

4-7 通常的设计手法との比較

表 4-10～表 4-12 は、 $\log t$ 法^[35]による長期沈下量を各エリアについて計算した結果である。 $\log t$ 法は次式で長期沈下量 (S_s) を簡易に求める方法で、高速道路建設では一般的に用いられている。

$$S_s = \beta \log \frac{t}{t_0} \tag{4-6}$$

t は沈下量を求める任意の時間、 t_0 は基準とする日で施工開始から 600 日とする場合が多い。 β は、 t_0 以降の沈下曲線の傾き (図 4-37) であるが、過去の経験値または実測沈下曲線から求めるとされており、新規に盛土を構築する場合は設定が困難である。

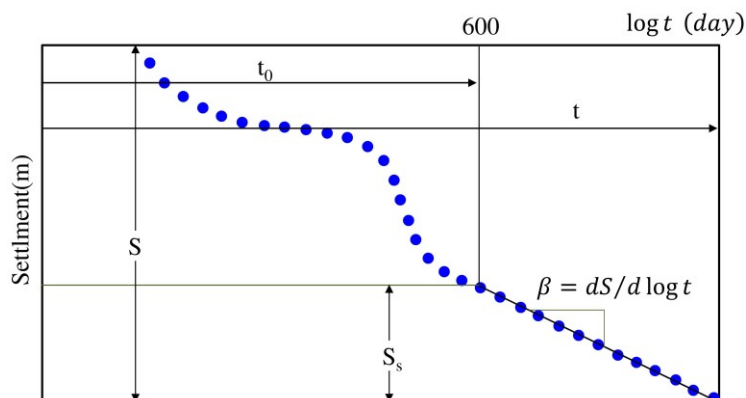


図 4-37 長期沈下の模式図^[36]

このため、今回の高速道路本体の盛土の設計では、真空圧密工法を全面的に採用することを前提に、以下の推定式^{[11] [37]}を用いて自然含水比 (w_n (%)) と軟弱層厚 (D (m)) の関係から β を求めるものとした。

$$\beta = 0.01w_n \times D \tag{4-7}$$

また、真空圧密工法を採用したことによる改良効果については、改良後の過圧密比を次式で推定したうえ、深沢ら^[38]が整理した過圧密比と二次圧密係数比の関係を参考に、二次圧密係数比 (R) を求めて式 (4-6) に乗じることで、沈下量を低減するものとした^[11]。

$$OCR = \frac{p_0 + (\Delta p + \Delta p_1 + \Delta p_2) \times U / 100}{p_0 + \Delta p}$$

(4-8)

p_0 : 載荷前の有効土被り圧 (kN/m²)

Δp : 設計盛土荷重 (kN/m²)

Δp_1 : サーチャージ盛土荷重 (kN/m²)

Δp_2 : 真空載荷荷重 (kN/m²)

U : 負圧載荷停止時の圧密度 (%)

よって、式(4-6)は式(4-9)のとおりとなる。

$$S_\alpha = R \cdot \beta \cdot \log \frac{t}{t_0}$$

(4-9)

式(4-9)で求めた供用開始20年後の沈下量は、Area1で約18cm、Area2で約23cm、Area3で約28cm(表4-10~表4-12)で、前項に示したFEM解析による長期沈下予測結果(表4-9)と極めて近い結果となった(表4-13)。

表 4-10 logt法による長期沈下量の計算結果 (Area1)

Area1 STA.19+70													長期沈下量								
土層区分	計画盛土高 PH (m)	施工盛土厚 H (m)	総沈下量 S (cm)	深度 (m)	層厚 D (m)	含水比 w _n (%)	盛土の施工				真空圧密				OCR	二次圧係数比 R	二次圧係数 α	β	長期沈下量		
							盛土荷重 (kN/m ²)	有効重量 γ' (kN/m ³)	有効土被り圧 p ₀ (kN/m ²)	盛土の増加応力 Δp (kN/m ²)	p ₀ +Δp p ₁ (kN/m ²)	負圧載荷 Δp ₂ (kN/m ²)	負圧停止時の圧密度 U (%)	p ₀ *(Δp+Δp ₂)/U P ₂ (kN/m ²)					p ₂ /p ₁	α*D	β*log(t/t ₀) (cm)
Apt				3.7	3.7	800		0.5	0.91	93.22	94.13		70	94.0	154.34	1.640	0.204	8	29.6	5.13	6.95
Ac				5.1	1.4	60		6.0	6.03	92.45	98.48		70	97.5	164.42	1.670	0.197	0.6	0.8	0.14	0.19
As				6.7	1.6			8.0	16.63	91.35	107.98										
Apc				9	2.3	150		3.0	26.48	89.12	115.6		70	65.4	130.54	1.129	0.758	1.5	3.5	2.22	3.01
As				10.7	1.7			8.0	36.73	86.04	122.77										
Ac				11.8	1.1	60		6.0	46.82	83.55	130.38			46.82	0.359	1	0.6	0.7	0.56	0.76	
As	2.9	6.1	318.2	16.7	4.9		185.8	8.0	69.72	77.71	147.44										
Dc1				18.8	2.1	90		4.5	94.05	70.77	164.82			94.05	0.571	1	0.9	1.9	1.61	2.18	
Ds1				19.7	0.9			8.0	102.38	67.91	170.29										
Dc1				21	1.3	90		4.5	108.9	65.88	174.78										
Ds1				22.7	1.7			8.0	118.63	63.22	181.85			108.90	0.623	1	0.9	1.2	0.99	1.35	
Dc2				26.3	3.6	55		6.0	136.23	58.84	195.07			136.23	0.698	1	0.55	2.0	1.68	2.28	
Ds2				27.7	1.4			8.0	152.63	55.09	207.72										
Dc2				29.5	1.8	55		6.0	163.63	52.88	216.51										
Ds2				30.7	1.2			8.0	173.83	50.93	224.76										
Dc2				32.2	1.5	55		6.0	183.13	49.27	232.4			183.13	0.788	1	0.55	0.8	0.70	0.95	
Ds2				33	0.8			8.0	190.83	47.93	238.76										
Dc2				33.5	0.5	55		6.0	195.53	47.2	242.73			195.53	0.806	1	0.55	0.3	0.23	0.32	
Ds2				34.8	1.3			8.0	202.43	46.19	248.62										
Dp2				35.7	0.8	135		4.5	209.74	45.04	254.78			209.74	0.823	1	1.35	1.1	0.92	1.24	
Dc2				37.4	1.7	55		6.0	216.75	43.76	260.51			216.75	0.832	1	0.55	0.9	0.79	1.08	
Ds2				38.7	1.3			8.0	227.05	42.34	269.39										
																			Σ	13.28	17.98

