

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1206 March 2010

溶液型薬液注入工法を用いた滑走路地盤の液状化対策に関する研究

菅野 高弘
中澤 博志
池野 勝哉
三藤 正明

独立行政法人 港湾空港技術研究所
Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 地震後に求められる空港機能と耐震戦略	4
2.1 発災からの時系列での検討	4
2.2 活動圏の定義・他空港との連携	5
2.3 空港の耐震性向上の方向性	5
2.4 空港土木施設の耐震性向上思想	5
3. 液状化対策としての部分改良の提案	6
3.1 求められる滑走路の耐震性能	6
3.2 滑走路地盤の部分改良	7
3.3 適用可能な液状化対策工法	8
4. 部分改良の沈下特性に関する模型実験	14
4.1 模型実験の概要	14
4.2 実験結果	17
4.3 数値解析による変形予測	21
4.4 まとめ	26
5. 実物大の空港施設を用いた現場実験	27
5.1 現場実験の概要	27
5.2 実験結果	31
5.3 数値解析による変形予測	37
5.4 まとめ	45
6. おわりに	46
謝辞	47
参考文献	47

Study on Countermeasure for Liquefaction to Runway Ground by Application of Chemical Grouting Method

Takahiro SUGANO¹⁾
Hiroshi NAKAZAWA²⁾
Katsuya IKENO³⁾
Masaaki MITOU³⁾

Synopsis

The reinforcement of existing airports to resist earthquakes has been investigated along with the recognition of their importance. Especially, the re-consideration and optimization of soil improvement area has been recently required on the basis of the performance-based specification in the situation that whole of liquefiable area has been improved by the conventional descriptive specification.

In this study, the effect of partial soil improvement against liquefaction by the chemical grouting method is examined. At first, the undrained tri-axial test for the both of cyclic shear and monotonic shear that was conducted in order to investigate the characteristic of liquefaction resistance of non-improved soil and improved soil, and volume change. Moreover, the both of model-scale and full-scale experiments were conducted in order to confirm the amount of effects on the restraint subsidence. Finally, total consideration was done.

Conclusions are summarized in the following three points:

- 1) The improved soil has the feature which is hard to be influenced in the change of soil skeleton structure by the propagation of the excess pore water pressure and the cyclic shear in it.
- 2) In the case of ground under runway, the partial soil improvement ratio reaches 70-100%, when the chemical grouting method is applied as countermeasure for liquefaction.
- 3) It is important to grasp the characteristics of volume change by carrying out model-scale experiment etc, when the numerical analysis methods from the seismic response to the consolidative deformation are performed.

Key Words: liquefaction, chemical grouting method, runway ground, full-scale experiment, model-scale experiment, numerical analysis

1) Director, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division

2) Researcher, Earthquake resistant structures Research Team, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division
3-1-1 Nagase, Yokosuka, Kanagawa, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445058 Fax : +81-468-440839 e-mail:sugano@phri.go.jp

3) Research Engineer, Penta-Ocean Institute of Technology
1534-1 Yonkucho, Nasushiobara, Tochigi, 329-2746 Japan

Phone : +81-287-392109 Fax : +81-287-392131 e-mail:Katsuya.Ikeno@mail.penta-ocean.co.jp

溶液型薬液注入工法を用いた滑走路地盤の液状化対策 に関する研究

菅野 高弘¹⁾
中澤 博志²⁾
池野 勝哉³⁾
三藤 正明³⁾

要 旨

地震災害時に脆弱な線のインフラである道路や鉄道の代替手段として、拠点間を直接結ぶことのできる空路への期待は大きく、防災強化を含めた空港の耐震化が必要不可欠である。しかし、既設の空港用地における液状化調査によれば、約 4 割の空港が大規模な地震動に対して液状化の可能性が示唆されており、特に航空ネットワーク上重要な空港に対して、早急な液状化対策が求められている。一方、近年では設計体系が性能規定型に移行し、従来のように液状化対象層の全てを対策するのではなく、致命的な被災を軽減し、比較的簡単な補修によって対象施設の性能を確保する合理的な対策が可能となった。

本資料では、滑走路直下を供用しながら施工可能な溶液型薬液注入工法に着目し、事業費のコストダウンを念頭においた滑走路地盤の部分改良に関して検討を行った。未改良砂・改良砂の液状化抵抗特性や体積変化特性を調べるために、非排水繰返し三軸試験および単調せん断試験を実施した。さらに、部分改良を施した場合の定量的な沈下低減効果について調査するため、模型レベルから現場レベルまでの実験を行い、総合的な考察を行った。

主要な結論は以下の通りである。

- 1) 溶液型薬液注入工法の改良砂は、繰返しせん断や過剰間隙水圧の伝播等による土粒子の移動など、骨格構造の変化や攪乱の影響を受けにくい傾向がある。
- 2) 滑走路直下の水平成層地盤において、液状化対策を目的に溶液型薬液注入工法を適用する場合、部分改良率は 70～100%の範囲で設定が可能である。
- 3) 地震時における滑走路地盤の変形予測には、便宜的に地震応答-圧密の 2 段階解析手法を用いることができるが、模型実験等で対象地盤の体積変化特性を把握しておくことが重要である。

キーワード：液状化，溶液型薬液注入工法，滑走路地盤，実物大実験，模型実験，数値解析

1) 地盤・構造部地盤防災研究領域長，2) 地盤・構造部地盤防災研究領域耐震構造研究チーム
〒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：046-844-5058 Fax：046-844-0839 e-mail:sugano@phri.go.jp
3) 五洋建設株式会社技術研究所
〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1
電話：0287-39-2109 Fax：0287-39-2131 e-mail:Katsuya.Ikeno@mail.penta-ocean.co.jp

1. はじめに

巨大地震時・地震後において空港の果たすべき役割は大きく、救急・救命活動、救援物資輸送、復旧物資輸送、陸路の復旧までの代替輸送機関としての機能が期待されている。しかし、臨海部に位置する空港地盤においては、大規模地震動に対して液状化の可能性が高いことが示唆されており、防災強化を含めた早急な耐震化が求められている。

一般に、空港施設の耐震事業は、航空ネットワークの重要性から施設を供用しながらの施工が求められる。とりわけ、滑走路地盤の場合、広範囲に渡って液状化対策の対象となることが多く、従来の仕様規定に基づく設計法では莫大な事業費を要するなど、コスト的な課題が事業化のネックとなっていた。一方、近年では対象施設の耐震性能に着目した性能規定型の新しい設計法へ移行され、液状化対象層のすべてを対策するのではなく、致命的な被災をできるだけ軽減し、比較的簡単な補修によって対象施設の性能を確保する合理的な対策が可能となった。

このような状況に鑑み、2007年10月27日に北海道小樽市銭函の石狩湾新港西地区において、液状化対策に関する実物大の空港施設を用いた現場実験¹⁾（以下、現場実験）を実施した。現場実験では、コスト縮減・工期短縮を念頭に、既設滑走路の液状化対策として、溶液型薬液注入工法²⁾と静的圧入締固め工法³⁾が適用され、発破制御による大規模な地盤の液状化現象が再現された。その結果、液状化対策を実施したケースでは未改良域と比較して沈下量が大幅に低減するなど、高い改良効果が実証された。その中でも、溶液型薬液注入工法では液状化対象層の上層を部分改良し、下層に未改良部を残存する新しい改良範囲の概念（以下、部分改良）が適用され、その効果から大幅なコストダウンの可能性を見出している。

