

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.41 NO.2 June 2002

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 41 卷 第 2 号 (Vol. 41, No. 2), 2002 年 6 月 (June 2002)

目 次 (CONTENTS)

1. 複素主成分分析を用いた仙台湾蒲生干潟前面海浜地形の中期変動特性の解析
..... 内山雄介・栗山善昭 3
(A Complex Principal Component Analysis on Medium-term Morphological Behavior of an Exposed Sandy Beach before Gamo Lagoon at Sendai Coast, Japan
..... Yusuke UCHIYAMA, Yoshiaki KURIYAMA)
2. 高潮推算に用いる台風の気圧と風の場に関する検討
..... Albena Veltcheva・河合弘泰 23
(Investigation of the Typhoon Pressure and Wind Field with Application for Storm Surge Estimation
..... Albena VELTCHEVA, Hiroyasu KAWAI)
3. 大阪湾洪積粘土の構造の評価と力学特性
..... 土田 孝・渡部要一・姜 敏秀 45
(Evaluation of structure and mechanical properties of Pleistocene clay in Osaka Bay
..... Takasi TSUCHIDA, Yoichi WATABE, Min-Soo KANG)
4. サンドコンパクションパイル工法による砂質地盤の締固めの設計法に関する考察
..... 山崎浩之・森川嘉之・小池二三勝 93
(Study on Design Method for Densification of Sandy Deposits by Sand Compaction Pile Method
..... Hiroyuki YAMAZAKI, Yoshiyuki MORIKAWA, Fumikatsu KOIKE)
5. 溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用
..... 山崎浩之・善 功企・河村健輔 119
(Study on Applicability of Permeable Grouting Method to Countermeasure against Liquefaction
..... Hiroyuki YAMAZAKI, Kouki ZEN, Kensuke KAWAMURA)
6. 難視界時の把持作業における拡張現実感 (AR) を用いた視界補完手法
..... 内海 真・平林丈嗣・吉江宗生 153
(Vision Supplement for Grasping in Unclear Underwater Using AR
..... Makoto UTSUMI, Taketsugu HIRABAYASHI, Muneo YOSHIE)

溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用

山崎 浩之*
善 功企**
河村 健輔***

要 旨

本報告では、液状化対策として溶液型薬液注入工法が適用された現地での事例、およびそれに関連して行われた室内試験データを取りまとめている。

得られた主要な結論は以下のとおりである。

- (1) 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同様である。
- (2) 大ひずみレベルでの変形係数は改良後の一軸圧縮強さとともに大きくなり、 $E_{50}=40\sim 100\times q_u$ の関係が得られた。
- (3) 透水係数が無改良土より2~3オーダー低下するが、体積圧縮係数は変化しない。そのため、圧密係数が低下する。
- (4) 液状化対策のための改良強度として一軸圧縮強さで $q_u=80\sim 100\text{kN/m}^2$ が目安になるが、強度の設定は繰返し三軸法などの手法を用いるべきである。
- (5) 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。
- (6) 薬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は概ね $\kappa=0.6$ であった。
- (7) 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かった。
- (8) 既設護岸・岸壁の吸出し対策としての溶液型薬液注入工法の適用法が示された。

キーワード：液状化対策，薬液注入，既設構造物

* 地盤・構造部動土質研究室長

** 九州大学工学研究院建設デザイン部門教授

*** 五洋建設株式会社技術研究所

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：0468-44-5054 Fax：0468-44-0618 e-mail: yamazaki@pari.go.jp

Study on Applicability of Permeable Grouting Method to Countermeasure against Liquefaction

Hiroyuki YAMAZAKI*
Kouki ZEN**
Kensuke KAWAMURA***

Synopsis

This paper describes the study of the permeable grouting method as a liquefaction countermeasure using actual execution data and laboratory test data. Following results are obtained.

- (1) The shear modulus at a small strain of soils improved with permeable grouts is as same as that of unimproved ones.
- (2) The modulus of deformation at a large strain of the improved soils increases with the unconfined compressive strength, and the relationship between the modulus of deformation and the unconfined compressive strength is obtained as follows,
$$E_{50}=40\sim 100\times q_u$$
- (3) The permeable coefficient of the improved soils decreases to 1/100 to 1/1000 times the original one although the coefficient of volume compressibility does not change.
- (4) The unconfined compressive strength of 100kN/m² may be a target value for improvement as the liquefaction countermeasure. However, the target value of improvement strength shall be determined with the method using cyclic triaxial test results.
- (5) The strength of soils improved in site decreases with distance from the injection point of the grout.
- (6) The ratio of the strength in site to the strength in the laboratory is around 0.6.
- (7) The change in *pH* of the ground water in the surrounding area is little observed.
- (8) The applicability of the permeable grouting method to the countermeasure against the flow out of filling of existing quay walls is studied and the design method is proposed.

Key Words: Liquefaction countermeasure, Grouting method, Existing structure

* Head of Soil Dynamics Division, Geotechnical & Structural Engineering Department

** Professor, Division of Civil & Structural Engineering, Faculty of Engineering, Graduate School of Kyushu University

*** Civil Technological Development Division, Institute of Technology, Penta-Ocean Construction Co.,Ltd.

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445054 Fax : +81-468-440618 e-mail: yamazaki@pari.go.jp

目 次

要 旨	119
1. まえがき	123
2. 工法の概要	123
2.1 類似工法との違い	123
2.2 改良土の室内試験結果	124
2.3 設計の考え方	130
3. 施工事例	132
3.1 新潟実証実験	132
3.2 東京国際空港試験工事	135
3.3 石狩湾新港試験工事	136
3.4 石狩湾新港本工事	139
3.5 志布志港岸壁実証実験	140
4. 現地施工結果からの考察および吸出し対策	144
4.1 強度発現率	144
4.2 注入速度と注入圧力	146
4.3 地下水への影響	147
4.4 既設護岸・岸壁の吸出し対策に対する検討	148
5. 結論	150
6. あとがき	150
参考文献	150

1. まえがき

液状化対策は施設の整備にあたり重要な検討項目の一つになっている。特に、未曾有の被害を経験した1995年兵庫県南部地震以降、耐震設計法の見直しなどにより、液状化対策の重要性は従来よりも増した。液状化対策の実施に際しての問題点の一つは、既設構造物直下地盤の液状化対策が必要となった場合である。新規の施設であれば、構造物を造る前に、サンドコンパクションパイル工法などにより液状化対策を比較的容易に行うことができる。しかし、前述した既設構造物直下地盤の場合には、対策を実施するにも適切な工法は少ない状況にある。そのため、既設構造物直下地盤への適用が可能な工法として溶液型薬液注入による液状化対策工法を開発し、その詳細は港湾技研資料No.905で報告した¹⁾。開発後、東京国際空港の既存滑走路下部の液状化対策で採用されるなど既にいくつかの実績を有するようになった。ここでは、実施工で得られた知見、および室内試験で得られた知見を取りまとめる。

2. 工法の概要

溶液型薬液注入による液状化対策工法は、既設構造物直下地盤あるいはその近傍の液状化対策を行うことを目的として開発されたものである。同工法は、図-1に示されるように、地盤をボーリングし対策地点で溶液型の薬液を浸透注入固化させ、地盤改良するものである。したがって、地盤内にボーリング孔（注入孔）を設ける必要があるが、既設構造物直下地盤に対して液状化対策が可

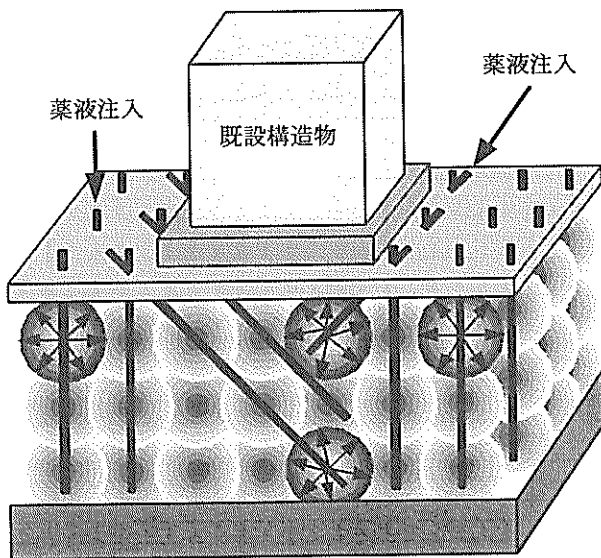


図-1 注入工法の適用イメージ

能な工法である。注入される材料は、地盤への浸透性が良く、かつ、恒久性を有する必要がある、このような特性を有するものとして本報告の事例では非アルカリシリカゾルType I, Type II, 超微粒子シリカ, 活性シリカの4種類が状況に応じて使われている。

2.1 類似工法との違い

(1) 従来の注入工法との違い

従来の薬液注入工法と異なる点は、表-1に示されるように、①一つの注入孔から広範囲（直径約4m）の地盤に薬液が浸透注入されること、②改良後の強度が低強度（一軸圧縮強さ $q_u=100\text{kN/m}^2$ 程度）であること、③恒久型の薬液が使用されることである。このようなことから、特に浸透範囲を大きくできるようにするため、薬液のゲルタイムが数時間に設定され、注入口となるダブルパッカー部の長さは通常約10cmであるが、図-2に示されるように約50cmと通常のものよりも長くされている。このように、パッカー部が長くされたことにより、低い圧力でより多くの薬液が地盤中へ浸透注入される。

(2) 他の固結工法との違い

溶液型薬液注入による固結工法は事前混合処理工法²⁾のようなセメントなどによる固結工法と以下のような違いがある。図-3に示されるように、事前混合処理工法で砂質土を固結させた場合、砂粒子の接触点のみがセメン

表-1 従来工法との比較

	従来工法	新工法
改良規模	局所的が多い	大規模
浸透範囲	50cm程度	200cm程度
必要強度	200~1000kN/m ²	50~100kN/m ²
耐久性	仮設が多い	永久構造物

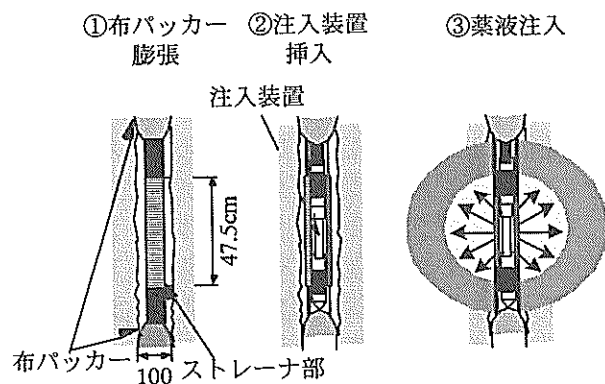


図-2 ダブルパッカー施工方法

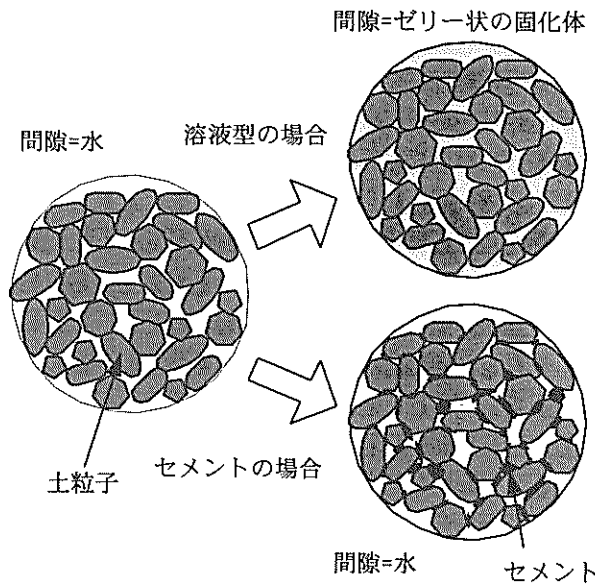


図-3 固結工法による改良イメージ

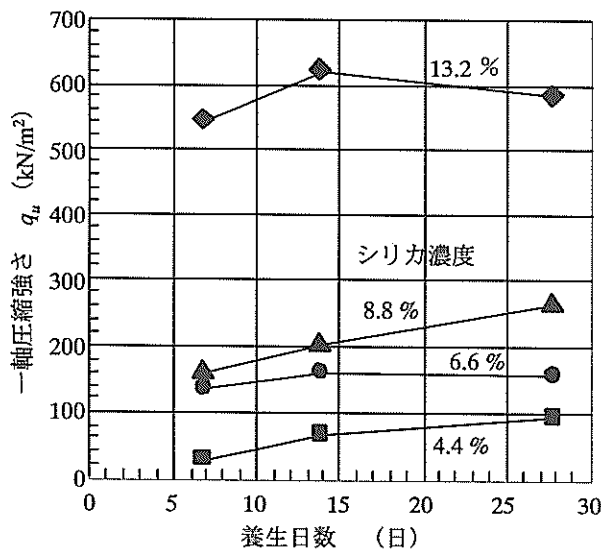


図-4 非アルカリシリカゾルType I 改良土の一軸圧縮強さと薬液濃度および養生日数の関係

トにより固結され地盤が液状化しなくなるが、砂粒子間には間隙水が残る。溶液型薬液注入による固結では砂粒子間の間隙水が薬液で置き換えゲル化され、間隙はゲルで完全に満たされるので、砂粒子どうしの固結だけでなく、間隙水が追い出されてしまうという特徴がある。したがって、溶液型薬液注入による改良地盤では、想定地震よりも大きな地震が発生し液状化抵抗が不足したとしても、地盤内に間隙水が無いのであるから、噴砂現象、過剰間隙水圧の伝播に伴う周辺地盤の2次液状化などは起こらないものと考えられる。

表-2 新潟砂の物理特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.644
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.545
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.184
平均粒径 D_{50} (mm)	0.31
均等係数 U_c	2.33
細粒分含有率 F_c (%)	1.5

表-3 相馬砂, 佐原砂, 羽田砂の物理特性

	相馬砂	佐原砂	羽田砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.620	2.700	2.686
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.585	1.676	1.597
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.236	1.260	1.148
60%粒径 D_{60} (mm)	0.37	0.36	0.08
均等係数 U_c	1.63	7.30	22.30
細粒分含有率 F_c (%)	0.3	15.0	40.0

2.2 改良土の室内試験結果

(1) 一軸圧縮強さ

a) 非アルカリシリカゾルType I¹⁾

図-4は表-2の物理特性を持つ新潟砂を相対密度50%に調整し、非アルカリシリカゾルで改良した場合の一軸圧縮強さ、養生時間、薬液濃度(シリカ濃度)の関係である。図-4から、薬液濃度が4.4%で一軸圧縮強さは $q_u=100\text{kN/m}^2$ 弱であるが、13.2%では $q_u=600\text{kN/m}^2$ になり、薬液濃度が増加するにしたがい一軸圧縮強さは大きくなることがわかる。一軸圧縮強さと養生日数の関係は、養生日数とともに一軸圧縮強さが若干増加する傾向がある。

b) 非アルカリシリカゾルType II, 活性シリカ³⁾

図-5は、表-3の物理特性を持つ相馬砂、佐原砂、羽田砂を相対密度60%に調整し、非アルカリシリカゾルType IIおよび活性シリカの2種類の薬液で改良した場合の養生7日における一軸圧縮強さと薬液濃度の関係が調べられたものである。図-5から、シリカ濃度が大きくなるにしたがい、一軸圧縮強さは大きくなること、活性シリカより非アルカリシリカゾルType IIの方が大きな一軸圧縮強さが得られることがわかる。試料は全く異なるが、図-4の非アルカリシリカゾルType Iと比較するとこの場合は非アルカリシリカゾルType Iの方が強度は大きいよう

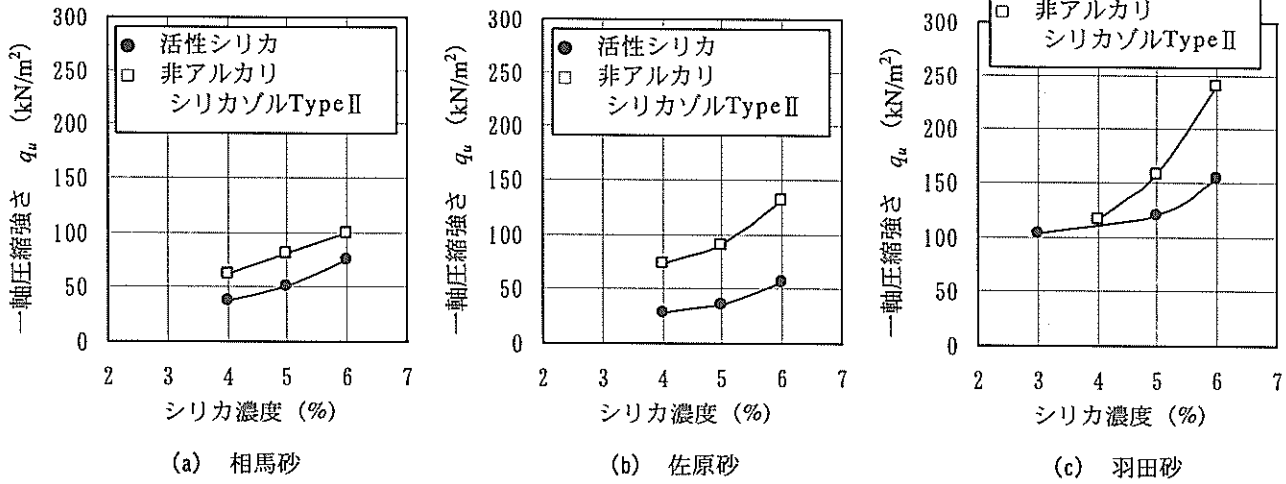


図-5 非アルカリシリカゾルType I および活性シリカの改良土の一軸圧縮強さと薬液濃度の関係

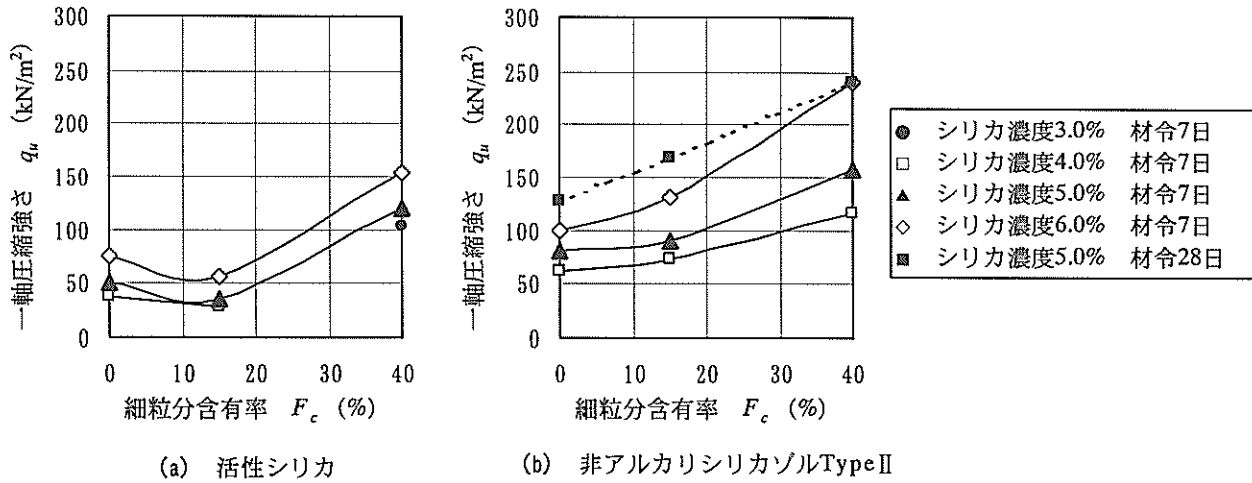


図-6 細粒分含有率と一軸圧縮強さの関係

である。このようなことから、同じシリカ濃度でも薬液の種類により強度発現に差がでることがわかる。また、図-5において、試料が異なると同一のシリカ濃度でも一軸圧縮強さは異なり、試料の違いの影響がみられる。

