

大規模掘削工事における地盤改良工の施工

Construction of Soil Improvement Works for Large-scale Excavation

小宮 喜一* 藤附 昇**
Yoshikazu Komiya Noboru Fujitoku
丹内 正利*** 伊藤 昇****
Masatoshi Tannai Noboru Ito

要 約

本工事は軟弱地盤における大規模な開削工事である。事前の調査・実験における地盤性状が非常に鋭敏比の高い粘性土と判定されたため、掘削・運搬機械のトラフィカビリティや法面の安定性の確保を目的として、生石灰パイルによる大規模な地盤改良工を実施し、所期の目標を達成することができた。

本文では、土質調査と現場掘削実験に基づく地盤改良の必要性、地盤改良に用いた生石灰パイル工法の施工について報告するとともに、良好な結果が得られた生石灰パイルの既設水道管に対する近接施工対策についても紹介する。

である。

本工事は、このプロジェクトの一環として、那珂川下流部に新設される霞ヶ浦導水第1機場の内、沈砂池部を築造する工事である。築造のための掘削は約20万m³でありGL-6.0mまでの1次掘削を法切り工法により行い、それ以深の約12.0mの2次掘削をアースアンカー式鋼矢板土留工法により行う計画であった。

掘削対象土は、建設地点が那珂川沿に広がる沖積低地に堆積した非常に軟らかいシルト層であるため、掘削・運搬機械のトラフィカビリティや1次掘削法面の安定性に問題があると予想された。そこでこれらの問題に対処するために、土質の再調査を行うとともに現場における実物大の掘削・運搬実験を行い、地盤改良の必要性を確認した。その結果をもとに本工事における最適な地盤改良工法として、生石灰パイル工法が選定された。

本文は、地盤改良の必要性に対する検討内容と、生石灰パイルの施工概要ならびに既設水道管近接部の施工方法について報告する。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 工事概要
- §3. 地質状況
- §4. 地盤改良の必要性
- §5. 地盤改良工の施工
- §6. おわりに

§1. はじめに

霞ヶ浦導水事業は、那珂川下流部、霞ヶ浦および利根川下流部を導水路によって連絡し、霞ヶ浦の水質浄化を図るとともに、湯水時の用水を確保し、同時に新規都市用水を開発しようとする建設省直轄の大型プロジェクト

*土木設計部設計課係長

**東関東(支)那珂導水(出)副所長

***土木設計部設計課長

****東関東(支)那珂導水(出)所長

§ 2. 工事概要

工 事 名：霞ヶ浦導水第1 機場沈砂池新設工事
 工 事 場 所：水戸市渡里町
 発 注 先：建設省関東地方建設局霞ヶ浦導水工事
 事務所
 工 期：平成元年10月7日～平成4年3月25日
 主 要 形 状：Fig.1 に示す。
 概略工事数量：Table 1 に示す。

