

泥炭性軟弱地盤におけるパイロット盛土工法について（その2）

——観測結果による地盤挙動の検討と地盤改良効果の評価——

齋藤二郎 丸山 誠
木村 薫 鳥井原 誠
平間邦興

Pilot Embankment Method on Peaty Soft Ground (Part 2)

——Examination of Foundation Movement Based on Observation Results
and Estimation of Soil Improvement Effects——

Jiro Saito Makoto Maruyama
Kaoru Kimura Makoto Toriihara
Kunioki Hiram

Abstract

The banking area in this particular expressway construction project consists of a diluvial tableland and a flood plain alluvial bottomland which has complicated soil properties partially including peaty soil of high water content. Accordingly, in design of banking, the area is divided into A-F parts in consideration of the soil properties and construction conditions of each location for examinations of various soil improvement methods. In the embankment construction, a "Pilot Embankment Method," the outline of which was introduced in the first paper, is applied. That is, the method is one of building an embankment at a small area of each part before the main embankment and observing data from instruments installed beforehand, by which safety of the main embankment is confirmed. Soil investigations are carried out before and after construction for examinations of variations in soil properties and effects of soil improvement. In this paper, a summarization is made of discussions of analytical results from measurements by instruments and of foundation movements due to soil improvement work and embankment construction.

概要

この高速道路盛土工事区域は、地質的には洪積台地と河川氾らん原の沖積低地より構成され、一部高含水比の泥炭性軟弱土層を含む、複雑な土質性状を示している。設計するにあたって、各地点の地盤・施工条件を考慮し、軟弱地盤地区をA～F工区に分割し、各種の地盤改良工法について、それぞれ検討をおこなった。また、盛土工事を進めるにあたって、計器観測を実施しながら一部区域を先行盛土していく、既報でその概要を示したパイロット盛土工法によって施工管理し、合わせて盛土前後に土質調査をおこない、各種地盤改良工法による土質性状の変化およびその地盤改良効果について検討した。

この報文では、諸観測計器の測定データを整理し、理論解析した結果と比較するとともに、地盤改良工事や盛土工事による地盤の挙動について検討した結果をまとめたものである。

1. まえがき

当該工事区域のように複雑な土質分布を示す軟弱地盤での施工にあたっては、縦断方向のある一定区間A～F工区ごとに各種地盤改良工法を実施し、盛土工事におい

ては筆者らが提案したパイロット盛土工法を採用した。あわせて盛土前後に土質調査を実施し、地盤改良効果の判定資料とした。

既報告では、パイロット盛土工法の趣旨と概要、およびその地点における土質調査結果を主体にしたA～F工

区での土質性状の検討，地盤改良工事や盛土工事などによる土質性状の変化，および各種の軟弱地盤改良工法による改良効果の比較などについて報告した。詳細については，既報その1¹⁾を参照されたい。

この報告では，パイロット盛土工法における動態観測結果をまとめるとともに，理論解析した結果と比較することによって地盤改良工事や盛土工事などの施工時の地盤挙動について解析した結果の概略を示す。また，施工における土質性状の変化状況と動態観測結果との関連性などについても若干の解析を試みた。

2. パイロット盛土工法—動態観測計器—

パイロット盛土工法における動態観測計器の標準的な埋設断面図を示したのが図-1である。また，各工区の観測計器の設置位置を一覧表にしたのが表-1である。

A~F 工区とも土質条件や地盤改良工法などを考慮に入れて，それぞれ必要な観測計器を設置し随時動態観測を実施した。

3. 動態観測データの解析結果

パイロット盛土地点での動態観測データをもとに，以下に，(1)圧密沈下性状，(2)間ゲキ水圧の挙動，(3)盛土荷重による土圧の変化，(4)地盤変位特性などについて，その解析結果を順次示していく。

