

EPS工法による軟弱地盤対策工事での地盤挙動

Behavior of Soft Ground after Excavation Using the EPS Method

北 本 幸 義
吉 田 輝

要 約

北陸自動車道・上越地区においてEPS工法を用いた軟弱地盤対策工事が行われたが、道路盛土の掘削に際して実施された動態観測では間隙水圧や層別沈下にほとんど変化がみられないということで、現象の解明を求める技術論文が公募された。そこで、一連の施工状況をプレロード工法による地盤改良としてとらえ（EPS施工における道路盛土の掘削を圧密未了状態でのプレロード撤去に位置づける）、掘削後には地盤の変形がほとんど生じないという観測結果を裏付ける内容の論文を提出した。その結果、論文審査において優秀賞を受賞したので、ここに報告するものである。

目 次

- I. はじめに
- II. 残留沈下量の算定方法
- III. 検討内容
- IV. まとめ
- V. おわりに

I. はじめに

軟弱地盤上を通過する北陸自動車道上越 IC～柿崎 IC 間では、建設中に 1.9 m、昭和 58 年供用開始後 12 年間で 1.3 m の沈下が生じ、橋台の変位も放置できない状況に陥った。そのため抜本的な対策として、橋台背面の盛土を EPS（発砲スチロール）ブロックで置換える工事が着手された。平成 8 年度に下り線を、9 年度に上り線を施工（Fig. 1¹⁾ 参照）しているが、着工に先立ち基礎地盤中に間隙

水圧計と層別沈下計を設置（Fig. 2¹⁾ 参照）し、盛土撤去に伴う地盤の挙動が観測された。

掘削を行えば除荷によって負の間隙水圧が生じ地盤は浮上すると予想されたものの、下り線を置換えた段階で、盛土直下の間隙水圧計と層別沈下計はほとんど反応していない。このような状況に対し日本道路公団から現象の解明を求める技術論文が募集された^{1)・2)} ので、プレロード工法における残留沈下量の算定方法を適用して観測結果の検討を試みた。

圧密未了地盤において圧密荷重の一部（プレロード）が撤去されると、既に過剰間隙水圧の消散している排水面付近では膨潤が生ずるが、中心部では残存する過剰間隙水圧の消散に伴って圧密沈下が継続する。本報文は、圧密が進行している状態（圧密未了地盤）で EPS 置換えの盛土掘削（圧密荷重の一部撤去）を行ったという施工状況に鑑み、上記現象を過剰間隙水圧の推移に基づいて予測するモデルを用いて掘削時の地盤挙動を評価したものである。除荷による膨潤と圧密沈下の継続とがうまくバランスされた状態にあれば、掘削後の地盤における残留沈下量は微小となり、観測結果を裏付けることになると考えられる。ここでは、提出論文に若干の加筆を行い、観測結果に対する検討内容を説明する。

II. 残留沈下量の算定方法

圧密未了地盤におけるプレロード撤去後の残留沈下量 S_r は、Fig. 3 中の記号を用いて

$$S_r = S - S_t = S_f + \alpha(S_{f+p} - S_f) - S_t \quad \cdots \cdots (1)$$

と表される³⁾。ここに、係数 α は $0 \leq \alpha \leq 1$ であり、プレロード撤去後の最終沈下量は $S_f \leq S \leq S_{f+p}$ となる。また、軟弱地盤の層厚を $2H$ 、プレロード撤去時の圧密度を U_p 、体積圧縮係数を m_v とすれば