図-6は図-5を一軸圧縮強さと細粒分含有率の関係に整理しなおし、一軸圧縮強さに及ぼす細粒分含有率の影響を調べたものである。図-6から、活性シリカの場合に細粒分含有率が15%のところは一軸圧縮強さがやや小さくでているが、全体として一軸圧縮強さは細粒分含有率の増加とともに大きくなる傾向がある。

図-7は、表-4の物理特性、図-8の粒度を持つ石狩湾新港砂を、薬液濃度6%の非アルカリシリカゾルType IIで改良した場合の一軸圧縮強さにおよぼす養生温度の影響が調べられたもので、養生温度が5℃の場合と20℃の場合の一軸圧縮強さと養生時間の関係が示されている。図-7か

ら養生時間が材令3日までは養生温度の高い方が一軸圧縮強さは若干大きい、材令が7日を過ぎると養生温度の違いは一軸圧縮強さには現れていない。

(2) 液状化特性、動的変形特性¹⁾

改良土の液状化特性、動的変形特性について、(1) a) で用いた新潟砂の結果を示す。密度は相対密度50%に調整されており、改良土は薬液濃度3%の非アルカリシリカゾルType I で改良されたもので一軸圧縮強さは100kN/m²以下である。

a) 液状化特性

薬液濃度3%で改良されることにより、改良土の液状化抵抗は、図-9に示されるように、無改良土の2倍以上になる。図-10には無改良土と改良土の繰返し三軸試験中の

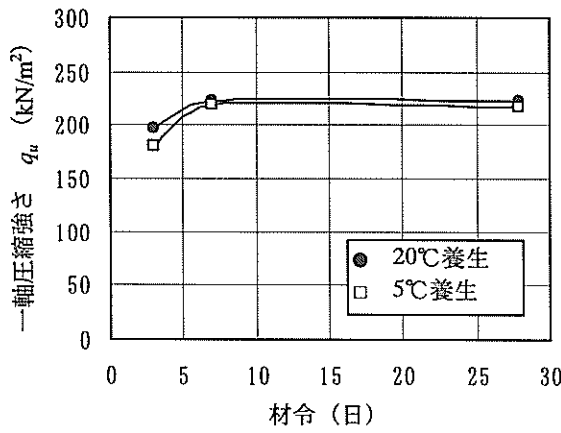


図-7 養生温度による一軸圧縮強さの変化

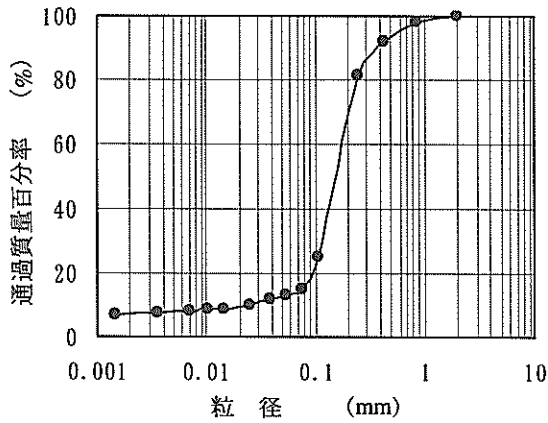


図-8 石狩湾新港砂の粒度分布

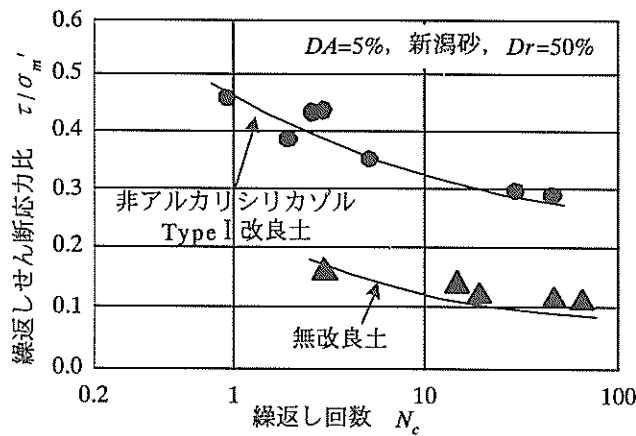


図-9 改良土と無改良土の液状化抵抗曲線

表-4 石狩湾新港砂の物理特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.657
平均粒径 D_{50} (mm)	0.16
均等係数 U_c	7.71
細粒分含有率 F_c (%)	15.0

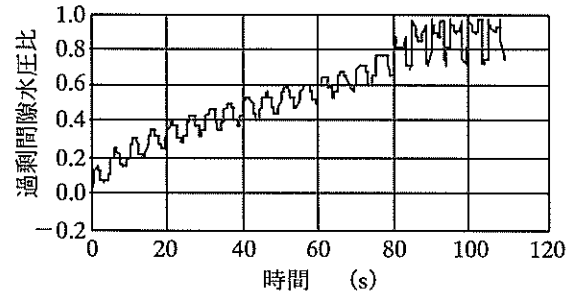
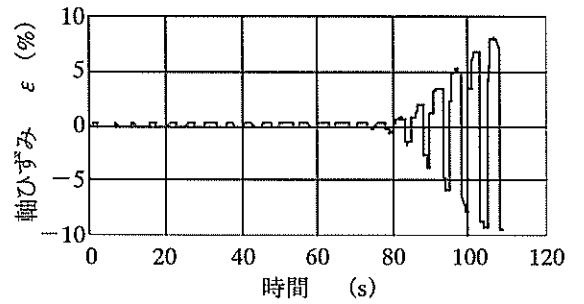


図-10(a) 無改良土の発生ひずみと間隙水圧比の時刻歴

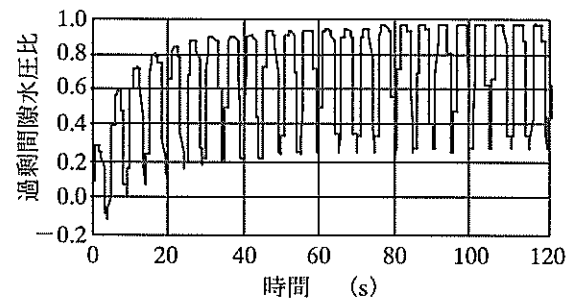
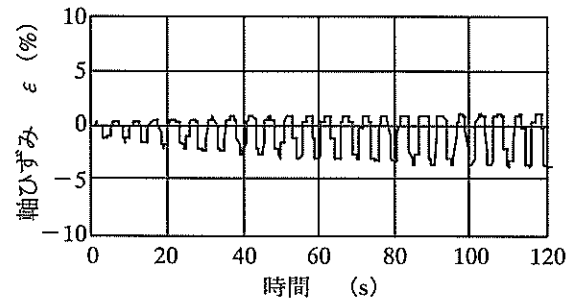


図-10(b) 改良土の発生ひずみと間隙水圧比の時刻歴

ひずみおよび過剰間隙水圧の発生状況を間隙水圧比の時刻歴で示す。無改良土の場合には間隙水圧比が1に近づいたところで急激にひずみが発生し液状化にいたるが、改良土の場合には過剰間隙水圧比が1に近づいても急激にひずみは発生せず、徐々にひずみが大きくなる。したがって、改良土の場合には液状化抵抗を超える外力が作用したとしても、通常の砂のような液体のようになる液状化現象は起こらず、こね返した粘土のように軟らかくなるという現象にとどまると考えられる。

b) 動的変形特性

動的変形特性については、改良土と無改良土のせん断弾性係数、減衰比の比較を図-11に示す。図-11から、せん断弾性係数は無改良土とほぼ同じで、減衰比については小さくなる傾向があることがわかる。図-12には参考としてセメントによる改良土と無改良土のせん断弾性係数の比較を示すが、この場合には改良土の方が大幅に大きくなっていることがわかる。したがって、セメントによる改良とは異なり、薬液による改良は無改良土の動的変形特性を大きくは変えないことがわかる。これは、前述

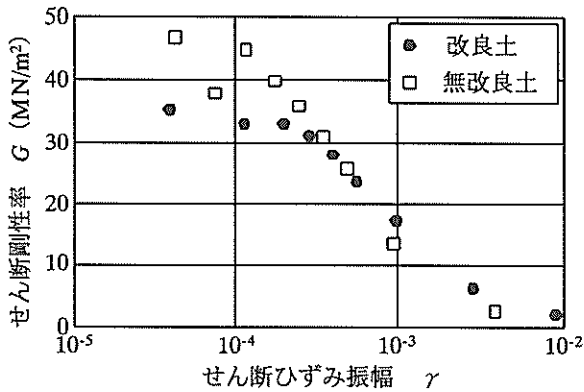


図-11(a) 非アルカリシリカゾルType I 改良土の剛性率とひずみ振幅の関係

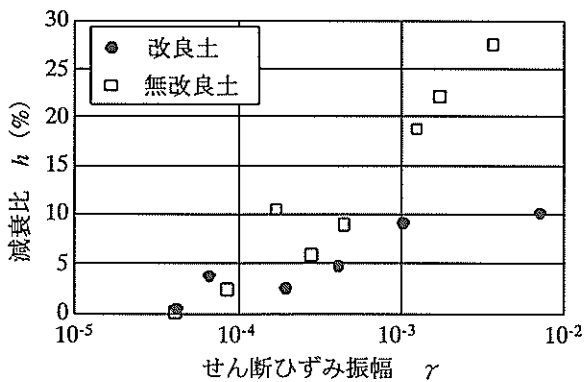


図-11(b) 非アルカリシリカゾルType I 改良土の減衰比とひずみ振幅の関係

したように薬液による土の固結機構が土粒子間の空隙水を寒天のようなゲルで置換えるというメカニズムになっているからである。

(3) 静的せん断特性

図-13は新潟砂を活性シリカで改良した改良土の圧密非排水三軸試験における応力・ひずみ関係を調べたもので、この場合の供試体密度は相対密度で $Dr=60\%$ 、薬液濃度は6.0%、対応する一軸圧縮強さは $q_u=160\text{kN/m}^2$ である。図-13から圧密圧力が大きいものほど大きな強度が得られるなど、通常の砂に似た挙動を示すことがわかる。なお、図-13においていずれの試験でも過剰間隙水圧は約 -250kN/m^2 で最低値になっているが、これは背圧が 200kN/m^2 であったためである。したがって、各試験では

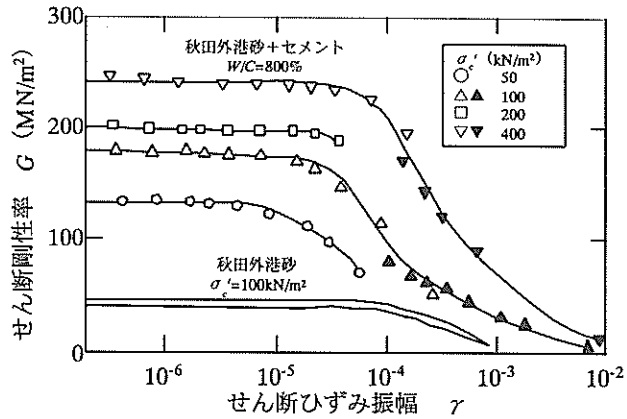


図-12 セメント改良土の剛性率とひずみ振幅の関係

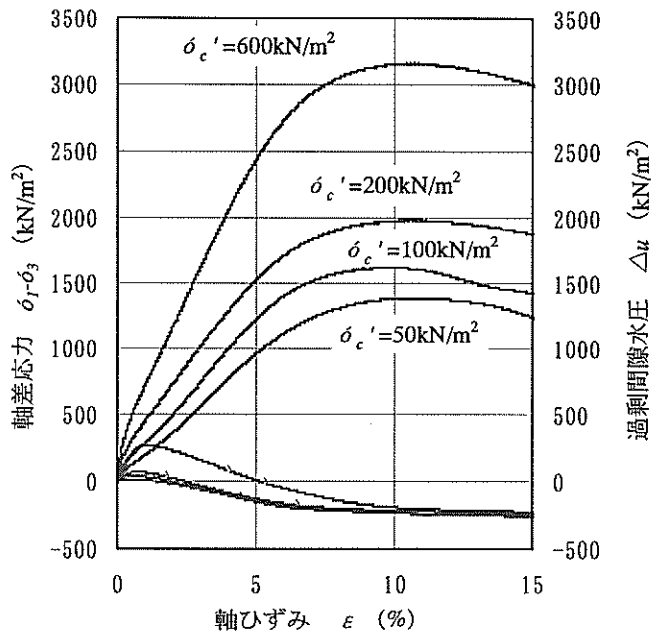


図-13 活性シリカ改良土の圧密非排水三軸試験結果

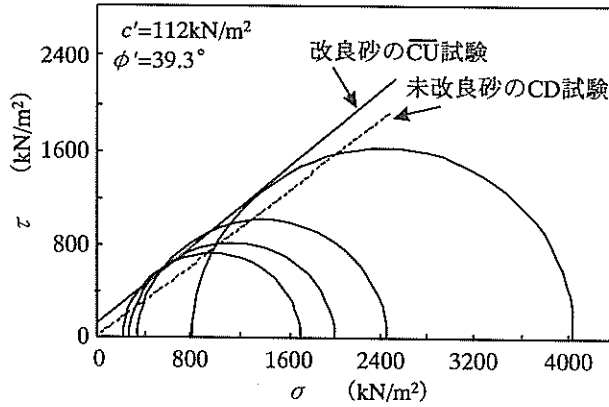


図-14 無改良土と改良土のモールの応力円

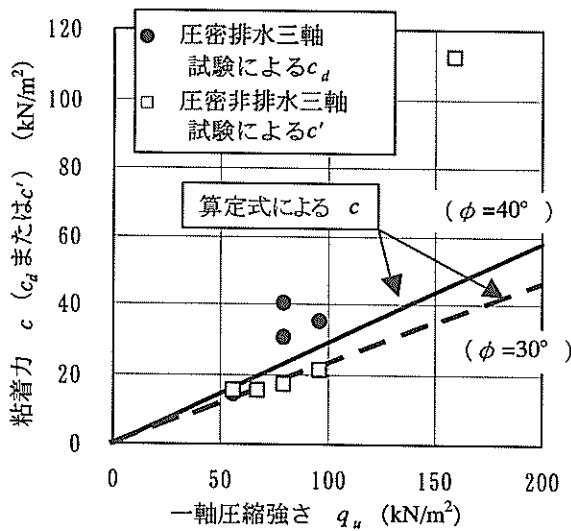


図-15 改良土の粘着力に関する理論値と実測値

キャビテーションが発生したと考えられ、背圧がさらに大きい条件下であればさらに大きな非排水強度（主応力差）が発揮されたと考えられる。このことも通常の砂の試験で観察されることと同じである。図-14は図-13のピーク強度をモール円で整理した結果で無改良土の結果と合わせて示す。図-14において有効応力で整理した改良土の破壊線と無改良土の破壊線を比較すると両者のせん断抵抗角はほぼ同じであることがわかる。しかし、粘着力（破壊線の切片）を比較すると無改良土では粘着力はゼロであるが、改良土の場合には $c'=112\text{kN/m}^2$ が得られており、大きな違いがみられる。図-15はこのようにして得られた粘着力と一軸圧縮強さの関係であり、図-15中には次式で推定される粘着力と一軸圧縮強さの関係も示されている。

$$c_d = \frac{q_u}{2 \times \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2}\right)} \quad \text{or} \quad c' = \frac{q_u}{2 \times \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (1)$$

- 新潟砂, 超微粒子シリカ, 拘束圧 100kN/m^2
- 新潟砂, 活性シリカ, 拘束圧 100kN/m^2
- ▲ 8号珪砂, 活性シリカ, 拘束圧 200kN/m^2
- ◇ 8号珪砂, 活性シリカ, 拘束圧 100kN/m^2

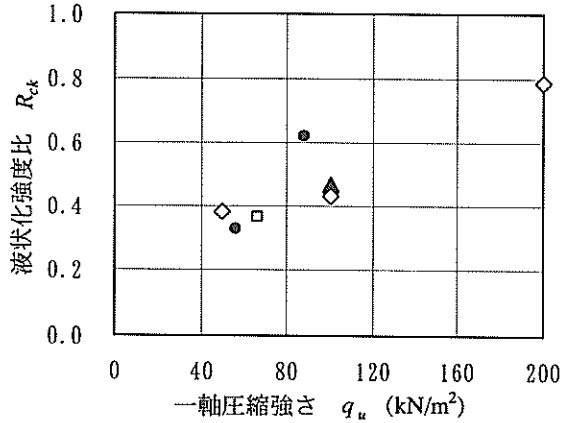


図-16 改良土の一軸圧縮強さと液状化抵抗の関係

図-15の実測値から一軸圧縮強さが大きくなると粘着力は大きくなるのがわかる。また、式(1)による推定値と比較するとばらつきはみられるが、式(1)により一軸圧縮強さとせん断抵抗角から改良土の粘着力をある程度推定できることがわかる。したがって、改良土の三軸試験を行わなくても、式(1)を用いることにより一軸圧縮強さと改良前のせん断抵抗角から改良後の粘着力を推定することが可能といえる。

(4) 一軸圧縮強さと液状化抵抗の関係

図-16は活性シリカおよび超微粒子シリカを用いて改良した8号珪砂および新潟砂の一軸圧縮強さと液状化抵抗の関係が調べられたものである。供試体は相対密度が $Dr=60\%$ に調整されている。液状化抵抗 R_{ck} は繰返し三軸試験において繰返し回数が20回で両振幅軸ひずみが5%になるときのせん断応力比である。図-16から一軸圧縮強さが大きくなると液状化抵抗も大きくなり両者には有為な関係があることがわかる。また、 $q_u=80\sim 100\text{kN/m}^2$ では液状化抵抗は $R_{ck}=0.5$ となっているが、これは通常の砂の場合には密な状態の液状化抵抗に相当し、かなり大きな液状化抵抗である。したがって、一軸圧縮強さ $q_u=100\text{kN/m}^2$ が液状化対策を行う場合の改良強度の目安になる。

(5) 変形係数と一軸圧縮強さの関係

図-17は改良土の一軸圧縮試験で得られた変形係数 E_{50} と一軸圧縮強さ q_u の関係を示したものである。用いた試料は江ノ島砂で、薬液は非アルカリシリカゾルType IIである。図-17から、大きなバラツキはあるが $E_{50}=40\sim 100 \times q_u$