3.1. 圧密沈下に関する解析

A~F 工区での連続沈下計の圧密沈下について，実測沈下曲線と理論沈下曲線とを比較したのが図-2~7である。各工区とも盛土速度が異なるため，あわせて盛土

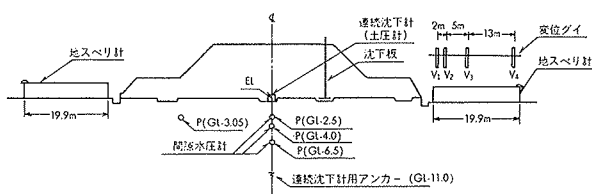


図-1 観測計器埋設断面図（標準図）

工区	A	B	C	D	E	F
観測計器	STA 59+00	STA 60+40	STA 64+40	STA 71+05	STA 83+60	STA 89+00
沈下板	GL. 天端左側	GL. 天端右側	GL. 天端左側	GL. 天端右側	GL. 天端右側	GL. 天端左側
連続沈下計 (土圧計)	GL. 盛土中央	GL. 盛土中央	GL. 盛土中央	GL. 盛土中央	GL. 盛土中央	GL. 盛土中央
間ゲキ水圧計	GL(-2.35)L GL(-2.40)E GL(-3.25)L GL(-4.00)E	GL(-3.00)E GL(-3.50)R GL(-4.40)R GL(-4.50)E	GL(-5.50)E GL(-5.60)R GL(-7.50)L GL(-7.60)E	GL(-4.90)E GL(-4.90)L GL(-4.90)R GL(-7.70)E	GL(-2.50)E GL(-3.00)L GL(-3.05)R GL(-4.00)E GL(-6.50)E	GL(-3.00)E GL(-3.80)E GL(-5.50)E GL(-6.50)E
地スベリ計	左法尻 20.2m	左法尻 15.3m	右法尻 22.0m	左右法尻 20.4m	左右法尻 19.9m	右法尻 19.6m 左法尻 16.6m
変位ゲイ	左法尻から 0m 2 5 20	—	右法尻から 0m 2 7 20	左右法尻から 0m 2 7 20	右法尻から 0m 2 7 20	左法尻から 0m 2 7 20

表-1 観測計器設置位置一覧

高さを併記してあるが，理論計算では図示してあるような数段階の漸増盛土として計算をおこなった。全般的傾向として，泥炭性軟弱地盤の特異性を考慮すると，A工区のみを除いて実測値と理論値が比較的よく一致していることがわかる。以下にA~F工区ごとに圧密沈下曲線の傾向について概説する。

A工区（サンドドレーン工法）：理論曲線と実測曲線とがまったく一致しておらず，最終沈下量でも理論値が実測値の約2倍程度示している。第1回盛立て中の実測沈下速度も理論値より大幅に遅いことがわかる。また，放置期間中（280日）には相当の圧密による強度増加があったものと予想され，その結果がその後の第2回盛立てでは盛土荷重に比較して圧密沈下量が少なくなった原因と推定できる。

B工区（サンドドレーン工法）：実測曲線と理論曲線とが途中で交差しているが，全体的によく一致している。盛立て中の実測沈下速度が理論値よりも多少遅く，最終沈下量はわずかに実測値が理論値を上回っている結果となっている。