本資料では、溶液型薬液注入工法を用いた滑走路地盤の部分改良効果について、現場・模型実験および室内試験を通じて総合的な見地から述べる。室内試験では、性能設計の概念を実現するため、未改良砂・改良砂の液状化抵抗性のみならず、地震後の変形特性について調査した。具体的には、改良砂の過剰間隙水圧レベルや発生条件の違いに応じたせん断剛性、繰返しせん断後の体積変化特性について整理した。さらに、部分改良を適用した場合の変形予測手法の一つとして、地震応答-圧密の2段階解析を示し、その適用性について模型実験および現場実験の再現解析結果から考察する。

2. 地震後に求められる空港機能と耐震戦略

国土交通省港空局では、空港施設の耐震性向上の方策について議論するため、平成17年8月に「地震に強い空港のあり方検討委員会」を設置した。この委員会において、地震災害時に求められる空港の役割と耐震性向上の基本的考え方、空港施設等の耐震性の向上策、および地震災害時の空港運用について、配慮すべき事柄がまとめられた⁴⁾。以下に、本資料に関連する項目について要約する。

2.1 発災からの時系列での検討

過去の被害地震後の対応状況等を分析すると、発災直後から時間とともに空港施設に求められる機能に変化するものと考えられる。

図-1に示すように主な機能として、発災直後から救急・救命活動の拠点機能が求められる。特に迅速な対応が必要となるためヘリコプターによる救急・救命活動が中心となる。同時に、緊急物資・人員等の輸送活動および被災程度の把握などの確かな防災情報を発信するための防災ヘリコプターや報道機関のヘリコプターによる情報収集・発信が開始されるものと想定される。これらの活動は発災後概ね3日間程度に集中するものと想定している。その後、被災地域の復旧・復興活動支援及び、国内外の航空ネットワークの維持、背後圏の経済活動の継続性確保に活用される。また、比較的広大な敷地を有することから、負傷者、帰宅困難者、近隣住民への対応（例えば緊急避難所としての機能）も期待される事になる。このため、全国的な視点からの耐震性向上に加え、地域防災計画における空港の位置付けなども考慮する必要がある。

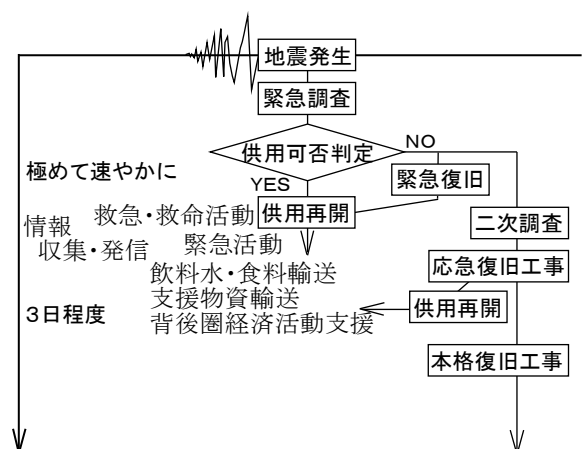


図-1 空港に求められる機能と対応

2.2 活動圏の定義・他空港との連携

地震直後から求められる機能を発揮させるために、ヘリコプターによる救急・救命活動について考察する。一般的なヘリコプターを想定した場合には、600km～800km程度の航続距離があり、被災地の空港での給油が不可能であること、重篤な患者の輸送など迅速性が要求されることから、無給油で2往復程度と仮定すると、概ね半径100km圏内をカバーする必要がある、半径100km圏内に複数の空港が存在する場合には、役割分担を行い効率的に運用することになる。

2.3 空港の耐震性向上の方向性

国内には約100港の空港が存在し、これら全ての耐震性を向上させる必要があると考えられるが、各々の空港の地理的・地震学的・社会的条件等を考慮し、優先順位を付けて順次対策を実施することが現実的である。このため、航空ネットワーク維持のために重要な空港（旅客数・路線数が多く、震災により運航が出来なくなると、他空港へも重大な影響を及ぼす空港）、背後圏経済活動性確保に重要な空港（大都市や国内の地域ブロックの拠点都市を背後圏に持つ空港）として、東京国際・成田国際・中部国際・大阪国際・関西国際・新千歳・福岡・那覇・仙台・新潟・広島・高松・鹿児島島の13空港が航空輸送上重要な空港として選択され、これに僅かな整備で耐震性が確保可能な空港や半径100kmの活動圏を考慮に加え、半径100kmの円を描くことにより、拠点となる13空港を基本にほぼ国内全域をカバーすることを目指している。

図-1に示したように、地震直後から時系列で考えると、救急・救命活動に資する施設の耐震性は高い事が要求される。数日間の余裕がある場合には、軽微な補修作業を許容することも考えられ、各々の施設に求められる用途・機能によって、耐震対策の方策を変えて対応する事になる。すなわち、地震直後に機能する事が要求される場合には「事前」に耐震性を向上させておく必要があり、地震後3日程度以内に機能を回復できれば良い施設の場合には予め補修資機材を準備し補修する「事後」対策の選択も有り得るものとする。

空港の場合、耐震性を確保する必要がある施設が多岐（例えば、管制塔・ターミナルビル・電源施設などの建築施設、滑走路・誘導路・エプロンなどの土木施設、航空灯火・電波施設など）に渡り、各々の参照基準を基に耐震性評価・対策を実施しているところである。

本資料では、空港施設のうち最も重要度が高いと思われる滑走路に着目し、地震時に発生する「液状化」の対策方法について述べる。

2.4 空港土木施設の耐震性向上思想

昭和30年代から40年代の高度経済成長時代に、空港を含め多くの社会基盤施設が急速に整備された。平成7年兵庫県南部地震によって、多数の死者、社会基盤施設の損傷・崩壊による住民生活レベルの低下・経済活動の停滞等が甚大であったことから、耐震設計において2段階の地震動（L1, L2地震動）を考慮することになってきている。また、各種設計基準類の国際標準への対応もあり、例えば、空港施設の液状化関連事項が準拠している「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁵⁾では性能設計体系が取り入れられている。

空港土木施設の液状化対策の検討フローを図-2に示す。中央防災会議・地震調査研究推進本部・地域防災計画や活断層調査によって想定される地震の震源特性・伝播経路特性・サイト増幅特性を考慮した当該空港に襲撃するであろうと想定されるL2地震動が作用した際に所定の耐震性能が発揮されるような対策計画を策定する。