表 4-11 logt 法による長期沈下量の計算結果 (Area2)

Area2 STA.22+20

土層区分	計画盛土高 PH (m)	施工盛土厚 H (m)	総沈下量 S (cm)	深度 (m)	層厚 D (m)	含水比 w _s (%)	盛土の施工					真空圧密				長期沈下量				
							盛土荷重 (kN/m ²)	有効重量 γ' (kN/m ³)	有効土被り圧 p ₀ (kN/m ²)	盛土の増加応力 Δp (kN/m ²)	p ₀ +Δp (kN/m ²)	負圧載荷 Δp ₂ (kN/m ²)	負圧停止時の圧密度 U (%)	p ₀ *(Δp+Δp ₂)/U P ₂ (kN/m ²)	OCR p ₂ /p ₁	二次圧密係数比 R	二次圧密係数 α	β α+D	供用後 10年間	供用後 20年間
																			β*log(t/t ₀) (cm)	
Apt				1	1	740	0.5	0.25	106.98	106.98	30	99.9	137.09	1.281	0.445	7.4	7.4	2.80	3.79	
Apt				3.9	2.9	740	0.5	1.23	106.81	106.81	60	99.5	167.21	1.565	0.226	7.4	21.5	4.13	5.59	
Ac				5.3	1.4	90	4.5	5.1	105.87	105.87	60	90.1	154.55	1.460	0.275	0.9	1.3	0.29	0.40	
As				6.1	0.8	8	8	11.45	104.92	104.92										
Apc				9.6	3.5	220	2	18.15	102.13	102.13	60	90.7	165.20	1.618	0.210	2.2	7.7	1.37	1.86	
As				11.8	2.2	8	8	30.45	96.87	96.87										
Ac	2.8	7.1	425.9	14.2	2.4	90	4.5	44.65	91.86	91.86			44.65	0.486	1	0.9	2.2	1.84	2.49	
As				17.7	3.5	8	8	64.05	85.11	85.11										
Dc1				20.7	3	90	4.5	84.8	77.89	77.89			84.80	1.089	1	0.9	2.7	2.30	3.11	
Ds1				21.7	1	8	8	95.55	73.72	73.72										
Dc1				23.2	1.5	90	4.5	102.93	71.25	71.25			102.93	1.445	1	0.9	1.4	1.15	1.55	
Ds1				24.8	1.6	8	8	112.7	68.32	68.32										
Dp2				25.5	0.7	135	4.5	120.74	66.23	66.23			120.74	1.823	1	1.35	0.9	0.80	1.09	
Dc2				27.9	2.4	65	5.5	128.9	63.6	63.6			128.90	2.027	1	0.65	1.6	1.33	1.80	
Ds2				28.7	0.8	8	8	138.62	61.06	61.06										
Dc2				29	0.3	65	5.5	142.65	60.22	60.22			142.65	2.369	1	0.65	0.2	0.17	0.22	
Ds2				30.7	1.7	8	8	150.27	58.73	58.73										
Dc2				31.5	0.8	65	5.5	159.27	56.96	56.96			159.27	2.796	1	0.65	0.5	0.44	0.60	
Ds2				32.7	1.2	8	8	166.27	55.6	55.6										
Dc2				37	4.3	65	5.5	182.9	52.13	52.13			182.9	3.509	1	0.65	2.8	2.38	3.22	
																	Σ	16.61	22.50	

表 4-12 logt 法による長期沈下量の計算結果 (Area3)