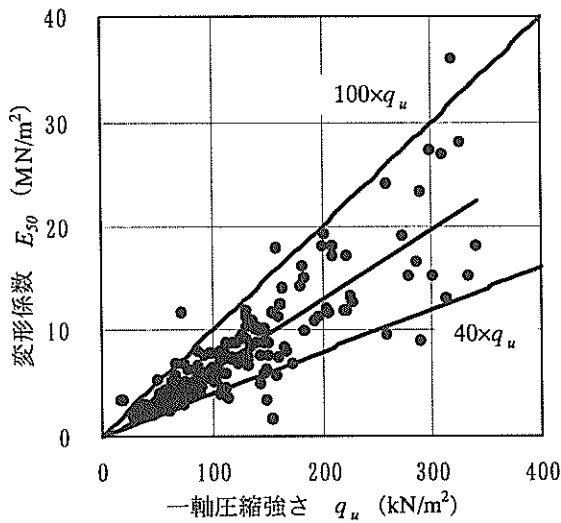


図-17 改良土の一軸圧縮強さと変形係数 E_{50} の関係

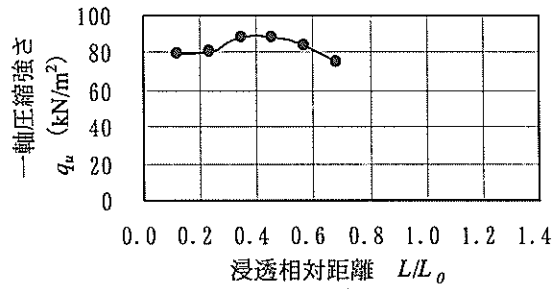
表-5 無改良土および改良土の透水試験結果

試料名	試験方法	透水係数 k (cm/s)	
		無改良土	改良土
相馬砂	定水位	1.33×10^{-2}	3.75×10^{-5}
羽田砂	変水位	3.25×10^{-4}	1.09×10^{-6}

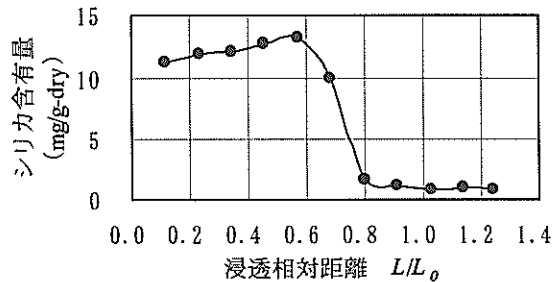
表-6 無改良土および改良土の圧密試験結果

試料名		圧縮指数 C_c	体積圧縮係数 m_v (m^2/kN)
相馬砂	無改良土	0.090	1.127×10^{-4}
	改良土	0.110	1.134×10^{-4}
羽田砂	無改良土	0.460	2.090×10^{-4}
	改良土	0.490	5.439×10^{-4}

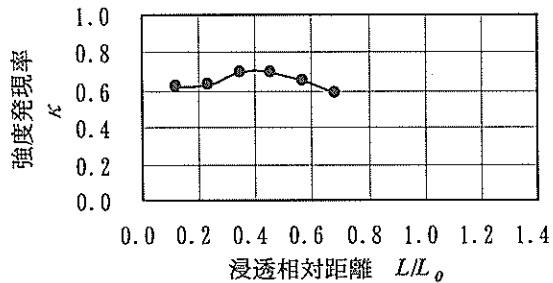
の関係があり、改良強度が大きくなると変形係数が大きくなることからわかる。これは(2)の動的変形特性で述べたことと矛盾しているように思える。すなわち、(2)では、溶液型薬液注入による改良土のせん断弾性係数は無改良土のものとほぼ同じで、改良しても変形特性に大きな変化はないことが示された。しかし、(2)で述べた性質はせん断ひずみが 10^{-3} 以下における特性であり、ここで示されている関係の変形係数 E_{50} は、一軸圧縮試験の応力-ひずみ関係においてひずみレベルが $5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$ で得られたもので、(2)と矛盾しているわけではない。



(a) L/L_0 と一軸圧縮強さの関係



(b) L/L_0 とシリカ含有量の関係



(c) L/L_0 と強度発現率の関係

図-18 一次元浸透注入試験結果

このようなことから、現地盤で改良効果をサウンディングなどで間接的に求める場合には、ひずみレベルが小さなところ (10^{-3} 以下) で調査する手法 (例えばPS検層) ではなく、大きなひずみレベルで調査する手法を用いるべきである。

(6) 透水性、圧縮性および圧密特性

表-5は相馬砂および羽田砂の無改良土と改良土の透水試験結果で、供試体は相対密度が60%に調整されている。表-5から改良土の透水係数は無改良土のものより2~3オーダー小さくなっていることがわかる。これは、間隙が寒天状のゲルで置き換えられそのために透水性が低下したからである。

表-6は上記2種類の砂を用いて一次元圧縮試験 (圧密試験) を行い、圧縮指数と体積圧縮係数を求めたものである。表-6から、無改良土と改良土の圧縮指数、体積圧縮係数には大きな違いはなく、圧縮特性に大きな変化は

ないことがわかる。これは、間隙のゲルの圧縮性は土粒子骨格の圧縮性と比較すると非常に高く、改良土に圧密圧力が負荷されるとゲルは圧密圧力に抵抗せず容易に体積圧縮するからであると考えられる。ただし、改良土の圧縮速度は上述の透水試験からわかるようにゲルから水が抜けるためには時間がかかり、非常に遅いといえる。

以上から、改良土は、無改良土よりも透水性は大きく低下するが圧縮性は変わらず、そのため圧密係数は小さくなることがわかる。これは、セメントで改良する事前混合処理土では透水性は低下するが、圧縮性も低下することから圧密特性に大きな変化がなかったこと²⁾と対照的である。

(7) 注入特性³⁾

図-18は、直径5cm、長さ170cmの1次元注入試験装置を用いて、相馬砂を試料として調べた非アルカリシリカゾルType IIの浸透試験結果を示したもので、浸透距離 L を浸透到達距離 L_0 で無次元化した L/L_0 と採取した供試体の一軸圧縮強さの関係である。浸透到達距離 L_0 は間隙が100%薬液で置換されたと仮定し、注入薬液量より浸透到達距離 L_0 は次式で求められる。

$$L_0 = \frac{Q \cdot n}{100/A} \quad : \quad 1 \text{次元の場合} \quad (2)$$

ここに、 Q ：薬液の注入量、 n ：間隙率(%), A ：注入管の断面積である。

図-18(a)から一軸圧縮強さは L/L_0 が0.7まではほぼ一定であるが、 $L/L_0=0.7$ を過ぎると強度が得られていない。これは強度が不足するために一軸圧縮試験を行うことができなかったからである。したがって、 $L/L_0=0.7$ よりも大きい場所では一軸圧縮強さは急激に低下していると考えられる。図-18(b)は供試体のシリカ含有量を調べたもので、一軸圧縮強さが急減する $L/L_0=0.7$ からシリカ含有量も急激に低下している。このことから、注入された薬液は $L/L_0=0.7$ を過ぎると急激に希釈され十分な改良強度が得られないことがわかる。図-18(c)は強度発現率 κ と L/L_0 の関係を調べたものである。強度発現率 κ は各供試体の一軸圧縮強さを配合試験(希釈の影響がでない)で得られた一軸圧縮強さで除したものである。図-18(c)から $L/L_0=0.7$ までの強度発現率は約0.65で、 $L/L_0=0.7$ までも希釈の影響があることがわかる。

(8) 長期耐久性

溶液型薬液注入により液状化対策を行う場合には、ゲルに溶脱が発生しない長期耐久性が必要である。したが

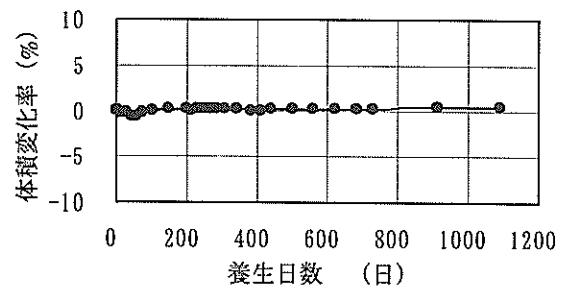


図-19 活性シリカのホモゲルの養生日数と体積変化率の関係

って、使用する薬液は劣化成分となるナトリウムイオンの取り除かれた恒久型薬液が用いられる。現在までに、このような恒久型薬液の長期耐久試験はいくつか行われており、いずれも問題のないことが報告されている。図-19は活性シリカ(濃度6%)を用いたホモゲルの耐久試験の一例で、ホモゲルの体積変化率と養生日数の関係が調べられたものである。図-19から、養生日数が1100日までホモゲルに大きな体積変化はなく、耐久性があることが確認される。上記試験は3年弱の期間であるが、非アルカリシリカゾルType Iが用いられた施工現場では、施工後16年経過しても改良地盤に劣化がなく、長期耐久性があることが確認されたことが報告されている⁴⁾。

2.3 設計の考え方

ここでは、前述までの改良土の諸特性および、次章以降で述べることになる現地試験の結果もふまえて、溶液型注入工法の設計の考え方を示す。

(1) 液状化抵抗

事前混合処理工法などのセメントで改良された土の場合には、改良強度を大きくすると繰返し三軸試験において伸張方向にのみひずみが発生する引張り破壊が観察される。このようなことから、液状化対策として事前混合処理工法を用いる場合には、繰返し載荷での破壊性状が完全な引張り破壊になる強度として一軸圧縮強さで 100kN/m^2 が得られれば良いとされている²⁾。薬液で固結させた場合には2.2(4)で示したように、液状化抵抗の大きさから $q_u=100\text{kN/m}^2$ が液状化対策の目安となる。しかし、薬液で固結させた場合には、図-10に示したように繰返し載荷中には圧縮と伸張の両方向にひずみが発生し、引張り破壊が起こることは観察されていない。このようなことから、薬液で改良した場合には繰返し三軸試験結果を用いた液状化予測判定法(繰返し三軸法)に基づき、液状化抵抗を定めることが適切と考えられる。すなわち、地盤の地震応答解析を行って得られる地盤内せん断応力

と、繰返し三軸試験結果から得られる液状化抵抗を比較して改良強度を決定する。そして、図-16に示したように、一軸圧縮強さと液状化抵抗の間には有為な関係があるので、一軸圧縮強さも指標として利用しながら設計、施工管理を行うことが効率的であると考えられる。

(2) 動的変形特性

地震応答解析に用いる動的変形特性については一次元地震応答解析の代表的プログラムであるSHAKE⁹⁾を念頭に、せん断弾性係数と減衰比について示す。せん断弾性係数については、図-11(a)で示されたように改良後と改良前のものはほぼ同じ値であるので、改良前のものを用いて良いと考えられる。減衰比については図-11(b)のように改良後のものは低下しているのので、改良前の値を低下させて用いるか、室内試験で確認するのが望ましいと思われる。

(3) 安定計算

セメント固化処理する事前混合処理工法の壁面土圧、支持力解析においては、改良土を粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ を有する $c-\phi$ 材として取り扱い、用いる設計計算式も $c-\phi$ の考慮されたものである²⁾。事前混合処理工法のこのような取扱いは、セメント固化により粘着力が付加され、かつ排水性も維持されることによる。薬液で改良された改良土も図-14に示したように粘着力が付加されるが、排水性については2.2(6)で示されたように間隙がゲルで置き換えられるために著しく低下する。したがって、溶液型薬液注入工法の場合には、対象構造物、検討条件などから、排水条件と非排水条件に分けて取り扱うのが適当と思われる。排水条件であるか非排水条件であるか特定できない場合には、排水条件で求めた結果と非排水条件で求めた結果を比較し、安全側の方を設計で採用する。用いる強度定数は排水条件、非排水条件に応じて以下のように考えて設定する。

a) 排水条件

排水条件のものに対して改良土は $c-\phi$ 材として扱う。図-14で示したような三軸試験結果から、有効応力に基づく粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を算出し、 $c-\phi$ を考慮した計算式に代入する。この場合、せん断強さ S は下式で与えられることになる。

$$S = S_d = c_d + \sigma'_f \cdot \tan(\phi_d) \quad \text{or} \quad c' + \sigma'_f \cdot \tan(\phi') \quad (3)$$

ここに、 S_d : 排水せん断強さ、 σ'_f : 破壊面に作用する破壊時の有効応力、 c_d 、 ϕ_d : 圧密排水せん断での粘着力、

せん断抵抗角、 c' 、 ϕ' : 圧密非排水せん断結果を有効応力で整理した粘着力、せん断抵抗角。

b) 非排水条件

非排水条件に対して改良土は c 材として扱う。現地の圧密圧力で圧密非排水三軸試験を行い、対象地盤の各深度の非排水せん断強さ S_u を算定する。得られた非排水せん断強さ S_u を c 材に対して用いられている計算式に代入する。この場合、せん断強さ S は下式で与えられる。

$$S = S_u = c_{cu} \cdot \cos(\phi_{cu}) + \sigma \cdot \sin(\phi_{cu}) \quad (4)$$

ここに、 S_u : 非排水せん断強さ、 σ : 圧密圧力、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} : 圧密非排水せん断での粘着力、せん断抵抗角。ただし、2.2(3)で示したように非排水条件では、キャビテーションが発生した場合には、強度はそれ以上発揮されなくなる可能性がある。したがって、式(4)から得られる非排水せん断強さを適用する場合には、その値はキャビテーションが発生するせん断強さ以下でなければならない。キャビテーションの発生は三軸圧縮試験では背圧に支配される。このようなキャビテーションによる上限の非排水せん断強さは、排水条件と考えて式(3)を用いて算出しても良い。すなわち、式(3)の σ'_f に圧密圧力 σ と背圧 Bp (現地では地下水による水圧)を足したものを代入して求めれば、近似的ではあるが上限の非排水せん断強さが得られる。

(4) 薬液濃度の設定

薬液濃度の設定に際して、現地で所要の改良強度が得られるように設定される必要がある。この場合、薬液濃度は、現地の地盤と同じ試料を密度調整して室内配合試験を行い、改良強度と薬液濃度の関係から定められる。しかし、地盤中の間隙水による希釈の影響を考慮する必要がある。例えば、2.2での室内試験結果などから、強度発現率 $\kappa=0.6$ と安全率などを考慮した改良強度を設定し、これに対応する濃度の薬液を現地で注入すべきである。

(5) 注入速度、注入圧力の設定

溶液型薬液注入工法では地盤に割裂を起こさず注入を行う浸透注入を前提にしており、過大な注入量、注入圧を用いてはいけぬ。このための注入速度は以下に示す限界注入速度試験⁹⁾に基づいて設定されるのが一般的である。

限界注入速度試験は現場で事前に注入試験を行い、限界注入速度 q_{cr} を求めるものである。限界注入速度試験で

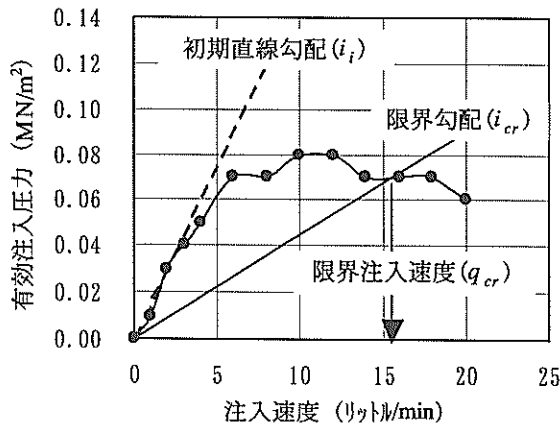


図-20 有効注入圧力と注入速度の関係と限界注入速度

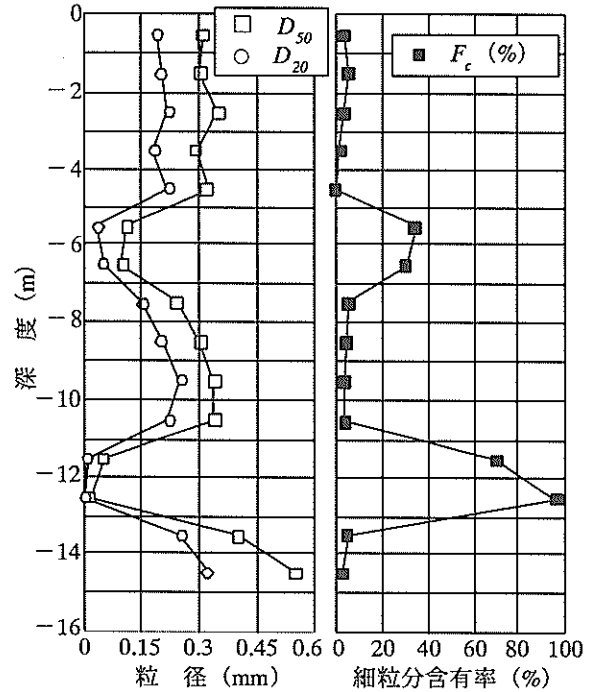


図-22 代表粒径 (D_{20} , D_{50}) と細粒分含有率の深度分布 (新潟実証実験)

標尺 (m)	標高 (m)	柱状図	土質区分	色調	孔内水位 (m)	標準貫入試験									
						N 値 —○—									
						0	10	20	30	40	50	60			
1		[Pattern]	細砂	褐灰	2.88										
2															
3															
4															
5	-5.30														
6		[Pattern]	細砂	暗灰~暗青灰											
7	-7.05 -7.50														
8		[Pattern]	細砂	暗灰											
9															
10															
11	-11.50														
12		[Pattern]	粘土	暗灰											
13	-13.45														
14	-14.15	[Pattern]	細砂	暗青灰											
15	-15.50	[Pattern]	粗砂	暗青灰											

図-21 土質柱状図 (新潟実証実験)

は、図-20に示されるように有効注入圧力-注入速度の関係が得られ、その関係は注入圧力が小さいところでは勾配が大きく、注入圧力が大きいところでは勾配が小さくなる非線形関係にある。勾配が大きいところでは浸透注入がなされており、小さいところでは割裂注入になっていると解釈される。限界注入速度は、図-20に示されるように、注入圧力の小さいところで得られる初期直線勾配の1/3倍の勾配(限界勾配)で引かれる直線と有効注入圧力-注入速度関係との交点で与えられる。

3. 施工事例

溶液型薬液注入工法が現場で施工された事例は、試験工事なども含めると既に10件を超えている(2002年3月現在)。ここでは、新潟試験工事¹⁾、東京国際空港試験工事²⁾、⁸⁾、石狩新港試験工事⁹⁾-¹²⁾、石狩湾新港本工事¹³⁾、志布志港岸壁実証試験¹⁴⁾の5つの事例概要を報告する。ここで報告する概要は、地盤条件、施工内容、改良効果(形状、一軸圧縮強さ)である。

3.1 新潟実証実験

本事例は、溶液型薬液注入工法の開発過程において、室内での模型実験、要素試験などの成果を確認すること、および施工性などの確認を目的として実施された現地試験で、当工法の最初の施工事例である。

表-7 実験ケース (新潟実証実験)

ケース	使用薬液	目標強度 kN/m ²	注入位置 標高 m	透水係数 cm/s	注入量 m ³	注入速度 リットル/min
1	非アルカリシリカゾルType I	100	-3.5	9.4×10^{-4}	11.7	20
2	超微粒子シリカ	100	-3.5	9.4×10^{-4}	11.7	10
3.1	超微粒子シリカ	100	-3.5	9.4×10^{-4}	11.7	20
3.2			-7.5	4.8×10^{-4}		
3.3			-15.5	2.2×10^{-3}		

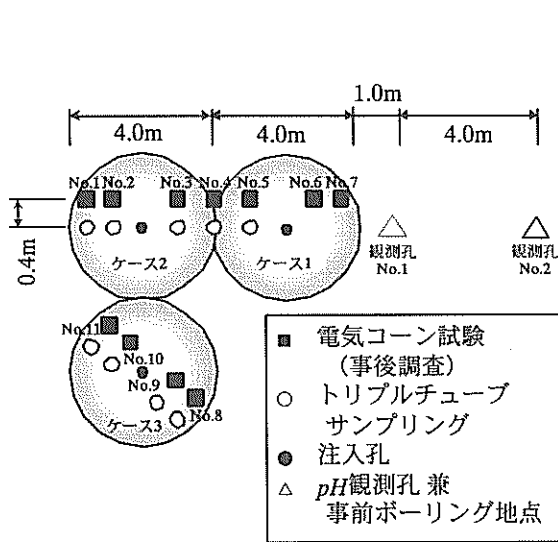


図-23(a) 施工平面図 (新潟実証実験)

