

曲がりボーリングを用いた薬液注入による 液状化対策の実証試験

山崎 浩之¹・向井雅志²・山田 岳峰³・三原 孝彦⁴・横尾 充⁵

¹正会員 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

³正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

⁴フェロー会員 ケミカルグラウト株式会社 技術本部 (〒107-8309 東京都港区元赤坂1-6-4)

⁵正会員 ケミカルグラウト株式会社 技術本部 (同上)

既設構造物直下地盤の液状化対策工法として曲がりボーリングの技術と薬液注入工法の技術を融合した液状化対策工法が考えられている。同工法は、従来からの直線ボーリングによるものと比較して既設構造物直下地盤に対しては適用性が高いが、未だ現地での適用例はなく施工精度等は不明であった。ここでは、曲がりボーリングを利用した液状化対策工法の現地実験を行い、その施工精度等の確認を行った。その結果、改良体の出来形等は従来の直線ボーリングによるものと同等であることを確認した。

Key Words : liquefaction countermeasure, existing structure, horizontal directional drilling, permeation grouting

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、既設構造物直下地盤に対する液状化対策の要請が増加している。既設構造物に対する液状化対策は限られた方法しかなく、薬液注入に基づいた工法が用いられることが多い。薬液注入では地盤内に注入口を設ける必要があることから、地盤をボーリングすることになる。この際、現在行われているのは直線ボーリングによるものである^{1),2)}。しかし、図-1(a)に示すように直線ボーリングによる方法では既設構造物の形態によっては、直下地盤の必要箇所に注入口を設けることが困難な場合がある。そこで適用性を広げるために開発されているのが、図-1(b)に示すような曲がりボーリング技術を利用したものである。しかしながら、曲がりボーリング技術と薬液注入を組み合わせた方法で、実際の既設構造物下部地盤の所定位置を正確に改良し確認した事例は報告されていない。このようなことから、曲がりボーリング技術と薬液注入技術を融合させた方法を用いて既存の海岸堤防下部地盤の改良を行い、改良後、海岸堤防を撤去して改良体の出来型等を確認する実証試験を行った。本報告は、曲がりボーリングを利用した液状化対策工法の概要、施工精度、改良体の品質等を報告するものである。

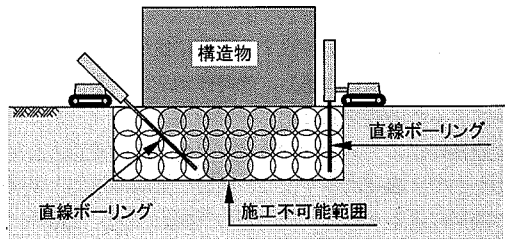


図-1(a) 直線ボーリングを用いた注入

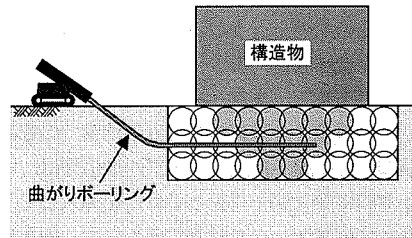


図-1(b) 曲がりボーリングを用いた注入

2. 工法の概要と改良体に関する既往の知見

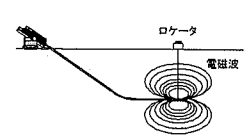

(1) 施工機械

施工機械は図-2、表-1の仕様に示すもので、非開削で

表-1 施工機械諸元

本体	寸法(mm)	7,250×2,006×4,240
	重量(kN)	80
	削孔回転数(rpm)	131/174/260
	削孔トルク(N·m)	5,424
	推進力(kN)	80
	引抜き力(kN)	110
削孔ロッド	動力(kW)	ディーゼルエンジン 93.3
	全長(mm)	3,000(単管)
削孔ヘッド	外径(mm)	66
	全長(mm)	1,700
	先端ビット	プレート状(標準用)、円筒状(軟弱地盤用)
計測器	機能	削孔・注入切替バルブ付 ビーコン内蔵
	形式	位置信号検知・挿入計測併用型

表-2 曲がりボーリングの削孔技術

	無線通信型	ケーブル通信型
概要図		
概要	先端ビット部に取り付けられたセンサーから発信された電磁波を受信器(ロケータ)で受け、位置及び姿勢を確認し、受信器方向に削孔を誘導する。	ケーブルで繋がった先端の位置検知センサーからの信号を手元PCで処理し削孔経路を管理する。
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 位置計測の作業速度が早い。 削孔中でも計測が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 地上に障害物があっても計測可能。 大深度でも計測可能。 電波障害の影響を受けない。