Area3 STA.23+80

土層区分	計画盛土高 PH (m)	施工盛土厚 H (m)	総沈下量 S (cm)	深度 (m)	層厚 D (m)	含水比 w _s (%)	盛土の施工					真空圧密				長期沈下量				
							盛土荷重 (kN/m ²)	有効重量 γ' (kN/m ³)	有効土被り圧 p ₀ (kN/m ²)	盛土の増加応力 Δp (kN/m ²)	p ₀ +Δp (kN/m ²)	負圧載荷 Δp ₂ (kN/m ²)	負圧停止時の圧密度 U (%)	p ₀ *(Δp+Δp ₂)/U P ₂ (kN/m ²)	OCR p ₂ /p ₁	二次圧密係数比 R	二次圧密係数 α	β α+D	供用後 10年間	供用後 20年間
																			β*log(t/t ₀) (cm)	
Apt				3.9	3.9	740	0.5	0.98	143.37	144.35	70	98.8	211.79	1.467	0.204	7.4	28.9	5.01	6.78	
Ac				5.3	1.4	90	4.5	5.10	142.63	147.73	70	90	196.47	1.330	0.197	0.9	1.3	0.21	0.29	
As				6.1	0.8	8	8	11.45	141.90	153.35										
Apc				9.6	3.5	220	2.0	18.15	139.62	157.77	70	90.3	207.44	1.315	0.758	2.2	7.7	4.96	6.72	
As				11.8	2.2	8	8	30.45	134.93	165.38										
Ac	4.4	9.3	489.6	14.2	2.4	90	4.5	44.65	130.08	174.73			44.65	0.256	1	0.9	2.2	1.84	2.49	
As				17.7	3.5	8	8	64.05	123.04	187.09										
Dc1				20.7	3	90	4.5	84.80	114.91	199.71			84.80	0.425	1	0.9	2.7	2.30	3.11	
Ds1				21.7	1	8	8	95.55	109.93	205.48										
Dc1				23.2	1.5	90	4.5	102.93	106.93	209.86			102.93	0.490	1	0.9	1.4	1.15	1.55	
Ds1				24.8	1.6	8	8	112.74	103.27	216.01										
Dp2				25.5	0.7	135	4.5	120.74	100.60	221.34			120.74	0.545	1	1.35	0.9	0.80	1.09	
Dc2				27.9	2.4	65	5.5	128.90	97.18	226.08			128.90	0.570	1	0.65	1.6	1.33	1.80	
Ds2				28.7	0.8	8	8	138.62	93.82	232.44										
Dc2				29	0.3	65	5.5	142.65	92.69	235.34			142.65	0.606	1	0.65	0.2	0.17	0.22	
Ds2				30.7	1.7	8	8	150.27	90.69	240.96										
Dc2				31.5	0.8	65	5.5	159.27	88.26	247.53			159.27	0.643	1	0.65	0.5	0.44	0.60	
Ds2				32.7	1.2	8	8	166.27	86.39	252.66										
Dc2				37	4.3	65	5.5	182.90	81.55	264.45			182.90	0.692	1	0.65	2.8	2.38	3.22	
																	Σ	20.57	27.86	

表 4-13 FEM と logt 法の比較

Area	解析コード	負圧載荷開始600日後を基準とした、供用開始から20年間の残留沈下量の予測結果の最大値 (m)	負圧載荷開始から600日後を基準として logt 法で求めた、供用開始から20年間の残留沈下量 (m)
1	DACSAR-VS	0.1887	0.1798
2	DACSAR-MC	0.25	0.2250
3	DACSAR-VS	0.3119	0.2786

4-8 試験工事の結果の総括

表 4-1 4に、今回の試験工事で確認した点を整理した。

4-8-1 改良（圧密促進）効果と沈下挙動

真空圧密工法の改良効果については、各エリアで確認できた。特に圧密降伏応力の向上傾向からシート式真空圧密工法の圧密促進効果が高かったと考える。キャップ式真空圧密工法では、盛土の上載荷重による圧密効果だけでは高有機質土層（Apt）を気密シール層として十分に機能させることができなかった。キャップ式真空圧密工法を採用する場合は、何らかの方法で最上部の高有機質土層の気密性を確保する工夫が必要となる。また、Area1でシート式真空圧密工法の改良範囲外側に打設した矢板は、圧密促進効果を向上させ、負圧載荷期間を低減した。

深層型沈下計の挙動から、Area1、Area2で深度30m程度、Area3で深度35～40m程度までの範囲に沈下が及んでおり、Area1、Area2は深度20m付近、Area3は深度30m付近までの挙動が顕著であることを確認した。

なお、負圧載荷停止から1年後の沈下速度は、Area3で1日当たり約0.2mmであった。負圧載荷開始日から600日後の沈下量を基準として、供用開始から20年後の沈下量を複数の解析手法で予測した結果、何れのエリアでも最大値で0.2m～0.3m程度の残留沈下量となった。この結果は、従来のlogt法による推定結果と非常に調和的であった。このことから、高速道路本体盛土の残留沈下対策は、従来のlogt法で沈下量を推定して検討すれば良いということになる。供用開始日を基準とした場合は、その後20年間の残留沈下量はArea1とArea2で約0.1m、Area3で約0.2mとなる。供用開始後の残留沈下は管理上問題とならない程度に制御できる可能性が高い。

4-8-2 中間砂層の影響

中間砂層については、何れの工法でもその下方の土層で間隙水圧が低下しており、大きな影響は受けていない。逆に、シート式真空圧密工法で打設した矢板やキャップ式真空圧密工法の遮水シールの効果は明確にできなかった。特にキャップ式真空圧密工法では、中間砂層の範囲を遮水するより、地表面の気密性の確保により注力すべきであると考えられる。

また、Area1に打設した矢板はArea3との比較から、改良範囲外の間隙水圧の変化を抑制した可能性がある。このことは、次項で述べる周辺地盤の変状抑制にも寄与しているはずである。

4-8-3 周辺地盤への影響

周辺地盤の変位は何れの工法も改良範囲側に引き込む方向に発生し、水田が変状して耕作に支障を来すこととなった。水田の変状は、客土で補修可能であったが、建設機械を水田に乗り入れることができないため、耕土の搬入等に工夫が必要であった。キャップ式真空圧

