

## 断層粘土化した第三紀層凝灰質泥岩の含水比の 工学的意義と膨張性トンネル

ENGINEERING SIGNIFICANCE OF WATER CONTENT OF FAULT CLAY  
OF TERTIARY MUDSTONE WITH SPECIAL REFERENCE TO SQUEEZING TUNNEL

仲野良紀\*・清水英良\*\*・西村真一\*\*\*

Ryoki NAKANO, Hideyoshi SHIMIZU and Shinichi NISHIMURA

Taking advantage of the opportunity of excavation of Nabetachiyama Tunnel driven through tectonically disturbed mountain consisting of Tertiary mudstone of Shiya formation, samples of severely faulted mudstone (fault clay) were taken and tested mainly from the viewpoint of critical state soil mechanics. The conclusions are ;

①The water contents of fault clay in the sections suffered from very heavy squeezing pressure were in the range of critical state corresponding to the effective confining pressure at their depths. ②The competence factor  $F_c$  decreases as the depth of tunnel  $h(m)$  increases obeying the formulae  $F_c=0.79^{-0.13} \sim 1.13h^{-0.13}$ .

Keywords: Tertiary mudstone, fault clay, squeezing tunnel, critical state, fully softened state

### 1. まえがき

地すべりや膨張性トンネルなど工学上種々の厄介な問題を生じている断層粘土化した第三紀層泥岩の力学特性を、主として限界状態の土質力学の立場から究明し、膨張性トンネル地山の地質工学的調査及びトンネル設計の実務に役立てようとするものである。

### 2. 限界状態の土質力学の概念と実験方法および実験結果

土は剪断応力を受けて塑性変形をするとき泥岩のような過圧密粘土ではその体積を増加し（正のダイレタンシー）、沖積粘土のような正規圧密粘土ではその体積を減少する（負のダイレタンシー）。剪断変形が進行するに伴い、体積ひずみ( $\epsilon_v$ )が増加も減少もしない状態に達する。これを「限界状態(Critical state)」または「完全軟化状態(Fully softened state)」と呼ぶ（泥岩については後者の言い方の方が適切であろう）。この状態からさらに剪断を進めると、板状粘土鉱物を多量に含む粘土では鏡肌状のすべり面が発達し、「残留強度状態(Residual state)」に達する（わが国では前述の「完全軟化状態強度」を「残留強度」と呼ぶ人が多いがこれは誤りである）。

\* 正会員 農博 岐阜大学教授 農学部システム学科生産環境整備学講座

\*\* 岐阜大学講師      \*\*\* 岐阜大学助手

この限界状態の体積比  $v = 1 + e$  ( $e$ : 間隙比) は平均有効拘束圧  $p'$  が決まれば唯一に決まり、土の応力履歴には関係しない。たとえば図1で、 $p'_{A1}$  まで圧密した後、 $p'_{A2}$  まで除荷して過圧密状態にしてから「排水剪断試験（剪断時の水の自由な出入を許す試験の意味）」を行えば、ダイレイタンシーによって剪断層の  $\varepsilon_v$  が増加し、それに伴って吸水が行われ、ピーク強度を少し過ぎた点で、剪断層（シヤバンド）中の粘土が限界状態に達する。そのときの  $p'$  が前述の正規圧密粘土の限界状態のときの  $p'_{Ac}$  と等しくなれば、両者はほぼ同じ限界状態の体積比  $v_c$  となる。飽和粘土では含水比が  $w\%$ 、真比重  $G_s$  のとき、 $v = 1 + e = 1 + (w \cdot G_s / 100)$  の関係があるから、「同じ含水比  $w_c$  になる」とも言える。

以上の考えに基づき、強大な膨張性地圧が作用したことで知られる新潟県東頸城郡下に掘削された「鍋立山トンネル」および、その地表部の、わが国有数の地すべり地帯中の典型的な地すべり農地に掘削したボーリングや試掘立坑から採取した断層粘土や泥岩に加水してスラリー状にした試料を大型圧密容器中で  $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$  の空気圧下で自立し得る程度まで予圧密した後、 $\phi = 3.5 \text{ cm}$ 、 $l = 8 \text{ cm}$  の円柱型試料として切り出し、周辺に口紙を巻かずに、三軸室内で予圧密時の圧力より大きい種々の側圧  $\sigma_3$  下で正規圧密後、軸ひずみ速度  $\dot{\varepsilon}_a = 1 \times 10^{-3} / \text{min}$  の超緩速排水剪断試験を行った。