題が発生することが予測されたため、事前に地盤性状の詳細な把握が必要であった。このため、14ヶ所の追加地盤調査を行った。

土質縦断面図を Fig.2 に示す。GL-15m までは非常に軟弱なシルト層でその下に1.0~2.0m の砂礫層を挟み、それ以深は凝灰質泥岩である。

シルト層における土質試験結果のまとめを Table 2 に示す。

液性指数と非排水せん断強さから Fig.3¹⁾を用いて鋭敏比を推定すると $S_r=30\sim60$ となり、当該地盤は超鋭敏粘性土と判断される。

§ 3. 地質状況

当該地は非常に軟弱な地盤であり、施工時に種々の問

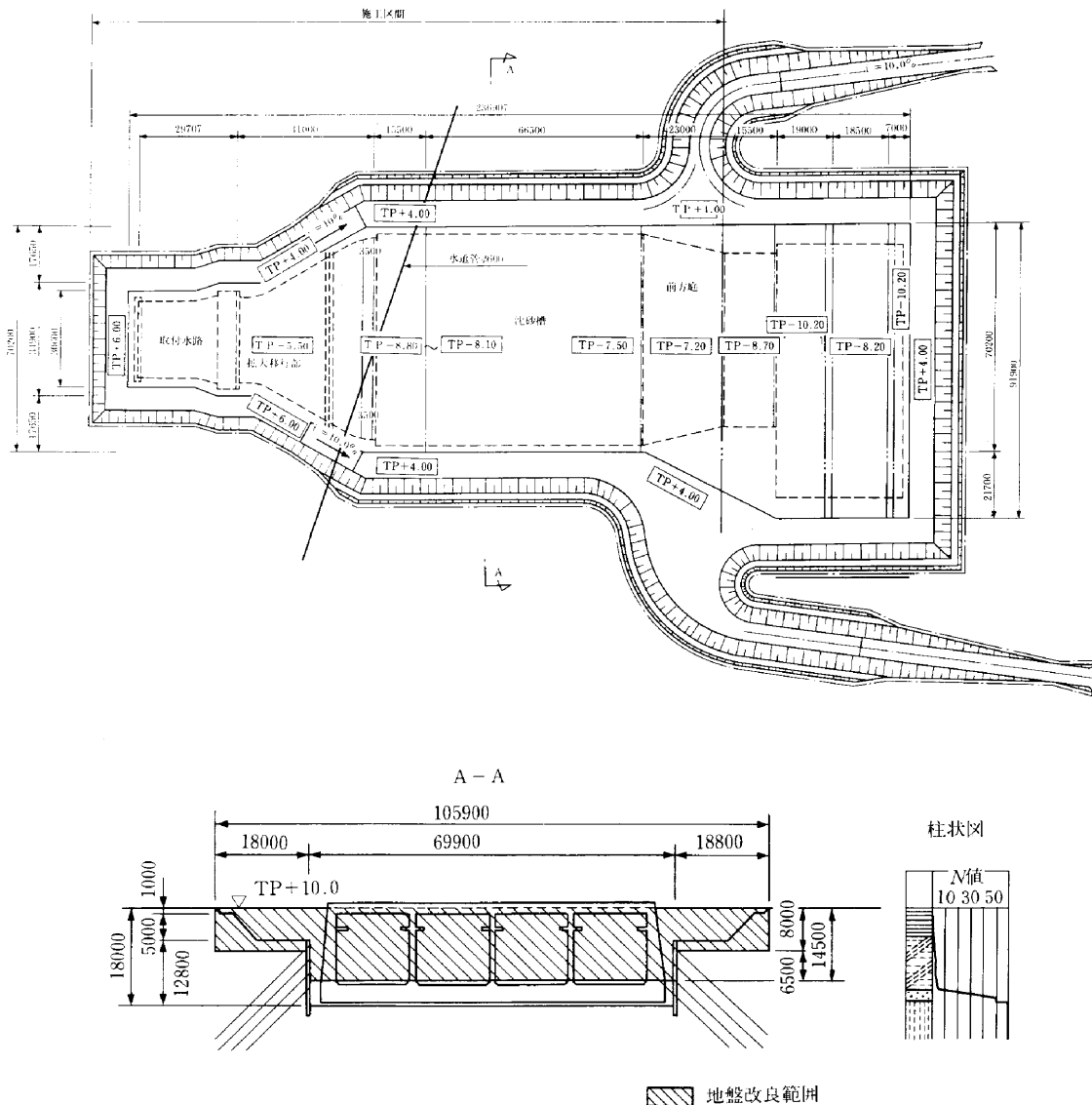


Fig.1 形状図

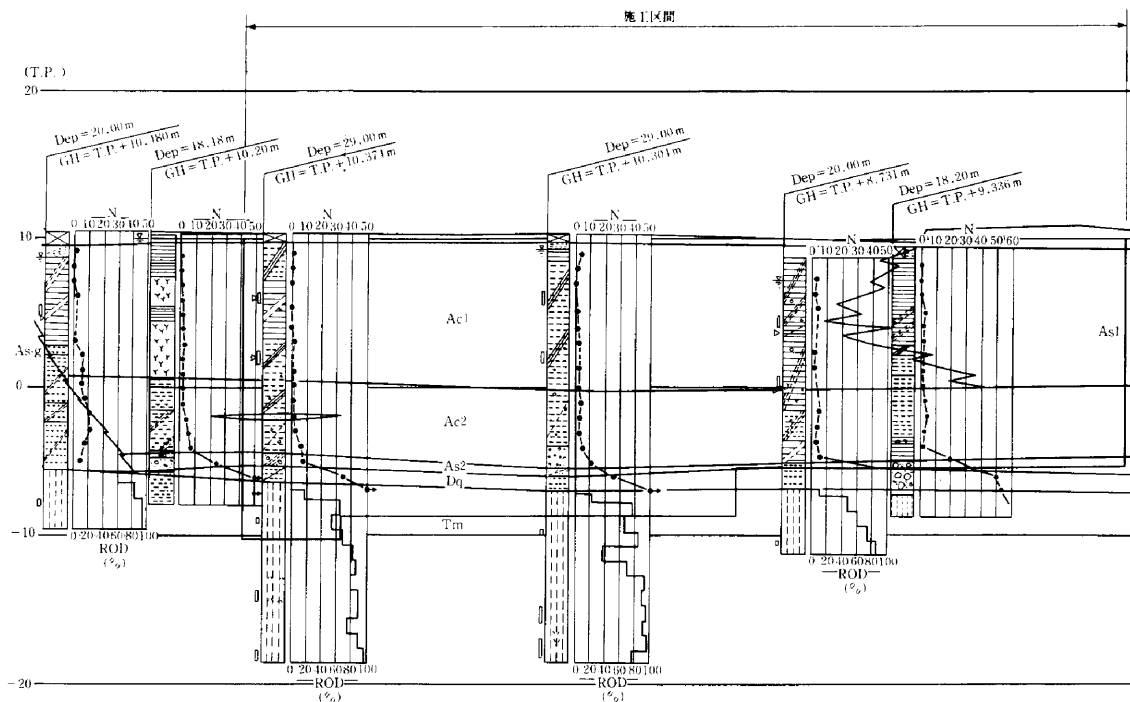


Fig.2 土質縦断面図

Table 1 概略工事数量

工 種		数 量	
土 工 事	掘 削	m ³	214,000
	残 土 処 分	m ³	80,000
	埋 戻	m ³	134,000
本 体 工	均しコンクリート	m ³	6,400
	鉄 筋	tf	3,870
	型 枠	m ²	35,000
	躯体コンクリート	m ³	70,000
仮 設 工	鋼 矢 板 (V _L 型)	t	1,200
	グラウンドアンカー	m	11,440
	H 鋼	t	190
地 盤 改 良	表層改良 (生石灰混合量90kgf/m ³)	m ²	19,600
	生石灰杭 (φ400) 非排水型 (ℓ=4.5~14.5m)	m	114,700
	排水型 (ℓ=8.0~14.5m)	m	5,800
濁 水 処 理 設 備	式		1

Table 2 土質試験結果

深 度 (m)	GL-4.0	GL-8.0
単 位 体 積 重 量 γ_t (tf/m ³)	1.55	1.60
土 粒 子 の 比 重 G_s	2.5	2.6
非排水せん断強さ c_u (tf/m ²)	2.0	2.5
自 然 含 水 比 w_n (%)	49.5	56.6
液 性 限 界 w_L (%)	44.8	54.4
液 性 限 界 w_p (%)	31.3	40.2
液 性 指 数	1.35	1.15
圧 密 降 伏 応 力 P_d (tf/m ²)	3.2	5.5
圧 縮 指 数 C_c	0.4	0.55

想される。

①掘削時

掘削機械の走行性および施工性, 斜面の安定性

②土砂搬出・運搬時

ダンプトラックの走行性

③埋戻し時

現地発生土の埋戻し材料としての適用性

ここでは, これらの問題に対し, 土質調査および現場実験に基づく検討を行った。

4-2 土質調査に基づく検討

(1) トラフィカビリティ

地盤の粘着力とコーン指数は一般に次の関係²⁾にあ

§ 4. 地盤改良の必要性

4-1 施工時の問題点

鋭敏比が $S_r=30\sim60$ という極めて軟弱かつ鋭敏な粘性土地盤における施工では, 以下の問題が発生すると予

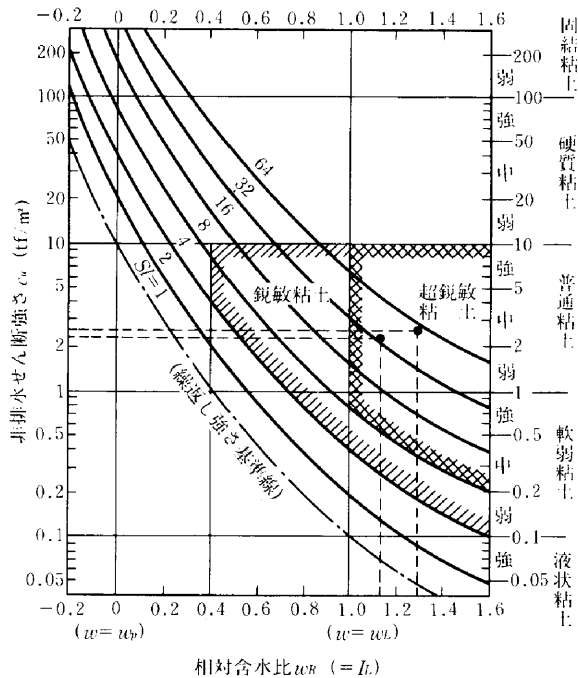


Fig.3 粘土の鋭敏性判定図

る。

$$q_c \doteq 10c$$

ここに、 q_c : コーン指数 (kgf/cm²)

c : 粘着力 (kgf/cm²)