密工法は、改良範囲端部付近で改良効果が低下してしまっている可能性が高いが、これにより周辺地盤への影響を緩和する結果となった。

また、シート式真空圧密工法では、改良範囲外周に矢板を打設すると圧密促進効果がさらに向上するうえ、周辺地盤の変状も大幅に低減した。盛土の施工に伴い、引き込まれた周辺地盤が押し戻されることも期待したが、改良範囲外側に設置した地中傾斜計の動きを見てもそのような挙動は顕著でなかった。ただし、Area1については、負圧载荷停止後に矢板を引き抜いた後、地中変位計の挙動にやや外側に押し出し傾向が生じており、その傾向は深度70～80m付近に達しているが、地表面部には目視で確認できるほどの変状はなく、水田への影響は生じていない。

4-8-4 盛土の施工速度

Area3のシート式真空圧密工法で盛土の施工速度の向上を試みたところ、1日当たり約0.2mの実績を得たが、側方流動の兆候を確認した。盛土の施工速度は1日当たり0.15m程度が妥当であるものと判断する。

表 4-14 試験工事の結果の概括

確認事項	試験工事の結果概括
改良(圧密促進)効果と沈下挙動	<ul style="list-style-type: none"> ・真空圧密工法を盛土に併用することで、当該地盤においても高い改良効果が得られる。 ・圧密降伏応力の向上傾向から、シート式真空圧密工法の圧密促進効果が高い。 ・負圧载荷停止1年後の沈下速度は、挙動が最も大きい工区で1日当たり0.2mm程度である。 ・地表付近に透水性の高い高有機質土が分布しているため、改良効果を高めるためには気密性を確保する必要がある。 ・改良区域の周囲に矢板を打設した場合、改良効果が向上し、負圧载荷期間を短縮した。
中間砂層の影響	<ul style="list-style-type: none"> ・各工法とも、中間砂層より下方の土層で間隙水圧の低下があった。 ・矢板の併用により周辺地盤の間隙水圧の低下を抑制した可能性があるが、遮水効果は確認できなかった。 ・キャップ式真空圧密工法の遮水シールの有効性は明確にできなかった。
周辺地盤への影響	<ul style="list-style-type: none"> ・各工法とも、周辺の地盤(水田)を改良範囲側に引き込む方向の変状が生じた。(大きな変状が生じた工区では、改良範囲外側の砂層で間隙水圧の低下があった。) ・改良区域の周囲に打設した矢板は、周辺地盤の変状を抑制する効果があった。 ・キャップ式真空圧密工法の盛土周辺部は沈下量が小さく、これにより周辺地盤の変状を緩和した。
盛土施工速度	<ul style="list-style-type: none"> ・日当たり0.15m程度が妥当である。

4-9 本体工の設計方針

図 4-3 8 に、東北中央自動車道の本体盛土のうち、白竜湖軟弱地盤通過範囲における設計方針の概要（概念図）を示す。白竜湖軟弱地盤は、東北中央自動車道の中心側線で言えば終点側ほど道路建設、特に盛土構築には適さない地盤となる。その一方、終端（北端）から約 600 m の範囲は基岩層（凝灰岩層）の存在を確認しており、この範囲は橋梁で通過する計画とすることが可能である。また、この橋梁部より起点側（南側）については基岩層の深度が 100 m を超えているが、今回の試験工事の結果から盛土構築が十分可能であるものと判断し、約 2 km の延長で真空圧密工法を併用した盛土構造を採用する計画とした。道路計画高はインターチェンジ部を除く平均で約 4.4m と低盛土であるが、地盤の悪い終点側の橋梁部に向けて盛土高を高くしていく必要がある（図 3-3 の(b)の範囲）。このため、試験工事の施工範囲から橋梁部までの間は、盛土高が徐々に高くなるうえ、盛土を構築する上での条件が徐々に悪くなるという状況にあり、特に留意が必要である。

4-9-1 改良対象深度

図 4-3 8 に示した盛土の計画概要図は、道路横断方向の断面を示したもので、試験工事の施工範囲を含み起点側（南側）を Type A、試験盛土施工範囲より終点側（北側）を Type B として区分して示してある。Type A については、Area1、Area2 の動態観測結果で顕著な沈下挙動が深度 20 m 付近までであり、更新統での間隙水圧の変動も小さかったため、完新統の粘性土 (Ac) までを改良対象層とした。鉛直ドレーンの打設深度は、12 ～15 m になる。Type A の軟弱地盤対策工法は、盛土着手前に目標の負圧に到達させることを条件に、シート式真空圧密工法、キャップ式真空圧密工法のどちらでも採用できるものとした。図 4-3 8 (a) では、シート式真空圧密工法を採用した場合の例を示しているが、実際には本体工事を担当した施工業者はすべての範囲でシート式真空圧密工法を採用している。

Type B については、特に注意が必要な図 3-3 の (b) の範囲が対象となるうえ、Area3 の動態観測結果で深度 30 m 付近まで顕著な沈下挙動を示したこと、並びに更新統粘性土第 2 層 (Dc2) で間隙水圧の変動があったことから当該土層までを改良対象層と考えた。その結果、この区間の鉛直ドレーン打設深度は 35 m（作業基盤の敷砂を含めると 36 m）に達することになった。なお、この区間についてはシート式真空圧密工法を採用し、十分に負圧を載荷するものとした。また、橋台背面部にかけて盛土高が高く（約 7 m）なるため、盛土の安定性を考慮して押え盛土を併設するものとした。