$$S_t = 2H(P_f + P_p)U_p m_v \quad \cdots \cdots (2)$$

$$S_f = 2HP_f m_v \quad \cdots \cdots (3)$$

$$S_{f+p} = 2H(P_f + P_p)m_v \quad \cdots \cdots (4)$$

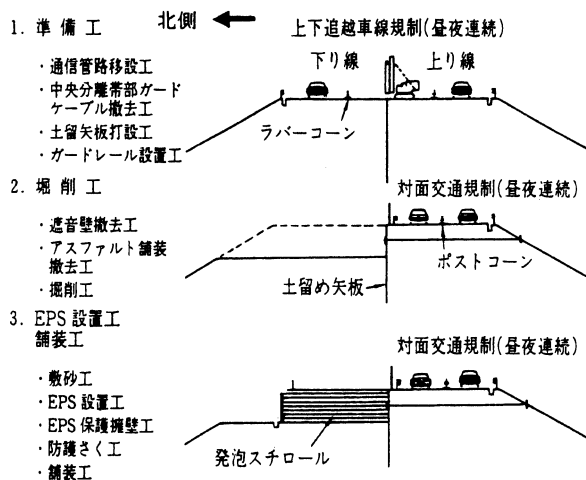


Fig. 1 Procedure for EPS Method

キーワード：軟弱地盤，圧密沈下，膨潤，間隙水圧，プレローディング

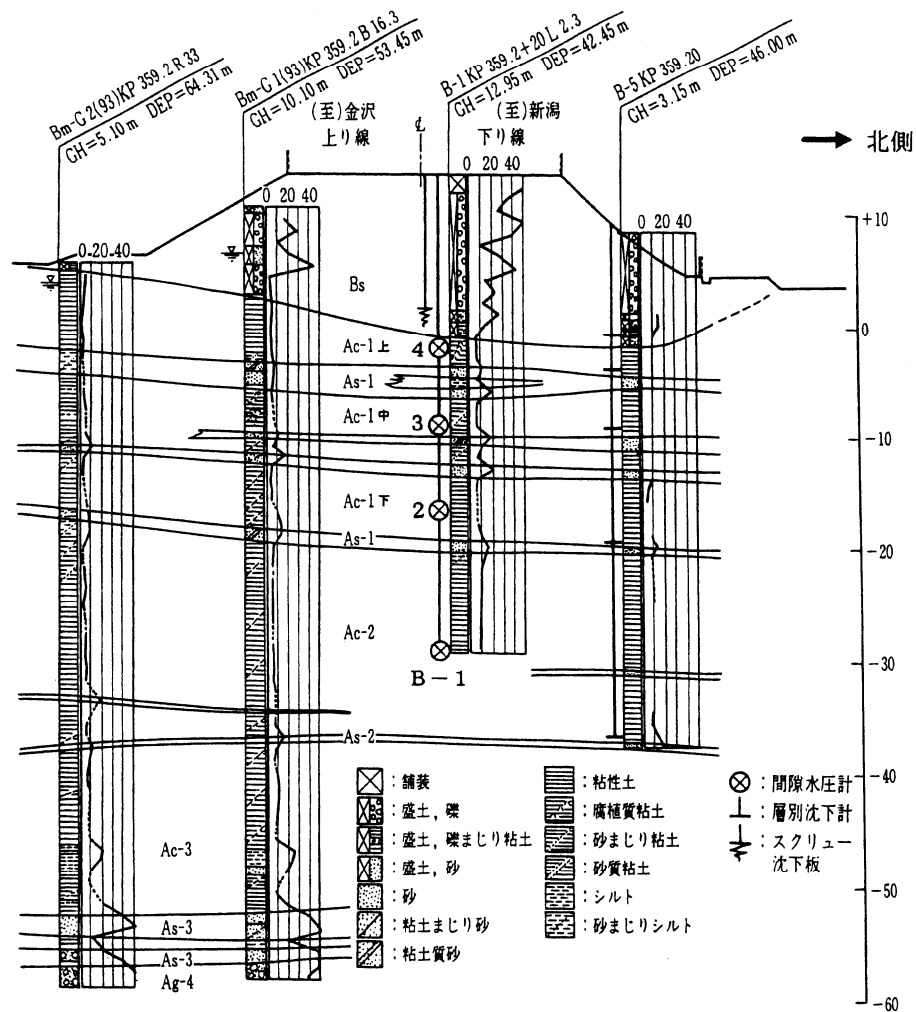


Fig. 2 Location of Instrumentation

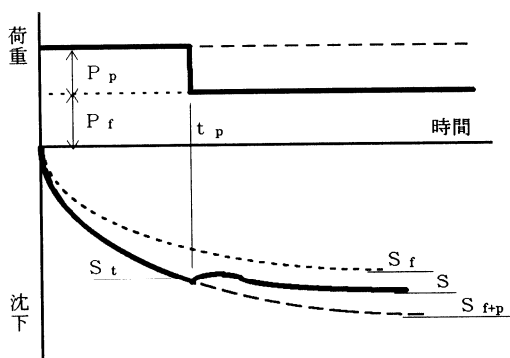


Fig. 3 Loading Pattern

であり、(1)～(4)式から得られる(5)式によってプレロード撤去後の残留沈下量を予測することができる。

$$S_r = S_f \{ (1 - U_p) + (\alpha - U_p) P_p / P_f \} \quad \dots\dots\dots (5)$$