剪断終了後、試料中央部から採取した粘土の含水比を、最大軸差応力  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  のときの平均有効拘束圧  $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3 = (q/3) + \sigma'_3$  に対してプロットし、限界状態の  $w_c$  と  $p'$  の関係を求めた。その結果を図2(b)に示す。また、そのときの  $q$  の対数を、同じ含水比に対してプロットしたのが図2(a)である。また同図中には、 $E_{cu}$ （圧密・非排水三軸圧縮試験時の応力～ひずみ曲線から求めた  $E_t$ 、 $E_{50}$  など）と  $w$  の関係も示した。これらの図から、 $w$  と  $p'$ 、 $q$ 、 $E_{cu}$  などとの間には下記の直線的関係があることが分かる（ただし  $A$ 、 $B$ 、 $C_1$ 、 $C_2$ 、 $D_1$ 、 $D_2$  などは定数）。

$$w = A - B \log p' \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\log q = C_1 - D_1 \cdot w \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\log E_{cu} = C_2 - D_2 \cdot w \quad \dots\dots\dots (3)$$

この実験に用いた椎谷層泥岩の断層粘土は  $2 \mu$  以下の粘土鉱物を  $50\%$  以上含み、極めて難透水性である。

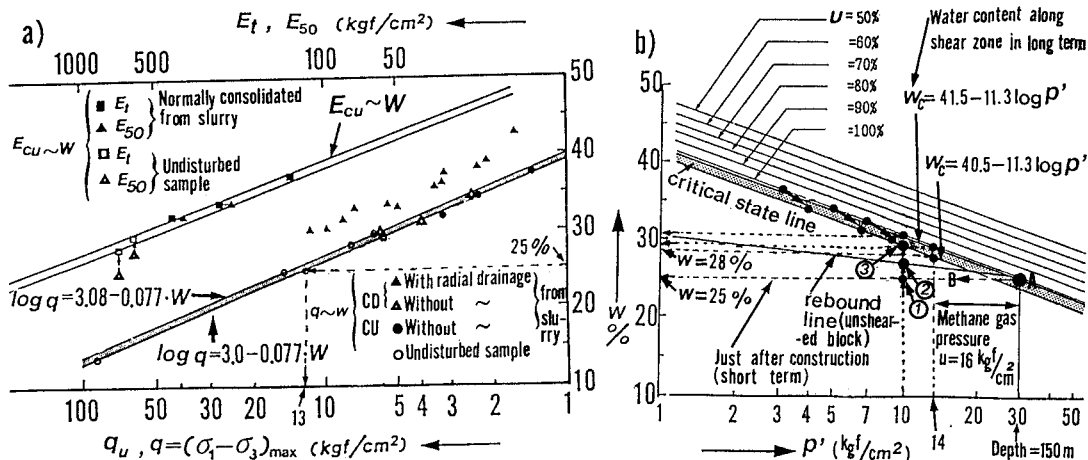


図2 椎谷層泥岩・粘土の  $q$ 、 $E_{cu}$  と含水比  $w$  の関係(a)、および、限界状態での  $w_c \sim p'$  (b)

この種の粘土の圧密・排水試験を行う場合、圧密を促進するため試料周辺に口紙を巻くことが一般に行われているが、この方法をとると試料中の含水比分布が著しく不均一になる。すなわち試料周辺の含水比が試料中央部に対して著しく低くなる結果、完全軟化状態の含水比が正しく求められなくなると共に、圧縮強度も過大評価してしまうので注意しなければならない（図2(a)参照）。試料周辺に口紙を巻かずに、前述した程度の軸ひずみ速度の緩速剪断を行えば、試験終了時の含水比のばらつきは、試料の上・下端を除けば、ほぼ±0.5%以内に納まる。なお、鍋立山トンネルの中工区から採取した不攪乱試料（不攪乱ではあるが断層作用による攪乱は受けている）の $q$ と $w_c$ の関係も、飽和度 $S_r=100\%$ のものは図2(a)の正規圧密粘土の $q$ と $w$ の関係を示す直線上にほぼ載ることも確認している。