鉛直ドレーンの打設間隔は、道路縦横断方向とも 1.0 m で両タイプ同一とした。

4-9-2 周辺地盤の変状抑制

試験盛土では側道部を含めて事業用地全幅を改良対象範囲としていたが、Area2 で改良端部の沈下が少なく周辺地盤の変状を緩和したことから、本体工については盛土の直下のみを改良対象範囲として周囲の水田からの離隔を確保した。また、Area1 と Area3 の比較から、

矢板等で真空圧密工法の改良範囲と周辺地盤との間に縁切りを施すことが周辺地盤の変状の抑制に効果的であったと考える。本線盛土の両側には側道を設ける計画であるが、工事期間中はこの側道を工事用道路として利用するため、土運搬に耐えられる程度に堅固に構築する必要がある。一方で、周辺地盤の変状抑制の観点から、真空圧密工法による改良範囲から側道部を除外して改良範囲と水田の離隔を取るため、側道部は未改良範囲となる。側道部を工事用道路として利用するためには、水田への影響の少ない別な方法による改良を施さねばならない。このため、側道部を Apc 層までを対象にセメント混合処理を先行実施して連続壁を構築し、Area1 の矢板と同様に周辺地盤との縁切り効果を期待するとともに、堅固な工事用道路の基盤を設けてしまう計画とした。なお、このセメント改良については、Area3 において発生した改良範囲外の間隙水圧の変動の状況（図 4-20）を勘案し、試験工事区間より終点側の範囲では Apc 層の下の砂層（As）を遮水する効果も期待することとした。このため、当該範囲のセメント改良は事業用地の外周部で完新統粘性土（Ac）に達する深度（13 m）まで施工するものとしている（図 4-38 の Type B）。

作業基盤については、敷網と厚さ 0.3 m の敷砂では一部で不陸が生じたため、Type A、Type B とも敷砂の厚さを 1 m に変更し、代わりに敷網は不採用とした。

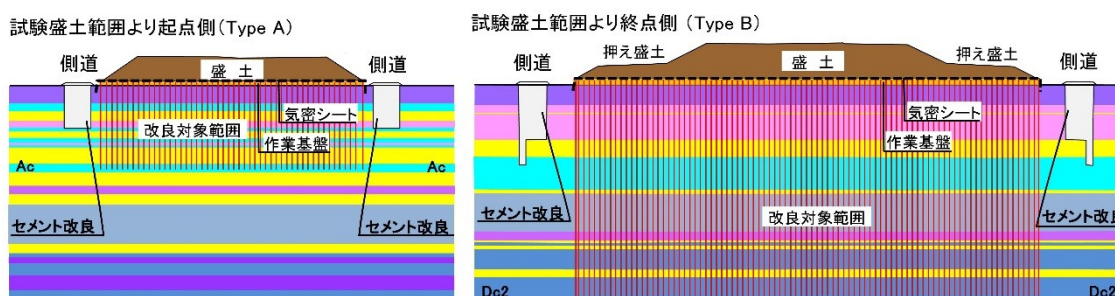


図 4-38 白竜湖軟弱地盤における盛土計画概要（概念図）

表 4-15 白竜湖軟弱地盤における盛土計画概要

	Type A	Type B
適用範囲	起点～試験工事範囲	試験工事範囲北端～盛土部北端
真空圧密工法	シート式またはキャップ式 (盛土着手前に所定の負圧を確保する)	シート式
改良対象深度	完新統粘性土(Ac)まで 12m～15m	更新統粘性土第2層(Dc2)まで 35m
改良対象範囲	盛土直下(のり尻まで)	
表層排水層	敷砂 厚さ1.0m(作業床を兼ねる)	
計画盛土高(平均)	2.2m～11.1m(4.2m)	4.6m～7.0m(5.8m)
水田との離隔	約10m(標準部)	約10m～25m
周辺地盤変状抑制	側道部のセメント改良 幅6m×深さ9m	側道部のセメント改良 上部:幅6m×深さ9m 下部:幅1m×深さ4m

4-9-3 長期沈下への対応

図 4-3 9 に、工事中の盛土の形状に関する概念図を示す。長期沈下への対応として、白竜湖軟弱地盤における高速道路本体盛土の天端幅員については、一般部で供用開始から 5 年後、橋台すり付け部で 20 年後の沈下量を見越して余裕を持たせるものとした。さらに、土工仕上がり時の盛土高さは道路計画高相当まで余盛りすることとした。これにより、舗装相当の荷重を予め載荷する計画としている。工事期間中、計画どおりに沈下が進行した場合あるいは計画の沈下量以下だった場合は、余盛部分を剥ぎ取って舗装を仕上げる。計画を超えて沈下が進行した場合は、剥ぎ取り量を調整して、必要であれば軽量骨材等の採用を検討するものとした。

白竜湖軟弱地盤では、簡単に言えば 3m の高さの盛土を構築しようとする 3m の沈下を覚悟しなければならない (図 4-1 2)。長期沈下量については、予測手法が確立されていないため、当該地盤のように大きな変形量を予測する場合、手法により大きな差が生じるものと考えた。このため、複数の有限要素解析手法による予測結果を比較したところ、何れも大差がないことを確認した。さらに、供用開始 20 年後の沈下量の予測結果の最大値は、logt 法の推定値と概ね等しく (表 4-1 3)、供用後に十分に管理できる程度であった。これまで、高速道路盛土では慣用手法による推定値を大幅に上回る長期沈下が生じて問題となる場合があったが、今回の試験工事の観測結果を複数の解析手法に反映して長期沈下量を予測しても、慣用手法の推定値を顕著に超える長期沈下量は予測できなかった。この結果は、それぞれの解析手法に精通した技術者が細心の注意を払い、それぞれの解析コードに最新の知見を取り入れて求めた結果である。この結果から、白竜湖軟弱地盤における高速道路盛土の設計に当たっては、これまでどおり logt 法で長期沈下量を見積もれば良いものと判断した。