Fig.4に示すとおり、軟弱層の排水面付近(横線部分)では除荷に起因する膨潤が生じるのに対し、中心部分(縦線部分)においては除荷後も圧密沈下が継続することになるので、Fig.5のような応

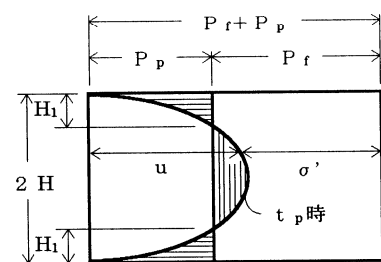


Fig. 4 Isochrone at Unloading

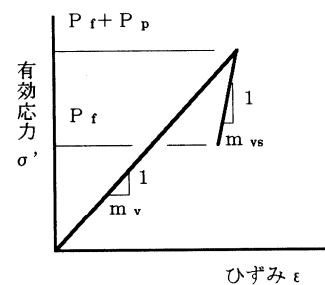


Fig. 5 Stress-Strain Curve

力～ひずみ関係を仮定すると、(1)～(4)式から

$$\alpha = \frac{2 H P_f m_v + 2 \int_0^{H_1} (m_v - m_{vs}) (P_p - u) dz - 2 H P_f m_v}{2 H (P_f + P_p) m_v - 2 H P_f m_v} \\ = \frac{H_1 / H}{(1 - m_{vs} / m_v) \int_0^{H_1} (1 - u / P_p) dz} \dots \dots \dots (6)$$

となる。ここに、 m_{vs} ：体積膨潤係数、 u ：過剰間隙水圧、 H_1 ：Fig. 4における u の正負境界深さであり、 u についてTerzaghiの一次元圧密解を適用すれば α が求められる。なお、このモデルの適用性については、既に室内実験レベルで検討されている^{4), 5)}。

III. 検討内容

IIで説明した方法に基づき、Fig. 6に示す検討フローにしたがって道路盛土掘削後の残留沈下量を算定する（各項目番号は同図中番号に一致する）。

1. 盛土、掘削形状の評価

地盤内応力の算定には、長方形分割法を用い盛土、掘削荷重を便宜上等分布荷重として扱うことから、Fig. 7に示す施工断面の簡略

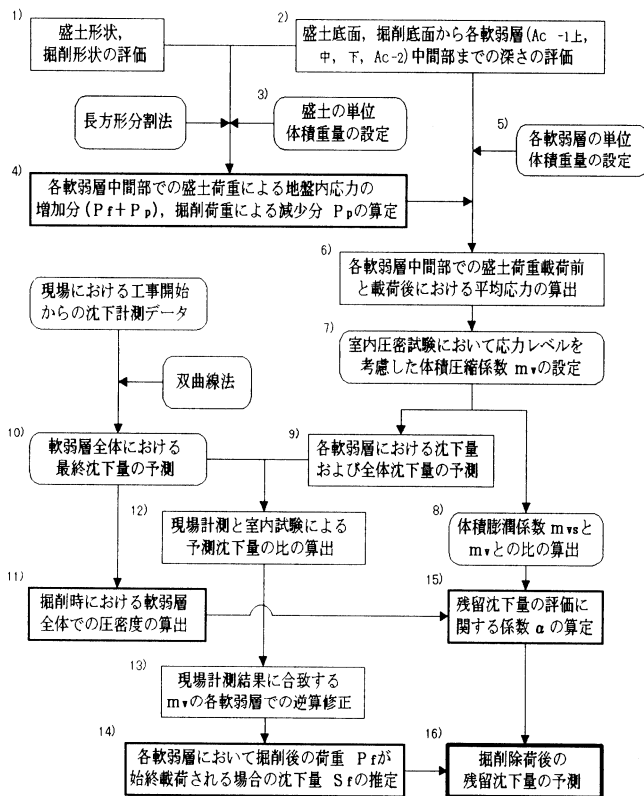


Fig. 6 Evaluation Flow

Table 1 Depth to the center in Soft Soil Layers

軟 弱 層	$A_{C-1上}$	$A_{C-1中}$	$A_{C-1下}$	A_{C-2}
盛土底面から (m)	3	7	14.5	28
掘削底面から (m)	11	15	22.5	36

