえた試料の特性

超音波パルス法の適用は、岩が硬いほど容易で軟らかいほど困難である。軟らかいと超音波の振動エネルギーが試料の途中で減衰・吸収されるからである。それで、振動エネルギーの減衰に注目して、工学的特性の変化点を探ってみた。

Fig.15 は試料の含水比と振動エネルギー吸収係数 (α) の関係を示している。 α は次の式で決定する。

$$P = P_0 \cdot \exp(-\alpha X)$$

ここに、 P : 出力側の振幅

P_0 : 入力側の振幅

α : 振動エネルギー吸収係数

X : 供試体の長さ

Fig.15 によると、能生、鍋立の試料を問わず、含水比25%で振動エネルギー吸収係数が急上昇していることがわかる。含水比の変化に伴う、物性の変化を表しているというより、軟岩から粘土への変化点を表しているように考えられる。§3.-(2)の人工試料の力学試験結果と一致する傾向であり、非常に興味深いと考えられる。

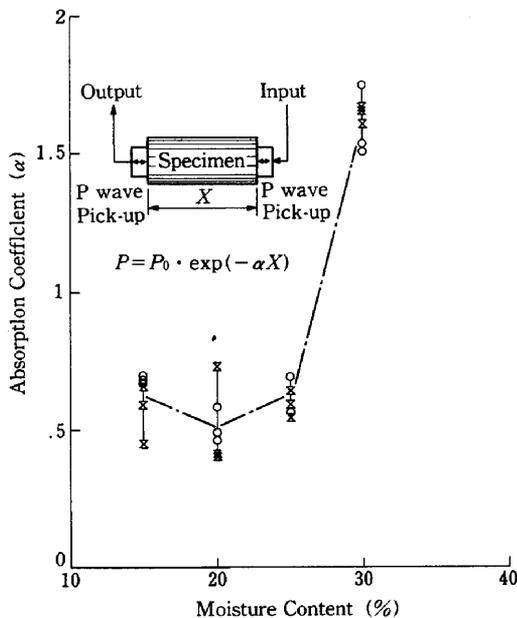


Fig.15

§5. 結論

今回の筆者らによる自然泥岩、人工泥岩に関する一連の実験の結果、以下のことがわかった。

① 泥岩の膨張性の大小は、含水比・土被り圧・一軸圧縮強度に支配され、しかも、一軸圧縮強度は含水比と強い相関関係がある。

② 鍋立山の人工試料によって、自然試料の力学特性の把握が可能と考えられる。

③ 鍋立山および能生トンネルの泥岩は、含水比25%付近で物性が大きく変化すると考えられる。これは、超音波パルス試験でも裏付けられた。

④ 鍋立山の人工試料の三軸圧縮試験の結果、含水比が大きくなると、せん断時の間隙水圧の上昇が著しく、有効拘束圧がほとんど0になり、塑性流動が顕著になる。

⑤ 動的な試験でも、ポアソン比・弾性係数等の把握が可能である。

§6. あとがき

今回の報告は昨年(1986年)春以来の試験結果をまとめたものである。能生(出)の試験関係および物理試験の大部分は平岡が、動的試験は平田が担当し、鍋立(出)の3軸圧縮試験は主として稲葉が担当した。その他試料の成形および物理試験は平塚製作所の久留米が行った。鍋立(出)の水本所長以下の方々、能生(出)の矢野所長以下の方々には試料の提供その他でお世話になった。深感謝致します。

また、研究としては中途なので次の機会にまとめを報告する予定である。

(参考文献)

- 1) 仲野良紀:「膨張性地山の実体」トンネルと地下1975年10月713-723P
- 2) 鈴木明人・飯星茂・青砥宏:「赤倉トンネルにおける膨張性泥岩に関する研究」大成建設技術研究所報第7号 109-121P
- 3) 齊藤孝夫・三木五三郎:「土の工学的分類とその利用」鹿島出版会1979年
- 4) 谷本親伯・島 昭治郎:「切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念」土木学会論文報告集 第325号 1982年9月
- 5) 桜井孝・高橋昭教:「人工泥岩の物理的・力学的性質-第2報 三軸圧縮試験による残留強度について-」鉄道技術研究所 鉄道技術研究所速報 No.A-86-185 1986年10月
- 6) 根岸勝雄・高木堅志郎:「超音波技術」東京大学出版会 1984年
- 7) 西岡隆・松本嘉司:「形状弾性ひずみエネルギー法によるトンネル周辺地山の安定解析」土木学会論文報

告集 No.376/III-6 1986-12 1987年1月

- 8) 久武勝保・稲葉 力・平田篤夫・友田 孝：「鍋立山トンネルにおける3次元逆解析手法の適用」土木学会年次学術講演会概要集第三部門 1987年 発表予定
- 9) 足立紀尚・小川豊和：「堆積軟岩の力学特性と破壊規準」土木学会論文報告集 第295号 1980年3月
- 10) 龍岡文夫：「土質試験の課題と試験結果の評価—東京湾横断道路計画における土質工学の諸問題と室内土質試験—」土質工学会 1985年