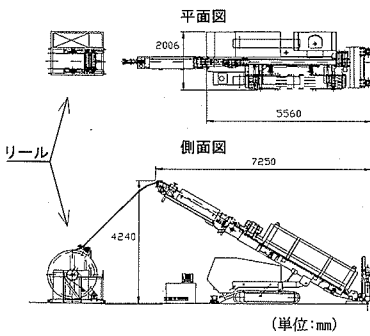


図-2 施工機械平面図、側面図

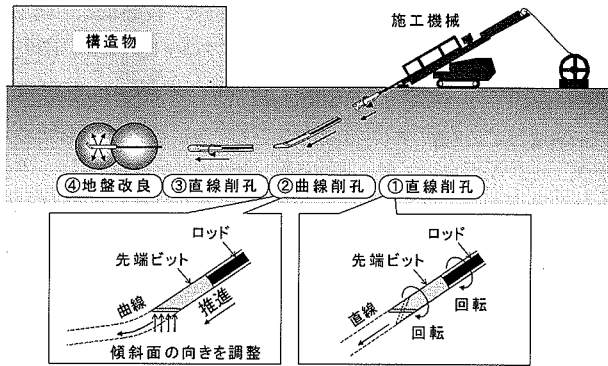


図-3 削孔手順

パイプ・ケーブル等を敷設する工事に使用する既存の曲がりボーリング機械を改造し、位置検知システムと薬液注入システムの機能を加えたものである。

位置検知システムは、削孔ビットの位置を確認するためのもので、表-2に示すように市販の無線通信型と筆者らの開発によるケーブル通信型の2種類がある。無線通信型は、先端ビット部に取り付けられたセンサーから発信された電磁波を地上のロケータで受信して位置および姿勢を確認し、削孔の誘導を行うものである。このシステムでは掘削が大深度になった場合や、電波障害を受けるところでは計測が不能で、また、地表にロケータをおく必要がある。したがって、既存構造物直下地盤での掘削に対しては信頼性に問題がある。ケーブル通信型は、ボーリングロッド内にセンサー(ジャイロ)を挿入して、ケーブルを介して位置データを計測するもので、削孔深度によらず正確な位置確認が可能で、電波障害などの影響も受けず汎用性の高いものである。施工機械の改造ではこれら両方のシステムを利用できるようにしている。後述の現地実験では、ケーブル通信型位置計測システムで位置計測を行い削孔した。

薬液注入システムについては、既存の曲がりボーリングでの掘削においては掘削ビット先端の吐出口から掘削



写真-1 先端ビット及びロッド

用の泥水を吐出させて行っているが、この先端部の吐出口を薬液注入できるように、また、薬液の吐出と掘削用泥水の吐出の切り替えが可能な構造に改良している。さらに、掘削ビット先端だけでなく側面にも薬液用の吐出口を設け、注入が均等な浸透注入になるようにした。

(2) 削孔と注入

削孔及び薬液注入は、図-3に示すように構造物の後背地のスペースに施工機械を設置し、以下の手順で行う。

①直線削孔時

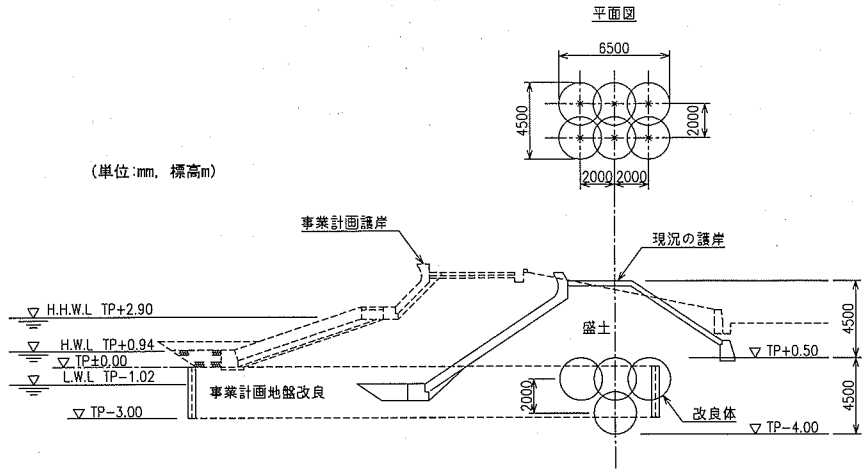


図-4(a) 改良断面図

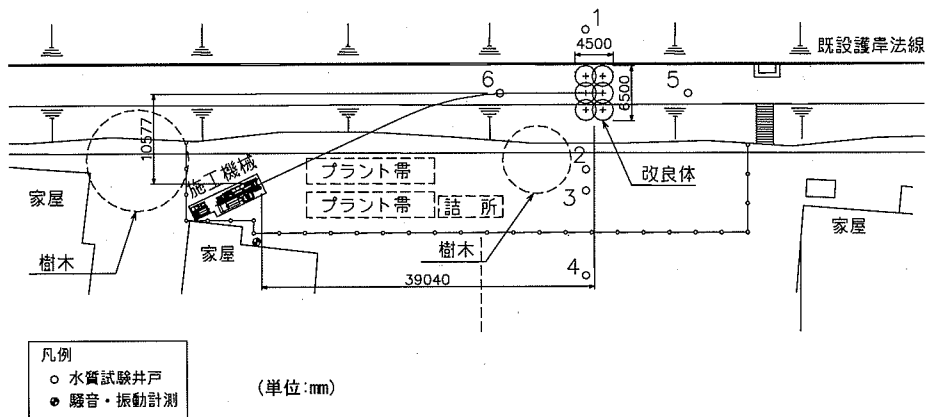


図-4(b) 施工平面図

先端ビットのついたロッド (写真-1) を回転させながら押し込み、斜孔部を削孔する。

②曲線削孔時

先端ビットの傾斜面を曲げる方向に調整し、ロッドの回転を止めて押し込み、曲線部を削孔する。

③直線削孔時

①と同様に先端ビットのついたロッドを回転させながら押し込み、水平部を削孔する。

①～③の削孔において位置計測を随時行う。位置計測の方法は、表-2に示したケーブル通信型位置計測器、あるいは無線通信型位置計測器を併用して行う。

④薬液注入

計画位置に先端ビットが達したところで、削孔ヘッド内の切替バルブを作動させ、削孔ヘッド側部の注入孔を開き、先端と側面の複数の注入孔から薬液を吐出する。注入材は溶液型の瞬結から緩結に対応でき、二重管複相式の注入を行うことができる。

以上の①～④の削孔と薬液注入を繰り返して、計画範囲の地盤改良を行う。

(3) 改良体に関する既往の知見

後述の実証試験では曲がりボーリング技術を用いた水平注入による改良体を、直線ボーリングを用いた鉛直注入によるもの、あるいは室内での薬液注入固化体に関する既往の知見と比較するが、ここではそれらの知見^{1), 2)}を以下にまとめる。

- ・改良体形状は地下水面のところまで平坦になる。
- ・一軸圧縮強さと液状化抵抗の間には有為な関係があり、一軸圧縮強さで100kN/m²が液状化対策としての改良強度の目安となる。
- ・微小ひずみレベルでのせん断弾性係数は無改良土のものとはほぼ同じである。
- ・大ひずみレベルでのせん断弾性係数は改良後の一軸圧縮強さとともに大きくなる。
- ・透水係数が無改良土より2～3オーダー低下する。
- ・注入孔より離れるにしたがい改良強度は低下するが、改良体のラップ部では非ラップ部よりも大きな改良強度が得られる。