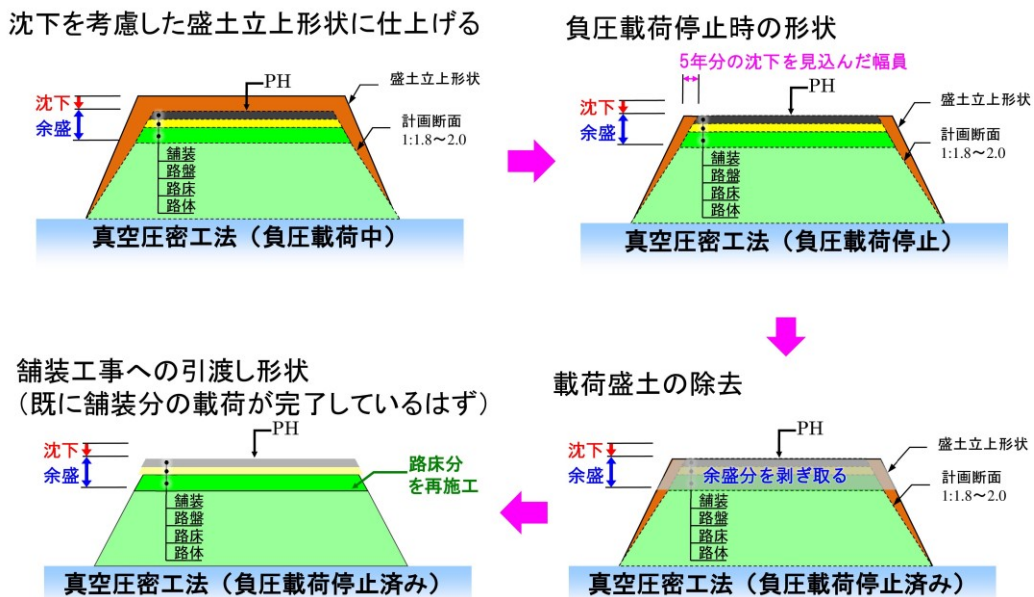


図 4-3 9 盛土の施工形状の考え方 (概念図)

図 4-40 に、STA.7 付近（国道横過部）より北側の範囲について、真空圧密工法による地盤改良深度を概念的に示した。東北中央自動車道の中心線に沿った土層断面図に、鉛直ドレーンの概ねの打設深度を追記したものである。表 4-15 の配置を再現すると図 4-40 のとおりとなる。試験工事の施工範囲は、鉛直ドレーンの打設深度が 7.0~7.9m に過ぎず、Type A と比較しても半分程度の改良深度となる。各エリア間は約 50~60m の離隔があるがこの範囲は Type A を配置している。さらに、Area3 のすぐ北側は Type B の範囲となり、改良深度に極端な差が生じている。このため、試験施工範囲の近傍の範囲で施工を開始すると共に、各試験盛土が再び沈下挙動を示すはずである。試験施工範囲の近傍の範囲で施工を開始した際は、試験盛土の挙動を良く観察し、負圧停止時期等を見極める必要がある。特に Area3 については、鉛直ドレーンの打設深度が他のエリアに比べて浅かった可能性や過剰間隙水圧の消散やや不十分だった可能性もあり、沈下速度も他よりやや大きいため、留意が必要である。4-6 で予測した以上の長期沈下が生じる可能性も否めないが、Area3 の両隣の範囲で十分な負圧载荷を施すことで、そのリスクを排除できるものと考ええる。

当該区間の供用開始は、2018 年度の前定であるが、試験工事を施工した範囲は、負圧载荷停止から 5 年程度の放置期間を確保できる。試験工事の都合上、不十分な施工となった点もあるが、時間を有効に活用すれば供用開始に十分に備えることが可能なはずである。