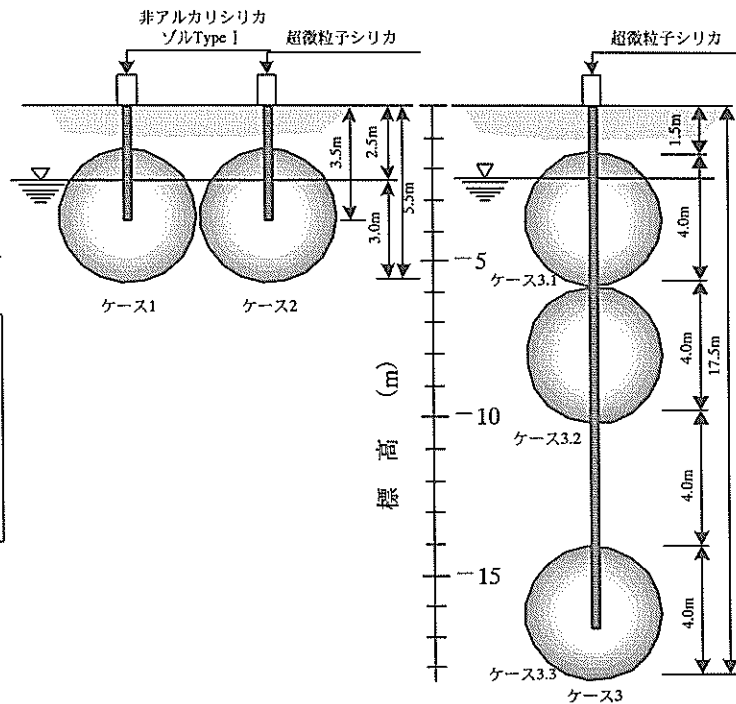


図-23(b) 施工断面図 (新潟実証実験)

(1) 地盤条件

対象地盤の土質は図-21に示されるように、標高-11.5~-13.5mにかけて粘土層があるが、細砂を主体とした砂地盤である。標準貫入試験N値は一部で10以下、20を超えるところがあるが、概ね10~20の値を示しており、比較的密に締まった地盤である。地盤の粒度特性は、図-22に示されるように、標高-6m付近と粘土層にあたる標高-12m付近の土層を除くと細粒分含有率が5%以下の粒径のそろった細砂である。

地盤の透水係数 k は、粘土層を除くと、図-22の D_{20} およびCreagerの D_{20} と透水係数の関係から、標高-6m付近で $k=3 \times 10^{-4}$ cm/s、その他の砂層では $k=4 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-2}$ cm/sとなった。一方、現地で採取した砂試料を用い、N値から推定された相対密度に供試体密度を調整し、室内定水位透水

試験を行った結果では、標高-2~-5mで $k=9.4 \times 10^{-4}$ cm/s (相対密度: $Dr=84\%$)、-7~-9mで $k=4.8 \times 10^{-4}$ cm/s ($Dr=77\%$)、-13~-15mで $k=2.2 \times 10^{-3}$ cm/s ($Dr=63\%$)となり、粒度から推定した透水係数より小さな透水係数が得られている。

(2) 施工内容

表-7に示される条件で、ケース1~ケース3の3ケースの試験が行われており、図-23には施工断面および平面図が示されている。ケース1とケース2においては直径4mの一軸圧縮強さ $q_u=100$ kN/m²の改良体を標高-3.5mの位置に作成することを目的に、ケース1では非アルカリシリカゾルType I が用いられて20リットル/minの注入速度で、ケース2では超微粒子シリカが用いられて10リットル/minの注入速度

表-8 現地実験に用いた希釈率と浸透距離の関係

浸透距離 (cm)	0~100	100~150	150~200
希釈率 (重量%)	10	20	30

表-9 各ケースの注入孔からの距離と一軸圧縮強さ (新潟実証実験)

ケース	注入孔からの距離 (m)				平均 q_u kN/m ²
	0~0.5	0.5~1.0	1.0~1.5	1.5~2.0	
1	—	—	240	27	117
2	—	119	39	37	48
3.1	—	—	108	63	82
3.2	—	84	46	26	39
3.3	—	105	88	80	86

で注入が行われた。ケース3では直径4mの改良体を標高-3.5m, -7.5m, -15.5mの位置に作成することを目的に、超微粒子シリカが用いられて20リットル/minの注入速度で注入が行われた。注入圧と注入速度の関係を調べた事前の注入試験では、超微粒子シリカ、非アルカリシリカゾル Type I の両方とも、ポンプ元圧250kN/m²で20リットル/minの注入速度が得られた。

施工配合 (薬液濃度) は、一軸圧縮強さ $q_u=100\text{kN/m}^2$ を得ることができるよう室内で薬液濃度と改良後の一軸圧縮強さの関係が調べられた。ただし、供試体密度は相対密度が $D_r=50\%$ で現場の密な状態には対応していない。したがって、この事例では、室内強度と現場強度の違いを補正するための強度の割増しは行われず、非アルカリシリカゾル Type I の場合 (ケース1) にはシリカ濃度4.8%, 超微粒子シリカの場合 (ケース2, 3) にはシリカ濃度10%の濃度が設定された。

また、ケース2と3では、間隙水による薬液の希釈の影響を低減してより均質な改良体を形成するために、表-8のように浸透距離に応じて薬液濃度を施工配合より高めにして行った。さらに、超微粒子シリカの場合には地盤内の塩分濃度が改良後の強度に影響を与える。そこで超

微粒子シリカが用いられるケース2と3では、現場が海域に近く地盤内の塩分濃度が高いことが予測されたので、薬液注入前に水道水を注入して地盤内を洗浄し塩分濃度を低下させた。

(3) 改良効果

図-24と表-9に改良後の一軸圧縮強さの分布状況を示す。図-24から改良形態は球体ではなく、扁平な球状あるいは円柱状になっていることがわかる。扁平な改良体の上面は地下水位の位置と一致しているようである。平均強度はケース1が $q_u=115\text{kN/m}^2$ と最も大きく目標強度を上回っているが、ケース2とケース3では目標強度を下回っている。ケース2と3で目標強度を下回ったのは、薬液注入前に地盤内を水道水で洗浄したことが大きな原因と考えられる。これは、地盤内の塩分濃度が当初想定したものより低く、洗浄により塩分濃度が低くなりすぎたということである。

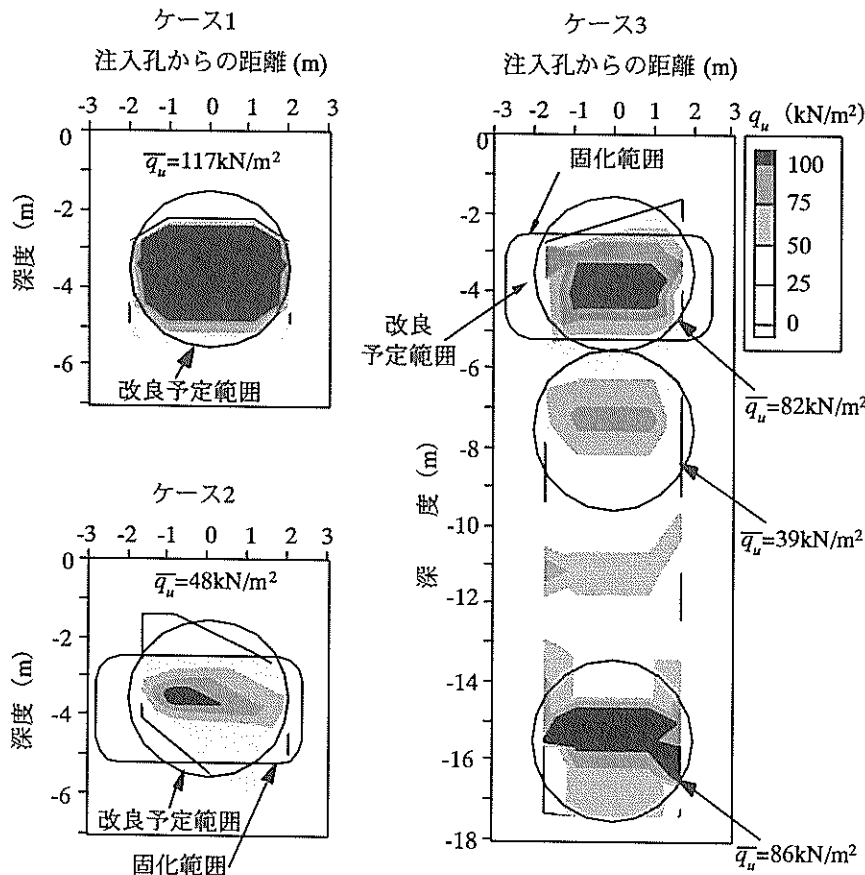


図-24 各ケースの一軸圧縮強さの分布 (新潟実証実験)

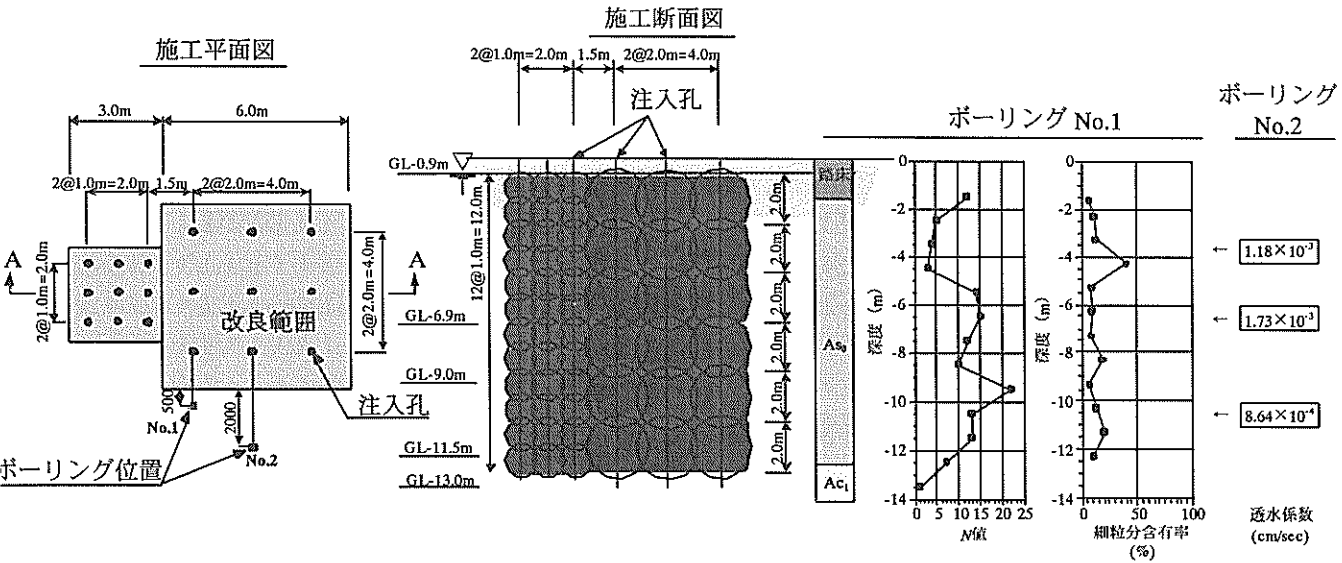


図-25 施工標準図および事前土質調査結果 (東京国際空港試験工事)

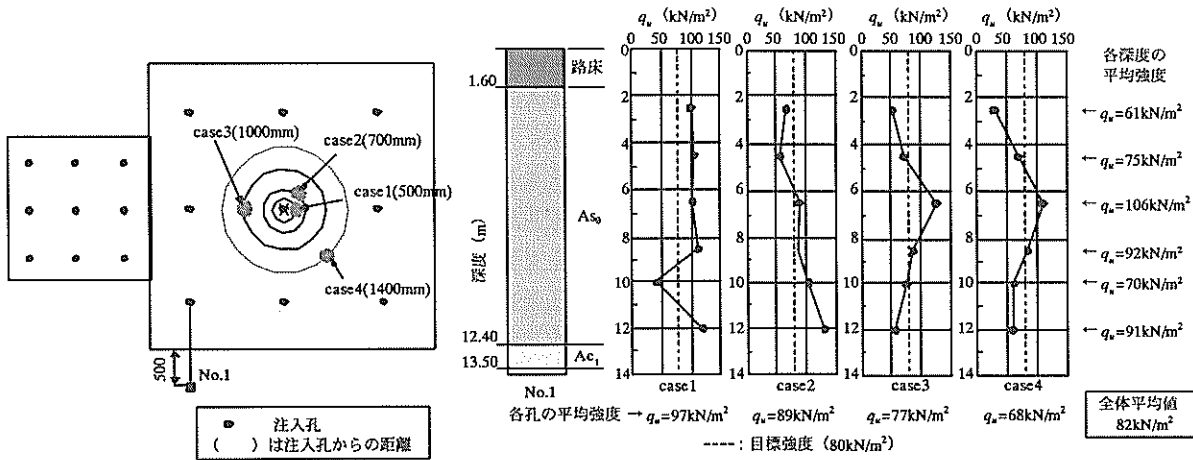


図-26 事後調査位置および一軸圧縮強さの深度分布 (東京国際空港試験工事)

表-10 施工仕様 (東京国際空港試験工事)

項目	仕様
使用薬液	活性シリカ
改良深度	GL-0.9~12.9
改良範囲	3列×3段 (2mピッチ)
	3列×3段 (1mピッチ)
改良体積	540m ³
薬液注入量	217m ³
注入速度	10~20リットル/min
注入時間	150~320min/ポイント
目標強度	80kN/m ²

3.2 東京国際空港試験工事

東京国際空港の耐震滑走路として建設中の新B滑走路建設において、供用中の新A滑走路との交差部で液状化対策が必要となった。本試験工事は、既存滑走路下部地盤で滑走路を供用しながら溶液型薬液注入工法が適用可能であるか、などを確認することを目的として行われたものである。

(1) 地盤条件

図-25に示されるように、対象地盤のN値は概ねGL-5mまでがN=5~10、-5m~-12mがN=10~20で、粒度はGL-4m付近で細粒分含有率が40%程度のところがあるが、全体としては10%前後である。透水係数は現場透水試験で計測されており、GL-4mで $k=1.18 \times 10^{-3}$ cm/s、-7mで $k=1.73 \times 10^{-3}$ cm/s、-11mで $k=8.64 \times 10^{-4}$ cm/sが得られた。

(2) 施工内容

表-10、図-25の施工断面および平面図に示されるように試験を行い、3m×3mの範囲を1mピッチで注入孔を設けて改良する場合（直径約1.3mの改良体）と、6m×6mの範囲を2mピッチで注入孔を設けて改良する場合（直径約2.5mの改良体）の2ケースの試験が行われた。改良深度は2ケースとも同じで、GL.-0.9m～-12.9mに設定された。使用された薬液は活性シリカで、一軸圧縮強さで $q_u=80\text{kN/m}^2$ の改良強度が得られるように薬液濃度は5.5%に設定された。注入速度については限界注入速度試験が行われ、限界注入速度は土層の細粒分含有率で異なり10～20リットル/minが得られたが、注入速度としては平均の15リットル/minが採用された。

(3) 改良効果

改良効果を確認するために、図-26に示されるように2mピッチの改良仕様の区域において、注入孔から500, 700, 1000, 1400mm離れたところで供試体がサンプリングされ、一軸圧縮強さが調べられた。図-26に示すように、各試料の一軸圧縮強さは $q_u=30\sim 130\text{kN/m}^2$ の範囲で大きくばらついているが、強度を平均してみると、各サンプリング孔の平均一軸圧縮強さは、最も注入孔に近いところから、 $q_u=97, 89, 77, 68\text{kN/m}^2$ と、注入孔から離れるにしたが

い小さくなっている。深さ方向については、各深度の平均一軸圧縮強さは深さ方向で変化しており、GL.-6m付近で $q_u=106\text{kN/m}^2$ と最も大きく、GL.-2m付近で $q_u=61\text{kN/m}^2$ と最も小さくなっている。目標強度 $q_u=80\text{kN/m}^2$ との関係についてみると、全体の強度の平均は $q_u=82\text{kN/m}^2$ で目標強度を上回っている。しかし、部分的には下回るものがあり、それらは注入孔から離れるところに多くあり、また改良体全体としてみると深度の浅いところに多くある。

3.3 石狩湾新港試験工事

本試験工事は、図-27に示される石狩湾新港既設岸壁の改良工事のための試験工事として行われた。改良工事は液状化対策と地震時土圧の低減のため、岸壁の耐震性の向上を目的として行われるものである。既設岸壁は前面水深が-10mで、二重矢板控え（A1エリア）と直杭式鋼管矢板（A2エリア）からなっている。図-27に示すように矢板背後にはタイワイヤー、タイロッドが約2m間隔で設けられているなど、このような条件下での溶液型薬液注入工法の適用性等を確認するために試験工事が行われた。

(1) 地盤条件

対象地盤は、図-28に示されるように、標高-1～-5mと-18m以深で N 値が5前後、-6～-9mで N 値が20弱、それ以外

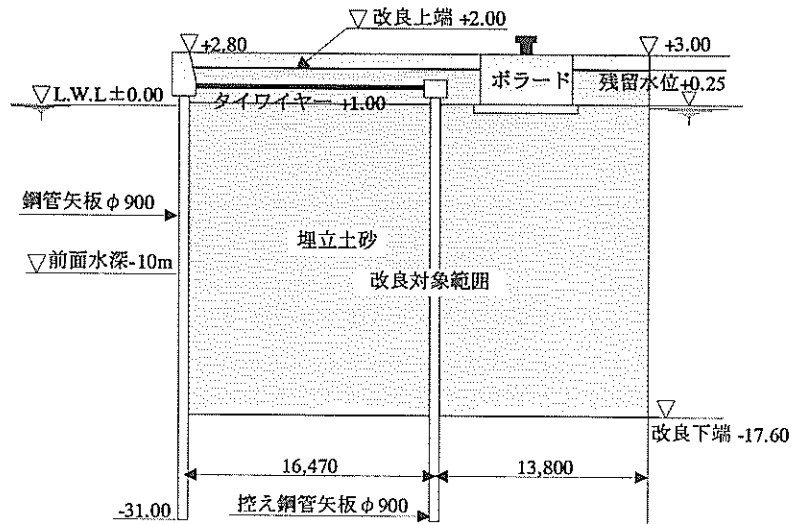
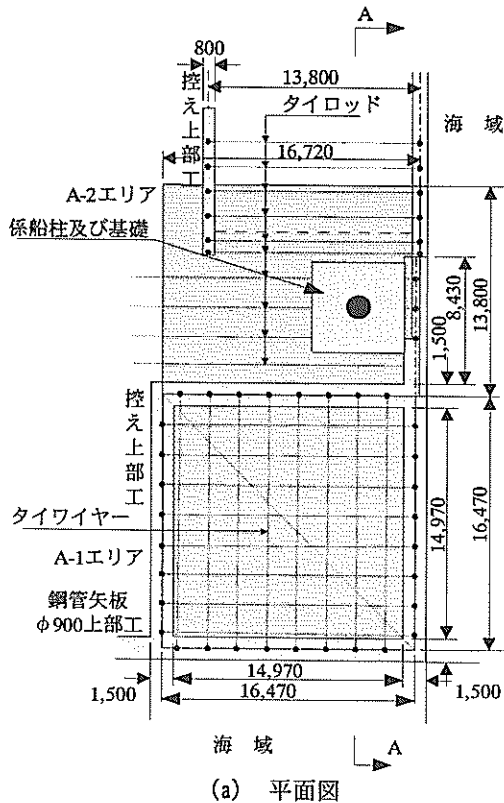