### 3. 考察 断層粘土の自然含水比の工学的意義と地山強度比

鍋立山トンネルの種々の地点における土かぶり $h$ (m)から求められる平均有効拘束圧 $p' = \gamma_t \cdot h (1 + 2K_0)/3 = \gamma_t \cdot h$ （ただし $K_0=1$ とした）に対応する限界状態の含水比 $w_c$ を図2(b)から求めて、図3(a)に示すトンネル縦断面上の種々の地点にプロットし、これをトンネルの各地点における自然含水比 $w_n$ の分布曲線と比較すると、同図(b)に示すようになる。自然含水比分布図は公表されている試料<sup>1)2)</sup>から作成した。

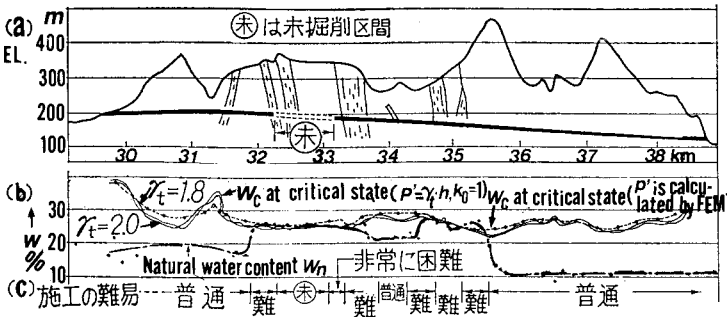


図3 鍋立山トンネルの断面図(a)、 $w_n$ 、 $w_c$ (b) および施工の難易(c)

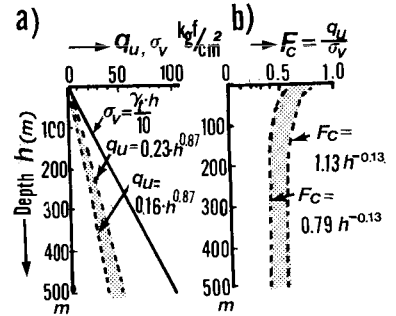


図4 限界（完全軟化）状態のときの $q_u$ 、 $F_c$ と $h$ の関係

上図から明らかなように、膨張性地圧によって施工の難航したキロ程32～33.3kmおよび34.5～35.5kmの間では図2(b)の $w_c \sim \log p'$ の関係から推定される限界状態の含水比 $w_c$ と自然含水比 $w_n$ の分布曲線はほとんど一致している。すなわち、断層・褶曲作用など地殻変動の力により、激しい剪断作用を受けた区間では泥岩は限界状態になっていたことが明らかにになった。土かぶり150mの地点では $K_0=1$ とすれば、 $\gamma_t \approx 2 \text{ tf/m}^3$ であるからメタンガス圧の無いところでは $p' = \gamma_t \cdot h = 300 \text{ tf/m}^2 = 30 \text{ kgf/cm}^2$ であり、それに相当する限界状態の含水比は図2(b)から $w_c=25\%$ と読み取れるが、事実 $w_n \approx 25\%$ である。またかぶり150mでメタンガスの湧出の激しい区間ではガス圧 $u = 16 \text{ kgf/cm}^2$ と報告されている<sup>3)</sup>。この部分では $p' = 30 - 16 = 14 \text{ kgf/cm}^2$ となるが、この $p'$ に相当する $w_c$ は図2(b)上で $w_c=28\%$ と読み取れる。この地点での自然含水比 $w_n$ は筆者らが採取した試料での測定によれば、事実約28%であった。このようにして、激しい膨張性地圧を受けた区間の断層粘土の含水比の工学的意味が明かとなった。また式(1)を(2)式に代入し、 $p' = \gamma_t \cdot h$ （ $\gamma_t$ を $\text{tf/m}^3$ 、 $h$ を $\text{m}$ 、 $p'$ を $\text{kgf/cm}^2$ で表すときは $p' = \gamma_t \cdot h/10$ ）とおけば、土かぶり $h$ (m)と限界状態の一軸圧縮強度 $q_u$ の関係も求められ、図4(a)に示すようになる。また、地山強度比 $F_c = q_u/(\gamma_t \cdot h)$ も $h$ の関数として求められ、その分布は図4(b)に示すようになる。図2(a)の $q \sim w$ の関係は、強度や含水比にばらつきがあるため、或る程度の幅があり、これを考慮しているので同図(a)(b)の曲線も幅を持ったものとなっている。これより、断層作用により限界状態となった地山ではトンネルの位置が深くなるほど地山強度比が小さくなり、トンネル掘削には不利となる。