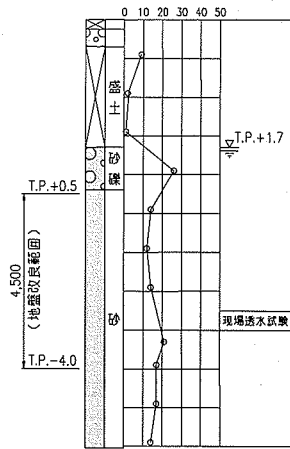


図-5(a) 改良前の土質柱状図

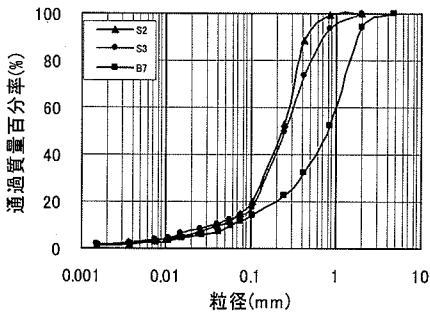


図-5(b) 対象地盤の粒度分布

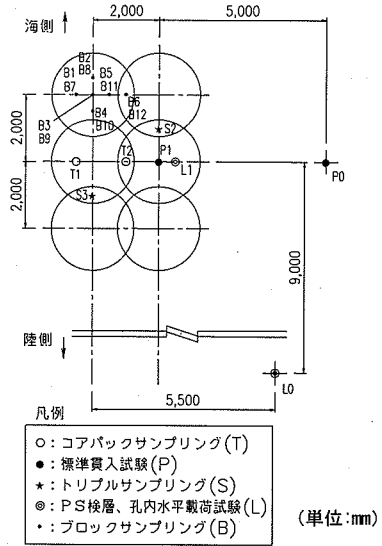


図-6 地盤調査位置図

- ・葉液の希釈などが原因となり、現地盤での改良強度は室内での改良強度よりも小さくなり、その比で定義される強度発現率 κ は概ね $\kappa=0.6$ である。
- ・細粒分含有率が40%以下では強度発現率は細粒分含有率の影響をあまり受けない。
- ・注入による周辺地下水pHに与える影響はほとんど観察されない。

表-3 調査項目一覧

No	項目	方法
1	改良体形状	目視確認、寸法測定、一軸圧縮強さの鉛直分布
2	改良体品質	原位置試験 (標準貫入試験、現場透水試験、孔内水平載荷試験、PS検層) 室内試験 (物理試験、一軸圧縮試験、繰返し非排水三軸試験)
3	騒音・振動	指示騒音計・振動レベル計で計測
4	水質試験	pH測定

3. 実証試験

(1) 実験概要

実験は、三重県津松阪港香良洲地区の海岸で行った。この地区では、国土交通省中部地方整備局が護岸改良工事を行っており、中部地方整備局の協力を得て、施工中の護岸堤防の一面で堤防直下に本工法を用いて地盤改良を行った。堤防撤去工事の途中段階で、改良体を掘り出して出来形や品質等の調査を行った。

また、本工法による周辺環境への影響をみるため、地下水の水質や施工中の騒音・振動の調査も併せて行った。

(2) 地盤条件と地盤改良の仕様

図-4に改良断面図、施工平面図、図-5に改良前に行った土質調査による土質柱状図と改良範囲の砂の粒径加積曲線、写真-2に施工状況を示す。

図-4、5に示したように、堤防盛土は高さ4.5m、天端幅4mで、盛土の下に砂礫層を1m挟んで、N値が10~20の砂層となっている。地盤調査時の地下水位はT.P.+1.7mの位置にあった。葉液注入の対象砂層の粒度は細粒分含有率の平均が $F_c=12\%$ 、均等係数の平均が $U_c=6.4$ であった。

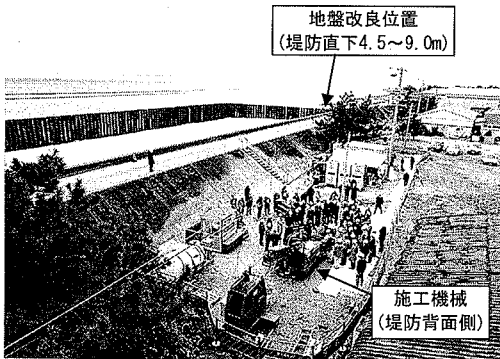


写真-2 施工状況

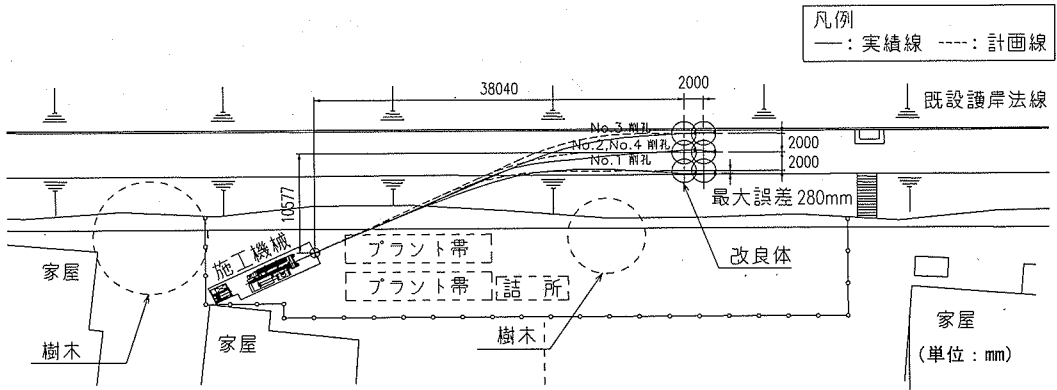


図-7(a) 削孔線 (平面図)