図-27 Aエリア施工標準図（石狩湾新港試験工事）

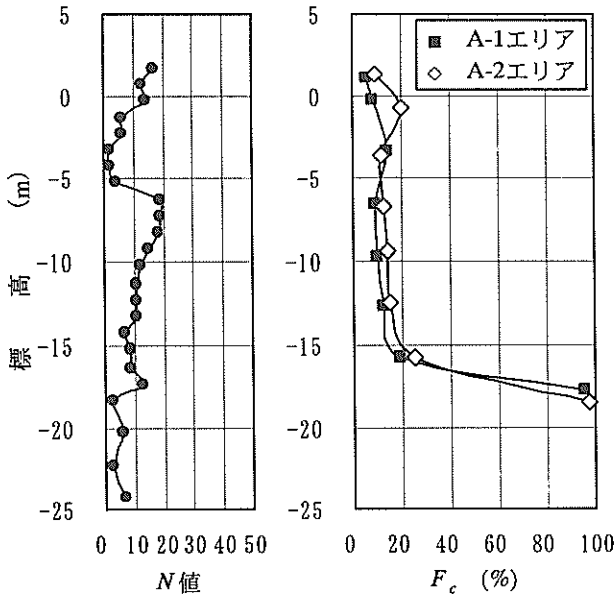


図-28 原地盤のN値と細粒含有率 (石狩湾新港試験工事)

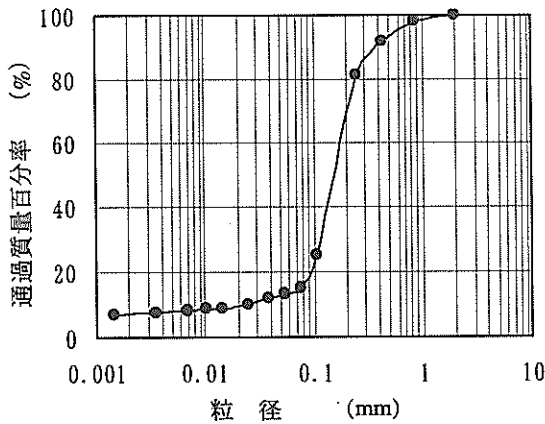


図-29 粒度分布 (石狩湾新港試験工事)

ではN値が10前後の値を示す地盤である。残留水位は標高+0.2mである。地盤の細粒含有率は標高-16mまでは $F_c=15\%$ 前後で、粒径加積曲線の一例を図-29に示す。

(2) 施工内容

試験施工は、表-11, 12, 図-30の施工断面および平面図に示されるように、ステップ1とステップ2の2段階に分けて行われている。ステップ1では図-30のA1エリアにおいて標高-1.5mの注入深度で直径3.7mの改良体を1個、ステップ2ではA2エリアにおいて標高-3.8mと-6.5mの注入深度で直径3.4mの改良体を2.7mピッチの縦2×横2で計8個作成する。改良体の目標強度は、一軸圧縮強さで平均 $q_u=100\text{kN/m}^2$ 、最低 $q_u=50\text{kN/m}^2$ である。試験工事において当初は、直径3.7mの改良体を3mのピッチで作成するステップ1のみの計画で、ステップ2は計画されていなかった。しかし、ステップ1の注入において表-11に示された注入時間720分に及ぶ長いゲルタイムを現場で確保することが困難であることがわかった。そこで、表-12に示されたように、改良体の直径を小さくして注入時間が600分となるステップ2の改良仕様に試験工事を変更した。ここで、表-11, 12中の注入率は注入される土の間隙率と薬液の間隙への充填率から定まる量で下式により定義されるものである。

$$\lambda = \frac{\alpha \cdot n}{100} \quad (5)$$

ここに、 λ は注入率(%), α は充填率(%), n は間隙率(%)である。間隙率は土質調査から求め、充填率は90%が用いられることが多く、ここでも90%が用いられた。

薬液は非アルカリシリカゾルType IIが用いられ、薬液濃度は、強度発現率60%が設定され、室内配合強度で $q_u=200\text{kN/m}^2$ が得られる6%の濃度に設定された。

表-11 ステップ1施工仕様 (石狩湾新港試験工事)

項目	仕様
改良範囲	1列×1段
改良径	3.7m
改良ピッチ	3.0m
改良体積	27m ³
注入率	40%
薬液注入量	10.8m ³
注入速度	15リットル/min
注入時間	720min

表-12 ステップ2施工仕様 (石狩湾新港試験工事)

項目	仕様
改良範囲	2列×2段
改良径	3.4m
改良ピッチ	2.7m
改良体積	157m ³
注入率	43%
薬液注入量	67.5m ³
注入速度	15リットル/min
注入時間	600min

(3) 改良効果

図-31にステップ1の改良体の強度分布を示す。改良体の強度分布は、図-30(a)中に示されているように、注入孔から300, 700, 1100, 1350mmの離れた位置でサンプリングされた供試体の一軸圧縮試験から求められたものである。図-31から注入孔に近いところでは $q_u=200\text{kN/m}^2$ を超えているが注入孔から離れるにしたがい強度が低下し、 100kN/m^2 以下になっているところがある。また、図-31において注入深度より上部の方が下部よりも強度発現が良いことがわかる。これは、ステップ1では注入深度が標高-1.5mにあり、図-28

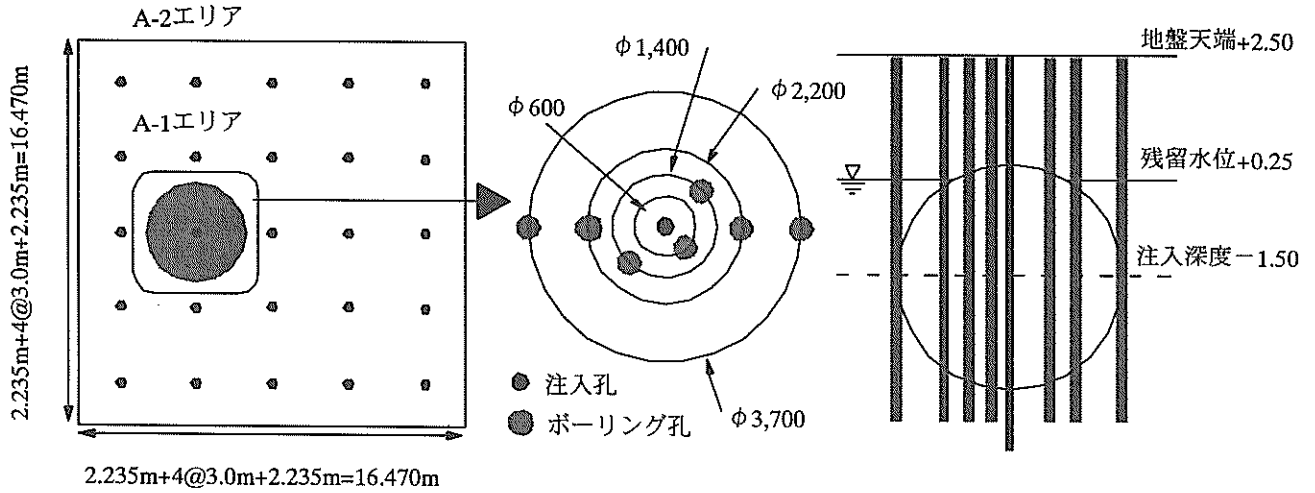


図-30(a) ステップ1の試験施工位置 (石狩湾新港試験工事)

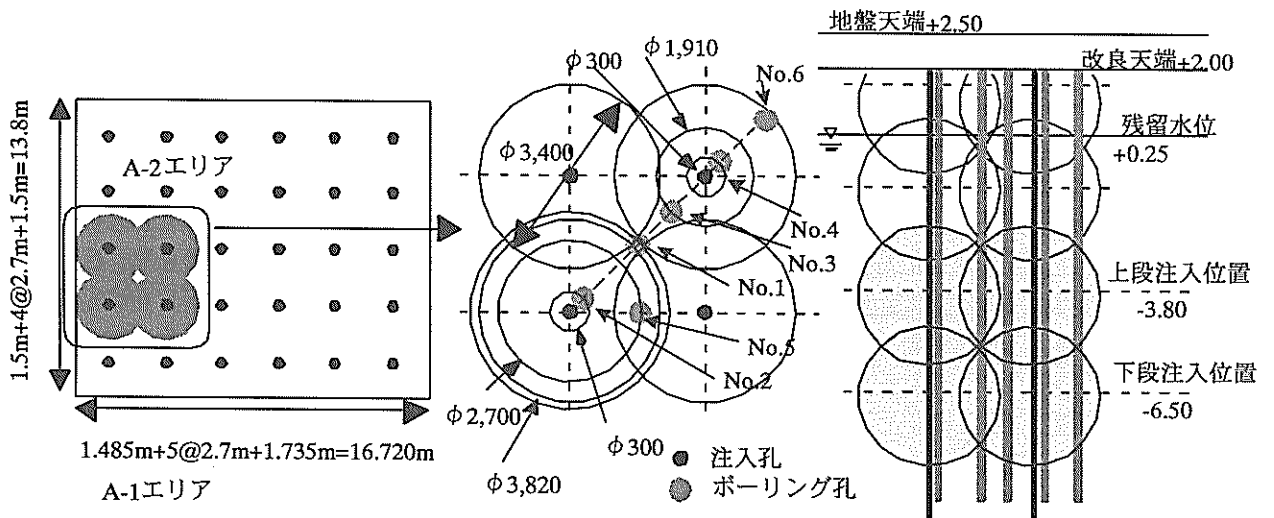


図-30(b) ステップ2の試験施工位置 (石狩湾新港試験工事)

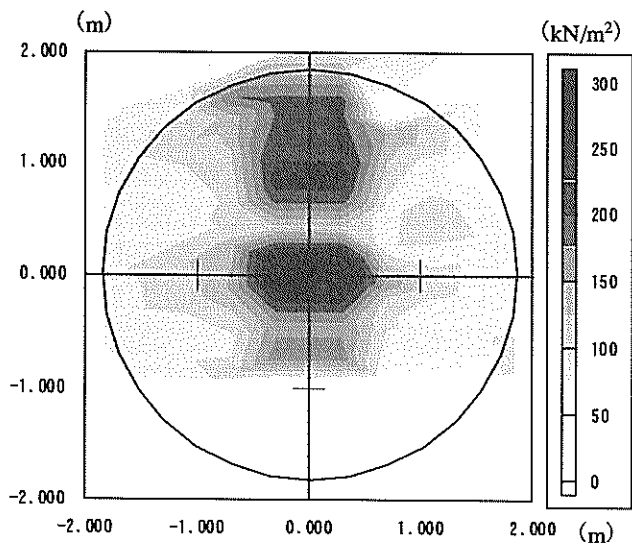


図-31 ステップ1の一軸圧縮強さ分布図 (石狩湾新港試験工事)

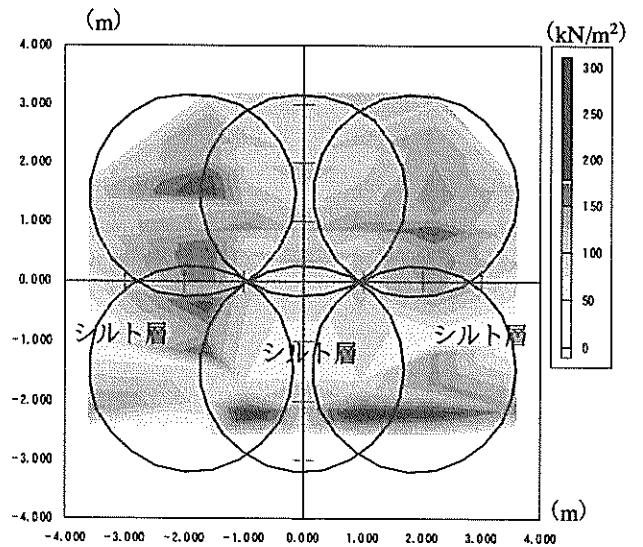


図-32 ステップ2の一軸圧縮強さ分布図 (石狩湾新港試験工事)

のN値の分布をみると改良体を形成したあたりでは注入深度より浅い方はN値が大きく、深い方はN値が小さい。このような地盤の性状の違いが現れた可能性がある。

図-32にステップ2の改良体の強度分布を示す。改良体の強度分布は、図-30(b)に示されている各ボーリング地点で得られた供試体の一軸圧縮試験から求められたものである。図-32から前述のステップ1と同様に注入孔から離れるにしたがい改良強度が低下しているが、ステップ2の方が目標改良域をほぼ改良できていることが示される。また、強度発現の弱部になると思われる改良体どうしの接合部でも大きな強度が得られていることがわかる。なお、下段中央層では強度発現が弱いこれはシルト層がかんでいたことが原因である。

3.4 石狩湾新港本工事

本工事は、前述した試験工事の結果を得て、施工仕様等が決定されて行われたものである。

(1) 地盤条件

図-33に施工対象となる各エリアの土質調査結果を示す。図-33からN値は標高-2~-5mで5以下のところがあるが、A、Bの両エリアとも標高-18mまでは10前後の値になっている。標高-6~-8mでN値に違いがあるがここを除く

と両エリアはほぼ同じN値の土質であることがわかる。細粒分含有率については、各エリアとも改良深度の標高-18mまでは細粒分含有率が20%以下の砂質土である。

(2) 施工内容

施工は、前述した試験施工の図-27のA1エリアとA2エリアおよび図-34に示すB1エリアとB2エリアで行われた。施工仕様は表-13に示すとおりで、改良ピッチ2.7mで径3.4mの改良体が注入速度15リットル/分で作成された。目標強度は平均一軸圧縮強さ100kN/m²、最低50kN/m²である。

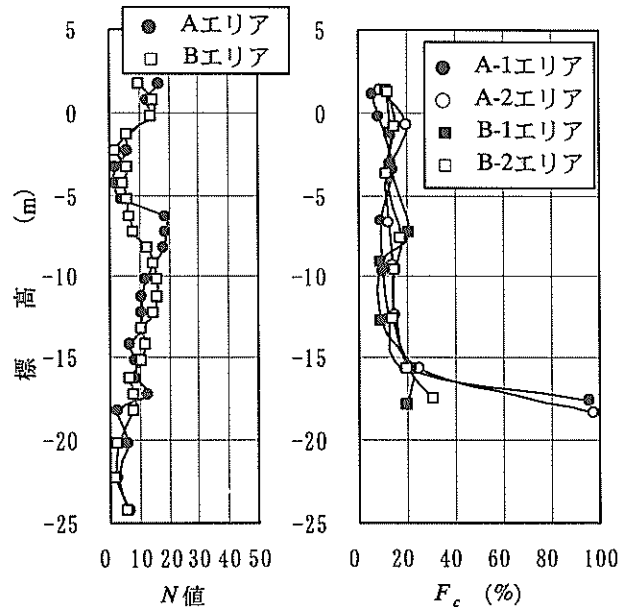


図-33 事前土質調査結果（石狩湾新港本工事）

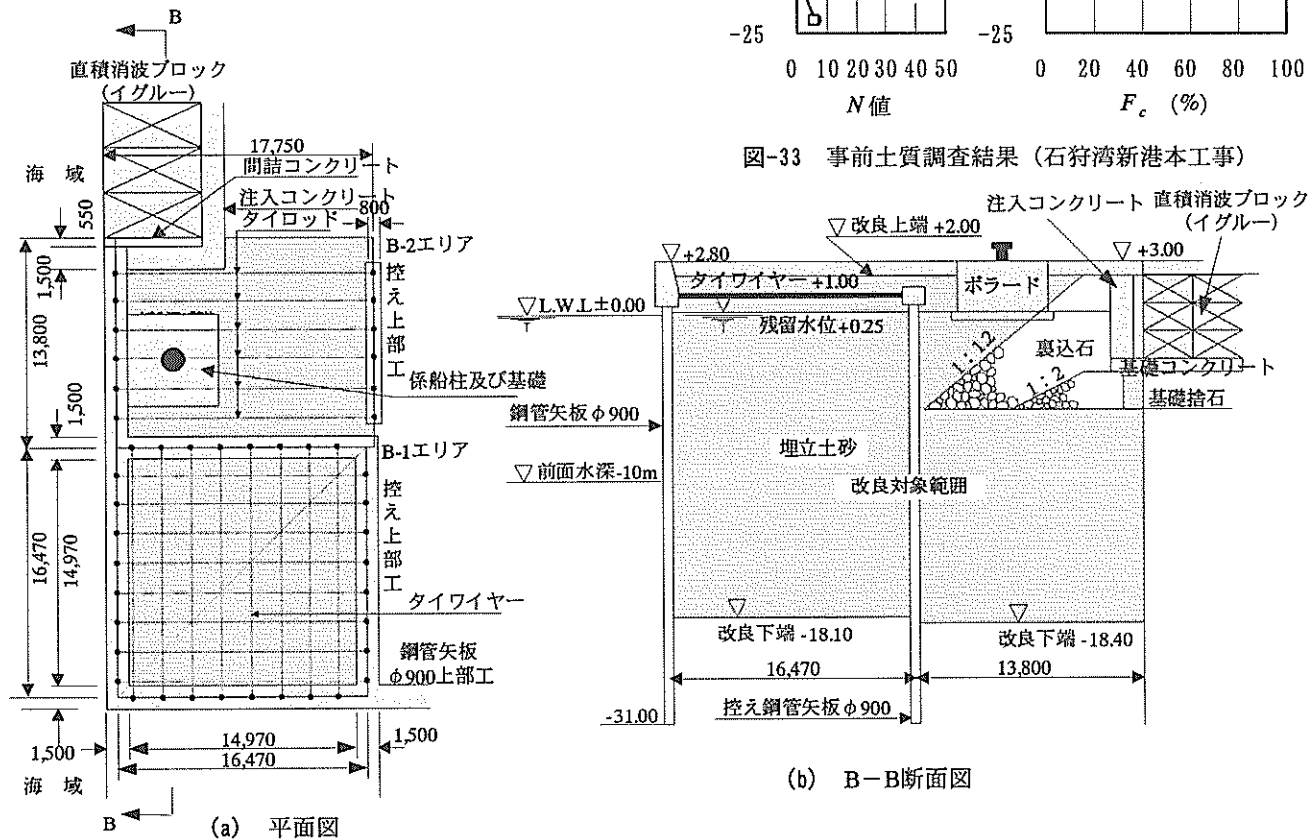


図-34 Bエリア施工標準図（石狩湾新港本工事）

表-13 施工仕様 (石狩湾新港本工事)

施工区域	Aエリア	Bエリア
使用薬液	非アルカリシリカゾル Type II 6.0%	
改良径	3.4m	3.4m
改良ピッチ	2.7m	2.7m
注入率	43%	45%
注入速度	15リットル/min	15リットル/min

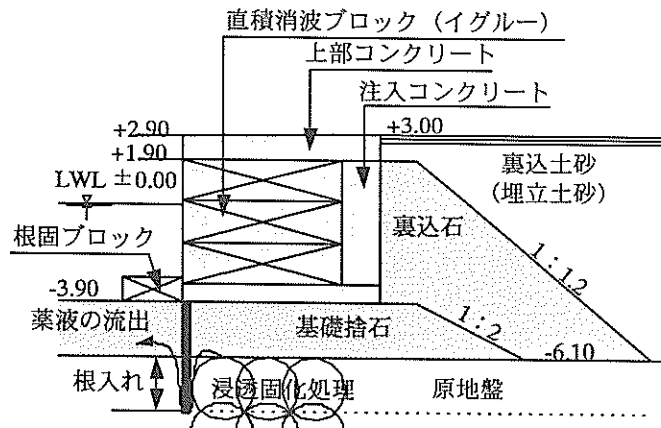


図-35(a) 基礎捨石部への流出防止の遮水壁 (石狩湾新港本工事)