化によって盛土、掘削高さ h をそれぞれ10.4(=7.4+3)、4.2 mとする。

2. 盛土、掘削底面から軟弱層中間部までの深さの評価

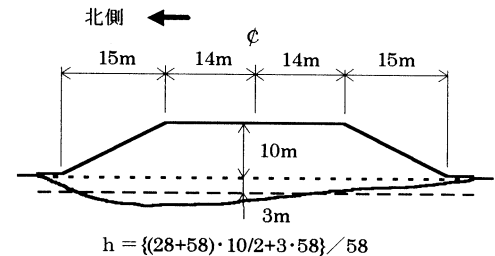
$A_{C-1上}$ 、中、下および A_{C-2} の各軟弱層における地盤内応力を算定するために、層別沈下計設置深度⁶⁾に基づいて盛土、掘削底面から各軟弱層中間部までの深さ z を評価する。Fig. 8から、各深さはTable 1に示すとおりである。ここに、同図中に記す1.5 m(＊印)は、盛土の地中沈埋部の底面を平滑化 (Fig. 7中に示す破線) したことによる調整分である。

3. 盛土の単位体積重量の設定

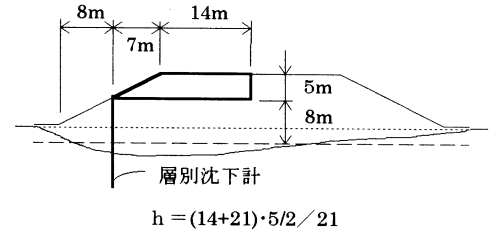
ボーリング試料⁶⁾によれば、盛土の単位体積重量 γ_t は17.1kN/m³(1.74tf/m³)である。

4. 軟弱層中間部での盛土、掘削荷重による地盤内応力の算定

辺長が m_z 、 n_z である地表の長方形面に等分布荷重 q が作用し



(a) 盛土断面の場合



(b) 掘削断面の場合

Fig. 7 Cross Section

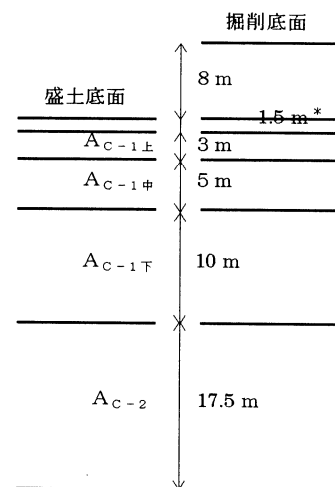


Fig. 8 Thickness of Soft Soil Layers

たとき、隅角部直下で深さ z なる位置での地盤内応力の鉛直方向成分 σ_z (Fig. 9 参照) は(7)式から求められる⁷⁾。

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{L}} \frac{L+1}{m^2n^2+L} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2n^2+L)}} \right\} \cdot (7)$$

ここに、 $L=m^2+n^2+1$ である。隅角部直下以外の任意位置での地盤内応力を求めるには、その位置が隅角部直下となるよう4個の長方形に分割し、それぞれの長方形内における荷重によって生ずる応力を重ね合わせればよい(長方形分割法⁷⁾)。なお、地下水位を地表面に想定すれば盛土、掘削による等分布荷重 q は、 $\gamma_t h$ からそれぞれ $17.1 \cdot 7.4 + 7.3 \cdot 3 = 148.1 \text{ kPa}$ (1.51 kgf/cm^2)、 $-17.1 \cdot 4.2 = -71.6 \text{ kPa}$ (-0.73 kgf/cm^2) である。

さて、地盤内応力は層別沈下計の設置位置にて算定するが、盛土荷重が縦断方向に無限大とみなせるのに対し掘削荷重(EPS施工範囲)は延長110m(層別沈下計の設置される横断面を境として東(新潟)側に14m、西(金沢)側に96m)とされる⁶⁾。また、Fig. 7に示すとおり層別沈下計の上端は掘削底面端部に位置することから、掘削荷重を分割する長方形の数は2個(盛土荷重については4個)となる。以上の点に留意すれば、各軟弱層中間部での地盤内応力 σ_z は Table 2 のように算定される。ここに、同表中の関数 f_B

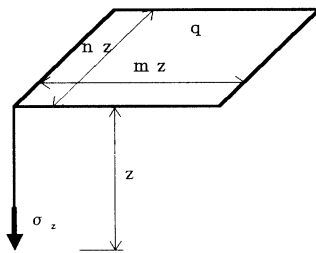


Fig. 9 Stress in Ground

(m, n) は、(7)式を $\sigma_z = q f_B(m, n)$ で表した場合の値である。なお、盛土、掘削荷重による σ_z はそれぞれプレロード載荷中の荷重($P_f + P_p$)、プレロード撤去時の荷重 P_p に対応する (Fig. 3 参照)。