C工区（サンドドレーン，サンドコンパクションパイ

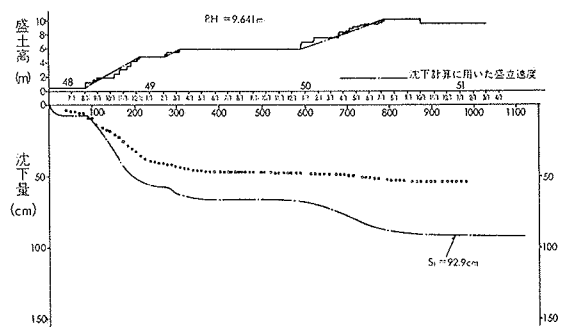


図-2 圧密沈下曲線の比較（A工区）

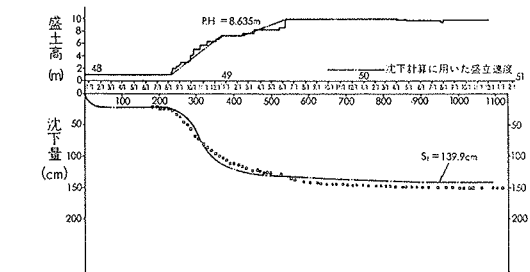


図-3 圧密沈下曲線の比較（B工区）

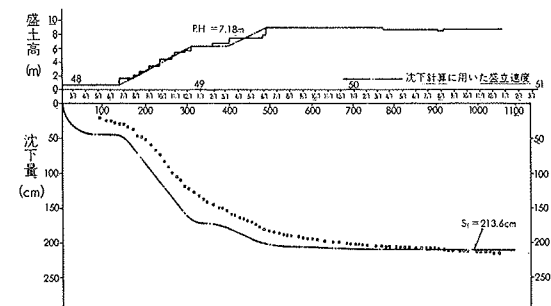


図-4 圧密沈下曲線の比較（C工区）

ル併用)：盛立て中はほぼ同じ沈下速度を示しているが、沈下量には相当の差が認められる。放置期間中は徐々に理論値と実測値が接近して最終的にはほぼ一致している。しかし、その後の実測沈下曲線は二次圧密的沈下現象が継続している傾向がうかがい知ることができる。

D工区(特殊サンドドレーン工法)：盛立て初期の実測沈下速度が理論よりも相当遅く、また全体的に実測曲線は常に理論曲線を下回った結果となっている。特殊サンドドレーン工法の改良効果に問題の残るところである。

E工区(サンドドレーン・サンドコンパクションパイル併用)：盛立て中の実測沈下速度は理論沈下速度よりも遅いが、途中で両曲線が交差している状況がわかる。最終沈下量では実測値が理論値を多少上回っているものの、全体的にはよく一致しているといえる。

F工区(サンドマット工法)：深層地盤改良を実施していない無処理地盤ではあるが、全体的に理論曲線と実測曲線とがほぼ一致しているといえる。しかし、今後とも圧密沈下は長期的に継続する状況が明確である。

以上が各工区における圧密沈下曲線の傾向概要である

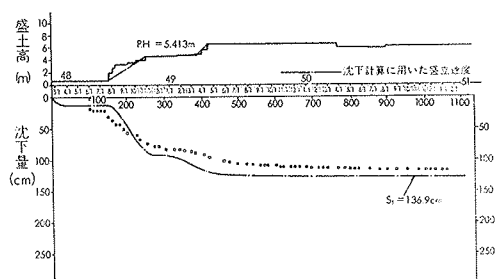


図-5 圧密沈下曲線の比較 (D工区)

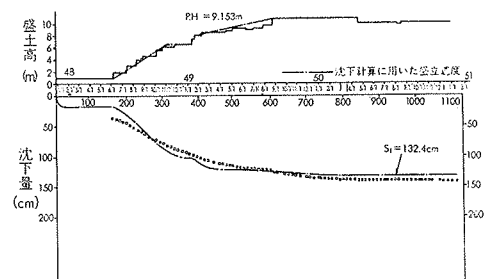


図-6 圧密沈下曲線の比較 (E工区)

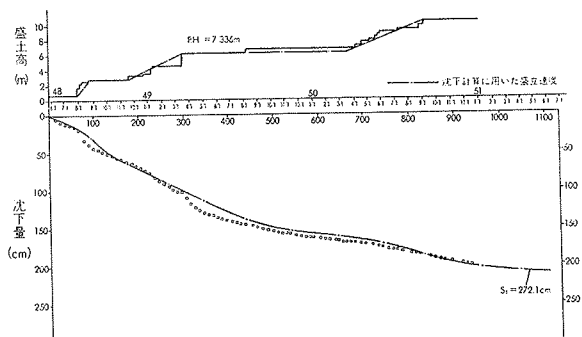


図-7 圧密沈下曲線の比較 (F工区)

が、A工区以外は予想通りの沈下性状を示しているといえる。つぎに、圧密係数および最終沈下量についていくつかの方法で解析検討した結果を実測値と比較したのが表-2, 3である。水平圧密係数 C_{vh} の推定方法としては、実測沈下曲線からカーブフィッティング法(門田・網干の方法²⁾)によって、サンドパイルを打設した場合の水平方向の圧密係数を算出することができる。圧密試験結果より求める平均圧密係