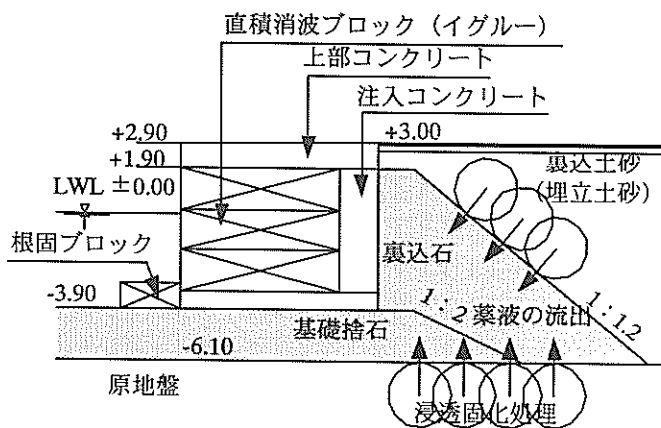


図-35(b) 裏込石部への流出防止対策 (石狩湾新港本工事)

薬液は非アルカリシリカゾルType II が用いられ、薬液濃度は現場での目標強度である平均一軸圧縮強さ $q_u=100\text{kN/m}^2$ が得られるように、強度発現率が $\kappa=0.6$ 、安全率が1.2とされ、室内配合強度 $q_u=200\text{kN/m}^2$ に対応する薬液濃度6%に設定された。

また、B2エリアには図-34に示されるように直積み消波ブロックがある。直積み消波ブロックでは裏込め、基礎捨石部があるので、埋立土砂のところの浸透注入において、薬液のゲルタイムが数時間に及ぶことから薬液が海域へ流出することが懸念された。そこで、基礎捨石部については図-35(a)に示されるように無機系非アルカリ性水ガラス溶液の瞬結型(ゲルタイム数秒)が用いられて外壁が作られ、その後内部に同溶液の緩結型(ゲルタイム数十分)が用いられて遮水壁が設けられた。裏込め部については、図-35(b)に示されるようにセメントベントナイトが用いられて裏込め石の間詰めが行われた。

(3) 改良効果

図-36にA1およびB1エリアにおける改良体の深度方向の強度分布を示す。各改良強度は注入孔位置(改良体中心部)で採取された供試体の一軸圧縮試験から求められたものである。図-36から、一軸圧縮強さは $q_u=50\sim 350\text{kN/m}^2$ の範囲でばらついて分布していることがわかる。表-14にはA1, A2, B1, B2エリアにおける改良体中心部、改良体外縁部の一軸圧縮強さの平均値、最低値および中心部と外縁部の平均値を示す。表-14から改良体中心部の方が外縁部よりも強度が大きいことがわかる。改良体の目標強度である平均一軸圧縮強さ $q_u=100\text{kN/m}^2$ と最低一軸圧縮強さ $q_u=50\text{kN/m}^2$ が各施工区域で満足されていることがわかる。

3.5 志布志港岸壁実証実験

本実証実験は、図-37に示される志布志港(若浜地区)のケーソン式岸壁(-12m)の耐震補強(液状化対策)に対して溶液型薬液注入工法が適用可能であるかを確認するために行われた。実証実験の位置付けは、実証実験後に行われる試験工事、その後の本工事のための基礎データを得るためであった。このような実証実験が行われた理由は、岸壁の一部で吸出しによる陥没等の被害が見られたため、吸出し対策も念頭におかれ、そのための予備試験が必要とされたことや、岸壁前面の潮位変動が大きく注入に及ぼす影響の確認が必要とされたからである。

(1) 地盤条件

図-37の断面図から標高-8mまでが埋立土、標高-8m以

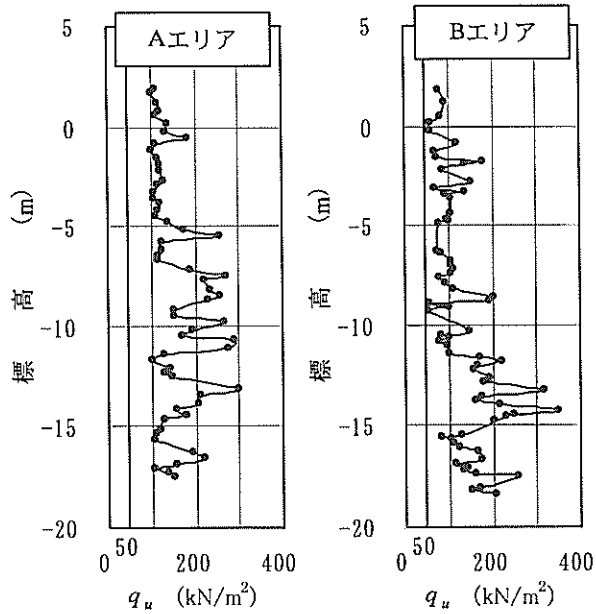


図-36 一軸圧縮強さの深度分布 (石狩湾新港本工事)

表-14 事後調査結果 (石狩湾新港本工事)

施工区域	ボーリング位置	平均 q_u kN/m ²	最低 q_u kN/m ²	平均 q_u kN/m ²
A-1	改良体中心部	158	100	128
	改良体外縁部	98	50	
A-2	改良体中心部	149	102	127
	改良体外縁部	106	50	
B-1	改良体中心部	134	53	122
	改良体外縁部	110	54	
B-2	改良体中心部	144	51	124
	改良体外縁部	103	56	

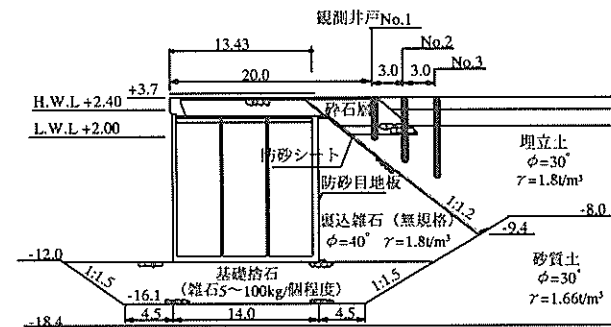
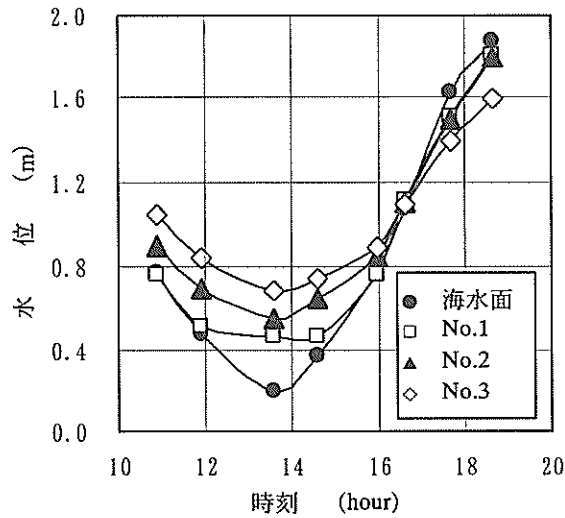


図-37 標準断面図および観測井戸設置位置 (志布志港岸壁実証実験)



深が原地盤で砂質土であることがわかる。土質調査では標高-12mまではN値は5~10程度の値を示し、標高-14mで50を超え、砂質土の粒度については細粒分含有率が6~32%であることがわかった。図-38は海水面の潮位と埋立地盤内に設けられた観測井戸の水位変動を示したものである。観測井戸の位置は図-37に示されている。図-38から本岸壁では潮位変動が2m弱あり、そのため地下水の変動がやや大きいことがわかる。

(2) 施工内容

施工は、図-39の平面図、断面図および表-15に示されるように、ケースA、ケースBに分けて行われた。ケースAは満潮時の水位変動の小さい時、ケースBは上げ潮時、下げ潮時の水位変動の大きい時に行われ、潮位変動の影

表-15 実験ケース (志布志港岸壁実証実験)

ケース	改良体No.	改良径 (m)	注入時期
ケースA	PGM1	1.25	満潮時
	PGM2	1.25	
	PGM3	2.5	
	PGM4	2.5	
ケースB	PGM5	1.25	残留水位変動時
	PGM6	1.25	
	PGM7	2.5	
	PGM8	2.5	

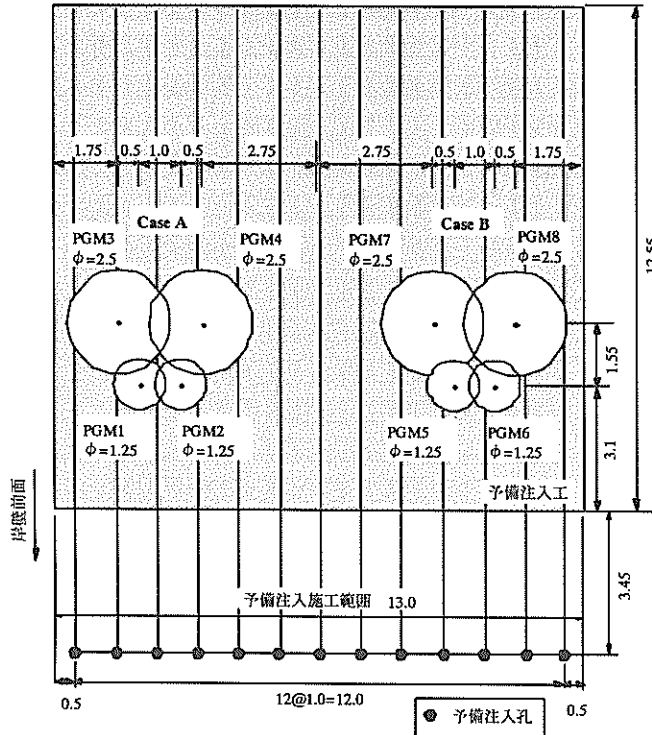


図-39(a) 標準平面図 (志布志港岸壁実証実験)

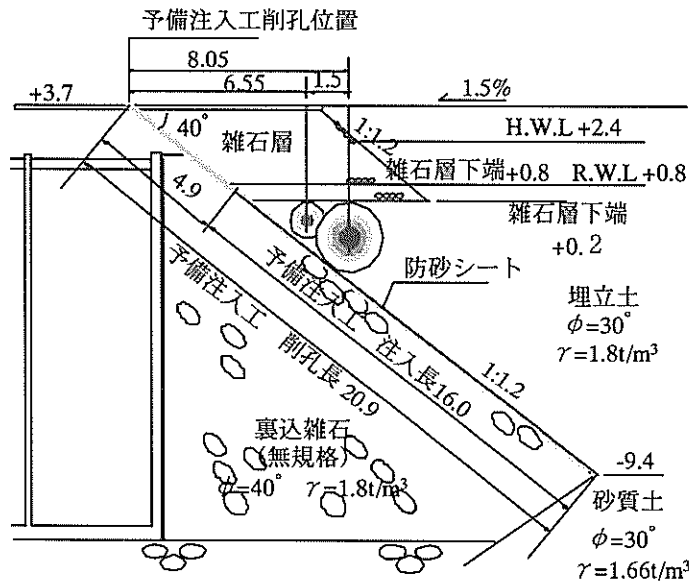


図-39(b) 標準断面図 (志布志港岸壁実証実験)

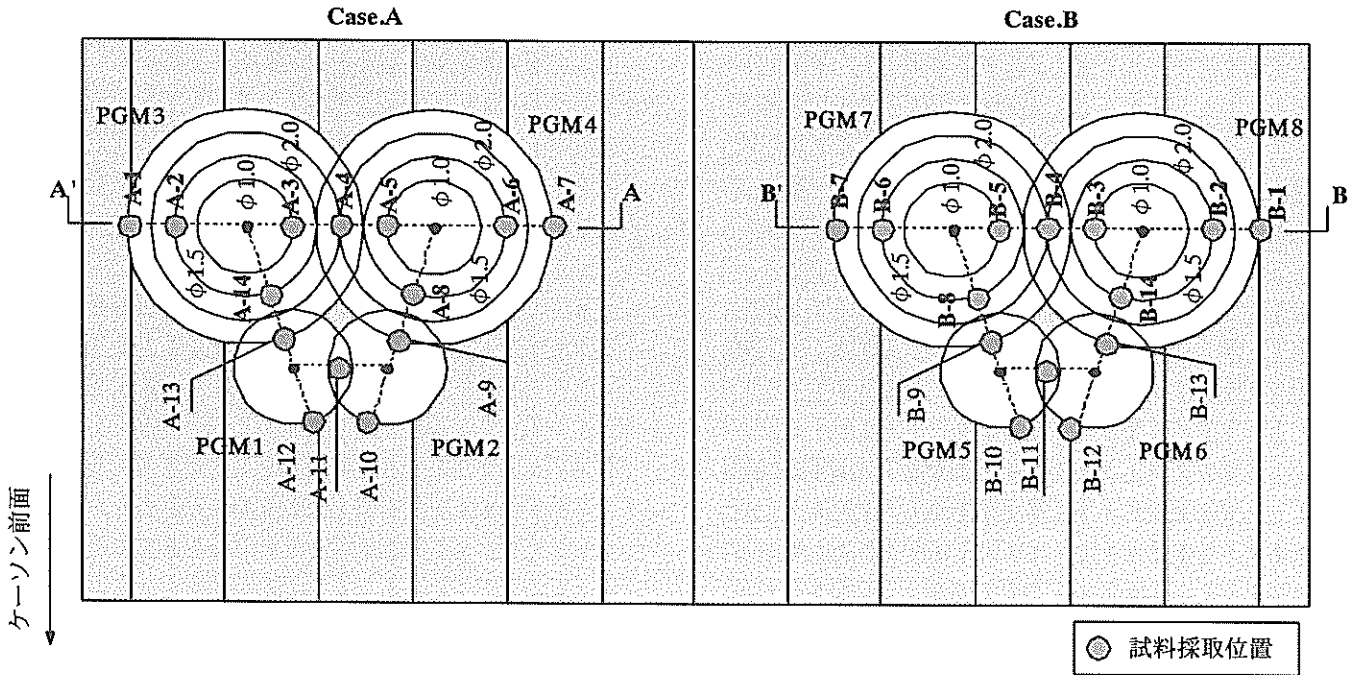


図-40 事後調査の試料採取位置 (志布志港岸壁実証実験)

響が調べられている。各ケースにおいて改良体は残留水位以下に4個作られているが、海側の改良径は1.25m、陸側の改良径は2.5mとされた。改良体の目標強度は液状化防止のためには繰返し三軸法による検討などから一軸圧縮強さで $q_u=63\text{kN/m}^2$ が必要となった。吸出し防止のためには次章で示される吸出しに関する実験から $q_u=45\text{kN/m}^2$ が必要であると判断された。これらの2つのことから、

目標改良強度は $q_u=63\text{kN/m}^2$ と設定された。薬液は活性シリカが用いられ、薬液濃度は強度発現率60%、安全率1.4が考慮されて室内配合強度で $q_u=147\text{kN/m}^2$ の得られる6%に設定された。なお、その後の本工事での目標改良強度は $q_u=70\text{kN/m}^2$ に設定された。

また、潮位変動が大きいことと、吸出しが起こっていることから防砂シートに破損部があることが想定され、

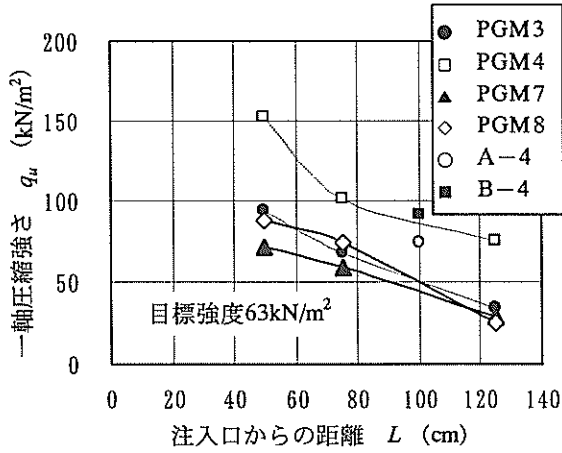


図-41 注入口からの距離と一軸圧縮強さの関係 (志布志港岸壁実証実験)

表-16 ケース別の一軸圧縮強さの比較 (志布志港岸壁実証実験)

ケース	改良体No.	調査位置	改良体別の平均 q_u (kN/m ²)	ケース別の平均 q_u (kN/m ²)
ケースA	PGM3	A-2,3,4,14	68.7	87.8
	PGM4	A-4,5,6,8	103.4	
ケースB	PGM7	B-2,3,4,14	65.4	66.4
	PGM8	B-4,5,6,8	73.7	

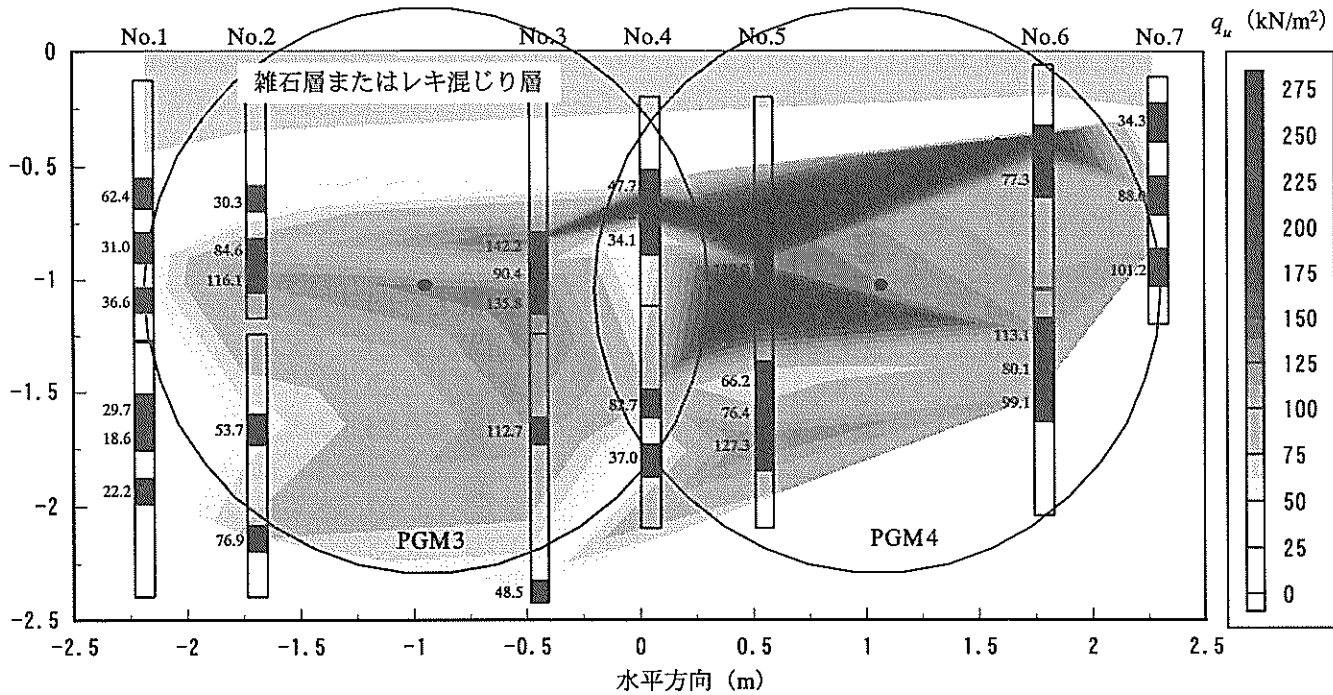


図-42(a) ケースAの一軸圧縮強さ分布図 (志布志港岸壁実証実験)