間隙水圧計 B-1, 2, 3 における動態観測結果 (Fig. 10⁶⁾ 参照) によれば、掘削に伴う荷重減少に反応しそれぞれ最大で 35, 40, 50 kPa (それぞれ 0.36, 0.41, 0.51 kgf/cm^2) 程度の減少がみられる。これらは算定された地盤内応力の減少分 (B-1, 2, 3 にてそれぞれ 16.7, 23.5, 29.4 kPa (それぞれ 0.17, 0.24, 0.30 kgf/cm^2) にほぼ相当するが、 -32.4 kPa (-0.33 kgf/cm^2) と算定された B-4 では逆に 30 kPa (0.31 kgf/cm^2) 程度の増加がみられており、原因については不明である。

5. 軟弱層の単位体積重量の設定

ボーリング試料⁶⁾ によれば、軟弱層 A_{C-1} 上, 中, 下および A_{C-2} における単位体積重量 γ_t はそれぞれ 17.7, 15.5, 15.9, 16.4 kN/m^3 (それぞれ 1.80, 1.58, 1.62, 1.67 t/m^3) である。

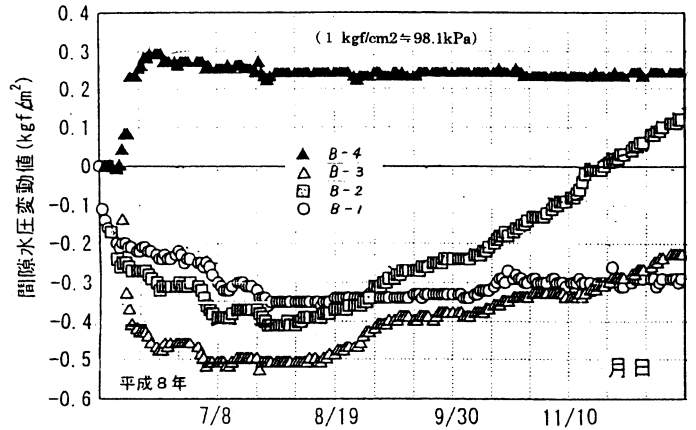


Fig. 10 Measured Pore Water Pressures

Table 2 Stress in Soft Soil Layers under Embankment and Excavation

軟弱層	長方形	盛土荷重 $q=148.1 \text{ kPa}$ の場合					掘削荷重 $q=-71.6 \text{ kPa}$ の場合				
		z	m	n	$f_B(m, n)$	σ_z	z	m	n	$f_B(m, n)$	σ_z
A_{C-1} 上	北東	3 (m)	∞	2.67	0.245	146.2 (kPa)	11 (m)	—	—	—	-32.4 (kPa)
	南東		∞	16.7	0.250			1.91	1.27	0.215	
	南西		∞	16.7	0.250			8.73	1.91	0.239	
	北西		∞	2.67	0.245			—	—	—	
A_{C-1} 中	北東	7 (m)	∞	1.14	0.214	137.3 (kPa)	15 (m)	—	—	—	-29.4 (kPa)
	南東		∞	7.14	0.250			1.40	0.93	0.186	
	南西		∞	7.14	0.250			6.40	1.40	0.226	
	北西		∞	1.14	0.214			—	—	—	
A_{C-1} 下	北東	14.5 (m)	∞	0.55	0.147	116.7 (kPa)	22.5 (m)	—	—	—	-23.5 (kPa)
	南東		∞	3.45	0.248			0.93	0.62	0.135	
	南西		∞	3.45	0.248			4.27	0.93	0.198	
	北西		∞	0.55	0.147			—	—	—	
A_{C-2}	北東	28 (m)	∞	0.29	0.087	96.1 (kPa)	36 (m)	—	—	—	-16.7 (kPa)
	南東		∞	1.79	0.237			0.58	0.39	0.077	
	南西		∞	1.79	0.237			2.67	0.58	0.152	
	北西		∞	0.29	0.087			—	—	—	