当該地盤では、 $c = 2 \text{ tf/m}^2 (0.0196\text{MPa})$ より、 $q_c = 2 \text{ kgf/cm}^2 (0.196\text{MPa})$ となる。一方、建設機械の走行に必要なコーン指数は Table 3³⁾ より、 $q_c \geq 3 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2 (0.29 \sim 0.49\text{MPa})$ であるため、掘削時および走行時の所要トラフィカビリティを確保することが困難である。本工事では、使用機械を考慮して必要コーン指数を $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2 (0.39\text{MPa})$ ($c = 4 \text{ tf/m}^2 (0.039\text{MPa})$) に設定した。

なお、ダンプトラック走行時には $q_c \geq 12 \text{ kgf/cm}^2 (1.177\text{MPa})$ が必要となるため、走行路に碎石を敷いて対処した。

(2) 斜面安定

1次掘削は、掘削深さ 6 m (TP+10m~TP+4 m)、勾配 1 割の法切り工法で計画されていた。トラフィカビリティを確保できる最小厚として走行路盤から 2 m を改良した状態で斜面安定計算を行うと、Fig.4 に示すように、所定の安全率を得ることができた。

(3) 埋戻し材料としての適用性

現地発生土を未処理で仮置き ($H = 1.0\text{m}$ の場内盛土) し、埋戻しに利用する場合、以下の問題が生じる。

- ① 仮置盛土の際、トラフィカビリティの確保が困難であり、まき出した盛土材料の十分な締固めができな

Table 3 建設機械とコーン指数

建設機械の種類	コーン指数 q_c (kgf/cm ²)
超湿地ブルドーザ	2以上
湿地ブルドーザ	3以上
中型普通ブルドーザ	5以上
大型普通ブルドーザ	7以上
スクレーパー	6以上
被けん引式スクレーパー	7以上 (湿地型は4以上)
モータスクレーパー	10以上
ダンプトラック	12以上

い。

- ② 高含水比粘性土は建設機械によってこね返されると、軟弱化、強度低下および圧縮性増加のため、盛土材、埋戻し材としての使用は不相当である。

未改良では、盛土材および埋戻し材として使用できないため、地盤改良が必要である。

4-3 現場実験に基づく検討

4-2での検討の結果、当該地盤を未改良の状態掘削・運搬、盛土および埋戻しを行うことは困難であると考えられる。このため、施工に先立ち現場実験を行い、未改良地盤における施工の可能性を調査した。この結果、当該地での施工には、地盤改良が必要であることが判明した。

(1) 現場実験形状

掘削および仮置きの形状を Fig.5 に示す。

(2) 使用機械

実験に用いた機械を Table 4 に示す。

(3) 実験結果

a) トラフィカビリティ

地盤が非常に軟弱のため、掘削機械はトラフィカビリティが確保できず、移動のたびに、掘削機械の一部は地盤の中に埋没した (Photo 1 参照)。

b) 法面掘削

1割の勾配では法面は安定せず、掘削数時間後には法面に亀裂が入り、表層が崩壊した (Photo 2~3 参照)。

c) 運搬

掘削土をダンプトラックに積載し、場内を走行したところ、超鋭敏な粘土は走行時の振動により、マヨネーズ状になった (Photo 4 参照)。

d) 締固め特性

バックホーにて GL-2 m~GL-3 m の試料を採取し、締固め試験を行った。

いずれの試料も自然含水比 ($w_n = 51 \sim 52\%$) が最適合

最小安全率

起動モーメント $M_0 = 1440$ (tf・m)
抵抗モーメント $M_r = 1860$ (tf・m)
最小安全率 $F_s = 1.29 > 1.2$
半径 $R = 20.00$ (m)

土質条件

層番号	飽和重量 (tf/m ³)	湿潤重量 (tf/m ³)	粘着力 (tf/m ²)	内部摩擦角 (度)
1	1.60	1.60	2.0	0
2	1.80	1.80	0.0	0
3	1.80	1.80	4.0	0

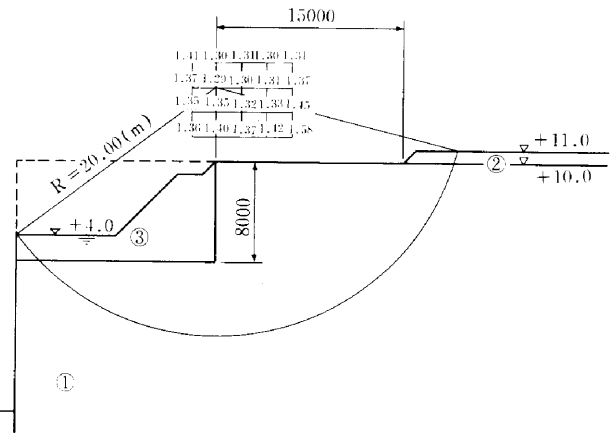


Fig.4 円弧すべり安全率図

Table 4 使用機械

	ブルドーザー	バックホー
機種	D50P (湿地車)	EX200
装備重量 (tf)	14.82	18.5
接地圧 (kgf/cm ²)	0.28	0.44
全長 (mm)	5,170	4,000
全幅 (mm)	2,920	2,800