これらに対処することを目的として、図-39のように防砂シートに沿って懸濁型瞬結性グラウト（ゲルタイム数十秒）が予備注入された。

(3) 改良効果

改良効果の確認は図-40に示される地点で採取された供試体の一軸圧縮試験により行われた。図-41, 42にケースA, ケースBの一軸圧縮強さの分布および平均一軸圧縮強さを示す。図-41, 42から改良体の中心（注入口）から離れると強度は低下する傾向にあることがわかる。なお、図-42において改良予定範囲内に白の部分があるが、これは一軸圧縮試験の供試体を得られなかったところのもの

で、一軸圧縮強さがゼロという意味ではない。ここで、図-41において注入孔からの距離が100cmのところのA-4, B-4のプロットに着目して、PGM4は例外として他のプロットと比較すると、他のプロットが目標改良強度 $q_u=63\text{kN/m}^2$ を下回っているにもかかわらず、A-4, B-4は目標改良強度を上回っている。これは、A-4とB-4は改良体のラップ部にあっており、このことが影響したと考えられる。

表-16はケースAの改良体PGM3とPGM4, ケースBの改良体PGM7とPGM8の各改良体の平均一軸圧縮強さ、およびケースAとケースBの平均一軸圧縮強さを示したものである。PGM3とPGM4, PGM7とPGM8をそれぞれ比較する

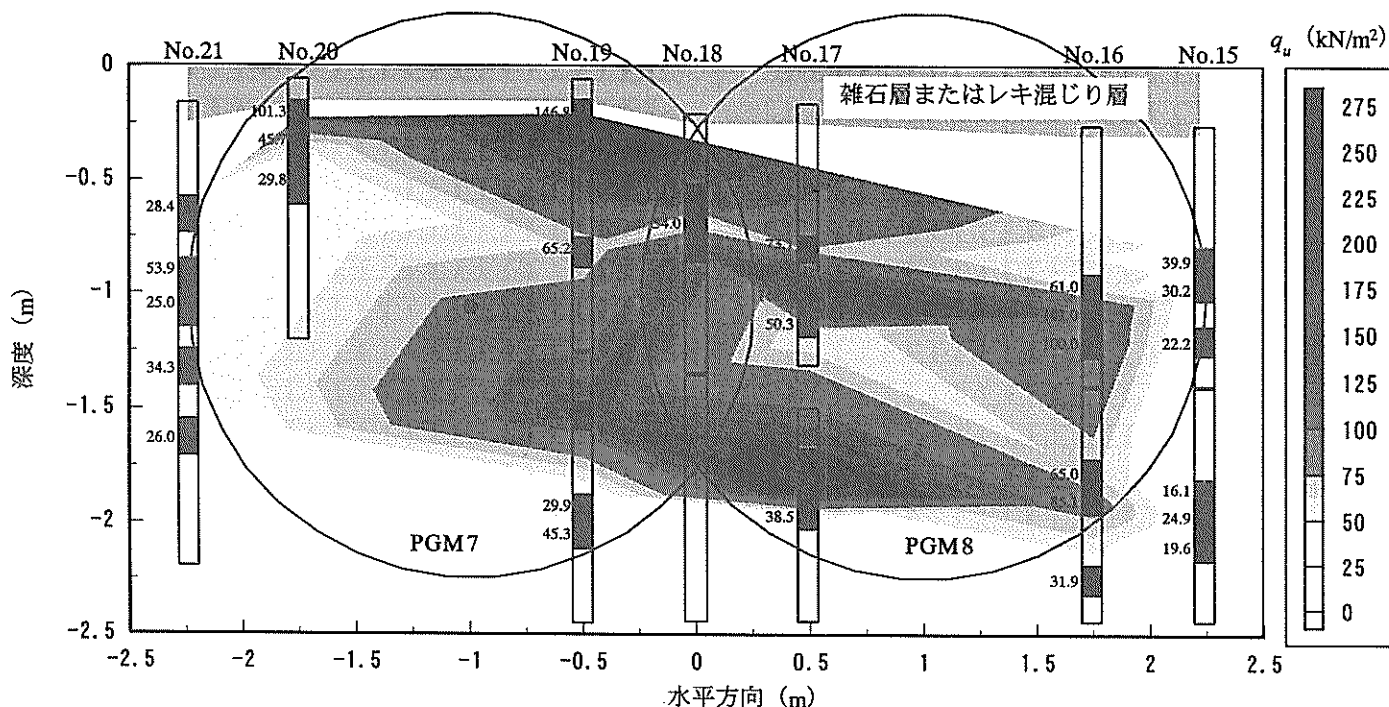


図-42(b) ケースBの一軸圧縮強さ分布図 (志布志港岸壁実証実験)

と、PGM4、PGM8の方が大きな一軸圧縮強さになっている。これは、PGM4およびPGM8の方は注入が後に行われており、このようなことが影響したと考えられる。また、ケースAとケースBの平均強度を比較すると、ケースBの方が小さくケースAの約0.75倍になっている。これは、潮位変動の影響が現れて潮位変動が大きい方は強度発現が小さくなったからであると考えられる。しかしながら、潮位変動の影響があっても平均一軸圧縮強さは目標改良強度 $q_u=63\text{kN/m}^2$ を上回っている。

4. 現地施工結果からの考察および吸出し対策

ここでは、前述した現地施工以外の結果も含めて現地施工から得られた知見および吸出し対策についてまとめる。

4.1 強度発現率

強度発現率 κ は、対象地盤の試料を室内で密度調整して得られた改良土の一軸圧縮強さと現場で発現された一軸圧縮強さの比であるが、これに及ぼす浸透距離、細粒分含有率、原地盤 N 値の影響について示す。

(1) 浸透距離の影響

図-43は石狩湾新港試験工事における強度発現率 κ と浸透相対距離 L/L_0 の関係が調べられたもので、改良体が1

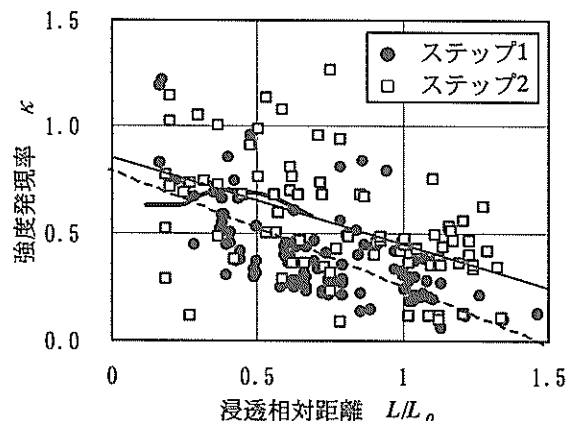


図-43 浸透距離と強度発現率の関係

個だけ作成されたものが●、複数個作成されラップ部が設けられたものが□でプロットされており、各々を線形回帰したものを細実線、細点線で示している。また、2.2(7)で示された相馬砂を用いた室内一次元浸透結果が太実線で示されている。 L_0 は土中の間隙がすべて薬液で置き換わるとした場合の浸透到達距離であるが3次元の場合には次式で算定されている。

$$L_0 = \left(\frac{Q \cdot n / 100}{4/3 \cdot \pi} \right)^{1/3} \quad : \text{3次元の場合 (6)}$$

ここに、 Q : 薬液の注用量, n : 間隙率(%)である。

図-43から、パラッキはかなり大きいですが、改良体1個だけの●では、浸透距離とともに強度発現率は低下し $L/L_0=1$

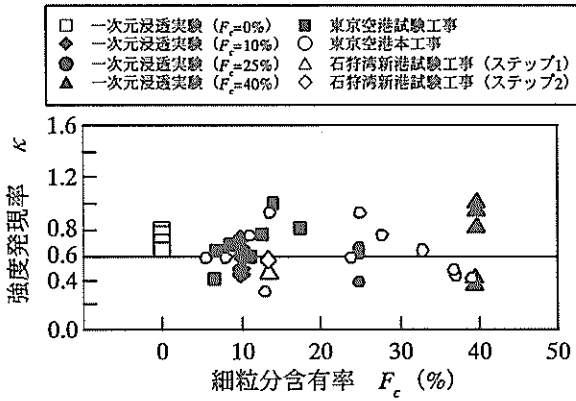


図-44 細粒分含有率と強度発現率の関係

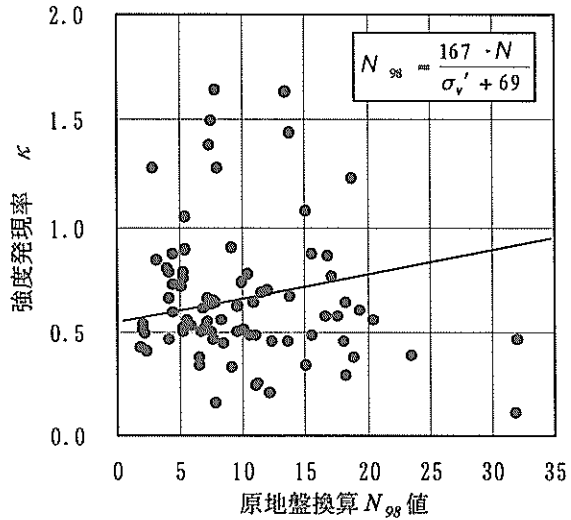


図-45 原地盤N値と強度発現率の関係

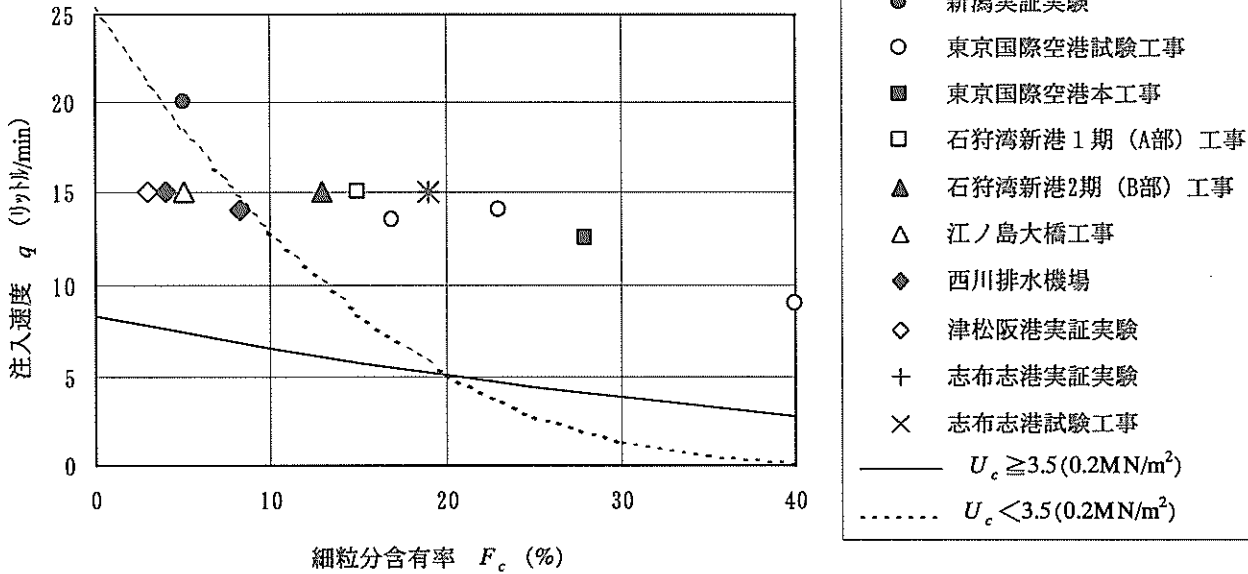


図-46 細粒分含有率と実施工での注入速度の関係

で約0.3, $L/L_0=1.0$ までの平均では約0.5になっている。改良体が複数個で $L/L_0=0.7\sim 1.3$ においてラップ部がある□では, $L/L_0=1$ で約0.5, $L/L_0=1.0$ までの平均では約0.6といずれも改良体1個のものより大きくなっている。また, 浸透相対距離に対する強度発現率の低下は改良体が複数個の方が改良体1個のものよりゆるやかである。このような両者の違いは, 複数個作成する場合には, 改良体のラップ部で隣接する改良体からの薬液が混入することが原因していると考えられる。

したがって, 溶液型薬液注入においては浸透相対距離に応じて強度発現率が低下するが, 改良体を複数個作成する場合には, $L/L_0=1$ までの範囲では強度発現率は平均的に $\kappa=0.6$ で考えても良いと思われる。しかし, 単一の改良

体を作成する場合には平均で $\kappa=0.5$ 程度ではあるが, 端部の低下がやや大きいことを考慮すべきといえる。ただし, 複数個作成する場合にも強度のばらつきや, 端部では $\kappa=0.5$ 程度あることなどを考慮して, 強度発現率 κ の安全率として1.2~1.4程度を設けるべきといえる。

(2) 細粒分含有率の影響

図-44は, 東京国際空港の試験工事, 本工事, 石狩湾新港試験工事の結果を基に強度発現率 κ と細粒分含有率 F_c の関係を調べたもので, 2.2(7)で示された一次元浸透による室内試験結果を整理したのもも示されている。図-44から, 現地の結果についてはバラツキがあるが, 細粒分含有率が多くなると強度発現率が大きくなる傾向が若干

ある。しかし、室内試験結果も合わせてみると、強度発現率は細粒分含有率によらず $\kappa=0.6$ 程度と考えられる。

(3) N値の影響

図-45はN値と強度発現率 κ の関係を各現地試験結果および一部本工事の結果をもとに調べたもので、図-45にはこれらを線型回帰した関係も示されている。図-45から大きなバラツキはあるが、N値に対して強度発現率は若干増加する傾向にある。これは配合設計では地盤の代表的な密度（代表N値）に対して強度と薬液濃度の関係が調べられており、したがって代表N値より大きなところでは大きな改良強度、代表N値より小さなところでは小さな改良強度になったためと考えられる。しかしながら、強度発現率はN値にあまり依存せず平均的には $\kappa=0.6$ 程度であるといえる。

4.2 注入速度と注入圧力

注入速度および注入圧力の設定は工事の施工性と割裂注入を起こさないための重要な管理項目である。ここでは、これら2つの項目の現場での実績を示す。

(1) 注入速度

図-46は細粒分含有率 F_c と注入速度 q の関係を各現地試験結果および一部本工事の結果をもとに調べたものである。ここで、現地の注入速度は限界注入速度試験により求められたものである。図-46から、注入速度は細粒分含有率が $F_c=5\%$ で20リットル/min、 $F_c=20\%$ で15リットル/min、 $F_c=40\%$ で10リットル/min、と細粒分含有率が大きくなると徐々に小さくなり、細粒分含有率の影響を受けることがわかる。

ここで、図-46中の実線および破線は細粒分含有率と注入速度の関係を以下の方法で求めたもので、浸透注入がなされている場合の理論値である。理論値は、図-47に示されるモデルに基づいたMaagの考え方¹⁵⁾により求められており、浸透注入時の注入速度は次式で与えられる。

$$q = 4 \cdot \pi \cdot k \cdot r_1 \cdot h \cdot \frac{\mu_w}{\mu_L} \quad (7)$$

$$= A \cdot k \quad (8)$$

ここで、 k は地盤の透水係数、 r_1 は注入口の半径、 h は有効注入ヘッド、 μ_w は水の粘性係数、 μ_L は薬液の粘性係数で、 A は $4 \cdot \pi \cdot r_1 \cdot h \cdot \mu_w / \mu_L$ である。

式(7)の各係数において、細粒分含有率が影響するのは透水係数 k のみで、以下のように k を介して細粒分含有率と注入速度と関連づける。透水係数 k はいくつかの実験式により代表粒径と関連づけられているが、細粒分含有率と

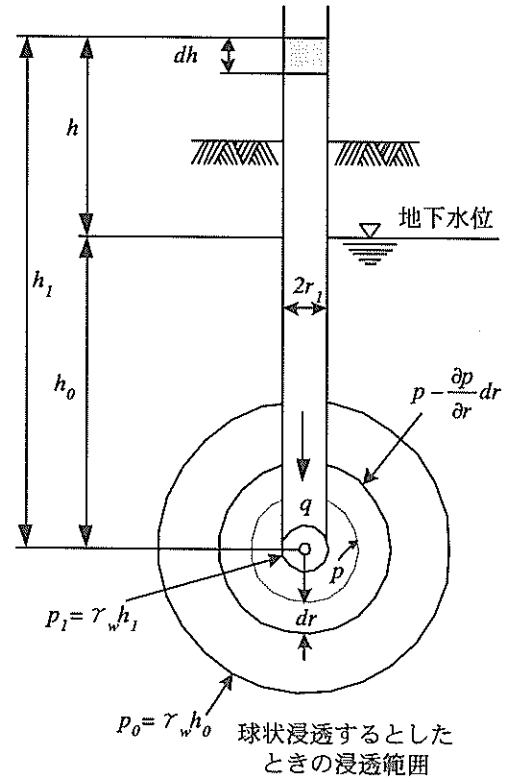


図-47 球状浸透の仮定¹⁵⁾

は直接には関連づけられていない。そこで、Creagerによる20%粒径 D_{20} と透水係数の関係を用い、均等係数 U_c をパラメータとして細粒分含有率と透水係数を関連づける。そして、実測値の U_c には幅があると考えられたので、 U_c について2種類の値を仮定して、図-46中の実線 ($U_c \geq 3.5$) と破線 ($U_c < 3.5$) を求めた。ここで、均等係数が $U_c \geq 3.5$ 、 $U_c < 3.5$ の均等係数はそれぞれ、港湾基準の液状化予測・判定法¹⁶⁾の粒度による判定において粒径加積曲線に示されている境界のラインのものとした。そして、実線、破線は、細粒分含有率が $F_c=20\%$ で $q=5$ リットル/minになるように式(8)の A を調整して計算された理論線である。

図-46中の実線と破線を実測値と比較すると、実測値の方が理論値よりも細粒分含有率に対する変化が少なく、細粒分含有率が大きくなっても実測値は大きな注入速度である。したがって、理論値の傾向が正しいとすると、細粒分含有率の大きな $F_c=40\%$ のところでは、注入口からのある範囲は割裂注入になっていたと考えられる。あるいは、地盤が複雑で採取された試料に、部分的に細粒分が多く含まれており、その部分の細粒分が細粒分含有率を求める粒度試験に大きく反映されていた可能性もある。現場のチェックボーリングで調べられた一軸圧縮試験結果からは細粒分含有率が大きいところで改良強度が特に小さくはなっておらず、むしろ図-44の強度発現率で示されたように大きめの改良強度になっており、割裂注入が

表-17 有効注入圧力の上限值

工事名 (略称)	有効注入圧力	備考
東京国際空港試験工事	0.25MN/m ²	GL.-4.0m以浅 GL.-4.0m以深
東京国際空港本工事	0.40MN/m ²	
江ノ島大橋耐震補強工事	0.20MN/m ²	
石狩湾新港本工事	0.20MN/m ²	注入深度にあわせて設定