6. 軟弱層中間部での盛土荷重載荷前後における平均応力の算出

室内圧密試験結果から体積圧縮係数を設定するために、 $A_{C-1上}$ 、 $中$ 、 $下$ および A_{C-2} の各軟弱層について盛立て時の応力レベルを算出する。初期応力（地下水位を地表面すなわち盛立て前の $A_{C-1上}$ 層天端に想定）と盛土荷重による応力増分とから、載荷中の平均応力はTable 3に示すとおりである。ここに、軟弱層の単位体積重量、層厚は、盛土荷重によってかなり圧密の進行した状態で採取されたボーリング試料に基づいている。したがって、実際の初期状態ではこの場合に比較して単位体積重量が小さく層厚は大きいと予想されるが、初期応力の算出においては結果的に同等な値が得られるものとする。

7. 応力レベルを考慮した体積圧縮係数の設定

各軟弱層の室内圧密試験結果⁶⁾による体積圧縮係数 m_v は、応力レベルを考慮してTable 4のように設定される。

8. 体積膨潤係数と体積圧縮係数との比の算出

室内圧密試験による体積膨潤係数 m_{vs} と体積圧縮係数 m_v との比は、Table 4に示すとおりである。

9. 室内試験による軟弱層沈下量の予測

盛土荷重($P_f + P_p$)による最終沈下量 S_{f+p} は、Table 4で設定された体積圧縮係数 m_v を用いれば(4)式から、 $S_{f+p} = 300 \cdot 146.2 \cdot (1.86 \cdot 10^{-4}) + 500 \cdot 137.3 \cdot (3.03 \cdot 10^{-4}) + 1000 \cdot 116.7 \cdot (2.10 \cdot 10^{-4}) + 1750 \cdot 96.1 \cdot (2.22 \cdot 10^{-4}) = 91\text{cm}$ と予測される。ここに、軟弱層間に介在する砂質混じりの薄層は便宜上軟弱層に含めるものとする。

10. 現場計測による軟弱層沈下量の予測

高田平野・保倉地区における軟弱層全体での沈下量は、建設中で190cm、供用後（昭和58年から平成7年までの12年間）で130cmとされる。さらに、今後50年間における沈下量は双曲線法から55cmと見込まれている⁶⁾ことから、最終沈下量は375cm程度と予測される。

11. 掘削時における圧密度の算出

掘削時の圧密度は本来各軟弱層について算出すべきであるが、詳細不明であるため、すべて一次圧密であると仮定した全体沈下量に基づく圧密度 $U_p = (190+130)/375 = 85\%$ を各軟弱層に適用する。

12. 現場計測と室内試験による予測沈下量の比の算出

現場計測による予測沈下量は室内試験によるものに比較してかなり大きく、その比は $375/91 = 4.12$ と算出される。

13. 現場計測結果に合致する体積圧縮係数の逆算修正

当初から掘削後の荷重が載荷されているとした場合の沈下量を推定するために、体積圧縮係数 m_v を実地盤の挙動に合うよう的確な値に修正する³⁾。すなわち、Table 4に示す m_v を4.12倍すれば、 $A_{C-1上}$ 、 $中$ 、 $下$ および A_{C-2} においてそれぞれ7.65, 12.48, 8.65, $9.15 \times 10^{-4}/\text{kPa}$ （それぞれ7.50, 12.24, 8.49, $8.98 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ ）となる。ただし、体積膨潤係数 m_{vs} と体積圧縮係数 m_v との比は表-4に示す値のまま不変とする。

14. 掘削後の荷重が始終載荷される場合の軟弱層沈下量の推定

掘削後の荷重 P_f が当初から載荷されているとした場合に各軟弱層で生ずる最終沈下量 S_f は、(3)式から $S_f = 300 \cdot (146.2 - 32.4) \cdot (7.65 \cdot 10^{-4}) + 500 \cdot (137.3 - 29.4) \cdot (12.48 \cdot 10^{-4}) + 1000 \cdot (116.7 - 23.5) \cdot (8.65 \cdot 10^{-4}) + 1750 \cdot (96.1 - 16.7) \cdot (9.15 \cdot 10^{-4}) = 26.1 + 67.3 + 80.7 + 127.3 = 301\text{cm}$ 程度と推定される。

Table 3 Stress Level during Loading (Stress Unit : kPa)

軟弱層	$\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ (kN/m^3)	中間部までの 深さ Σz (m)	初期応力 $p_0 = \Sigma \gamma' z$	応力増分 σ_z	平均応力 $p = p_0 + \sigma_z / 2$
$A_{C-1上}$	7.9	3/2	11.9	146.2	85.0
$A_{C-1中}$	5.7	3+5/2	38.0	137.3	106.7
$A_{C-1下}$	6.1	3+5+10/2	82.7	116.7	141.1
A_{C-2}	6.6	3+5+10+17.5/2	171.0	96.1	219.1