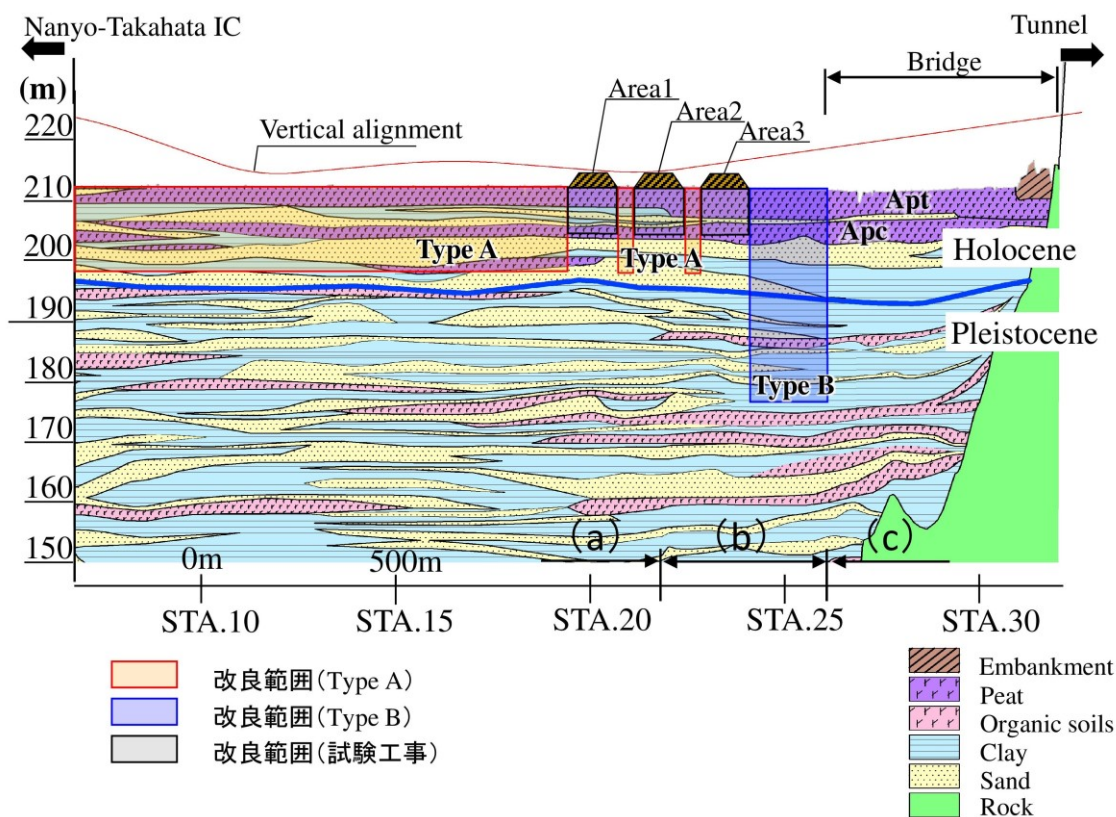


図 4-40 改良対象深度の概念図

《参考文献》

- [1] 公益社団法人地盤工学会, "地盤改良の調査・設計と施工-一戸建住宅から人工島まで-", *地盤工学・実務シリーズ*, vol. 31, pp. 90-95, 2013.
- [2] 加藤真司, 中谷史規, 亀井修一, 後藤雄一, 牧岳志, "軟弱地盤下の軟岩を支持層とする長尺鋼管杭の急速載荷試験," *土木学会年次学術講演会講演概要集*, vol. 68, no. 3, pp. 309-310, 2013.
- [3] 加藤真司, 中谷史規, 亀井修一, 後藤雄一, 牧岳志, "軟弱地盤下の軟岩を支持層とする長尺鋼管杭の水平載荷試験," *土木学会年次学術講演会講演概要集*, vol. 68, no. 3, pp. 311-312, 2013.
- [4] 加藤真司, 佐々木徹, 山田満秀, 澤野幸輝, 齋藤邦夫, 太田秀樹, "有機質土と粘性土および砂質土が互層状に堆積した軟弱地盤における真空圧密工法の適用性," *土木学会論文集C (地圏工学)*, vol. 71, no. 4, pp. 335-351, 2015.
- [5] 今井五郎, "「真空圧密工法」のさらなる発展に向けて-真空圧を利用した地盤改良の原理とその適用-", *土木学会論文集*, vol. 2005, no. 798VI-68, pp. 1-6, 2005.
- [6] 三反畑勇, "真空圧密工法," *地盤工学会誌*, vol. 56, no. 10, pp. 55-56, 2008.
- [7] 林宏親, 西本聡, 橋本聖, 梶取真一, "真空圧密工法による泥炭地盤の長期沈下低減法," *寒地土木研究所月報*, no. 712, pp. 2-10, 2012.
- [8] 山形正雄, 浜崎智洋, 森山晴司, 中谷崇宏, "強制圧密・脱水工法による軟弱地盤対策-高知道・高岡東地区-", *EXTEC*, no. 12, pp. 26-28, 1999.
- [9] 神田一夫, "真空圧密工法による軟弱地盤対策-日沿道新潟～中条間-", *EXTEC*, 第 6, pp. 39-41, 2000.
- [10] 川井田実, 高坂敏明, 山田耕一, 中熊和義, "超軟弱地盤における高速道路盛土建設のための真空圧密改良," *材料*, vol. 61, no. 1, pp. 46-51, 2012.
- [11] 真空圧密技術協会, "高真空 N&H 工法技術資料," 2013.
- [12] 真空圧密ドレーン工法研究会, "真空圧密ドレーン工法技術資料," 2011.
- [13] 山田満秀, 高坂敏明, 五十嵐勝, 清見博英, 林宏親, "中間砂層を挟在する軟弱地盤における真空圧密工法の適用性について," *地盤工学研究発表会発表講演集*, no. 40, pp. 1067-1068, 2005.
- [14] 林宏親, 西本聡, "泥炭性軟弱地盤におけるキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果," *地盤工学シンポジウム論文集*, no. 8, pp. 149-152, 2008.
- [15] P. V. Long, "Design, construction, and performance of soft ground improvement using PVD in southern Vietnam," *Foundation and Soft Ground Engineering Challenges in Mekong Delta*, pp. 97-117, 2013.
- [16] 安部哲夫, 藤岡一頼, 加藤真司, 佐々木徹, "動態観測結果からみる真空圧密工法による地盤改良について," *地盤工学研究発表会発表講演集*, no. 48, pp. 911-912, 2013.