工区	地盤改良工法	実測沈下曲線から求めた C_{vh} (cm^2/s)	圧密試験結果から求めた C_v (cm^2/s)	C_{vh}/C_v
A STA 59+00	サンドドレーン	1.5×10^{-3} 3.0×10^{-3}	8.0×10^{-3} 1.3×10^{-2}	0.19 0.23
B STA 60+40	サンドドレーン	1.5×10^{-3} 4.0×10^{-3}	2.3×10^{-3} 4.9×10^{-3}	0.65 0.82
C STA 64+40	サンドドレーン (サンドコンパクションパイル)	1.2×10^{-4} 2.0×10^{-3}	1.2×10^{-3} 7.1×10^{-3}	0.67 0.27
D STA 71+05	併用 サンドドレーン	8.0×10^{-4} 2.0×10^{-3}	2.9×10^{-3} 1.7×10^{-2} 6.2×10^{-2}	0.27 0.72 0.14 0.32
E STA 83+00	サンドドレーン (サンドコンパクションパイル)	1.0×10^{-3} 2.4×10^{-3}	3.8×10^{-3} 1.2×10^{-2}	0.26 0.20
F STA 89+00	無処理	2.0×10^{-3} (実測沈下量から推定)	1.0×10^{-2} 3.7×10^{-3}	0.20 0.51

表-2 圧密係数の比較

数 \bar{C}_v (多層地盤を均一地盤として平均した圧密係数)と比較すると、いずれも実測沈下曲線より算出した C_{vh} のほうが小さい結果が表われている。これは、前述の実測沈下曲線と理論沈下曲線との比較結果においても、前者のほうが早い場合もあったが、実際には漸増(段階)盛土のために盛土開始時の仮定によっては C_{vh} がある範囲で変化している場合も予想される。また、この方法では最も理想的と思われる圧密実測沈下曲線を想定してフィッティングする方法なので、個人的な誤差も多少残ることにもなる。

また、最終沈下量の推定方法としては、(1)圧密試験結果の理論計算値、(2)双曲線による推定値、(3)カーブフィッティング法による推定値の3つの方法が考えられる。これらは最終沈下量を推定しようとする時点によって、その推定精度がことごとく異なってくることになる。実測値との比較結果では、一般に双曲線法が最も信頼性が

工区	計画盛土高 (m)	軟弱層厚 (m)	解析方法による最終沈下量(cm)			実測値との最終沈下量比			
			圧密試験結果より理論値 ①	カーブフィッティング法による推定値 ②	双曲線法による推定値 ③	①/④	②/④	③/④	
A	9.641	6.30	92.9	43.5	54.8	53.9	1.72	0.81	1.02
B	8.635	4.55	139.9	142.9	154.7	152.5	0.92	0.94	1.01
C	7.180	11.00	213.6	189.1	222.7	214.7	0.99	0.88	1.04
D	5.413	13.38	136.4	110.8	125.4	117.4	1.16	0.94	1.06
E	9.153	6.25	132.4	125.9	147.6	143.1	0.93	0.88	1.03
F	7.336	8.51	272.1	—	222.5	203.6	1.34	—	1.09

表-3 最終沈下量の比較

高いが、圧密試験結果の理論値とは各工区ごとにバラツキがある。実測沈下曲線からカーブフィッティング法で推定する方法は、前述したように盛土漸増期間や休止期間によって推定が困難になる場合があり、実測値と比較するといずれも小さい傾向が得られている。

3.2. 間ゲキ水圧に関する解析

各埋設深度における実測間ゲキ水圧に対して、高木の図表³⁾⁴⁾によってサンドパイルを打設した工区の理論間ゲキ水圧を求めてみたのが図-8, 9である。代表測定結果として、サンドドレーン, サンドコンパクションパイル併用工法を実施したC工区の G.L.-7.6 m と同じく, E工区の G.L.-6.5 m の間ゲキ水圧計の解析結果を示す。いずれも初期発生間ゲキ水圧は理論値と実測値が比較的一致している傾向は認められるが、盛土載荷完了による間ゲキ水圧の消散過程では、各工区の解析結果ともまったく一致していないことがわかる。特に、盛土が終了して放置期間であっても平衡状態を保っているか、あるいは逆に間ゲキ水圧がわずかながら上昇している観測結果が得られている。ここで間ゲキ水圧変化の理論的な取扱いについてはむずかしい場合もあり、得られた結果からは解析方法をより困難なものにしている。今後は、例えば圧密沈下性状との関連性など広範囲かつ多角的な解析が必要と思われる。