Table 4 Coefficient of Volume Compressibility and of Volume Swelling (Unit : (kPa)-1)

軟弱層	試料番号	m_v	平均	m_{vs}	平均	m_{vs}/m_v
$A_{C-1上}$	B2-4	$2.64 \cdot 10^{-4}$	$1.86 \cdot 10^{-4}$	$1.77 \cdot 10^{-5}$	$1.86 \cdot 10^{-5}$	0.10
	B2-6-1	$1.06 \cdot 10^{-4}$		$1.93 \cdot 10^{-5}$		
$A_{C-1中}$	B2-7	$2.86 \cdot 10^{-4}$	$3.03 \cdot 10^{-4}$	$6.53 \cdot 10^{-5}$	$6.03 \cdot 10^{-5}$	0.20
	B2-9	$4.19 \cdot 10^{-4}$		$7.96 \cdot 10^{-5}$		
	B2-10	$2.03 \cdot 10^{-4}$		$3.62 \cdot 10^{-5}$		
$A_{C-1下}$	B2-11	$2.10 \cdot 10^{-4}$	$2.10 \cdot 10^{-4}$	$3.64 \cdot 10^{-5}$	$3.64 \cdot 10^{-5}$	0.17
A_{C-2}	B1-3	$2.01 \cdot 10^{-4}$	$2.22 \cdot 10^{-4}$	$4.01 \cdot 10^{-5}$	$5.51 \cdot 10^{-5}$	0.25
	B1-4	$2.36 \cdot 10^{-4}$		$5.98 \cdot 10^{-5}$		
	B1-6	$2.28 \cdot 10^{-4}$		$6.56 \cdot 10^{-5}$		

Table 5 Coefficient of α (Stress Unit : kPa)

軟弱層	U_p	時間係数 T_v	$P_f + P_p$	P_p	$P_p / (P_f + P_p)$	H_1/H	m_{vs}/m_v	α
$A_{C-1上}$	0.85	0.684	146.2	32.4	0.221	0.778	0.10	0.299
$A_{C-1中}$	0.85	0.684	137.3	29.4	0.214	0.727	0.20	0.254
$A_{C-1下}$	0.85	0.684	116.7	23.5	0.202	0.654	0.17	0.245
A_{C-2}	0.85	0.684	96.1	16.7	0.173	0.527	0.25	0.185

15. 残留沈下量の評価に関する係数 α の算定

過剰間隙水圧の変化に対して Terzaghi の一次元圧密解を適用すると、係数 α は Table 5 に示すとおりである。

16. 掘削除荷後の残留沈下量の予測

以上の検討内容に基づけば、道路盛土下り線掘削後の残留沈下量 S_r は(5)式から Table 6 のように予測される。 S_r は除荷後十分な時間が経過したときの最終的な沈下量(A_{C-1} 上, 中, 下の3層では膨潤量)を意味するので、掘削直後では S_r よりも若干膨潤側の変形が生ずると考えられる。

層別沈下計における動態観測結果 (Fig.11⁶⁾ 参照) によれば、各軟弱層において 1~4mm 程度の膨潤がみられ、全体で約 11mm となっている。土質工学的にいつてわずかな変形量であり、予測結果の妥当性を裏付ける地盤挙動であるといえる。

IV. まとめ

技術論文募集における下記課題に対して、検討結果を述べる。

1. 下り線の盛土撤去になぜ計器類が反応しなかったのか

盛土撤去に伴う荷重減少に応じて、B-1, 2, 3における間隙水圧はそれぞれ最大で 35, 40, 50kPa 程度減少している。これは、長方形分割法から得られる地盤内応力の減少量 (B-1, 2, 3にてそれぞれ 16.7, 23.5, 29.4kPa) にほぼ対応している。ただし、B-4においては 32.4kPa の減少と算定されるのに対し、実測では逆に 30kPa 程度の増加がみられる (原因不明)。

また、層別沈下計についても各軟弱層において 1~4mm 程度の膨潤がみられ、全体で約 11mm となっている。微小ではあるが計器類が反応しなかったとはいえず、次に示すような現象に起因する

結果であると考えられる。

2. どういう現象が起こっているのか

掘削除荷による膨潤と、圧密途中で除荷されたことによって残留する過剰間隙水圧が除荷後の荷重下で消散する際に生ずる継続沈下とが同時に発生しており、これらがうまくバランスされた状態にあるものと考えられる。