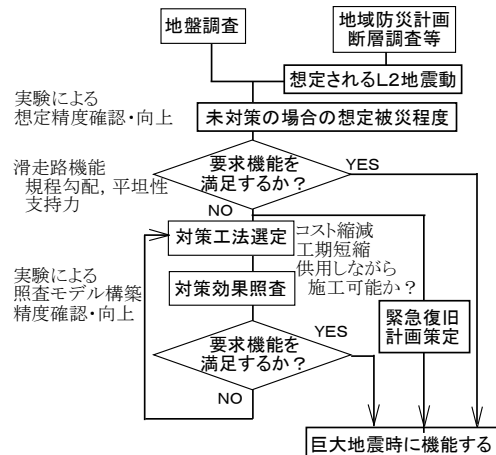


図-2 液状化対策策定フロー

以上のような状況において、従来の耐震設計思想とは異なり、構造の安定だけでなく施設の機能に着目する、既存施設を供用しながら耐震性を向上させる、環境への配慮が必要であるなどの新たな技術課題に直面しつつある。しかしながら、空港施設を対象とした「既存施設を供用しながら耐震性を向上させる」工法は少ないのが現状である。特に、供用中の滑走路・誘導路の液状化対策は、航空機の離発着に支障の無い深夜の数時間に施工する必要がある。このため、施工機械の搬入・液状化対策・施工機械の搬出というサイクルが空港運用時間帯を避けて繰返される必要がある。

本資料で取り上げる「溶液型薬液注入工法」は、比較的小規模な施工機械で、既存施設を供用しながら耐震性を向上させることのできる数少ない工法の一つである。

3. 液状化対策としての部分改良の提案

3.1 求められる滑走路の耐震性能

被災時において空港土木施設は、施設自体の損傷が人命に直接影響を及ぼすものと、施設の損傷により、航空機が運航できずに人命、財産または社会的活動に影響を与えるものがある。滑走路は後者に属し、地震発生直後あるいは3日程度を目処に定期民間航空機の運航が可能、再開後の運航規模は早期の段階で通常時の50%を確保で

きる機能が求められる。

平成20年7月に初版発行された「空港土木施設耐震設計要領及び設計例」⁶⁾では、レベル2地震動に対する滑走路の耐震性能として、①地盤の液状化の有無、②地盤の変形(勾配・段差)、③地盤の支持力、④ひび割れ発生状況が評価項目とされ、具体的な記述として、表-1のように示されており、これを満足する耐震対策あるいは性能評価手法の確立が求められている。

表-1 レベル2地震動に対する滑走路の設計限界値の例

施設	大規模地震発生後に必要とされる輸送形態		
	固定翼機による旅客輸送	固定翼機による緊急物資輸送	回転翼機による緊急物資輸送
滑走路	①地盤が液状化する場合 ^{※1※2} a)地盤の変形 旅客輸送に使用する機材の離着陸に必要な滑走路長について、 ・航空法施行規則第79条第1項第3号に規定する最大縦断勾配および最大横断勾配 ・部分的な勾配については、舗装面のすり付け及び地盤面の処理の最大勾配 ^{※3} までの変形を許容する b)地盤の支持力 (過剰間隙水圧の消散による)必要な地盤の支持力の確保に影響を及ぼさない程度の間隙水圧比の経時変化 ②短期間で復旧可能な程度のひび割れ	①地盤が液状化する場合 ^{※2} a)地盤の変形 緊急物資輸送に使用する機材の離着陸に必要な滑走路長について、 ・航空法施行規則第79条第1項第3号に規定する最大縦断勾配および最大横断勾配 ・部分的な勾配については、舗装面のすり付け及び地盤面の処理の最大勾配 ^{※3} までの変形を許容する 緊急物資輸送に使用する機材の離着陸に必要な滑走路長以外について、 ・比較的短期間で復旧可能な程度の変形 b)地盤の支持力 (過剰間隙水圧の消散による)必要な地盤の支持力の確保に影響を及ぼさない程度の間隙水圧比の経時変化 ②比較的短期間で復旧可能な程度のひび割れ	①地盤の変形 護岸、高盛土の全体系が崩壊するような変形を許容しない

※1 旅客輸送に使用する機材の離着陸に必要な滑走路長は、通常全長である。しかし、耐震性能を向上する場合には、地震災害時の滑走路運用方法や対策費用を検討し決定することが望ましい場合もある。護岸・高盛土を含む場合には、地盤が液状化しない場合においてもa)の照査を行う必要がある。

※2 地盤が液状化しなければ、レベル2地震動が作用しても、地盤上の舗装に勾配や段差等が発生する可能性は少ないことが、例えば、「1993年釧路沖地震港湾施設被害報告」などに示されている。

※3 航空保安業務処理規程 第10 制限区域内工事実施規程 IV 工事実施要領 (3) 工事期間中における舗装面のすり付け及び地盤面の処理に示されている。

注) 表中の勾配は地震後の勾配を意味している。

3.2 滑走路地盤の部分改良

(1) 部分改良の目的

滑走路は常時から偏荷重が作用する港湾構造物とは異なり、水平成層地盤上の施設である。そのため、液状化後の残留変形は鉛直変位が支配的であると考えられる。したがって、表-1 で示した滑走路の耐震性能のうち、a) 地盤の変形、に着目すれば、必ずしも液状化対象層の全てを改良する必要はなく、若干の等沈下を許容しながら、滑走路の不同沈下を抑えることが可能である。

一般に、自然地盤では、 N 値に代表される地盤の物性値が空間的に一様でなく、且つ、液状化層厚も不均一である場合が多い。また、人工的な埋め立て地盤であれば、造成方法によってその傾向が顕著になる。図-3 の上に示す図は、液状化層厚が空間的に不均一な場合に、液状化で不同沈下することを概念的に表したものである。液状化層が厚い地点で大きな沈下が生じ、薄いと小さい沈下の傾向を示す。液状化後の沈下量が地点毎に異なる場合、線的あるいは面的な不同沈下として滑走路面に悪影響を及ぼす。一方、図-3 の下に示す図は、部分改良による合理的な液状化対策の概念図を示したものであり、部分改良の目指す最終的な目標である。このように、液状化層の全てを改良するのではなく、比較的一定厚さの液状化層を下部に残存することで、滑走路面の等沈下を誘起し、不同沈下をはじめとする被災を軽微に留める減災対策が可能である⁷⁾。なお、液状化による地盤の体積変化特性が空間的に異なる場合には、液状化によるひずみポテンシャルを均一にする様な改良範囲を設定する必要がある。

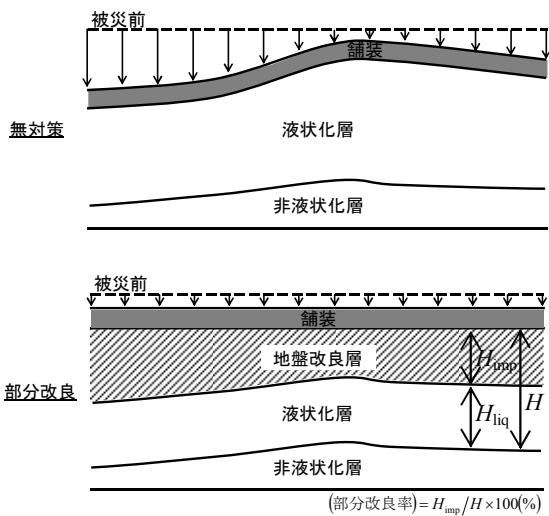


図-3 合理的な液状化対策の概念図

(2) 部分改良の深度

液状化した地盤は、過去の被災事例や室内試験より、5%程度の体積ひずみが生じると言われている⁸⁾。しかし、過去の被災事例調査から報告される体積ひずみは、地表沈下量と液状化層厚から割り出されたものであり、液状化層の平均的な体積ひずみであることに注意しなければならない。液状化層では、地震により有効応力を失った土粒子が、地盤の深い位置から再堆積していく過程で過剰間隙水圧が消散し、地盤の体積変化が生じる。したがって、液状化による地盤の体積変化を流体中の土粒子の沈降現象として捉えた場合、地盤深度の深い土粒子で沈降距離は短く、反対に浅い土粒子が長くなるため、最終的に生じる地盤中の体積ひずみは均一でないことが考えられる。