- [17] 地盤工学会, “地盤材料試験の方法と解説,” 第 1, pp. 128-129, 2009.
- [18] 豊田邦男, 辻野英幸, 坪田邦治, “道央自動車道(札幌～岩見沢間)軟弱地盤長期沈下と維持管理-供用開始 20 年後の評価まとめ-,” *寒地土木研究所 平成 16 年度技術研究発表会*, 2005.
- [19] 「土の会」技術伝承出版編集委員会, “高速道路の軟弱地盤技術-観測的設計施工-,” pp. 35-38, 2012.
- [20] 大向井直樹, “アイソタック型非線形三要素モデルによる圧密解析と沈下予測手法に関する一考察,” *土木学会年次学術講演会講演概要集*, vol. 65, pp. 159-160, 2010.
- [21] 大向直樹, 畠山正則, 大久保均, “除荷・再載荷を考慮したアイソタック型圧密解析の 1 例,” *地盤工学研究発表会発表講演集*, vol. 45, pp. 225-226, 2010.
- [22] G. Imai, Y. Tanaka and H. Saegusa, “One-Dimensional Consolidation Modeling Based on the Isotach Law for Normally Consolidated Clays,” *Soils and Foundations*, vol. 43, no. 4, pp. 173-188, 2003.
- [23] F. Tatsuoka, M. Ishihara, H. D. Denedetto and R. Kuwano, “Time-Dependent Shear Deformation Characteristics of Geomaterials and their Simulation,” *Soils and Foundations*, vol. 42, no. 2, pp. 103-129, 2002.
- [24] A. Iizuka and H. Ohta, “A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis,” *Soils and Foundations*, vol. 27, no. 3, pp. 71-87, 1987.
- [25] H. Sekiguchi and H. Ohta, “Induced anisotropy and time dependency in clays,” *Proceeding of Specialty Session 9,9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 229-238, 1977.
- [26] 大野進太郎, 飯塚敦, 太田秀樹, “非線形コントラクタンシー表現式を用いた土の弾塑性構成モデル,” *応用力学論文集*, vol. 19, pp. 407-414, 2006.
- [27] H. Ohta, A. Iizuka and S. Ohno, “Constitutive Modelling for Soft Cohesive Soils,” *Chapter 13 Soil Mechanics, Geotechnics and Earthquake Geotechnics Towards Global Sustainability*, vol. 15, pp. 231-250, 2011.
- [28] 平田昌史, 飯塚敦, 太田秀樹, “二次圧密による先行効果を考慮した弾・粘塑性構成モデルの拡張,” *土木学会論文集 C*, vol. 69, no. 4, pp. 404-416, 2013.
- [29] R. B. J. Bribkgreve, “Geomaterial Models and numerical analysis of softening,” *Doctoral Thesis*, 1994.
- [30] T. Schanz, P. A. Vermeer, P. G. Bonnier, “The Hardening Soil Model:Formulation and Verification,” *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Year of PLAXIS*, 1999.
- [31] T. Noda, A. Asaoka and M. Nakano, “Soil-Water Coupled Finite Deformation Analysis Based on a Rate-type Equation of Motion Incorporating SYS Cam-Clay Model,” *Soils and Foundations*, vol. 48, no. 6, pp. 771-790, 2008.

- [32] A. Asaoka, M. Nakano and T. Noda, "Superloading Yield Surface Concept for the Saturated Structured Soils," *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems*, vol. 397, pp. 233-242, 1998.
- [33] A. Asaoka, M. Nakano and T. Noda, "Superloading Yield Surface Concept for Highly Structured Soil Behavior," *Soils and Foundations*, vol. 40, no. 2, pp. 99-110, 2000.
- [34] A. Asaoka, T. Nakano, E. Yamada, K. Kaneda and M. Nakano, "An Elasto-Plastic Description of Two Distinct Volume Change Mechanisms of Soils," *Soils and Foundations*, vol. 42, no. 5, pp. 47-57, 2002.
- [35] A. Asaoka, "Consolidation of Clay and Compaction of Sand -An elasto-plastic description-," *12th Asian Regional Conference on SMGE, Keynote Lecture*, 2003.
- [36] 東日本高速道路株式会社, "設計要領第一集 土工編," p. 5_63, 2015.
- [37] G. Mesri, "Coefficient of Secondary Compression," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS*, vol. 99, no. 1, pp. 123-137, 1973.
- [38] 深沢栄造, 山田清臣, 栗原宏武, "プレローディング工法で改良した高有機質土地盤の長期沈下挙動," *土木学会論文集*, vol. 493, no. III-27, pp. 59-68, 1994.
- [39] 関口秀雄, 柴田徹, 藤本朗, 山口博久, "局部载荷を受けるバーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析," *土質工学シンポジウム発表論文集*, vol. 31, pp. 111-116, 1986.
- [40] 平田昌史, 清水英樹, 福田淳, 山田耕一, 川井田実, "拡張マクロ・エレメント法を用いたバーチカルドレーン打設地盤の FEM 解析," *応用力学論文集*, vol. 13, pp. 431-442, 2010.
- [41] C. C. Hird, I. C. Pyrah and D. Russel, "Finite Element Modelling of Vertical Drains Beneath Embankments on Soft Ground," *Geotechnique*, vol. 42, no. 3, pp. 499-511, 1992.
- [42] T. Noda, S. Yamada, T. Nonaka and M. Tashiro, "Study on the Pore Water Pressure Dissipation Method as a Liquefaction Countermeasure Using Soil-water Coupled Finite Deformation Analysis Equipped with a Macro Element Method," *Soils and Foundations*, vol. 55, no. 5, pp. 1129-1138, 2015.
- [43] M. Inagaki, M. Nakano, T. Noda, M. Tashiro and A. Asaoka, "Proposal of a," *Soils and Foundations Simple Method for Assessing the Susceptibility of Naturally Deposited Clay Grounds to Large Long-Term Settlement due to Embankment Loading*, vol. 50, no. 1, pp. 109-122, 2010.