3. 工事がすべて完了したら計器類はどんな動きをするのか

下り線施工完了後十分な時間が経過すれば、残留間隙水圧の消散に伴い軟弱層全体で 1mm 程度の沈下が生ずると予測される。また、全線施工完了後については、具体的な計算を実施していないが、上り線の掘削によって除荷応力が増加することから膨潤の占める割合が大きくなり、残留沈下量は 1mm よりも小さくなる (最終的な状態としても膨潤を維持し沈下に転じない) ものと考えられる。ただし、計算上最終荷重としては掘削時の最小状態を想定しており、その後のEPSや舗装などによる荷重の増加分を考慮していない。さらに、二次圧密も見込んでいないことから、上記 1mm という数値は実際の残留沈下量よりも過小であると予想される。

V. おわりに

EPS工法により圧密沈下の抑制を図る工事において、動態観測結果に関する技術論文が公募され、40 件に上る資料請求の問合わせがあった。詳しい工事内容や観測結果^{6), 8)}は紙数の制約上割愛せざるをえなかったが、道路盛土掘削時の地盤挙動について、除荷による膨潤と残留間隙水圧の消散に伴う圧密沈下の継続とがうまくバランスされた状態にあったとする一つの考えを示した。一般に、軟弱地盤の挙動にはさまざまな要因が複雑に絡み合っているものと考えられるが、ここに述べた検討内容が地盤の応力と変形に対する考え方、評価手法の参考になれば幸いである。

Table 6 Residual Settlement after Excavation

軟弱層	S_f (cm)	α	P_p (kPa)	P_f (kPa)	S_r (cm)
A_{C-1} 上	26.1	0.299	32.4	113.8	-0.18
A_{C-1} 中	67.3	0.254	29.4	107.9	-0.84
A_{C-1} 下	80.7	0.245	23.5	93.2	-0.23
A_{C-2}	127.3	0.185	16.7	79.4	1.33
全層					0.08

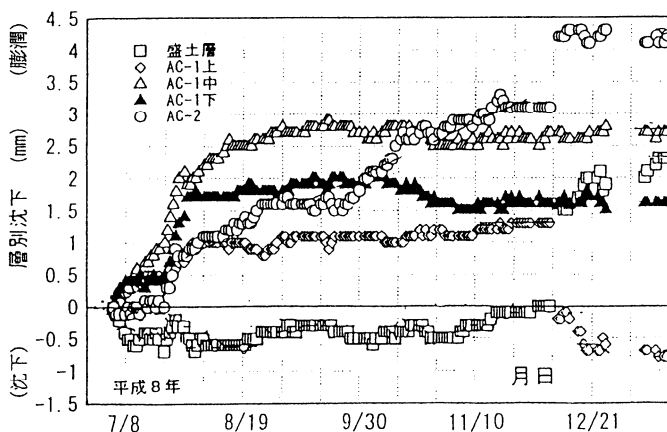


Fig. 11 Measured Deformation of Soft Soil Layers

参考文献

- 1) 日本道路公団金沢管理局技術部；北陸自動車道軟弱地盤対策工事 (EPS工法) に関する技術論文募集，土と基礎，Vol.45，No.10，pp.41~42，1997.
- 2) 財団法人高速道路技術センター；技術センター活動状況，EXTETC，Vol.11，No.2，p.94，1997.
- 3) 柴田徹，安部茂，松岡孝哉；埋立軟弱地盤におけるプレロード除荷後の沈下予測，第19回土質工学研究発表会，pp.921~922，1984.
- 4) 阿部裕，五十嵐寛昌；粘性土の載荷・除荷後の圧密沈下特性について，第21回土質工学研究発表会，pp.1049~1050，1986.
- 5) 五十嵐寛昌，阿部裕，北本幸義，木村孟；粘性土の圧密沈下に関する遠心模型実験，第23回土質工学研究発表会，pp.1187~1190，1988.
- 6) 日本道路公団北陸支社，資料請求問合わせ時の現場データに関する送付書類一式，1997.
- 7) 日本建築学会編，建築基礎構造設計基準・同解説，pp.133~136，1974.
- 8) 川井田実，森井慶行，飯塚敦，太田秀樹；道路盛土の除去およびEPS置換による軟弱地盤の挙動解析，土木学会論文集 (投稿中)。