図-4 は、後述する 4 章の模型実験において、地盤中に敷設した色砂の沈下計測から液状化後の体積ひずみ分布を示したものである。図中より、液状化地盤の体積ひずみは地盤中で均一ではなく、任意の深度でピークを示す分布であることが分かる。なお、このような傾向は、5 章の現場実験でも同様のことが確認されている。このことから、地表面の沈下を軽微に留めるためには、少なくとも体積ひずみのピーク深度を含む改良深度が必要であると言える。

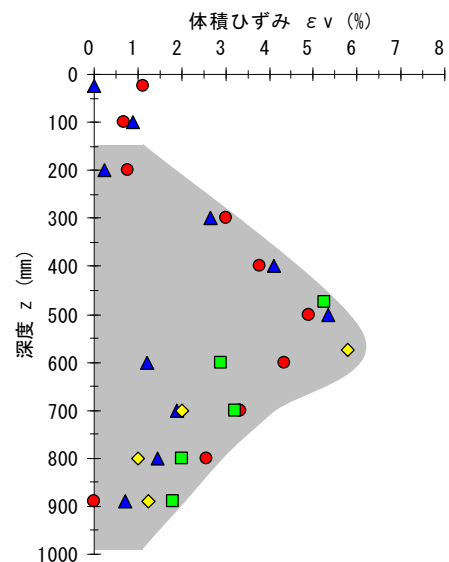


図-4 体積ひずみの深度分布

3.3 適用可能な液状化対策工法

2.4 節で述べたように、空港施設を対象とした「既存施設を供用しながら耐震性を向上させる」工法は少ないのが現状である。現在、既設滑走路地盤の液状化対策として適用されている主な工法は、溶液型薬液注入工法²⁾と静的圧入締固め工法³⁾である(図-5 参照)。前者は、飽和した緩い砂地盤の間に水と同程度の粘性を持つ薬液を浸透注入することで、砂地盤中の間隙水を薬液に置換するとともに、薬液のゲル化によって粘着力を付加し、液状化強度の増加を図る固化工法である。一方、後者は、緩い砂地盤中に低流動性のモルタルを静的圧入することで、砂地盤を締固め、液状化強度を増加させる密度増大工法である。両工法とも、大掛かりな施工機械を必要とせず、舗装面に改良ピッチ毎の注入孔(直径 100mm 程度)を設けることで施工できるため、施工時間や施工エリアなどの厳しい制約条件下で適用可能な液状化対策である。

本検討では、次に示す3つの理由から、固化工法である溶液型薬液注入工法について述べることにする。

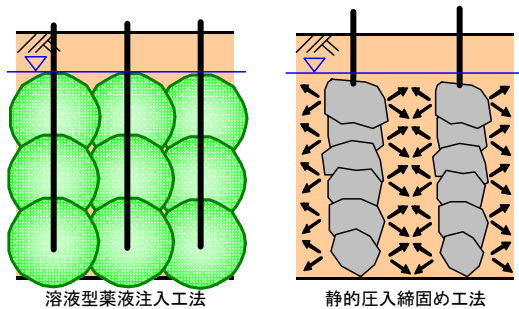


図-5 既設滑走路で実績のある液状化対策工法

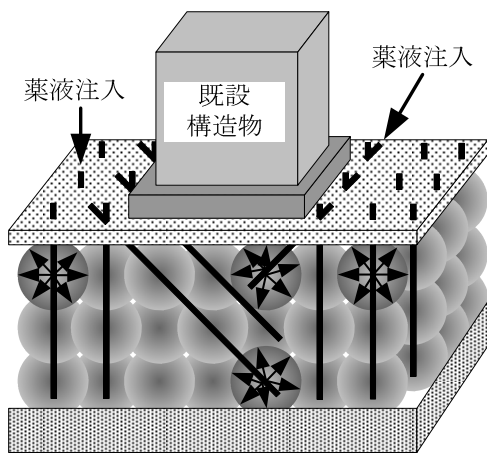


図-6 溶液型薬液注入工法の概要

- ① 溶液型薬液注入工法による改良砂は、地盤内に間隙水が存在しないため、噴砂現象、過剰間隙水圧の伝播にともなう損傷が発生しない
- ② 締固め系の工法は、地盤の密度を増大させることで液状化抵抗を増大するため、液状化層を全て改良することが大前提である
- ③ 締固め系の工法は、液状化層を下部に残した場合に、周辺あるいは下部から上向きの過剰間隙水圧の伝播によって、地盤が損傷する可能性が高い

(1) 溶液型薬液注入工法の概要

当工法は、既設構造物直下地盤あるいはその近傍の液状化対策を目的に開発された工法である(図-6)。地盤をボーリング削孔し注入外管を建て込み、所定の改良深度に溶液型の薬液を浸透注入することで球状の改良体が作製される(写真-1)。薬液は、水ガラスから劣化成分であるアルカリ分(Na^+)を除去することにより、固化体からのシリカ溶脱を防いだ長期耐久性を有する活性シリカグラウト(SiO_2)である。浸透注入された薬液は、飽和した砂地盤中の間隙水を固化体で置換するため、液状化の要因となる過剰間隙水圧の発生を抑制すると同時に、粘着力が付加されるため、地盤の静的なせん断強度および液状化抵抗を増進させることができる。また、砂粒子間の間隙は固化体で完全に満たされるため、想定以上の大きな地震外力が作用し、液状化抵抗が不足したとしても、噴砂現象、過剰間隙水圧の伝播にともなう損傷等が少ないと考えられている⁹⁾。

図-7に、鉛直削孔による一般的な施工手順を示す。



写真-1 改良体の出来形例
(石狩湾新港での現場実験)