#### 4. いわゆる膨張性トンネルのメカニズムの説明への適用

$K_0=1$ の場合のKastnerの式を、 $F_c$ と

$\beta = \sigma_i / (\gamma_i \cdot h) / 10$  (ただし  $\sigma_i$  は吹付コンクリートや鋼アーチ支保工などから地山に与える応力、すなわち土圧で、その単位は  $\text{kgf/cm}^2$ ) で整理すると、トンネル中心から弾塑性境界までの半径  $R_a$  とトンネル半径  $R_i$  との比は

$\xi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$  として、

①  $\phi \neq 0^\circ$  のとき

$$\frac{R_a}{R_i} = \left( \frac{2}{1 + \xi} \cdot \frac{\xi - 1 + F_c}{\beta (\xi - 1) + F_c} \right)^{\frac{1}{\xi - 1}} \quad \dots\dots(4)$$

②  $\phi = 0^\circ$ 、すなわち  $\xi = 1$  のとき (Kastner はこの場合の式を示していないが、容易に導ける)

$$\frac{R_a}{R_i} = e^{-0.5 \exp \left( \frac{1 - \beta}{F_c} \right)} \quad \dots\dots(5)$$

また、トンネルの押し出し量  $u_a$  (図5参照) と  $R_i$  の比は、塑性域 (破壊域) 内での、ダイレタンシーは無視し得るものとして、

$$\frac{u_a}{R_i} = 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{R_a}{R_i} \right)^2 + \left( \frac{R_a}{R_i} - \frac{u_{Ra}^*}{R_i} \right)^2} \quad \dots\dots(6)$$

ただし、 $u_{Ra}^*$  は図5に示すように、弾塑性境界面での地山の弾性変形量で、

①  $\phi \neq 0^\circ$  のとき、

$$u_{Ra}^* = \frac{\gamma_i \cdot H}{10} \cdot \left[ 1 - \frac{F_c}{\xi - 1} \left\{ \left( \frac{R_a}{R_i} \right)^{\xi - 1} - 1 \right\} - \beta \left( \frac{R_a}{R_i} \right)^{\xi - 1} \right] \cdot \frac{1 + \nu}{E_{cu}} \cdot R_a \quad \dots\dots(7)$$

②  $\phi = 0^\circ$  のとき、

$$u_{Ra}^* = \frac{\gamma_i \cdot H}{10} \left( 1 - \beta - F_c \ln \frac{R_a}{R_i} \right) \cdot \frac{1 + \nu}{E_{cu}} \cdot R_a \quad \dots\dots(8)$$

また、塑性域内での半径方向応力  $\sigma_r$  と、それに直角の接線方向応力  $\sigma_\theta$  は、

①  $\phi \neq 0^\circ$  のとき、

$$\sigma_r = \frac{q_u}{\xi - 1} \left\{ \left( \frac{r}{R_i} \right)^{\xi - 1} - 1 \right\} + \sigma_i \cdot \left( \frac{r}{R_i} \right)^{\xi - 1} \quad \dots\dots(9)$$

$$\sigma_\theta = \xi \sigma_r + q_u \quad \dots\dots(10)$$

②  $\phi = 0^\circ$  ( $\xi = 1$  のとき)

$$\sigma_r = \sigma_i + q_u \ln(r/R_i) \quad \dots\dots(11)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_i + q_u \quad \dots\dots(12)$$

したがって、塑性域内の平均拘束圧  $p$  は、 $\nu = 0.5$  において、

$$p = (\sigma_r + \sigma_\theta) / 2 \quad \dots\dots(13)$$

この断層粘土のように極めて難透水性の粘土では、トンネル掘削直後の安定問題は「斜面の短期安定問題」に相当し、塑性域内では図6に示すように全応力表示の  $p < 30 \text{ kgf/cm}^2$  となっているが、間隙圧が負圧となっているため、有効応力表示の  $p' = 30 \text{ kgf/cm}^2$  が維持され  $q = 13 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi_u = 0$  である。「長時間経過後」は