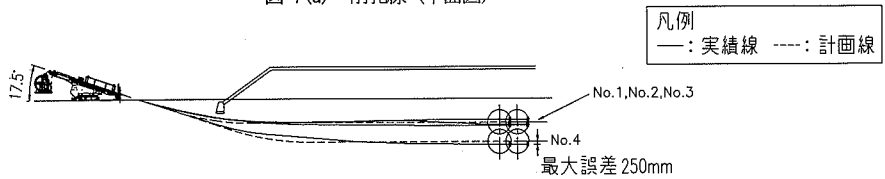


図-7(b) 削孔線 (断面図)

薬液注入による地盤改良範囲は、図-4(a)に示すように平面範囲が長さ6.5m、幅4.5m、改良深度はT.P.+0.5m～-4.0mの砂層の範囲で、径2.5mの改良体をピッチ2.0mで上段に6個、下段に2個造成することとした。施工は、図-4(b)と写真-2に示すように、計画改良位置から水平距離で約40m離れた堤防背面側の地上(T.P.+2.3m)に曲がりボーリング機械を設置し堤防直下に掘削を行い、薬液注入による地盤改良を行った。曲がりボーリングによる削孔は、上部改良体用に3本、下部改良体用に1本行っている。

改良体の設計基準強度 q_{uck} は、液状化対策のための目安となる一軸圧縮強さ $q_{uck}=100\text{kN/m}^2$ とした。配合強度は、従来からの直線ボーリング(鉛直注入)²⁾と同様に、強度発現率 $\kappa=0.6$ 、安全率 $\eta=1.2$ を考慮して、設計基準強度の2倍の $q_{ul}=200\text{kN/m}^2$ とした。

注入に用いる薬液は、地盤への浸透性が良く、長期耐久性に優れる中酸性水ガラス系(中酸性シリカゾル)の薬液を使用した。配合強度を満たすシリカ濃度は、現地砂を用いて事前配合試験を行い7.4%とした。

薬液の注入量は、注入率を40.5%(砂の間隙率45%、充填率90%)として、8改良体で 26.4m^3 を地盤内に注入した。注入速度は、細粒分含有率と従来工法での施工実績²⁾を考慮して、16リットル/分とした。

(3) 施工状況と調査項目

図-6に地盤調査位置図を示す。改良体の品質を確認するため表-3に示す内容の地盤調査を行っている。原位置試験として、図-6のP0(改良前)、P1(改良後)において標準貫入試験と現場透水試験、L0(改良前)、L1(改良後)において孔内水平載荷試験とPS検層を行った。そ

の他、地盤改良後に乱さない試料を採取して繰返し三軸試験と一軸圧縮試験を行ったが、S2孔ではT.P.-6.45m以深の未改良範囲の試料を採取し繰返し三軸試験を行ない改良土との比較を行った。

また、施工による周辺環境の影響を調査するため、図-4(b)に示すように曲がりボーリング機械から約6m離れた敷地境界地点で、施工中の騒音および振動を測定した。また、改良体の周囲6ヶ所に観測井を設置し、施工前、施工中および施工後の水質試験を行った。

4. 実証試験結果

ここでは、前章で計画した実証試験の結果を示す。

(1) 削孔状況

図-7に曲がりボーリングの計画削孔線(点線)と実績削孔線(実線)を示す。実績削孔線は、ケーブル型位置計測器で計測したものである。削孔誤差は、水平方向が最大で28cm、鉛直方向が最大で25cmであった。図-7から、計画削孔線の曲率よりも実績削孔線の曲率の方が小さくなる傾向があることがわかる。今回の実験からは曲がりボーリングによる削孔誤差はケーブル型位置計測器の計測誤差を含み30cm程度におさまると考えられ、実用上は十分な削孔精度と考える。