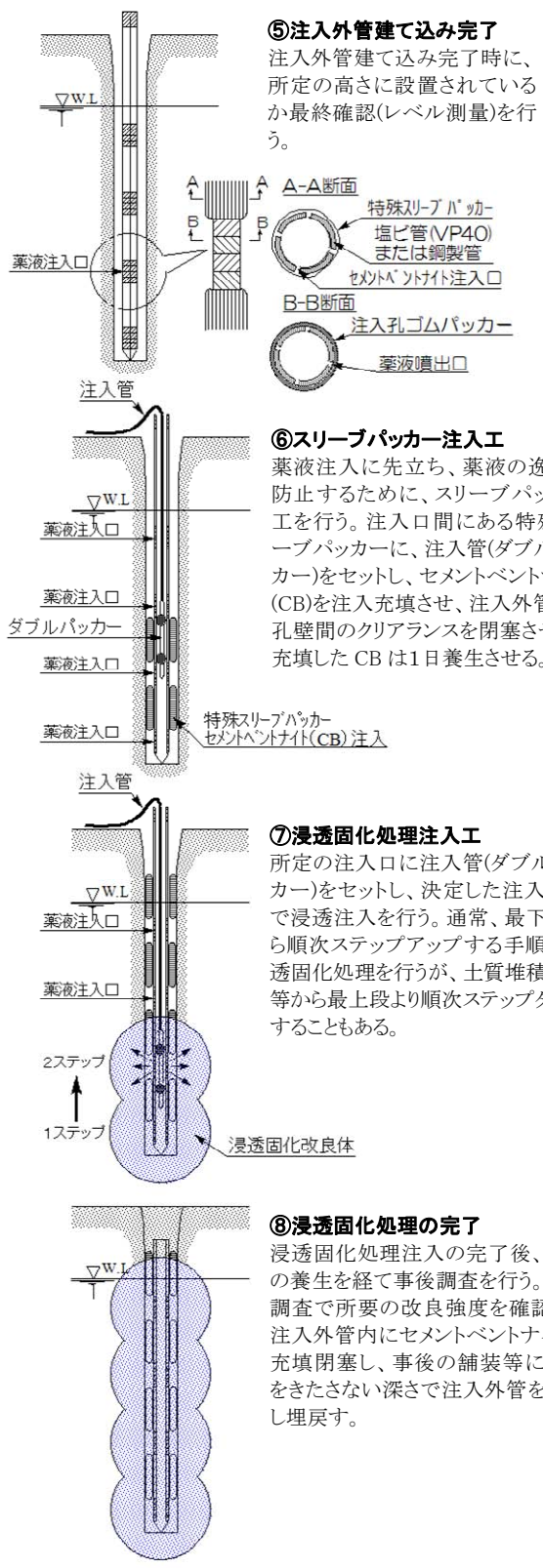
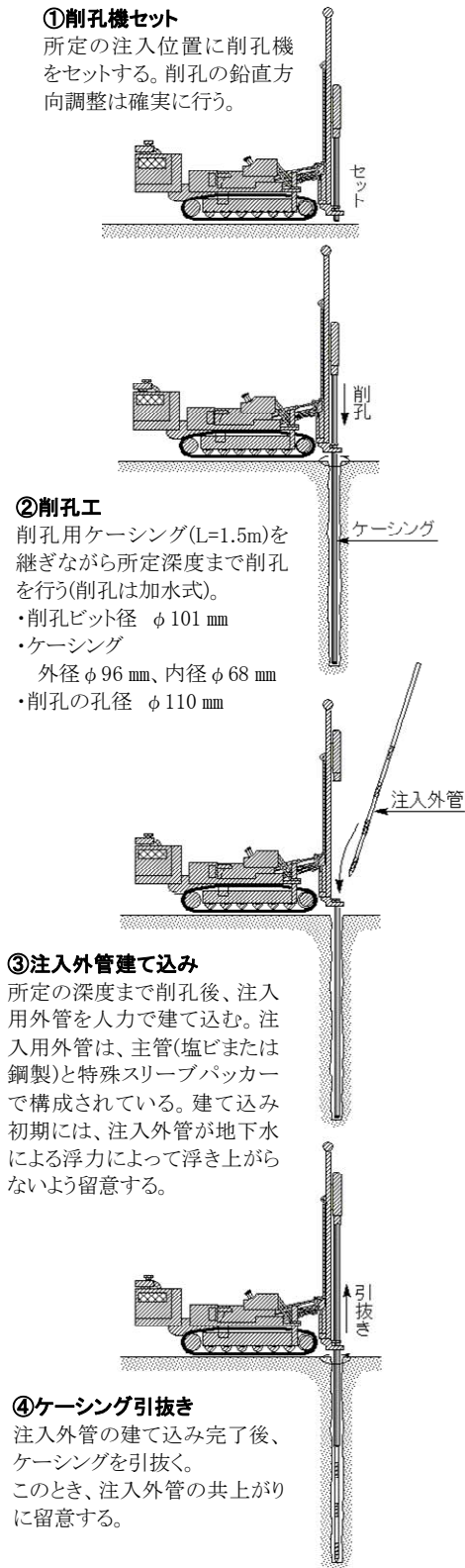


図-7 鉛直削孔による施工手順

(2) 改良砂の非排水せん断特性

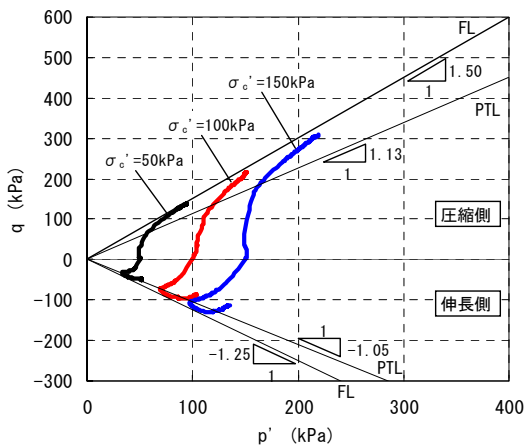
改良砂の強度は、薬液濃度 (SiO_2) を調整することによって任意に設定できる。実工事では、改良砂の品質管理を目的に、施工後にボーリング調査を行い、一軸圧縮試験あるいは三軸試験が実施される。設計では、改良砂の一軸圧縮強さ q_u と液状化強度 R_l が、概ね線形関係にあることを利用して、対象地震動レベルに必要な液状化強度 R_l から、改良砂の一軸圧縮強さ q_u が決定される。実績として、液状化強度 $R_l=0.3\sim 0.6$ に対応する一軸圧縮強さ $q_u=80\sim 100kN/m^2$ 程度がよく用いられている。

改良砂の繰返しせん断特性は、液状化抵抗を超える外力が作用したとしても、未改良砂のように急激に剛性が低下することではなく、徐々に剛性が低下してひずみが発達する粘り強さを持つ材料であることが既に知られている^{9),10)}。

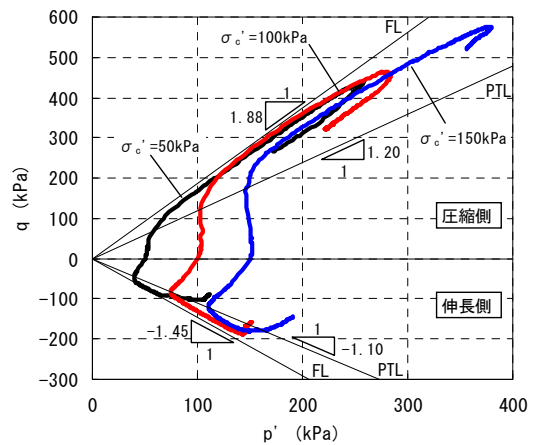
ここでは、5章「実物大の空港施設を用いた現場実験」

において、実験サイトで採取した「石狩砂」と現地で施工した溶液型薬液注入による「改良砂」について、非排水単軸せん断試験および非排水繰返し三軸試験を実施した結果について示し、改良砂の液状化抵抗特性について考察する。なお、石狩砂は空中落下法で再構成した試料、改良砂はブロックサンプリングによる不攪乱試料である。