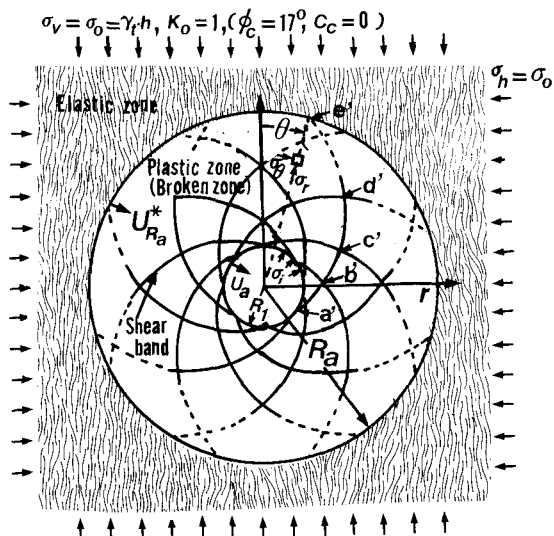


図5 トンネル周辺の塑性域とせん断層 (シヤバンド)

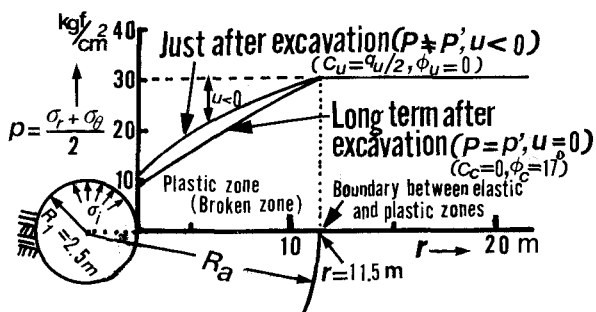


図6 塑性域内の全応力表示の平均拘束圧 (掘削後は  $p \neq p'$ 、長時間経過後は  $p = p'$ )

「斜面の長期安定問題」に相当し、塑性域内の剪断層（シャバンド）中の粘土が吸水し、限界状態（完全軟化状態）になっている場合を示す。鍋立山トンネルについて公表された資料<sup>1)</sup>によると、 $\#n=25\%$ 程度の地山の地点で、 $2R_f=5\text{m}$ の円形トンネル（導坑）で、切端から直径の5倍程度進んでほぼ落ちついた時点（短期安定）でのナトム工法での吹き付けコンクリートに作用した土圧 $\sigma_i=4\text{kgf/cm}^2=40\text{tf/m}^2$ （このとき $\beta=4/30=0.13$ ）、コンバージェンス $40\text{cm}$ （絶対量はその2倍として $2U_a=80\text{cm}$ ）であったと報告されている（図7に、文献<sup>1)</sup>の該当する図を簡略化して示す）。(9)～(13)式を用いて、 $\beta$ と $U_a/R_f$ （または $R_f=250\text{cm}$ のときのコンバージェンス $2U_a$ ）の関係を $H=150\text{m}$ の完全軟化状態の地山の短期安定と長期安定の2ケースについて示すと図8のようになる。なお図2(a)(b)より明らかなように $\#n=\#c=25\%$ のときの $E_{cu}=1,000\text{kgf/cm}^2$ 、また掘削直後の $f_c=13/30=0.43$ 、長時間経過後の剪断層（シャバンド）内の粘土は、それぞれの位置での $p'$ に応じた完全軟化状態となっているので、 $c_c=0$ 、 $\phi_c=17^\circ$ 、また、 $q_u=2c_c\cos\phi_c/(1-\sin\phi_c)=0$ であるから、長時間経過後は $f_c=0$ となる。図7に示すように短期的に安定した時点において土圧は、 $\sigma_i=40\text{tf/m}^2$