(2) 改良体の出来形と位置

改良体の平面形状は、写真-3に示すように上段の改良体の半分を露出させて、形状・寸法の測定を行って確認

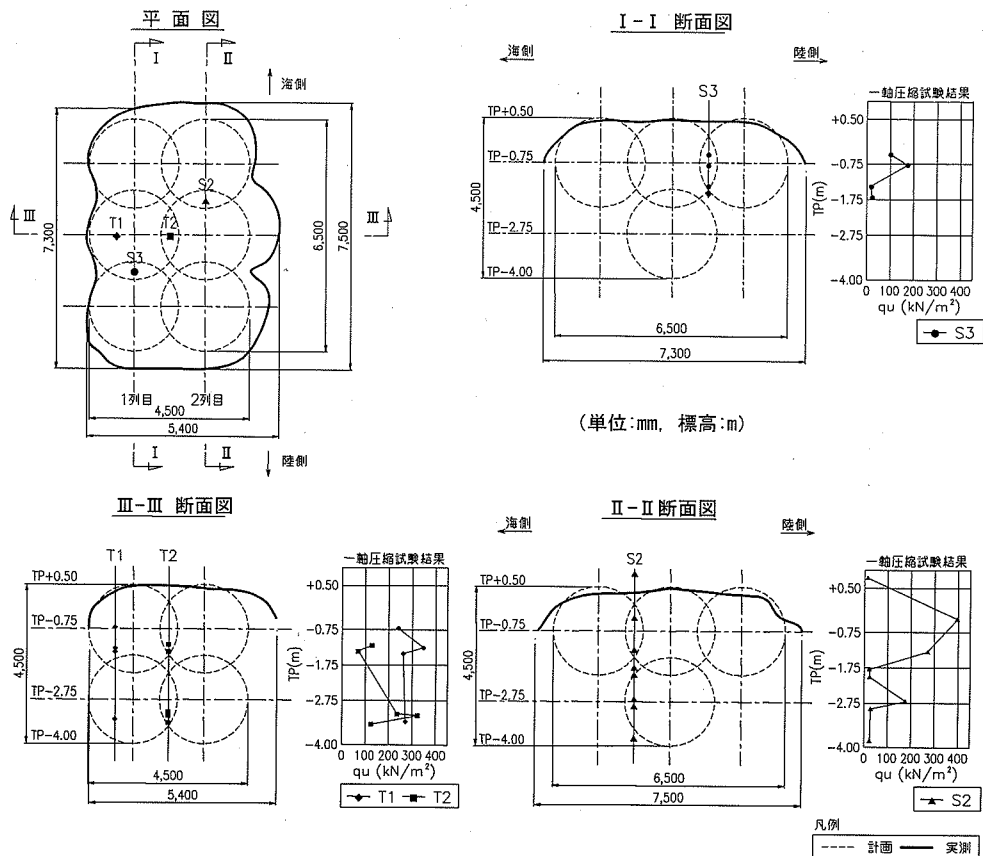


図-8 改良体と一軸圧縮強さ

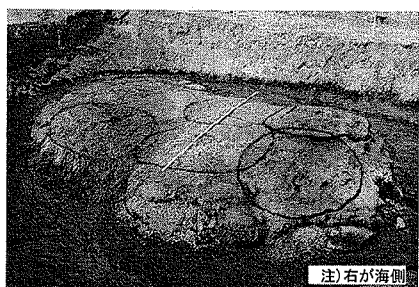


写真-3 改良体平面

した。また、改良体の深さ方向の形状については、地下水位以下の改良体出来形確認が困難なため、一軸圧縮強さの鉛直分布から推定した。図-8には一軸圧縮強さの分布と、改良体の形状を実線で、目標とした球体を点線で示す。

写真-3と図-8から、形状の特徴としては、改良体上部の6球体は一体となった平坦な形状となっているが、平面的には計画範囲を満足していることがわかる。改良体の上部が平坦になっている原因は、上部の位置が地下水面にあたることから考えられる。地下水面で改良体形状が平坦になることは、直線ボーリングによる薬液注入でも報告されており¹⁾、曲がりボーリングあるいは水平ボーリ

ングに原因があるのではない。

図-8の一軸圧縮強さの分布のS3 (I-I断面図)は上部改良体のラップ部を調べたもので、計画ラップ部で設計基準強度の $q_u=100\text{kN/m}^2$ 以上が確保されているが、計画範囲外では非常に小さな一軸圧縮強さである。S2 (II-II断面)は上部改良体のラップ部と下部改良体の端部を調べたもので、計画ラップ部と下部改良体端部で $q_u=100\text{kN/m}^2$ 以上が確保されているが、計画範囲外では非常に小さな一軸圧縮強さである。なお、計画範囲境界付近で $q_u=100\text{kN/m}^2$ 以下のものがあるがこれは強度分布のバラツキの結果であると考えられる。T2 (III-III断面)は改良範囲の中心部、T1 (III-III断面)は2段になっている改良体のやや端部を調べたものであるが、1点だけ $q_u=100\text{kN/m}^2$ 以下のものがあるが、それ以外は $q_u=100\text{kN/m}^2$ 以上となっている。以上から、計画した改良範囲では設計基準強度の一軸圧縮強さは確保されており、計画範囲外では改良範囲と比較すると非常に小さな一軸圧縮強さであったといえる。

以上、写真-3および図-8から改良体の位置と出来形はほぼ計画どおりであったと思われる。

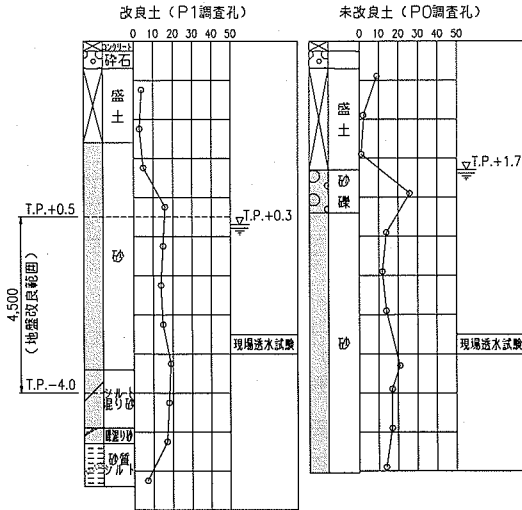


図-9 改良前後のN値

表-4 孔内水平載荷試験結果

土質	調査位置	標高 (m)	地盤係数 K_m (kN/m ²)	変形係数 E_m (kN/m ²)
未改良土	L0	TP-0.75	84,620	5,177
未改良土	L0	TP-2.75	115,900	6,484
改良土	L1	TP-0.75	242,000	13,980
改良土	L1	TP-2.75	198,700	11,120

表-5 PS検層試験結果

土質	調査位置	標高 (TP-m)	V_p (m/sec)	V_s (m/sec)
未改良土	L0	TP+2.12~+0.42	250	91
未改良土	L0	TP+0.42~-3.88	1400	160
未改良土	L1	TP+2.35~+0.95	210	100
改良土	L1	TP+0.95~-4.15	1400	190

(3) 原位置試験結果

a) 標準貫入試験

図-9に改良後調査における標準貫入試験結果を改良前の結果とともに示す。図-9から未改良土、改良土ともにN値は15程度で、改良によるN値の明白な変化は見られなかったことがわかる。このようにN値が顕著に増加しなかった理由は薬液注入による改良が不十分だったわけではなく薬液注入による液状化対策の特徴であるといえる。すなわち、薬液注入による改良は土粒子骨格間の間隙水をゲル状物質で置換えるだけなので、土が密度増加したり、硬くなったりしないためである。なお、N値が増加していないのに一軸圧縮強さが大きくなっているが、このような矛盾と思われる改良効果の現れ方の違いは溶液型薬液による改良土の特徴と考えられ、このような材料の力学特性を詳細に解明していく必要がある。

b) 現場透水試験

地盤の透水係数は、改良前の試験では $k=4.3 \times 10^{-3}$ cm/sであったが、改良後は $k=5.5 \times 10^{-3}$ cm/sであり2オーダー低下しており、改良効果が得られたといえる。