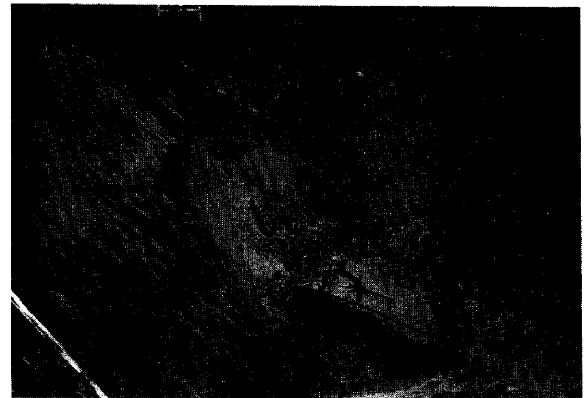


Photo 3 未改良地盤掘削法面(1割勾配)表層崩壊



Photo 1 未改良地盤での掘削機械埋没状況



Photo 4 未改良地盤掘削土マヨネーズ状況



Photo 2 未改良地盤掘削法面(1割勾配)法面亀裂

水比 ($w_{opt} = 28 \sim 29\%$) より大きく、そのまま埋戻し材料として締固めるとオーバーコンパクション状態を呈する。

各試料とも締固め度 $D_r = 90\%$ を満足する含水状態 ($w = 42 \sim 44\%$) と、自然含水比とを比較すると、 $D_r = 90\%$ を確保するには、少なくとも何らかの方法により $\Delta w = 8 \sim 10\%$ 程度の含水比低下が必要となることが判る。

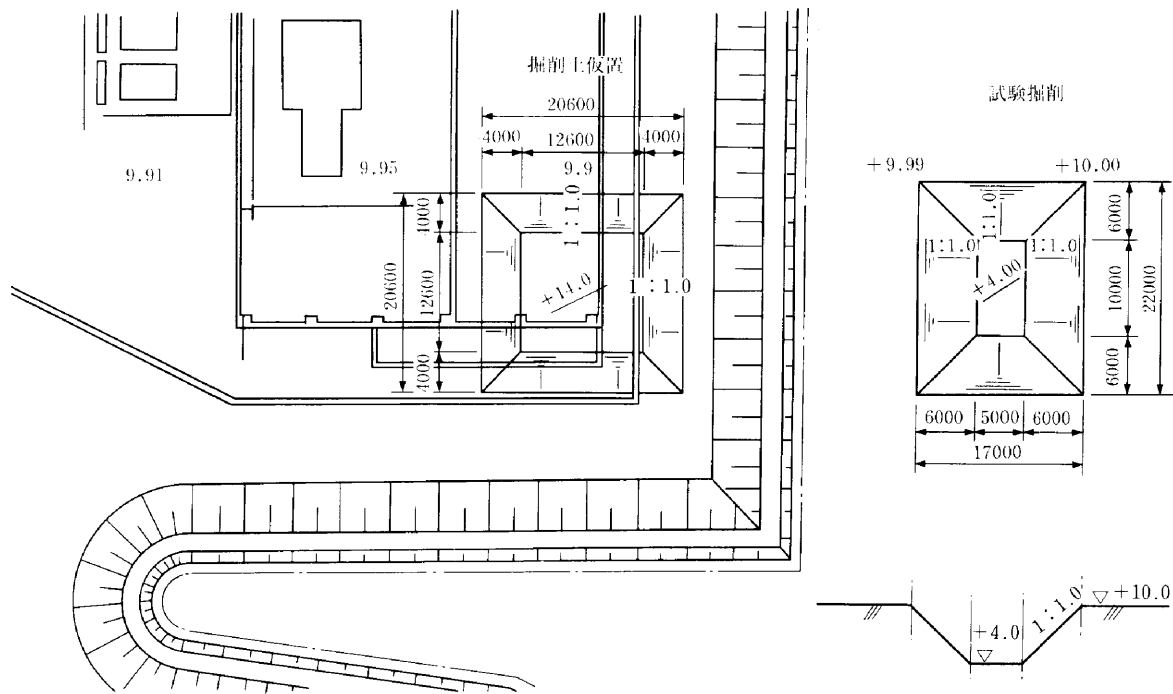


Fig.5 実験位置図

Table 5 地盤改良の必要性

		必要強度 (tf/m ²)	原地盤強度 (tf/m ²)	改良の 必要性	
土質調査	トラフィカ	掘削機械	4.0	2.0	○
	ビリティ				
	ダンプトラック	4.0	2.0	○	
	斜面安定	4.0	2.0	○	
現場実験	トラフィカビリティ	掘削機械埋没		○	
	斜面安定	斜面崩壊		○	

しかし、天日乾燥によりこの含水比低下を期待するには、広大な区域が必要となること、および長時間の放置が必要となることから困難である。

4-4 地盤改良の必要性

土質調査および現場実験による判定において地盤改良なしでは掘削はもちろん、掘削機械、ダンプトラック等の走行も困難であることが判明した。この結果を Table 5 に示す。

このように、未改良地盤での施工は非常に困難であるため、地盤改良工が必要になった。

§ 5. 地盤改良工の施工

5-1 地盤改良工法の選定

本工事に適用可能な地盤改良工法としては改良対象土

層が粘性土であること、また、改良目的が①トラフィカビリティの確保、②地盤強度の増加であることを考えると、生石灰パイル工法⁴⁾、深層混合処理工法⁵⁾等が考えられる。

本工事では、トラフィカビリティの確保が特に重要であり、また、掘削時には改良部を掘削するため、必要強度内で、できるだけ強度の低いものが有効であることから、施工実績が豊富でかつ工期、工費にも優位性を示す生石灰パイル工法が採用された。

5-2 生石灰パイル工法の仕様

改良目標強度 $c = 4 \text{ tf/m}^2$ (0.039MPa) を確保するための生石灰パイル打設間隔を計算式および現場試験・実験より1.5mに設定した。また、杭径は標準径であるφ400mmとし、杭長は§4の走行性および斜面安定から必要とする長さとした。なお、杭長の設定にあたっては、生石灰パイルが透水層に接すると改良効果が著しく低下することから、GL-16m付近の砂礫層より1m上部を杭先端とした。