図-8 および図-9 は、石狩砂および改良砂の非排水三軸圧縮・伸長試験および繰返し三軸試験結果における有効応力経路をそれぞれ示している。図-8 における石狩砂の有効応力経路を見ると、圧縮側では荷重直後から膨張的挙動を示しているのに対し、伸張側では荷重直後から収縮的挙動を示した後、膨張的挙動に転じている。一方、改良砂では石狩砂と比べ、圧縮・伸張側ともに膨張的挙動を示し、特に伸張側でその傾向が顕著であること、破壊線の角度が大きくなり、正のダイレイタンシーを示す領域が広がり、内部に負圧が生じる挙動を示している。

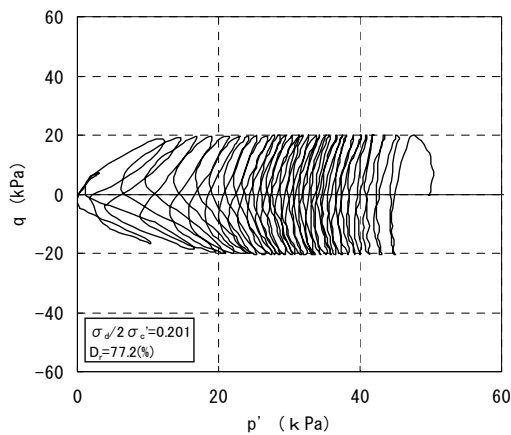


(a) 石狩砂

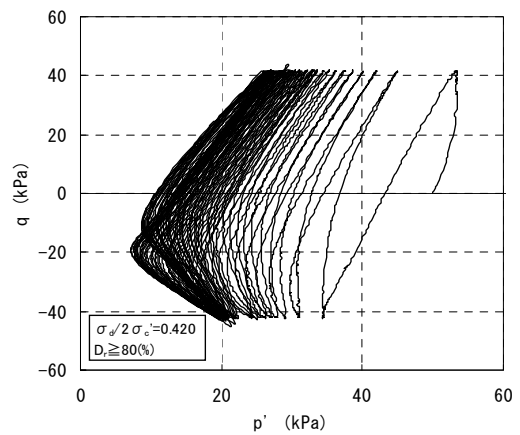


(b) 改良砂

図-8 非排水三軸圧縮・伸長試験における有効応力経路



(a) 石狩砂



(b) 改良砂

図-9 非排水繰返し三軸試験における有効応力経路

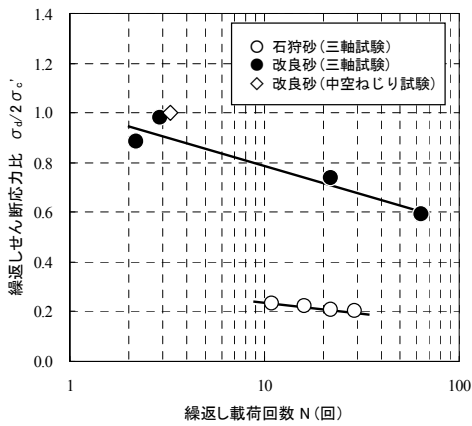


図-10 液状化抵抗曲線

また、図-9における繰返しせん断挙動を見ると、比較的、膨張的な挙動を示す改良砂では、原点から離れた点で有効応力経路が伸張側でループ状に安定し、サイクリックモビリティのような挙動を示している様子が分かる。

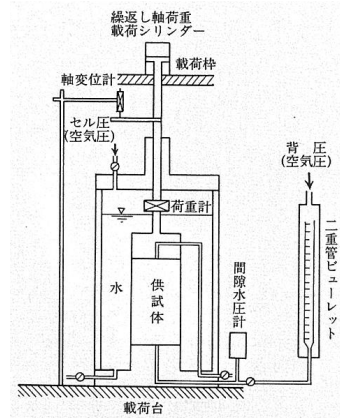
図-10に非排水繰返し三軸試験結果として、液状化抵抗曲線を示す。改良砂の繰返しせん断応力比は0.5以上でないと試験が困難であったため、高せん断応力比において1供試体だけ中空ねじり試験を行っている。図中より、改良砂の繰返しせん断応力比は0.6~1.0に分布し、 $DA=5\%$ 、 $N=20$ 回で得られる液状化強度は0.715と石狩砂の3倍程度になっていることが分かる。

なお、図-9~図-10に示した試験結果は、本検討で用いた供試体の作製条件が、石狩砂は空中落下法、一方、改良砂ではブロックサンプリングによる不攪乱試料であり両者で異なるため、直接の比較は困難であるが、改良砂の有効応力経路が膨張的な挙動を示すこと等から、安定性向上や高い液状化強度発揮の要因となっているものと考えられる。

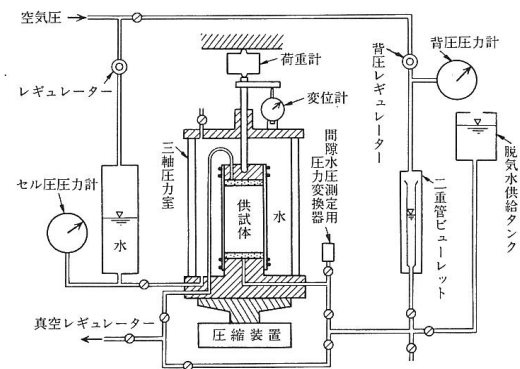
(3) 改良砂のせん断剛性低下および体積変化特性

性能設計の導入により、地震後の地盤変形量を精度よく評価することが求められている。そのためには、有効応力が低下し、液状化に至るまでの過程のみならず、液状化して有効応力を失った後、有効応力が回復するまでの変形過程を把握しておくことが重要である。

そこで、先程と同様に「石狩砂」と現地で施工した溶液型薬液注入による「改良砂」について、非排水繰返し三軸試験を実施した¹¹⁾。三軸試験では、発生した過剰間隙水圧レベルや、発生条件の違いに応じたせん断剛性および繰返しせん断後の体積変化特性について調べた。ここで、過剰間隙水圧の発生方法として、通常非排水繰