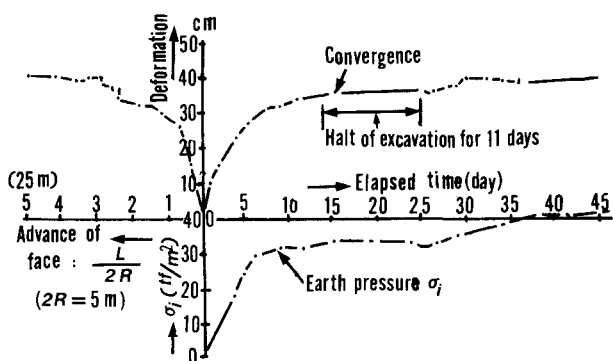


図7 鍋立山トンネル中工区33k142m地点での導坑計測結果

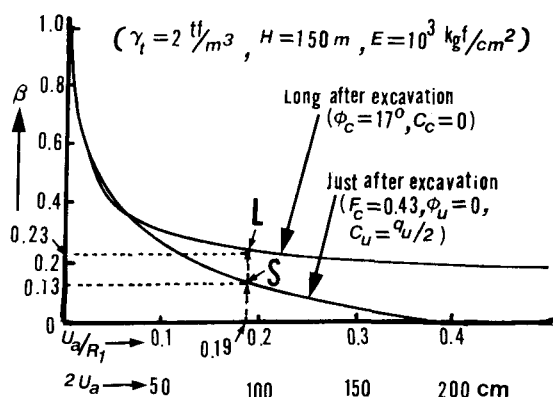


図8  $\beta=\sigma_i/(\gamma_t \cdot H)$ と $U_a/R_f$ ,  $2U_a$ (convergence)の関係

であり、このとき $\beta=\sigma_i/\gamma_t \cdot H=0.13$ であるが、図8のS点で示すように、このときの $U_a/R_f=0.19$ である。 $R_f=250\text{cm}$ であるから、コンバージェンス $2U_a=90\text{cm}$ であり図7に示す実測値 $40\text{cm}$ から推定される絶対変形量 $40 \times 2=80\text{cm}$ とほぼ合っていると見えよう。

膨張（押し出し）の激しい泥岩地山では一旦、落ちついたかに見える土圧が長時間増加し続け、二次覆工に亀裂が入ることがあるが、これは、剪断層が長時間かかって吸水・軟化し、塑性域内での平均有効拘束圧 $p'$ に応じた限界状態（ $c_c=0$ 、 $\phi_c=17^\circ$ ）に最終的になるためであるとして説明できよう。すなわち図8において、吹付コンクリートによって、 $U_a/R_f=0.19$ に地山の押し出しが拘束された状態で、二次覆工施工後の、吹付コンクリートライニング背面に作用する長時間経過後の地山土圧比 $\beta=\sigma_i/\gamma_t \cdot H$ が $S \rightarrow L$ へ、すなわち土圧 $\sigma_i=0.13 \cdot \gamma_t \cdot H \rightarrow 0.23 \cdot \gamma_t \cdot H$ へと増加することを示している。

## 5. 吸水膨張説への反論

塑性域内の平均主応力 $p$ は図6から明らかなように、掘削直後も長時間経過後も $10 \sim 30\text{kgf/cm}^2$ の間にある。前述したように掘削直後は全応力表示の $p$ は減少しても吸水膨張が直ちには進行しないので図2(b)において $\#$ と $p$ の関係は $\# = 25\%$ の線を見かけ上はAからBの方向へと移動するように見えるが塑性域内には負圧が発生しているので当分の間は $p'=30\text{kgf/cm}^2$ が維持され、有効応力表示の平均主応力 $P'$ は実際にはA点に留まっている。時間の経過とともに、例えば $p'=10\text{kgf/cm}^2$ の点①でシャバンド（図5参照）の発生していないブロックでは吸水膨張してリバウンド線上の点②へと移動する。またシャバンド中の粘土は、さらに吸

水膨張して限界状態線上の点③へと移動する。①→②へと移動することによる含水比の増加は図2(b)から読み取れるように $\Delta W_R \approx 2\%$ 、また①→③へと移動することによる含水比の増加 $\Delta W_c \approx 5\%$ である。