c) 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験より得られた地盤係数 K_m と変形係数 E_m を表-4に示す。表-4から改良土の地盤係数と変形係数は未改良土の2~3倍の値となっていることがわかる。これは、薬液で改良した土は静的なせん断強さが大きくなり、ひずみが大きなところでの変形係数が大きくなることが反映された結果で、改良効果が確認できたといえる。

d) PS検層

PS検層より得られたP波速度 V_p とS波速度 V_s を表-5に示す。表-5において弾性波速度は、P波、S波とも改良による大きな変化は見られない。改良前後で大きな違いの出なかった理由は、標準貫入試験で述べたことと同じで、改良により土が硬くなるわけではないからである。すなわち微小ひずみレベルでの弾性係数は改良前後であまり変化しないからである。また、このことは、孔内水平載荷試験より得られた変形係数の結果と矛盾するようであるが、孔内水平載荷試験より得られる変形係数のひずみレベルは比較的大きいものであり、ここでの結果とはひずみレベルが異なっている。なお、表-5で改良土の V_s は190m/sあり、標高がほぼ等しい未改良土 (TP+0.42~-3.88 m) の $V_s=160$ m/sより若干大きいですが、これは V_s のばらつきの他、土被りの差が原因と考える。すなわち、改良土の調査位置は図-6のL1で示すように盛土があるが未改良土のL0地点には盛土はなく、改良土の方が土被りは大きくなり V_s の差となったのではないかと考える。

(4) 室内試験結果

a) 強度発現率

配合強度 ($q_{ul}=200$ kN/m²) と現場で発現された一軸圧縮強さの比を強度発現率 κ とし、浸透相対距離 L/L_0 および細粒分含有率 F_c との関係を図-10、図-11に示す。 L_0 は土中の空隙がすべて注入された薬液で置換わるとした場合の注入孔からの距離で、浸透相対距離 L/L_0 は浸透距離 L を L_0 で無次元化した量である。また、図-10、図-11中のラップ部 (□) とは複数の改良体がラップした部分のもので、単独部 (●) とは単一の改良体部分のものである。

図-10から浸透相対距離が大きくなると強度発現率は低下することがわかる。改良体の端部付近 ($L/L_0=1.0$) に着目すると、単独部では $\kappa=0.1\sim 1.6$ であるが、ラップ部では $\kappa=0.5\sim 1.4$ で、ラップ部の方が強度発現率は大きいといえる。このように、改良体端部であっても改良体がラップすれば強度発現率が大きく低下することはなく、ラップ部では $\kappa=0.6$ をほぼ満足しており、鉛直ボーリングによる注入結果²⁾と同じである。

図-11からは、細粒分含有率が $F_c=10\sim 15\%$ と限られた範囲ではあるが、強度発現率と細粒分含有率の間には有為な傾向は見られないことがわかる。

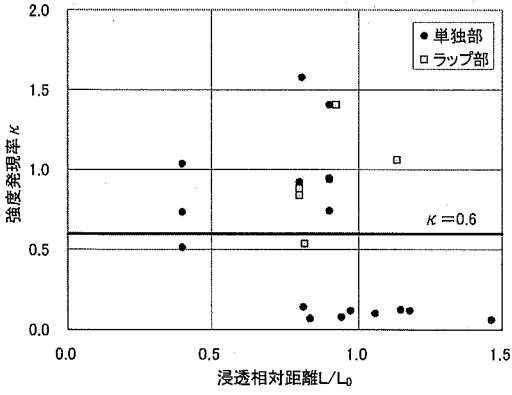


図-10 浸透距離と強度発現率の関係

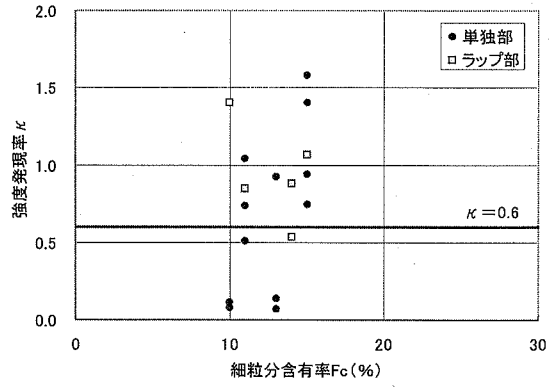
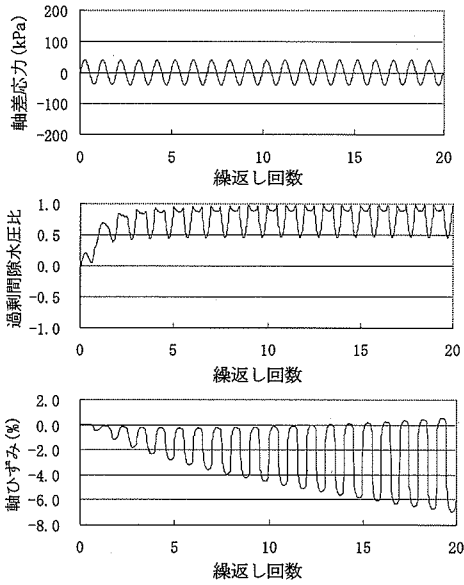
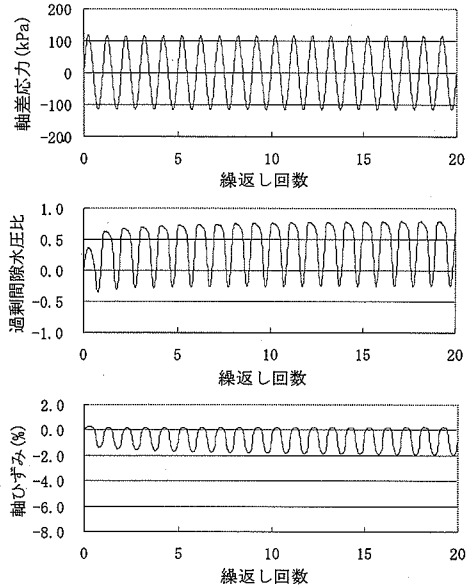