3.3. 土圧に関する解析

数々の理論解析をおこなうなかで最も必要かつ重要な

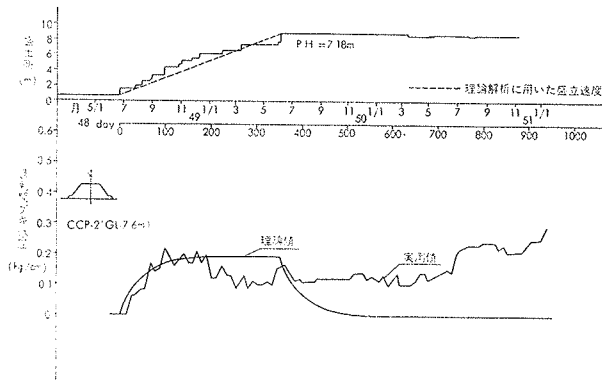


図-8 間ゲキ水圧曲線の比較

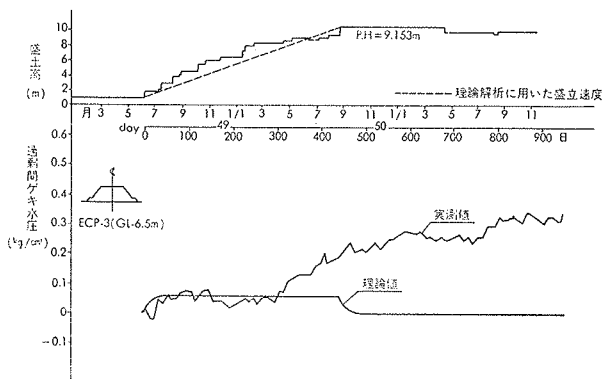


図-9 間ゲキ水圧曲線の比較

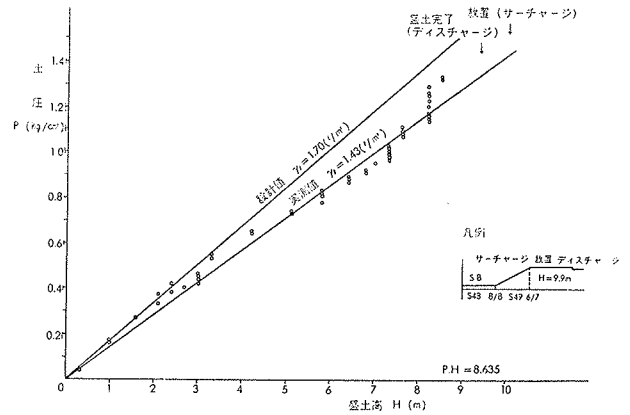


図-10 土圧計の変化 (B工区)

データのの一つに盛土体の土圧あるいは単位体積重量がある。ここでは、A~F工区の土圧計の観測結果より、土圧と盛土高さの関係を最小二乗法によってその直線関係の勾配を求め、単位体積重量 γ_t を算出した。一例としてB工区の盛土高さ

工区	単位体積重量 γ_t (t/m ³)		
	設計値	実測値	設計値/実測値
A	1.70	1.27	1.34
B	1.70	1.43	1.19
C	1.70	1.55	1.10
D	1.70	2.29	0.74
E	1.70	1.04	1.63
F	1.70	2.13	0.80

表-4 実測の単位体積重量

と土圧計の関係を図示したのが図-10であり、全工区の解析結果を一覧表にしたのが表-4である。

盛土高さが高くなると、盛土体内部に生ずるアーチング現象によって、データのバラツキが表われていることがわかる。土圧計の埋設状況によっては、盛土途中での直線の勾配に明確な違いが出ている場合もある。解析結果では、 $\gamma_t=1.04\sim 2.29$ (t/m³) の範囲に分布し、設計値 ($\gamma_t=1.7$ t/m³) と比較して、分布幅の大きいことが判明した。