(a) 非排水繰返し三軸試験



(b) 非排水背圧負荷試験

図-11 2種類の試験方法

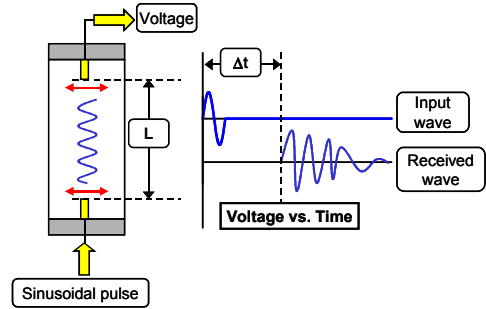


図-12 バンダーエレメント試験の模式図

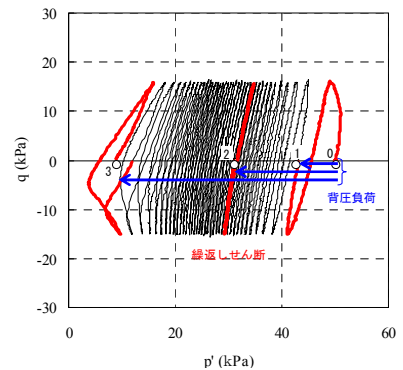


図-13 過剰間隙水圧の発生方法の相違

表-2 繰返しせん断による試験ケース

試料		相対密度	繰返しせん断応力比	過剰間隙水圧比	体積ひずみ	せん断弾性率		
		$D_r(\%)$	$\sigma_d/2\sigma'_c$	$\Delta u/\sigma'_c$	$\varepsilon_v(\%)$	$G_0(\text{kPa})$	$G_i(\text{kPa})$	
石狩砂	AP	73.0	0.155	0.20	0.20	28.3	25.3	
				0.36	0.24	29.1	22.9	
				0.83	1.29	27.4	9.9	
改良砂	PG-1	-	-	0.207	0.21	0.06	48.50	46.2
				0.300	0.40	0.16	51.10	45.2
				0.420	0.75	0.53	49.70	26.4

表-3 背圧負荷による試験ケース

試料		相対密度	過剰間隙水圧比	体積ひずみ	せん断弾性率		
		$D_r(\%)$	$\Delta P_v/\sigma'_c$	$\varepsilon_v(\%)$	$G_0(\text{kPa})$	$G_i(\text{kPa})$	
石狩砂	AP	73.0	-	0.20	0.13	29.5	27.7
				0.40	0.22	27.6	19.5
				0.80	0.40	28.6	13.0
改良砂	PG-2	-	-	0.20	0.06	48.70	45.5
				0.40	0.15	56.70	48.7
				0.90	0.60	53.70	29.1

返しせん断を与えた場合(図-11(a))と、非排水状態で背圧を供試体に負荷する場合(図-11(b))の2種類の方法を用いた。試験手順を以下に示す。

- ① 三軸試験機において、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ まで等方圧密した後、ベンダーエレメント(図-12参照)により発信・受信の走時波形を計測し、それらの立ち上がり時間差よりせん断波速度 V_s を算定し、せん断弾性係数 G_0 を求める。
- ② 非排水状態の供試体に過剰間隙水圧 Δu を発生させる。過剰間隙水圧の発生方法は、非排水繰返しせん断と非排水状態で背圧を供試体に負荷する2種類の方法とする。図-13に示す要領により、非排水条件の下、0→1, 0→2, 0→3の経路を辿り、非排水のまま最後ベンダーエレメントによる測定を実施し、せん断弾性係数 G_i を求める。
- ③ ベンダーエレメントによる測定後、排水バルブを開放し、排水量から体積ひずみ ε_v を測定する。

このように、過剰間隙水圧の発生方法を制御し、消散に伴う変形特性の違いを把握しておくことで、繰返しせん断履歴を受けて液状化する場合と、周囲の液状化層から伝播してくる水圧によって二次的な液状化する場合を想定することができる。

実施した試験ケースを表-2および表-3に示す。ベンダーエレメントによるせん断波速度 V_s 測定時の過剰間隙水圧比は、 $\Delta u/\sigma'_c=0$, $\Delta u/\sigma'_c=0.2\sim 0.3$, $\Delta u/\sigma'_c=0.4\sim 0.5$, $\Delta u/\sigma'_c=0.9\sim 1.0$ の計4ケースである。

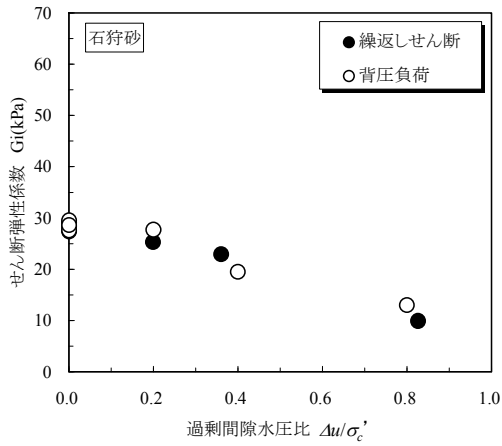
図-14に任意の過剰間隙水圧比におけるせん断弾性係数との関係について示す。なお、過剰間隙水圧比が0.95以上になると、ベンダーエレメントによる正確な V_s 計測が困難になるため、 $\Delta u/\sigma'_c \geq 0.95$ での試験は実施していない。

図-14(a)より、石狩砂では過剰間隙水圧の発生方法にかかわらず、過剰間隙水圧比の増加に伴い、せん断弾性係数が徐々に低下する傾向を示している。一方、図-14(b)に示す改良砂は、過剰間隙水圧比の増加に伴うせん断弾性係数の低下傾向を示しているが、その変化量(勾配)は石狩砂に比べ小さいことが分かる。具体的には、 $\Delta u/\sigma'_c \leq 0.4$ の場合、石狩砂が約25%低下するのに対して、改良砂では約10%の低下に留まり、また $\Delta u/\sigma'_c=0.8$ の場合、石狩砂が約60%低下するのに対して、改良砂では約40%の低下に留められている。

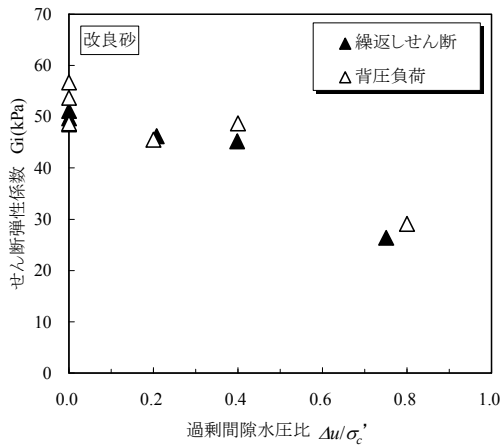
次に、過剰間隙水圧比におけるせん断弾性係数 G_i を初期せん断弾性係数 G_0 で除したせん断剛性比の関係を図-15に示す。

図-15の関係を見ると、石狩砂あるいは改良砂にかかわらず、概ね一義的な関係を示し、過剰間隙水圧の増加とともに、せん断剛性比が減少していく傾向が確認できる。今回の試験条件のような比較的密な砂質土の場合、せん断剛性の低下傾向は、繰返しせん断と背圧負荷による過剰間隙水圧の上昇過程に関係なく、平均有効主応力のみ依存することが示唆される。

任意の過剰間隙水圧比において、排水バルブを開放し、計測された排水量から体積ひずみが算定できる。図-16に過剰間隙水圧比と算定した体積ひずみの関係を示す。



(a) 石狩砂



(b) 改良砂

図-14 過剰間隙水圧とせん断弾性係数の関係

なお、 $\Delta u/\sigma'_c=0.95$ のプロットは、通常の液状化試験を実施して計測された体積ひずみである。

石狩砂では、 $\Delta u/\sigma'_c \leq 0.4$ 付近までは過剰間隙水圧の発生条件に拘わらず同様な傾向を示すが、0.8以上の領域では、繰返しせん断による体積ひずみが急増する傾向を示している。一方、改良砂の体積ひずみについては、過剰間隙水圧の発生条件に全く依存せず、同様な傾向を示している。