(1) 改良強度確認のための現場試験

計算結果より、当該地盤において $c = 4 \text{ tf/m}^2$ (0.039MPa) を確保するための杭間隔は1.5mであった。

ここでは、現場内に杭打設間隔1.1m, 1.3m, 1.5mの試験区域 (Fig.6 参照) を作り、現場試験から、杭間隔1.5mの妥当性を確認した。

① 土質調査・試験内容

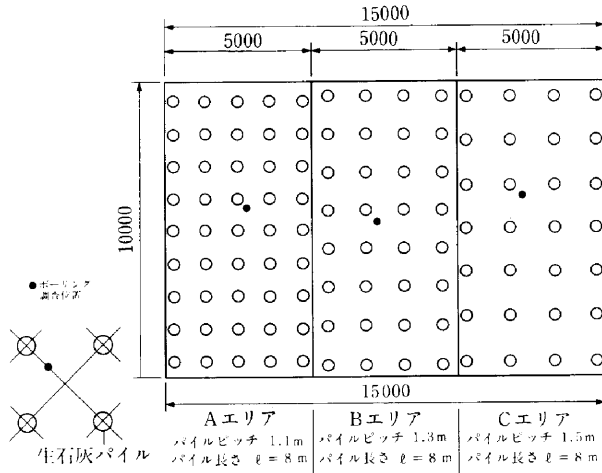


Fig.6 測定位置図

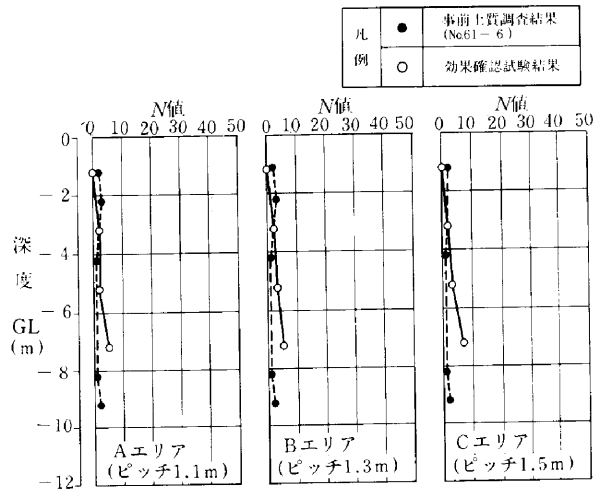


Fig.7 標準貫入試験結果比較一覧図

生石灰パイル打設後、7日経過時に以下の調査・試験を行った。

○ボーリング調査

所定深度 (GL-6 m) までの軟弱土の改良状態を確認する目的で GL-7 m までボーリングを行った。ボーリング調査実施時には、標準貫入試験を実施するとともに、深度 GL-2 m、-4 m、-6 m においてシンウォールサンプラーにより不攪乱試料の採取を行った。なお、調査位置は改良部の平均値を考慮し、Fig.6 に示す位置とした。

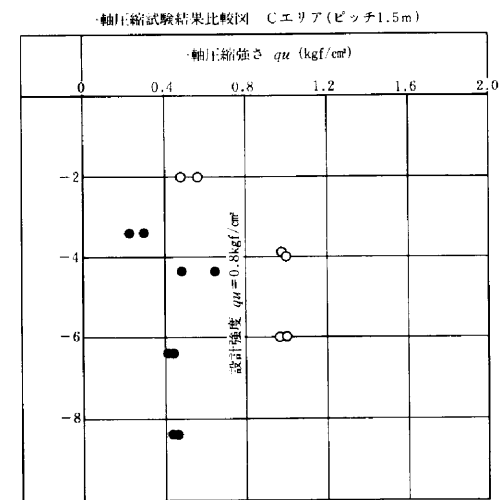
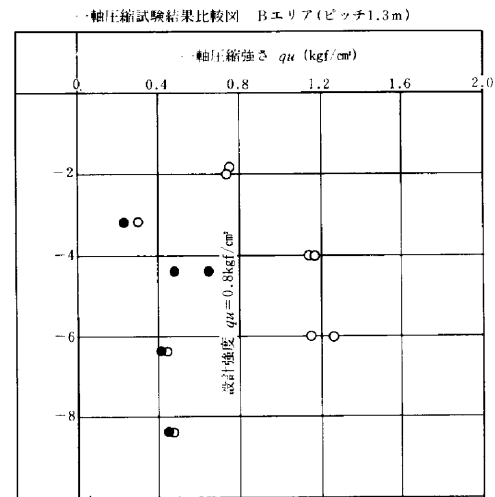
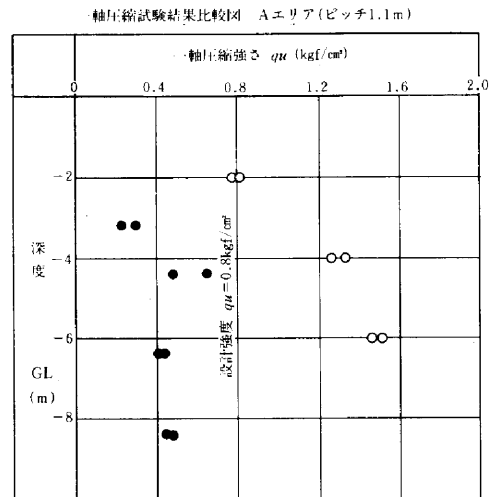
○室内土質試験

シンウォールサンプリングにより採取した不攪乱試料を対象に、室内土質試験として一軸圧縮試験を実施した。

② 試験結果

○標準貫入試験

試験結果を Fig.7 に示す。この結果より、以下のことが確認された。



凡例	● 前土質調査結果 (61-6, 61-7)
	○ 効果確認試験結果

Fig.8 一軸圧縮試験結果

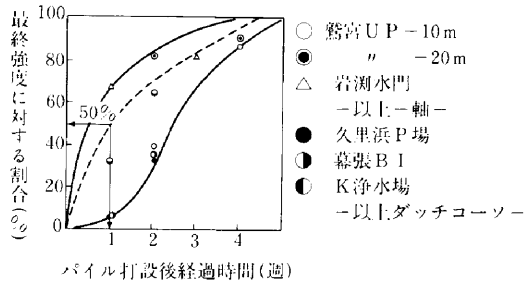


Fig.9 材令による生石灰パイル強度⁷⁾

①表層1mは生石灰パイル打設時の空打の影響で乱されている。このため、事前調査の $N=2$ に対して、各エリアともパイル打設後は $N=0$ と低下している。

②GL-3m~7mの範囲では、事前調査の $N=1\sim2$ に対し、改良後は $N=2\sim7$ と増加している。

○一軸圧縮試験

試験結果をFig.8に示す。打設間隔1.1mのエリアでは $q_u=0.78\sim1.51\text{kgf/cm}^2$ ($0.076\sim0.148\text{MPa}$)、1.3mのエリアでは、 $q_u=0.74\sim1.26\text{kgf/cm}^2$ ($0.073\sim0.124\text{MPa}$)、1.5mのエリアでは、 $q_u=0.41\sim1.02\text{kgf/cm}^2$ ($0.040\sim0.100\text{MPa}$)であった。Fig.9⁶⁾より、材令7日の強度発現は、最終強度の約50%である。このため、杭打設間隔1.5mの場合の4週強度は $q_u'=2\times0.41=0.82\text{kgf/cm}^2$ (0.080MPa)となり、目標値を満足することができる。