3.4. 地盤変位に関する解析

地盤改良工事や盛土工事などの施工による盛土体周辺の地盤変位について、変位ゲイの観測結果より垂直変位と水平変位をベクトル量で表現したのが図-11~13である。代表工区として、A・C・D工区の解析結果を示すが、あわせて盛土速度も示し、ベクトル図を描いた盛土時期も図示してある。施工による周辺地盤の動きを地盤改良工法別には握ることができる。

盛立てによっていずれも盛土周辺地盤では隆起している状況がわかるが、水平方向の変位については地盤改良工法によって多少異なっている。サンドパイル自身がどの程度地盤の側方変形に対して抑止する効果を持ち得るかが判断できる。また、その後の盛土放置期間には周辺

地盤は徐々に沈下をはじめ、もとにもどる傾向が認められる。しかし、特殊サンドドレーンを打設した地盤では継続して隆起現象を起こしており、地盤改良工法による地盤変形特性の違いを示しているといえよう。今後、FEM などによる地盤変形解析を実施し、多面的な検討を試みる必要がある。

4. 土質性状の変化特性と動態観測結果

4.1. 強度増加率 Cu/p の分布

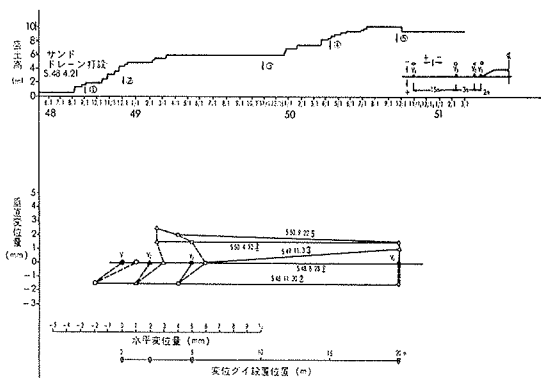
地盤改良工法の設計を進めるにあたって必要不可欠な強度増加率 Cu/P を求めた結果が表一5である。また、上部粘性土と泥炭性粘性土に別けて図示したのが図一14である。なお、解析結果はそれぞれ第2次と第3次土質調査結果ごとにまとめてある。各種の方法で求めた強度

増加率 Cu/P の算定結果のうち、強度増加分 ΔCu は一軸圧縮試験結果より、また応力増加分 ΔP についてはつぎの4つの計算値による結果を示す。

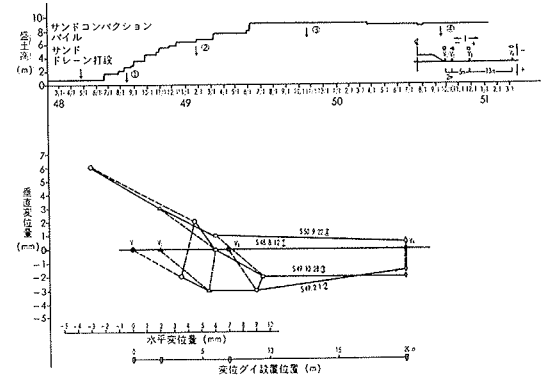
- (1) 設計値 ($\tau_t = 1.7 t/m^3$) を採用した土被り圧 P_0
- (2) 土圧計の実測解析結果 (表一4 参照) より算出した土被り圧 P_0
- (3) 土質試験結果より算定した土被り圧 P_0
- (4) 圧密試験結果の圧密降伏応力 P_y

工区	上部粘性土				泥炭性粘性土			
	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_0}$ 設計値	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_0}$ 土圧計実測結果	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_0}$ 土質試験結果	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_y}$ 圧密降伏応力	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_0}$ 設計値	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_0}$ 土圧計実測結果	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_0}$ 土質試験結果	$n = \frac{\Delta Cu}{\Delta P_y}$ 圧密降伏応力
A	二次	0.304	0.407	0.295	0.462			
	三次	0.189	0.253	0.189	0.252			
B	二次	0.321	0.382	0.297	0.458	0.365	0.434	0.344
	三次	0.476	0.383	0.299	0.253	0.529	0.629	0.498
C	二次	0.186	0.204	0.167	0.316	0.258	0.283	0.249
	三次	0.260	0.285	0.232	0.362	0.404	0.443	0.384
D	二次	0.182	0.135	0.164	0.353			
	三次	0.108	0.080	0.102	0.259			
E	二次	0.400	0.297	0.358	0.323			
	三次	0.207	0.154	0.185	0.196			
F	二次	0.334	0.545	0.312	1.124	0.335	0.548	0.313
	三次	0.266	0.435	0.250	0.669	0.267	0.437	0.251
F	二次	0.142	0.114	0.129	0.167	0.268	0.166	0.182
	三次	0.282	0.225	0.127	0.315	0.543	0.433	0.479