図-11 細粒分含有率と強度発現率の関係

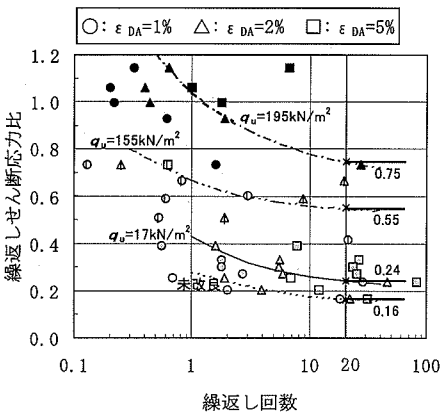


(a) 未改良土



(b) 改良土 (平均 $q_v=155\text{kN/m}^2$)

図-12 繰返し三軸試験結果



注 ●▲■: 平均 $q_v=195\text{kN/m}^2$ ○◇△: 平均 $q_v=155\text{kN/m}^2$
○△□: 平均 $q_v=17\text{kN/m}^2$ ○◇△: 未改良

図-13 液状化抵抗

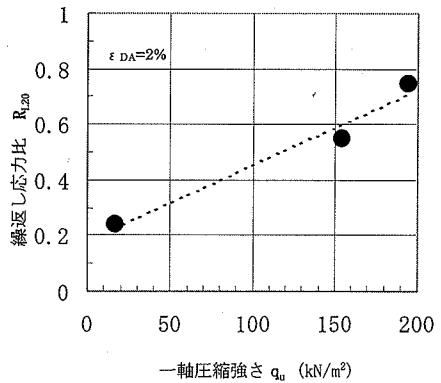


図-14 一軸圧縮強さと液状化抵抗の関係

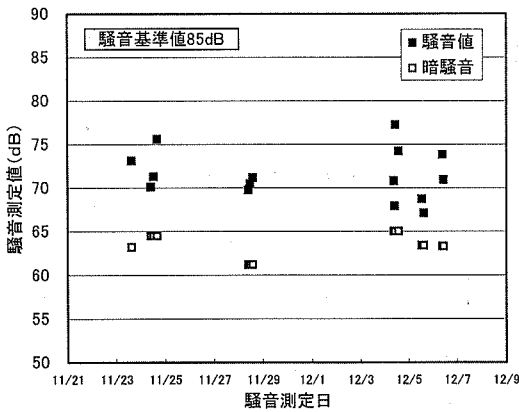


図-15(a) 騒音測定結果

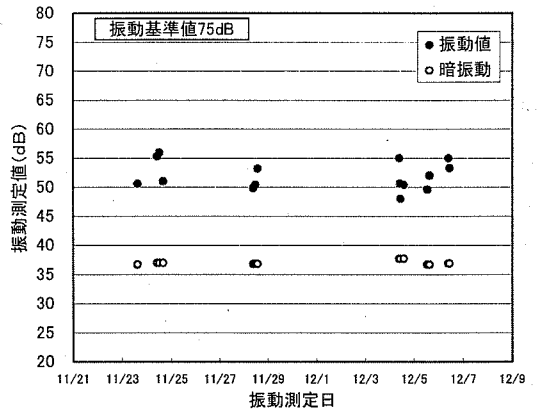


図-15(b) 振動測定結果

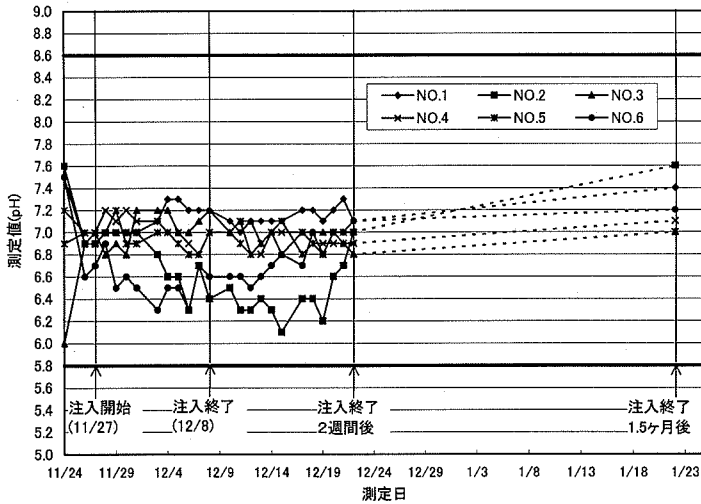
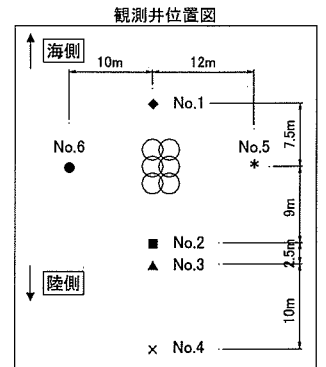


図-16 pHの観測位置と観測結果



b) 繰返し载荷中の特性

改良対象層から採取された改良土と対象外の層から採取された未改良土の繰返し非排水三軸試験での軸差応力、過剰間隙水圧比、軸ひずみの時刻歴を図-12に示す。図-12において改良土に载荷している軸差応力は未改良土の2倍以上であることに留意されたい。図-12から未改良地盤から採取した土では、過剰間隙水圧比が1に近づく急激にひずみが増大していることがわかる。しかし、改良土ではひずみの急激な増大は生じておらず、薬液注入による改良効果が確認することができる。

c) 液状化抵抗

図-13に改良土と未改良土の繰返しせん断応力比と液状化抵抗曲線を示す。液状化抵抗曲線は、改良土を一軸圧縮強さの大ききで3つ(平均 $q_u=195, 155, 17\text{kN/m}^2$)に分類し近似した。なお、 $q_u=195, 155\text{kN/m}^2$ の供試体は、繰返し载荷を100回行っても両振幅軸ひずみ $\epsilon_{DA}=5\%$ に達しなかったため、 $\epsilon_{DA}=2\%$ の結果を対象に液状化強度をまとめた。 $q_u=195, 155\text{kN/m}^2$ の改良土は、未改良土と