(2) 法面安定確認のための現場実験

試験区域内において、土質調査後、法勾配1割の掘削を行い、法面の安定性の確認を行った。

① 実験方法

掘削に伴う法面の挙動を調査するため、変位杭を設置し、掘削前、掘削後終了時および24時間経過時の水平、鉛直変位を測定した。

② 実験結果

測定結果をFig.10~12に示す。掘削直後において掘削に伴う応力解放により最大水平変位 $\delta=19\text{mm}$ が測定されたが、24時間後の肉眼観察結果からも特にすべり破壊などの現象はみられなかった。

5-3 地盤改良工の施工

(1) 施工方法および施工順序

生石灰パイル工法は、軟弱土中では石灰系固化材をパイル状に圧入造成し、吸水、膨張、脱水圧密による中間地盤の改良と、杭体の硬化作用による複合地盤としての機構を備えた地盤改良工法である。

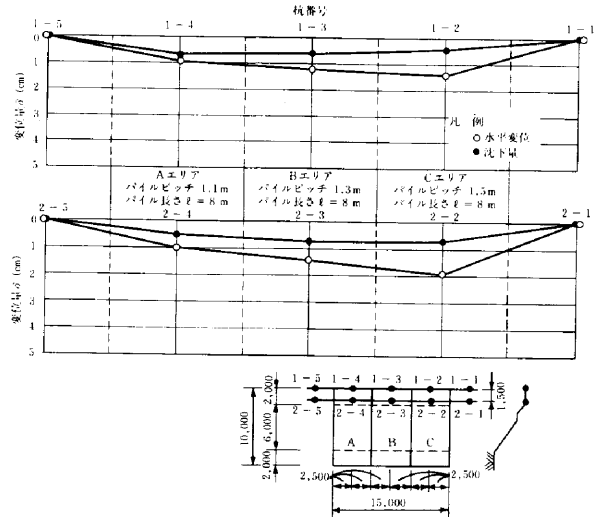


Fig.10 掘削現場実験工事動態観測結果一覧図(法肩)

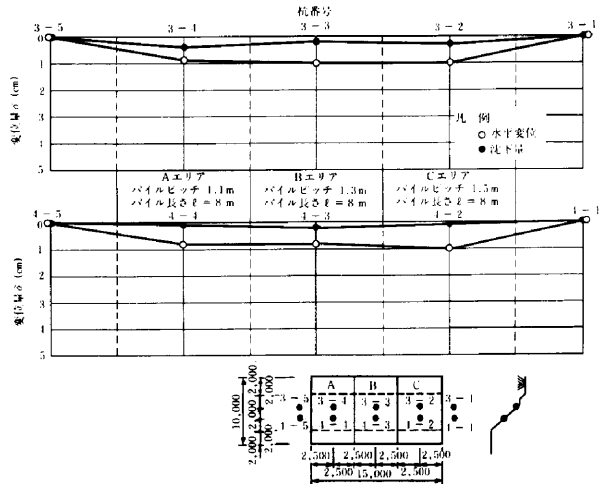


Fig.11 掘削現場実験工事動態観測結果一覧図(法面)

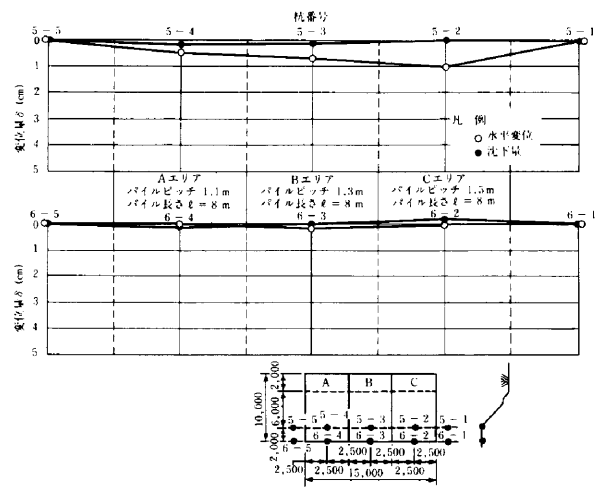


Fig.12 掘削現場実験工事動態観測結果一覧図(法尻)

生石灰パイルの施工に先立ち、パイル打設用機械のトラフィカビリティ確保のために、生石灰による表層安定処理 ($t=1.0\text{m}$) を施工した。

Fig.13⁴⁾, 14⁴⁾に施工機械編成および施工サイクルを示す。

生石灰パイルの施工順序は以下のとおりである。

- ①所定の位置に杭打機を移動し、杭打機リーダを垂直に調整する。
- ②ケーシングを回転させながら、所定の深さまで貫入する。
- ③ケーシングを所定深さに貫入し、ドライバーの回転を止め、ケーシング上部のホッパーから、ケミコライムを投入する。
- ④材料投入が終わったら、ケーシング上端の気密弁を閉じ、ケーシング内気圧が所定値に達するまで圧気を送る。
- ⑤ケーシング内圧が所定値になれば杭打機を始動させ、ケーシングを回転（逆転）しながら引き始める。この際、ケーシング内気圧の調整を行う。
- ⑥ケーシングを引上げ次の打設位置へ移動を開始する。
- ⑦ケーシング引上げを完了し、空孔部がある場合は土砂で埋戻しを行う。

なお、(2)で述べる水道管近接部においては排土型を採用した。排土型の施工順序は、②のケーシング回転貫入の前にオーガースクリューによる排土作業を行う。

(2) 水道管近接部の施工

当該工区には Fig.1 の平面図に示すように $\phi 600\text{mm}$ の水道管が土被り 1 m で埋設されている。工事進捗に伴い水道管の切廻しを行う予定であったが、種々の理由により、生石灰パイルを打設する時点では、切廻しは行われなかった。