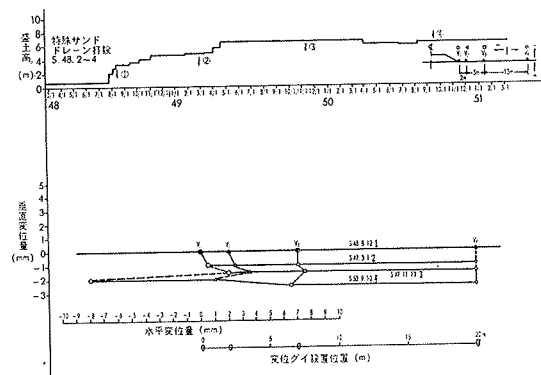
表一5 強度増加率 Cu/p



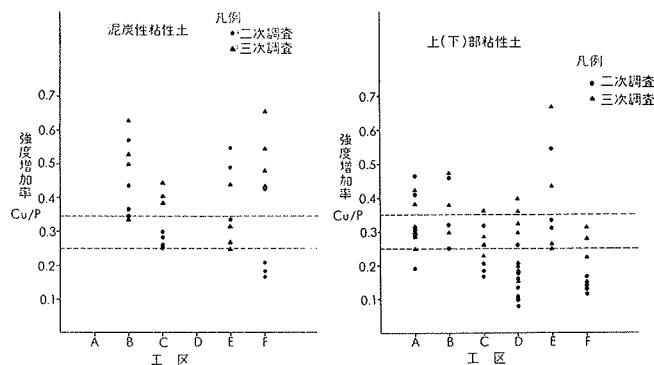
図一11 地盤変位ベクトル (A工区)



図一12 地盤変位ベクトル (C工区)



図一13 地盤変位ベクトル (D工区)



図一14 強度増加率の分布

大略 $Cu/P=0.1\sim 0.6$ の範囲に分布しているが、全体的に泥炭性粘性土のほうが高い強度増加率を示し、しかも広い範囲に分布している傾向がある。また、上部あるいは下部粘性土では、 $Cu/P=0.2\sim 0.4$ の範囲におおむね分布している。また、第2次と第3次土質調査結果を比較すると、上部あるいは下部粘性土では、第2次よりも第3次調査結果のほうが高い強度増加率を示す傾向があり、土質による強度増加過程の違いを示している。これら強度増加率に影響を与える因子としては、土質の種類、土層の厚さと深度分布、盛土速度と盛土荷重などによって異なってくると考えられる。

4.2. 法面安定解析—推定安全率との比較—

A~F工区ごとの法面安定解析を土質調査時期にあわせて実施した結果を図一15に示す。安定解析はすべて計画盛土断面について、つぎのような解析条件で計算をおこなってみた。

(1) 盛土前の第1次土質調査結果より、強度増加を推定した場合

(2) 第2次土質調査結果を採用した場合

(3) 第3次土質調査結果を採用した場合

なお、土質試験はすべて一軸圧縮試験結果を利用し、(1)の場合の強度増加推定式は $\Delta C = \Delta P \times U \times C_u / P$ で、圧密度 $U = 0.9$ 、強度増加率 $C_u / P = 0.35$ を考慮した。また、サンドコンパクションパイル施工地盤では、砂グイ部分を砂置換したとして解析した。

地盤改良区間では最小安全率 $F_s = 1.25$ をすべて上回っており、計画盛土断面では安定である結果が得られた。第1次土質調査結果をもとに推定した場合と、第2・3次土質調査結果を使用した場合とでは、F工区のみを除いて最小安全率が比較的一致していると判断できる。この解析では全応力法による概略の安定解析結果が得られたが、今後実測間ゲキ水圧を利用した有効応力解析を実施する必要がある。