比べて R_{L20} が3~5倍になり改良効果が現れている。 $q_u=17\text{kN/m}^2$ の改良土は、単一の改良土の端部での採取試料であり、液状化抵抗の増加はほとんどなかった。これは、単一改良土の端部は注入孔からの距離が遠いので十分な薬液が到達しなかったためと考えられ、直線ボーリングの鉛直注入でも同様に現れる現象である²⁾。

改良土の一軸圧縮強さ q_u と繰返し応力比 R_{L20} の関係を図-14に示す。 q_u と R_{L20} には、既往の報告²⁾と同様に良好な線形関係が見受けられ、設計基準強度 $q_{\text{ack}}=100\text{kN/m}^2$ での液状化抵抗は $R_{L20}=0.5$ に相当する結果となった。

(5) 騒音・振動

施工時における近隣家屋への騒音・振動の影響を調査するため、曲がりボーリング機械から約6m離れた敷地境界地点で指示騒音計及び振動レベル計で計測を行った。図-15は測定結果で、騒音は最大77dB、振動は最大56dBで、特定建設作業の基準値である騒音85dB、振動75dB以下であることが確認された。

(6) 水質

薬液の注入前、注入中及び注入後に6ヶ所の観測井でpHを測定した結果を図-16に示す。図-16からばらつきはあるが、pHは注入開始前が6.0~7.6で、注入期間は6.3~7.3、注入終了後は6.1~7.6という範囲になっており、周囲の地下水に大きなpHの変化を与えなかったといえる。また、「薬液注入工法による建設工事に関する暫定指針」におけるpHの管理基準値は5.8~8.6で、基準値を満足する結果であった。なお、注入終了1.5ヶ月後のpHの測定値がやや大きくpHに上昇傾向があるように見えるが、これは1回の測定結果であり、また注入開始前のpHとの比較からわかるように、pH測定の間隔の範囲であると考えられる。

5. 結論

実証試験において、曲がりボーリングを利用した水平注入による改良体は、直線ボーリングによる鉛直注入のものと同等に作成できることが確認できた。したがって、従来からの直線ボーリングを用いた薬液注入による液状化対策工法の設計・施工法等を準用できるといえる。以下に確認された主要な項目を示す。

- (1)既存の海岸堤防下部地盤に、距離が約40mの位置から曲がりボーリングを行い、薬液注入による改良体を作成できた。
- (2)曲がりボーリングの削孔誤差は水平方向で最大28cm、鉛直方向で最大25cm程度であった。また、計画線形よりも曲率が小さくなる傾向にあった。
- (3)曲がりボーリング機械を用いた薬液注入工法は、水平注入が施工上の特徴であるが、試験施工での出来形や品質は、従来からの直線ボーリング（鉛直注入）と同様の傾向（以下に列記）を示した。
 - ・地下水面付近では平坦な改良体形状になる。
 - ・改良土の現場透水試験は、未改良土より2オーダー低下した。
 - ・改良土の地盤係数は、未改良土の2~3倍となった。
 - ・改良土の繰返し応力比 R_{L20} は、未改良土の3~5倍となった。
 - ・改良土の一軸圧縮強さ q_u と繰返し応力比 R_{L20} の関係には、

良好な線形関係が見受けられ、 $q_u=100\text{kN/m}^2$ での液状化抵抗は $R_{L20}=0.5$ に相当した。

・改良土の強度発現率は、改良体を連続して施工する際は、計画改良範囲において $\kappa=0.6$ をほぼ満足する。

・改良強度の設定に用いた強度発現率 $\kappa=0.6$ および安全率 $\eta=1.2$ の値は妥当であった。

(4)施工時における騒音・振動の影響は観察されなかった。

(5)薬液注入による周辺地下水のpHに与える影響は観察されなかった。

6. おわりに

本報告では、曲がりボーリングを用いた薬液注入工法の実用性と液状化対策への適用性について、試験施工から得られた知見から取りまとめた。本工法は、既設構造物直下地盤の液状化対策工法として、有効な施工方法の一つであることが確認できたといえる。今後、ケーソン岸壁直下、下水処理場、ポンプ場等の構造物直下、橋梁基礎直下、石油タンク直下、既設滑走路直下などの液状化対策として、特に直線ボーリングによる施工が困難な場合に活用できると考えている。

参考文献

- 1)山崎浩之、前田健一、高橋邦夫、善功企、林健太郎：溶液型注入固化材による液状化対策工法の開発、港湾技研資料、No. 905, 1998.
- 2)山崎浩之、善功企、河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用、港湾空港技術研究所報告第41巻 第2号, 2002.
- 3)山崎浩之、相河清実、横尾充：自在ボーリングを用いた地盤改良工法の開発、第56回土木学会講演概要集、VI-330, 2001.
- 4)山崎浩之、向井雅志、三原孝彦：自在ボーリングによる地盤改良工法、第57回土木学会講演概要集、III-100, 2002.
- 5)シリカゾルグラウト会：シリカゾルグラウト恒久性実証実験試験報告書、1997年12月。

(2003. 7. 11受付)

FIELD EXPERIMENT OF LIQUEFACTION COUNTERMEASURE BY CHEMICAL GROUTING USING HORIZONTAL DIRECTIONAL DRILLING

Hiroyuki YAMAZAKI, Masashi MUKAI, Takemine YAMADA,
Takahiko MIHARA and Mitsuru YOKOO

This paper describes the field experiment of the permeation grouting with horizontal directional drilling as the countermeasure against liquefaction of the foundation soils beneath existing structures. The permeation grouting with horizontal directional drilling was performed beneath an existing coastal levee. Investigations were conducted before and after the grouting, which included the removal of the levee to investigate the shape of the improved bodies. The investigations have revealed that the improved soils satisfy the required strength and the improved bodies have the same quality as the improved ones by grouting with linear boring reported in literatures. The placement of the improved bodies, which means the accuracy of the location system of the horizontal directional drilling, followed the planning position.