この水道管は、水戸市内へ飲料水を供給する重要な管

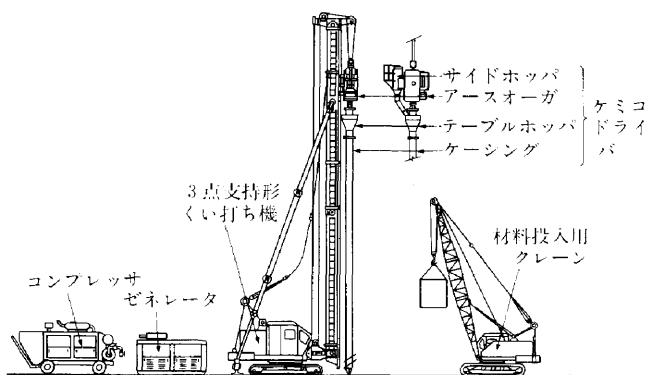


Fig.13 施工機械編成図

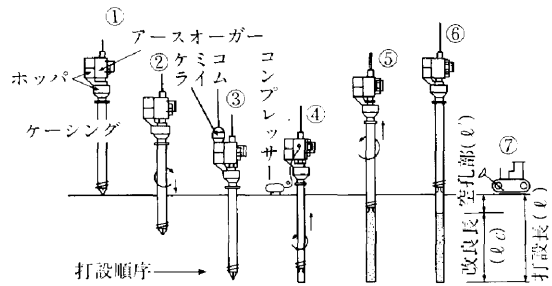


Fig.14 施工サイクル図

であるため、送水がストップする状態は許されない。このため、工事中には極力水道管に変形を生じさせないような工法の採用と保護対策を行った。

a) 生石灰パイル打設による地盤変位

生石灰パイル打設による周辺地盤変位の発生原因は、主としてケーシング貫入時の、土を側方に排除することによる影響である。

ケーシングを粘土地盤中に貫入することにより、ある範囲の粘土を側方に排除することになるため、上下方向に変位を生じたり、地盤の隆起や水平移動を生じさせることになる。

打込み杭打設による変位量に関する要因としては、次のものが考えられる。

- ①杭打設による排除土量
- ②施工速度
- ③打設順序

パイル打設による地盤の変位量を理論的に解明した研究は現在のところ皆無である。このため、Fig.15, 16 に示す既往の調査結果⁷⁾を基に地盤の水平変位を推定すると、10 cm 程度の変位が予想された。

そこで本施工においては、上記要因の①, ③に着目し、以下の対策を行った。

b) 排土型の採用

通常型パイル打設機にて施工すると前述のような地盤変位を生じ、水道管の曲がり、継手のズレ、漏水等の原因となるため、水道管に近接する部分では地盤変位の少ない排土型を採用した。排土型による施工範囲の設定は、Fig.17 の関係を用いて行った。地盤の許容変位量を $\delta=1\text{cm}$ とすれば、Fig.17 より、 $\frac{\ell}{L}=0.4$ 、 $\ell=0.4 \times 14.5=5.8\text{m}$ となる。したがって、杭 4 列分を排土型で施工することにした。この他、本施工では、水道管の重要性を考えて、水道管の両側に防護のための鋼矢板 (IV型、 $\ell=14.0\text{m}$) を打設した。

c) 杭打設順序

杭の打設順序が地盤変位に及ぼす影響も大きい。Fig. 18 に示す既往の施工例によれば、杭を測点に近づくように打設した場合の水平変位量は、遠ざけるように施工した場合の約4倍程度の値を示している。