4.3. 圧密沈下と側方変位の相関性

圧密沈下と側方変位の相関々係を調べるために、盛土中央付近に設置した連続沈下計の圧密沈下と、盛土周辺に設置した変位ゲイおよび地スベリ計で得られた水平変位の関係を図示したのが図-16である。

盛土が安全に施工されている期間は、ある盛土荷重に

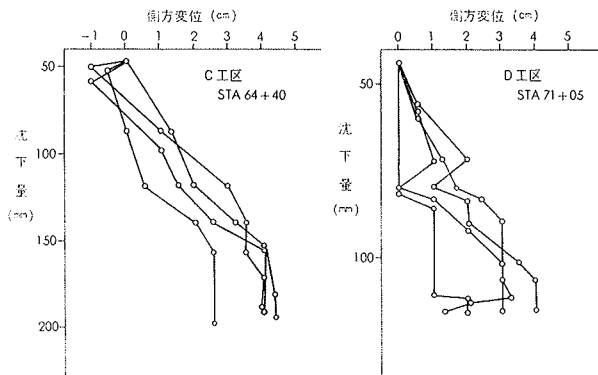


図-16 圧密沈下と側方変位の関係

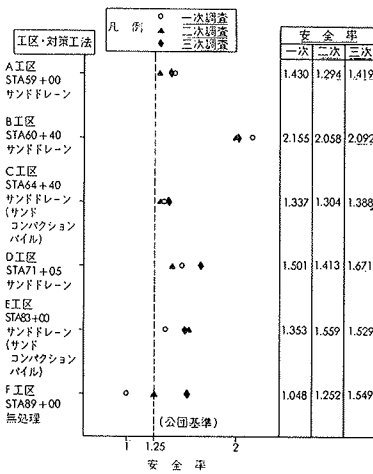


図-15 安全率の変化

よる圧密沈下と側方変位には一定の関係を保持するという経験則を利用した解析法⁵⁾である。したがって、盛土荷重の小さい間に盛土速度に比して圧密沈下が進むと盛土体は一応安全であるといえるが、逆に側方変位の動きが卓越しだすと危険な状態で、スベリ破壊の前兆であると判断でき、なんらかの対策施工が必要となる。以上のように、正確な地盤の層別沈下と地中内の側方変位の測定が可能であれば、十分実用的な施工管理に適用できる方法である。代表例として、サンドドレーン・サンドコンパクションパイル併用工法を実施したC、E工区の解析結果を示してあるが、この盛土期間内では圧密沈下(全土層)と側方変位(地表面)がほぼ一定の関係を保ちながら進んでいることがわかる。これで判断する限りでは安全な施工がおこなわれたといえるようであるが、地中における側方変位が不明なため明確な地盤の動きについての把握は困難である。

5. あとがき

パイロット盛土工法における動態観測結果を各観測計器ごとにまとめ、若干の理論解析結果をもとに実測値との比較・検討をおこなった。また、土質性状の変化と動態観測結果とを結びつける意味で、強度増加率の分布と法面安定解析および圧密沈下と側方変位の関係などを解析してみた。今後は観測結果を詳細に吟味し、より広範囲に多角的な解析・検討をおこなう予定である。

最後に、日本道路公団松橋工事事務所からのきわめて大きな御助力に対し深く感謝するとともに(株)大林組・清水建設(株)共同企業体・御船工事々務所にも深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 斎藤二郎, 他: 泥炭性軟弱地盤におけるパイロット盛土工法について(その1), 大林組技術研究所報, No. 15, (1977)
- 2) 例えば, Aboshi & Moden: Determination of Horizontal Coefficient of Consolidation of Clay, Proc. 4th Aust-NZ Conf.
- 3) 高木俊介: サンドパイル排水工のためのグラフとその使用例, 土と基礎, Vol. 3, No. 12, (1955)
- 4) 高木俊介: 盛土速度を考えたサンドパイル排水工の間ゲキ水圧変化の解析法, 土と基礎, Vol. 4, No. 3, (1956)
- 5) 富永真生, 他: 側方変位の現地計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, Vol. 22, No. 11, (1974)