広い範囲で起こっていたとは考えにくく、浸透注入が達成されていたと考えられる。したがって、浸透注入をするための注入速度は限界注入速度試験から求めて良いといえる。また、限られたケース数ではあるが、以上の事例から地盤の細粒分含有率が30%程度までであれば、注入速度 $q=10\sim 20$ リットル/minを仮定して事前の施工性の検討等を行っても良いと思われる。

(2) 注入圧力

表-17は、東京国際空港の試験工事と本工事、江の島大橋耐震補強工事、石狩湾新港本工事で用いられた有効注入圧力の上限值を示したものである。表-17の上限值は、前述の限界注入速度とは別に、各工事において周辺地盤、近接構造物への影響などが考慮されて設定されたものである。表-17から有効注入圧力の上限値は上載圧の影響を考慮されて設定されているが、概ね0.2~0.4MN/m²となっている。これらの工事において注入中に周辺地盤、構造物に対して変位などの不具合を及ぼしたことは観察されておらず、上限の有効注入圧として表-17が参考にできる。

4.3 地下水への影響

液状化対策に対して用いられる薬液は、広範囲に注入させるためゲルタイムが長く、恒久性が必要である。この2点を達成するために注入される薬液はpHが中性ではなく、酸性域になっている。このようなことから、薬液注入により地下水のpHにどのような影響が及ぼされるかを調べたのが図-48、49である。

図-48は、非アルカリシリカゾルType I が注入された3.1の新潟での実証試験結果で、注入孔から5mと9m離れた観測井でのpHの観測結果が示されている。この際、注入された薬液の濃度は4.8%でpHは4.2であった。図-48より観測期間の範囲では注入孔からの距離に関わらずpHの値は8前後になっており、薬液注入により周囲の地下水のpHに大きな影響は与えられていないことがわかる。

図-49は、非アルカリシリカゾルType II が注入された

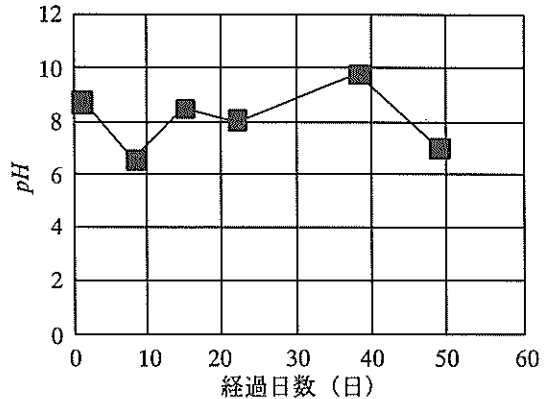


図-48(a) pHの観測結果 (新潟実証実験, 注入孔より5m)

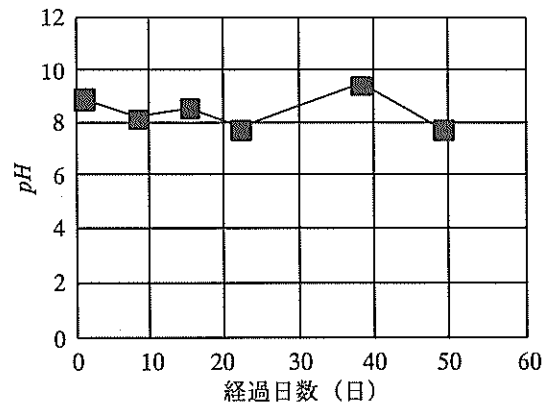


図-48(b) pHの観測結果 (新潟実証実験, 注入孔より9m)

3.4の石狩湾新港での結果で、注入孔から10mと15m離れた観測井でのpHの観測結果が示されている。この際、注入された薬液の濃度は6%でpHは2.5であった。図-49より観測期間の範囲では注入孔からの距離に関わらずpHの値は7~7.5になっており、この場合も薬液注入により周囲の地下水のpHに大きな影響は与えられていない。

したがって、以上の2つの事例からは、液状化対策として薬液を注入することにより周囲の地下水に大きなpHの変化を与えないということがいえる。

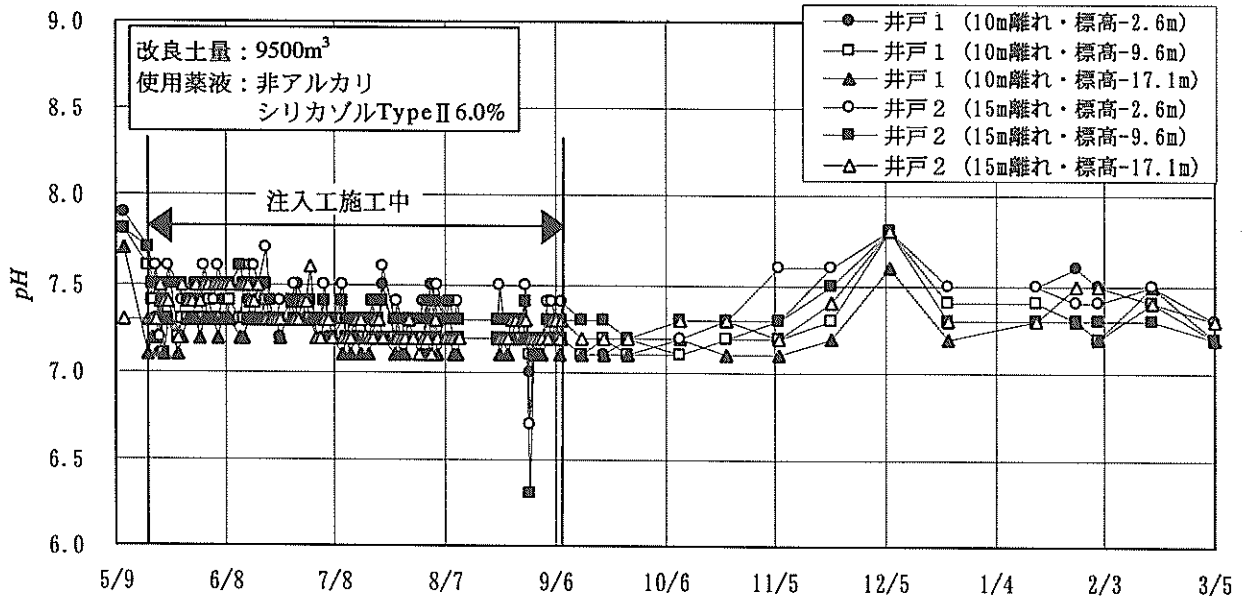


図-49 pHの観測結果(石狩湾新港本工事)

4.4 既存護岸・岸壁の吸出し対策に対する検討

地震時の液状化対策として、溶液型薬液注入工法は開発された工法であるが、3.5で示した志布志港岸壁の事例では、地震時の液状化対策だけを目的としてではなく、吸出し対策も考慮に入れて施工された。これは、以下で述べるように護岸・岸壁背後地盤の吸出し対策に対して、固結工法が対策工法になりうると考えられたからである。ここでは、吸出し対策のための改良強度の設定法について志布志港の事例を紹介する¹⁴⁾。

(1) 護岸・岸壁背後地盤の吸出しメカニズムと対策

図-50は固結工法を適用するにあたり仮定された護岸・岸壁背後地盤の吸出しメカニズムの模式図である。吸出しが発生するためには、図-50に示した裏込めと裏埋め部の間に敷設される防砂シートに裏埋土砂が通る欠損孔がなければならない。欠損孔ができる原因としては、例えば裏込め石に突起部がありそのため埋立中あるいは埋立後に防砂シートに孔が生じること、防砂シートが劣化し過大な波圧が作用して破れること、などが考えられる。このような欠損孔が存在すると、欠損部から土砂が徐々に吸い出される。あるいは、護岸・岸壁に波浪により大きな波圧が作用すると地盤が液状化して急激に吸出しが進行することになる。しかし、欠損孔が存在しても、裏埋め土の土粒子粒径が欠損孔より大きければ吸出しは発生せず、あるいは、土粒子粒径が欠損孔より小さくても土粒子どうしが粘着力で結合していれば吸出しは発

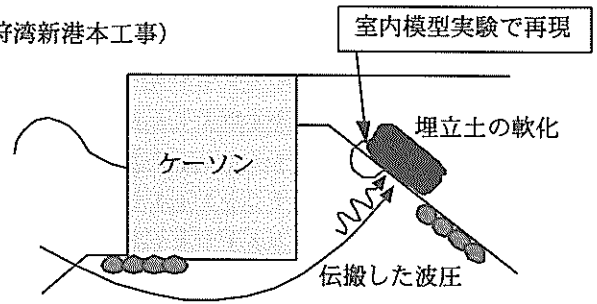


図-50 吸出しのメカニズム

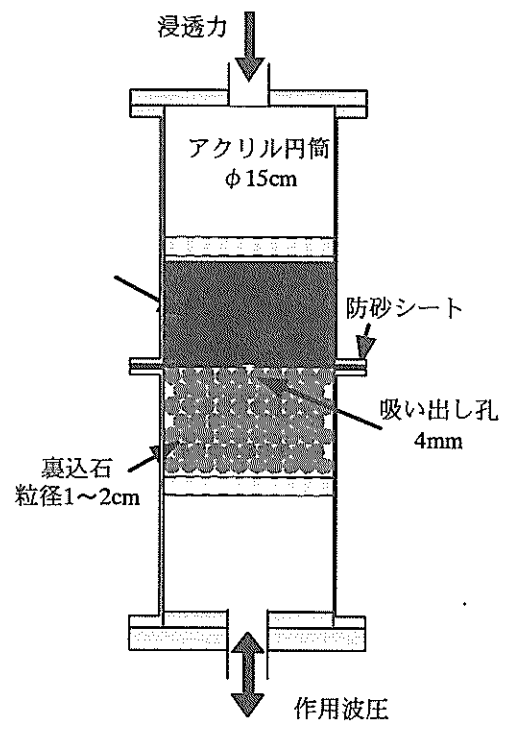


図-51 吸出し模型実験装置

表-18 吸出し模型実験の実験諸元

項目	仕様
設計波	$H=3.2\text{m}$, $T=10\text{s}$
作用波圧	$u_e=20\text{kN/m}^2$
浸透力	$F=28.8\text{kN/m}^2$
作用波数	8,640
作用時間	24hour
改良強度	未改良, 33, 45, 62kN/m ²

生しない。このようなことから、対策方法の一つとして地盤の土粒子を固結させる方法が有効と考えられ、液状化対策と同様に既設護岸・岸壁に対して溶液型薬液注入工法の適用が考えられた。

(2) 吸出し対策のための改良強度の設定

改良強度は、以下のような考えで設定された。

a) 裏埋め部と裏込め部の境界に作用する外力の算定

吸出しに影響を与える外力は、潮位差により生ずる浸透力とケーソン下部から伝搬してくる波圧である。防砂シート部に作用する波圧は、図-50のケーソン前面での波圧がマウンド、裏込め部を減衰しながら伝搬して作用するものであるが、算定が難しいことと、後述する室内実験の現地現象に対する再現性の精度なども考慮して、安全側になるようにケーソン前面波圧とされた。

b) 改良土の吸出し試験方法

図-51に示される実験装置を用いて室内で改良土の吸出し試験が行われた。実験装置は直径15cmのアクリル円筒で出来ており、下部から変動水圧（波圧）、上部から浸透力（潮位差による浸透力）を作用させることができる。実験装置内のベDESTAL上に裏込め層を模したレキ層、その上に1辺4mmの四角孔をあけた防砂シート、その上に裏埋め土層を模した砂層が設けられている。したがって、これにより砂層からレキ層に砂が流れ出し、図-50に示した現地の防砂シート部分の吸出し挙動が再現される。なお、現地で用いられていた防砂シートは透水性のある帆布であったが、実験で用いた防砂シートは透水性のないものである。実験条件は表-18に示されるとおりで、砂層

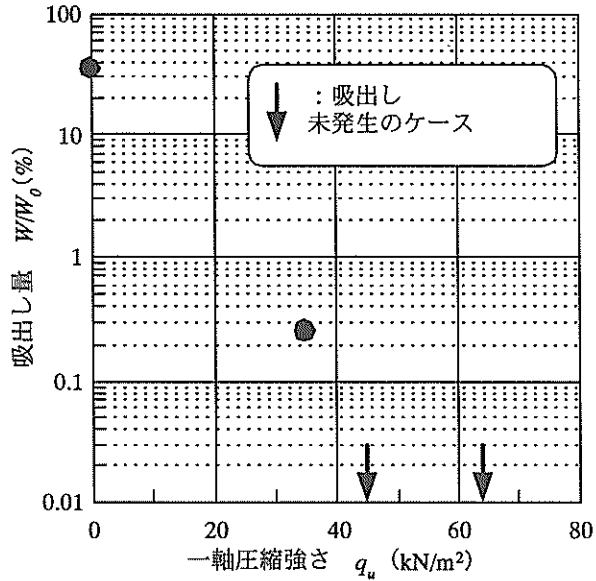


図-52 一軸圧縮強さと吸出し量の関係

は現地の砂を用いて4種類作られ、無改良土および一軸圧縮強さが $q_u=33, 45, 62\text{kN/m}^2$ の改良土である。作用させた波圧と浸透力は、波高 $H_{max}=3.2\text{m}$ 、周期 $T=10\text{s}$ の波浪により発生する前面波圧 $u_e=20\text{kN/m}^2$ を8640波（24時間作用）と潮位差により生じる浸透圧 $F=28.8\text{kN/m}^2$ である。

c) 実験結果

図-52は吸出し量と改良土の一軸圧縮強さの関係を示したもので、吸出し量はレキ層に堆積した砂の重量 W を初期の砂層の重量 W_0 で除したものの百分率である。図-52に示されるように、無改良土では30%以上の吸出し量であったが、一軸圧縮強さが $q_u=33\text{kN/m}^2$ に改良されることにより0.2%程度となり、 $q_u=45, 62\text{kN/m}^2$ では全く吸出しが観察されなかった。したがって、裏埋め土は固結されることによりその吸出しに対する抵抗は大幅に改善されることがわかる。

以上の実験から、志布志港岸壁での吸出しに対する改良強度は $q_u=45\text{kN/m}^2$ と設定されたが、最終的な改良強度は地震に対する液状化の検討の方で決定され、 $q_u=63\text{kN/m}^2$ が採用された。なお、その後の本工事での目標改良強度は $q_u=70\text{kN/m}^2$ に設定された。

5. 結論

現在までの溶液型薬液注入工法の諸データをまとめて以下のことが示された。

(1) 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。

(2) 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り、 $E_{50}=40\sim 100\times q_u$ の関係が得られた。

(3) 改良地盤の改良効果をサウンディングする場合には、ひずみレベルが小さな手法は好ましくないと推定される。

(4) 透水係数が無改良土より2~3オーダー低下するが、体積圧縮係数は変化しない。そのため、圧密係数が低下する。

(5) 液状化対策のための改良強度として一軸圧縮強さで $q_u=80\sim 100\text{kN/m}^2$ が目安になるが、強度の設定は繰返し三軸法などの手法を用いるべきである。

(6) 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。

(7) 薬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は概ね $\kappa=0.6$ であった。

(8) 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。

(9) 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かった。

(10) 限界注入速度試験から得られる注入速度により、直径2~3mの改良体を形成できる。現在までの現地施工の実績からは、細粒分含有率が40%以下の地盤に対して10~20リットル/minの注入速度が採用されている。

(11) 上限の注入圧として $0.2\sim 0.4\text{MN/m}^2$ が採用されているが、周辺地盤・構造物に悪影響は及ぼされていない。

(12) 既設護岸・岸壁の吸出し対策としての溶液型薬液注入工法の適用法が示された。

6. あとがき

本報告ではこれまでに蓄積された溶液型薬液注入工法の諸データを施工事例も含めてとりまとめた。溶液型薬液注入工法は既設構造物直下地盤へ適用できる数少ない液状化対策工法の一つである。そのために、液状化対策の進捗とともに、今後、さらに多くの構造物¹⁷⁾、現場で適用されると考える。また、本報告では地震の液状化対策だけでなく、既設護岸・岸壁の吸出し対策への適用もで

きることを示したが、その他多くの用途が考えられる。このようなことから、本報告が溶液型注入工法の設計・施工で活用されることと、さらに多くのデータが蓄積され、工法が改善されていくことが望まれる。

なお、本報告の一部は港湾空港技術研究所と株式会社大林組、鹿島建設株式会社、五洋建設株式会社、清水建設株式会社、大成建設株式会社、西松建設株式会社との共同研究の成果である。

(2002年2月14日受付)

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) 沿岸開発技術研究センター: 事前混合処理工法技術マニュアル, 1999
- 3) 山崎浩之, 河村健輔, 宮本健児, 飯尾正俊, 羽田哲也: 溶液型薬液改良土の強度特性に関する研究, 第35回地盤工学研究発表会講演集, pp.1193~1194, 2000
- 4) 林健太郎, 吉川立一, 島田俊介, 藤澤伸行, 飯尾正俊: 非アルカリシリカによる改良地盤の耐久性に関する調査, 土木学会第53回年次学術講演会講演集, pp. 582~583, 1998
- 5) Shnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE, A computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, University of California at Berkeley, 1972
- 6) 森麟, 田村昌仁, 小峯秀雄, 小川雄二: 薬液注入において浸透固結形を考慮した限界注入速度の決定方法, 土質工学会論文報告集, vol.33, No. 3, pp. 159~169, 1993
- 7) 善功企, 野上富治, 松下信夫, 菅野秀樹, 菅野雄一: 溶液型薬液注入工法の液状化対策の試験工事, 第35回地盤工学研究発表会講演集, pp. 2431~2432, 2000
- 8) 善功企, 野上富治, 山本良, 藤井照久, 林規夫: 溶液型薬液注入工法の設計法に関する検討, 第35回地盤工学研究発表会講演集, pp. 2433~2434, 2000
- 9) 岸本秀隆, 小玉茂義, 佐伯茂, 長谷川英勝, 河村健輔: 溶液型薬液注入工法の矢板岸壁への適用その1—試験工事の概要と室内配合試験—, 土木学会第55回年次学術講演会講演集, III-B286, 2000
- 10) 小玉茂義, 岸本秀隆, 佐伯茂, 長谷川英勝, 河村健輔: 溶液型薬液注入工法の矢板岸壁への適用その2—薬液注入試験—, 土木学会第55回年次学術講演会講演集, III-B287, 2000

- 11) 河村健輔, 佐伯茂, 長谷川英勝, 柿崎真, 三根範俊 :
液型薬液注入工法の事後調査方法に関する一考察, 土木学会第55回年次学術講演会講演集, III-A313, 2000
- 12) 佐伯茂, 岸本秀隆, 小玉茂義, 長谷川英勝, 林健太郎, 河村健輔 : 溶液型薬液注入工法による既設矢板岸壁背面地盤改良, 日本材料学会第4回地盤改良シンポジウム講演集, pp. 37~42, 2000
- 13) 河村健輔, 鈴木義宣, 長谷川英勝, 三根範俊 : 浸透固化処理工法による既設矢板岸壁の地盤改良—石狩湾新港-10m岸壁改良工事—, 基礎工, Vol. 29, No. 5, pp. 33~36, 2001
- 14) 宮本健児, 山崎浩之, 藤岡正典, 林規夫 : 既設ケーソン岸壁背後地盤の液状化対策, 土木学会第5回耐震補強・補修技術・耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集, pp. 37~42, 2001
- 15) 土質工学会 : 薬液注入工法の調査・設計から施工まで, pp. 67~76, 1993
- 16) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上), pp. 281~288, 1998
- 17) 山中孝文, 郷原奈美 : 臨港橋梁の直接基礎直下の液状化対策—浸透固化処理工法による対策例—, 基礎工, Vol. 29, No. 5, pp. 37~39, 2001