飽和度 $S_r=100\%$ のとき、体積比 $v=1+e=1+W \cdot G_s$ であるが、図7の観測を行った地点での $W_R=W_c=25\%$ 、 $G_s=2.75$ であるから $v=1+0.25 \times 2.75=1.69$ である。含水比が2%増加することによる体積膨張率は、

$$\left(\frac{\Delta v}{v}\right)_R = \frac{0.02 \times 2.75}{1.69} \times 100 = 3.3\% \quad \cdots \cdots (14)$$

また含水比が5%増加して、 $p'=10\text{kgf/cm}^2$ に応じた限界状態になることによる体積膨張率は、

$$\left(\frac{\Delta v}{v}\right)_c = \frac{0.05 \times 2.75}{1.69} \times 100 = 8.1\% \quad \cdots \cdots (15)$$

である。実際には図6からも明らかにように、塑性域内の平均的な拘束圧は $p'=20\text{kgf/cm}^2$ であるので、平均的には $\Delta W_R=1\%$ 、 $\Delta W_c=2\%$ 程度であり、したがって $(\Delta v/v)_R=1.6\%$ 、 $(\Delta v/v)_c=3.3\%$ 程度である。また前述したようにシヤバンドは無限に発生するものではなく、またシヤバンド幅もごく薄いものである。それに対して、 $R_f=2.5\text{m}$ の導坑で観測した実際の地山の絶対押し出し量は前述した理由により、 $U_d \approx 40\text{cm}$ であるから、トンネル内空の面積減少量から求められる体積膨張率は

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{(2.5^2 - (2.5-0.4)^2)\pi}{2.5^2\pi} \times 100 = 29.4\% \quad \cdots \cdots (16)$$

となり、上記の吸水膨張による体積膨張率よりはるかに大きい。図6の、長時間経過後の $p'$ の分布から、図2(b)の関係を用いて、図5の $a' \sim e'$ の点の含水比を求めトンネル中心からの半径方向距離 $r$ に対してプロットすると図9に示ようになる。実際にもトンネル周辺の含水比は長時間経過後は、掘削前より増加しているの、「吸水膨張」が膨張性トンネルの主要な原因であると考えられがちであるが、上述したように、膨張性トンネルの真の原因は吸水膨張による地山の体積膨張ではなく、地山の強度不足による剪断破壊（掘削直後の押し出しの原因）と、シヤバンドへの吸水による剪断抵抗力の減少（吹付コンクリートなどにより掘削後間もなく変位を拘束した場合は、長時間経過後の押し出し性地圧増加の原因）によることにある。筆者のこの考え方は既に10年余前に発表済み<sup>4)</sup>であるが、定性的な表現であったため、十分な理解と賛同を得られなかったようである（現在でも泥岩地山でのトンネルの土木地質調査項目の中に「泥岩の吸水膨張試験」が取り上げられている場合が多いことが、このことを示している）。この研究により上述の筆者の考え方が基本的に正しかったことがより具体的に実証されたと少なくとも筆者自身は考えている。

最後に鍋立山トンネル中工区の泥岩や断層粘土の採取について鉄道建設公団松代建設所、西松建設北越鍋立出張所長および関係者の方々に快くお許しを頂くとともに全面的にご協力頂いたことに感謝の意を表したい。なお、上記の研究は平成元年度科学研究補助金（一般(C)）によって行われた研究の一部である。

## 6. 参 考 文 献

- 1) 大塚正幸、高野彬：膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地質特性、土と基礎、28-7, pp.29~39, 1980
- 2) 日本鉄道建設公団東京支社：北越北線鍋立山トンネルのNATM工法による施工について、NATMの設計と施工、日本鉄道建設公団、PP.69~131, 1980
- 3) 土居、服部、鈴木：超膨張性地山における導坑計測とその評価、第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、PP.366~370, 1989
- 4) 仲野良紀：泥岩の力学特性と膨張性トンネルおよびファイルダム、土と基礎、28-7, pp.40, 1980

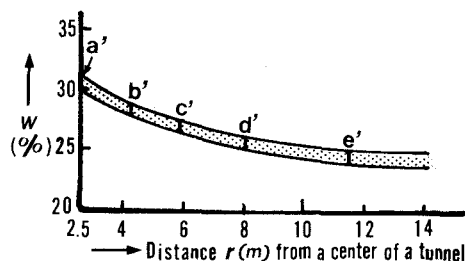


図9 導坑(図7)の含水比分布推定図