このため、本施工では、水道管から遠ざかる順序で生石灰パイルの打設を行った。

d) 計測工の実施

施工期間中、既設水道管の3ヶ所に測点を設け、水平・鉛直方向の変位を計測したが、問題となるような地盤変

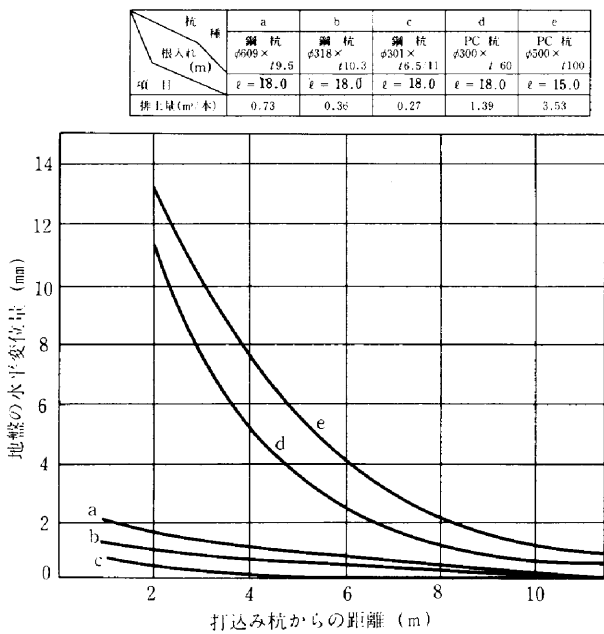


Fig.15 杭種ごとの排土量および地盤の水平変位

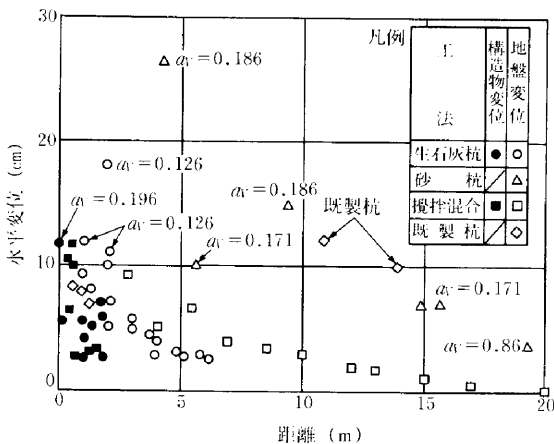


Fig.16 周辺への影響の距離の減衰状況

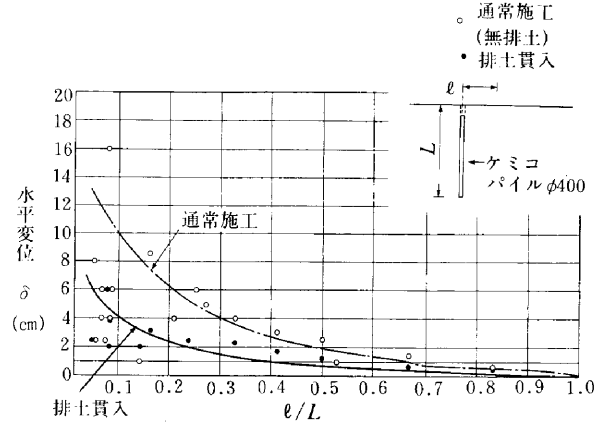


Fig.17 打設長と水平距離の比(ℓ/L)と水平変位(δ)の関係

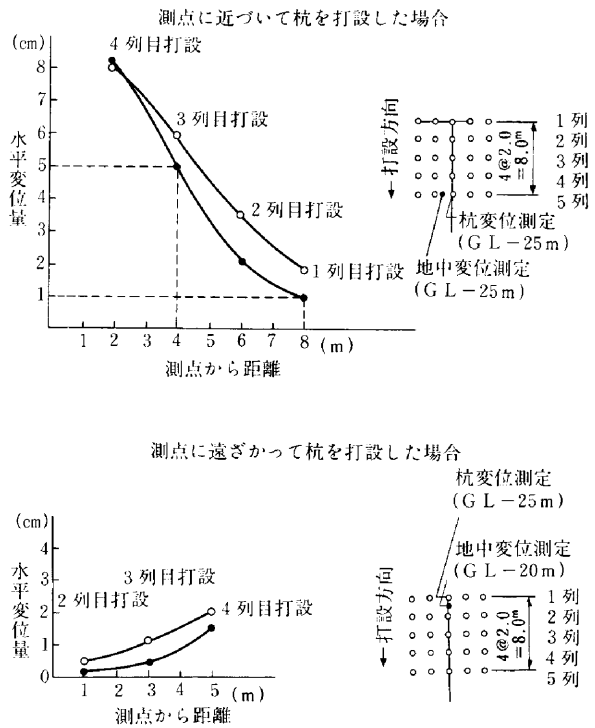


Fig.18 生石灰杭打設順序の違いによる水平変位量の変化

位は生じなかった。

(3) 一般部の施工

水道管への影響がない範囲の施工は、非排土型により行った。全体数量の95%はこのタイプである。

掘削時の生石灰パイルの打設状況を Photo 5 に示す。

(4) 施工上の留意点

本工事においては以下の点に留意して生石灰パイルを施工した。

- ① GL-16m 付近の砂礫層は地下水を含み生石灰パ

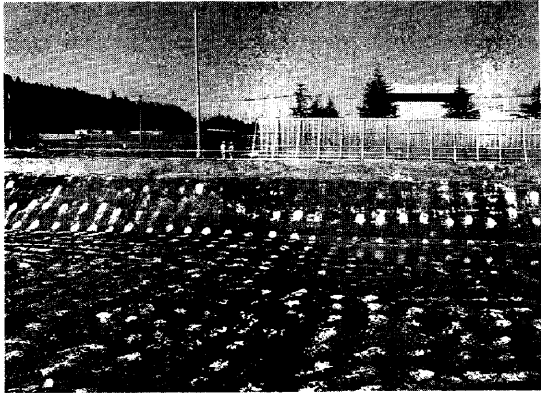


Photo 5 生石灰パイル打設状況

イルの障害になるため、深掘をしないように管理した。

②生石灰は強アルカリ性のため、生石灰と反応した雨水が近接の田畑へ流出しないように素掘側溝を設け、PH 中和装置で処理した後排出した。

(5) 使用機械

使用機械を Table 6 に示す。

Table 6 施工機械 (1セット当り)

機 械 名	仕 様・規 格・寸 法	備 考
3 点式杭打機	日立 KH-100	リーダー長30m
ケミコドライバー	駆動部 45KW ケーシング φ400	
クローラーラレーン	神鋼 440s 40t 吊	
ドーザーショベル	キャタピラー三菱 BS3F 0.4㎡	
ゼネレーター	125KVA	
エアコンプレッサー	100PH 11kgf/cm ²	
集 塵 機	2.2KW 250mA	
溶 接 機	300A	

5-4 改良効果の確認

地盤改良効果を確認するため、28日経過後に以下に示す調査・試験を行った。

ボーリング工	11ヶ所	延べ	124m
標準貫入試験			69回
不攪乱試料採取			50本
室内土質試験			50資料

法面部および鋼矢板内部における土質試験結果を Table 7, 8 に示す。同表のうち一部*印の値は、目標強度を満足していないが、この深度の土質は砂質土のためである。

Table 7 一軸圧縮試験結果 (法面部)

位置 深さ	No.1	No.4	No.6	No.8	設計 目標強度
3.00m	0.858	0.854	0.997	0.820	0.330
	0.429	0.427	0.499	0.410	
5.00m	0.966	0.954	1.306	1.138	0.380
	0.483	0.477	0.653	0.569	
7.00m	1.277	0.552	—	—	
	0.638	0.276*	—	—	

上部 一軸圧縮強度 (kgf/cm²)
下部 粘着力 (kgf/cm²)

Table 8 一軸圧縮試験結果 (鋼矢板内部)

位置 深さ	No.2	No.3	No.5	No.7	No.9	No.10	設計 目標強度
3.00m	0.880	0.854	0.873	0.862	1.251	0.809	0.330
	0.400	0.427	0.436	0.431	0.626	0.405	
4.00m	0.837	1.489	1.296	1.185	1.253	1.019	0.380
	0.819	0.745	0.648	0.592	0.626	0.510	
6.00m	1.302	0.531	1.250	0.996	1.342	1.324	0.380
	0.651	0.266*	0.625	0.498	0.671	0.662	
8.00m	0.901	0.931	0.982	1.017	1.218	0.991	0.380
	0.450	0.465	0.491	0.508	0.609	0.495	
10.00m	0.992	0.611	0.938	1.431	1.629	1.083	0.380
	0.496	0.305*	0.469	0.715	0.814	0.541	
12.00m	1.188	1.553	1.055	0.254	0.943	0.487	0.380
	0.594	0.776	0.527	0.127*	0.477	0.243*	

上段 平均1軸圧縮強度 q_u (kg/cm²)
下段 粘着力 c ($c = \frac{q_u}{2}$ で算出)

§6. おわりに

生石灰パイルによる地盤改良により所定のトラフィックビリティを確保することができ順調に掘削を行うことができた。施工数量が非常に多いため、杭打設間隔の設定が工費削減の大きなポイントになるが、本工事では現場試験を併用して決定したため、妥当な値が得られたと考えている。

なお、掘削時に降雨が法面に浸透すると生石灰パイルの改良強度が低下するため、法面周辺の排水計画および法面防護工計画には万全を期した。

また、水道管近接部については、その重要性に鑑み、慎重な対策を行ったため、水道管へのトラブル無しにパ

イル打設を完了することができた。

最後に、当工事の施工にあたり御指導いただいた関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土質試験法, 1979.
- 2) 土質工学会編：土質調査法 1982.
- 3) 日本道路協会編：道路土工・施工指針.
- 4) 山村真澄：生石灰杭による地盤改良工法, 基礎工, pp.19～26, 1988, 6.
- 5) 土木学会編：第3回新しい材料・工法・機械講習会 講演概要・深層地盤改良工法, 1988.
- 6) 古谷俊明：生石灰パイル工法(ケミコパイル工法), 土木施工, Vol.21, No. 13, pp.206～212, 1980.
- 7) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー34, 近接施工, 土質工学会, 1990.