以上より、改良砂では $\Delta u/\sigma'_c \leq 0.8$ の範囲で、繰返しせん断や過剰間隙水圧の伝播等による土粒子の移動など、骨格構造の変化や攪乱の影響を受けにくい傾向があると推察される。

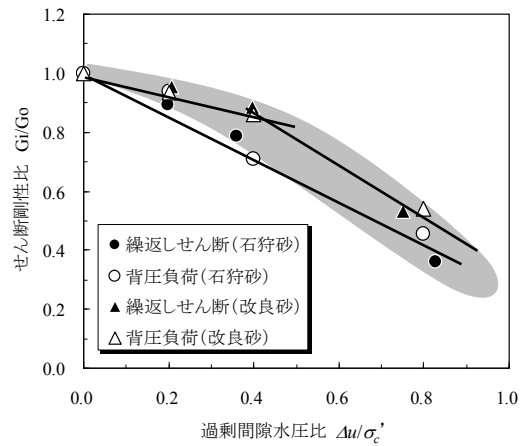
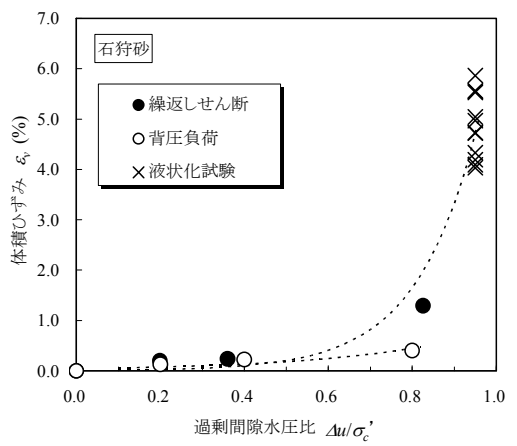
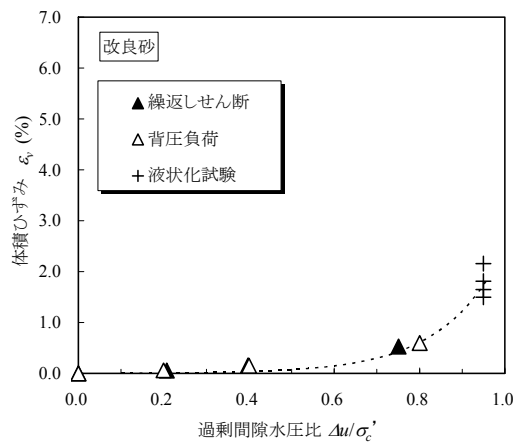


図-15 過剰間隙水圧とせん断剛性比の関係



(a) 石狩砂



(b) 改良砂

図-16 過剰間隙水圧と体積ひずみの関係

4. 部分改良の沈下特性に関する模型実験

4.1 模型実験の概要

液状化対象層上部に対して実施した部分改良の沈下抑制効果について、定量的な把握を目的に模型振動実験を行った。なお、実験の一部は、既発表資料¹²⁾に示されている。実験の着眼点について、以下に示す。

- 部分改良率によって、沈下抑制効果はどのように変化するか
- 液状化後の体積ひずみの深度分布は、どのような傾向を示すか
- 沈下に対して効果的な部分改良率は存在するのか

(1) 適用相似則と入力地震動

実験に用いる模型縮尺は、液状化層厚と模型土槽の大きさを考慮して、長さの縮尺比を $\lambda=10$ (prototype/model)とした。1G場の模型振動実験に適用する相似則は、地盤を2相系飽和材料(間隙水と土粒子骨格)と仮定したときの支配方程式に基づいて導き出された相似則¹³⁾を採用した。なお、透水性に関する相似則を満足するためには、水の粘性を上げる必要があるが、本実験では通常の水道水を使用している。したがって、相似則によれば、本実験の過剰間隙水圧の消散過程が、実物よりも早いことが予想される。

本実験で用いた相似則と縮尺比を表-4に示す。入力加振波は、一般的な地震動の主要な周波数を1Hzと仮定し、表-4の相似則にしたがって5Hzとした正弦波を20波、200Galで一方向に与えた。

表-4 相似則と模型縮尺

パラメータ	相似則	縮尺比
長さ	λ	10
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	5.62
応力	λ	10
間隙水圧	λ	10
変位	$\lambda^{1.5}$	31.62
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	3.16
加速度	λ	1
透水係数	$\lambda^{0.25}$	1.78

(2) 実験ケースと測定項目

a) 実験ケース

実験土槽は、長さ1.1m、高さ1.5m、奥行き1.1mの剛土槽を用いた。実験には、均質な液状化対象層($Dr=50\%$)を有する1層タイプのCase1シリーズと、液状化対象層はCase1と同様で下層に非液状化対象層($Dr=80\%$)を有する2層タイプのCase2シリーズを設定した。これは、地震時において地盤内部の過剰間隙水圧が再配分されることを考慮したものであり、液状化対象層の底面水理境界が異なるタイプと言える。

各タイプの実験ケースは、未改良の1ケースおよび液状化対象層を部分改良した2ケースの計3ケースである。実験ケースを表-5に、模型断面図を図-17に示す。

実験全景を写真-2に示す。



写真-2 実験全景

b) 測定項目

実験中は、地盤中に加速度計、間隙水圧計、変位計を所定の深度に設置し、サンプリング周波数512Hzで約60secで収録した。地表面にはターゲット、地盤内に色砂を厚さ5~10mmで深さ約10cmピッチに設置し、実験前後で変位を計測した。また、実験後に改良砂のブロックサンプリングを行い、一軸圧縮試験を実施した。

実験で使用した改良体の一軸圧縮強度を図-18に示す。

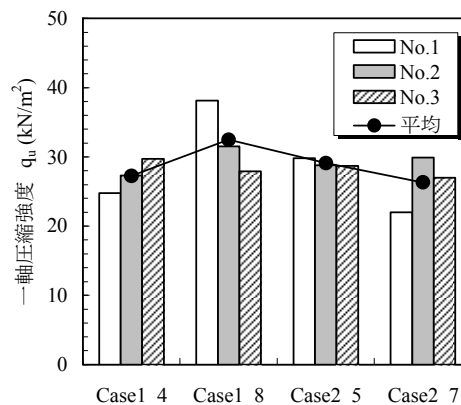


図-18 改良体の一軸圧縮強度

表-5 実験ケース

シリーズ	ケース名		改良層厚	液状化層厚	部分改良率
			H_1 (mm)	H_L (mm)	$H_1/(H_1+H_L)$ (%)
Case1	Case1_0	未改良	0	1200	0
	Case1_4	部分改良	400	800	33
	Case1_8	部分改良	800	400	67
Case2	Case2_0	未改良	0	1000	0
	Case2_5	部分改良	500	500	50
	Case2_7	部分改良	700	300	70

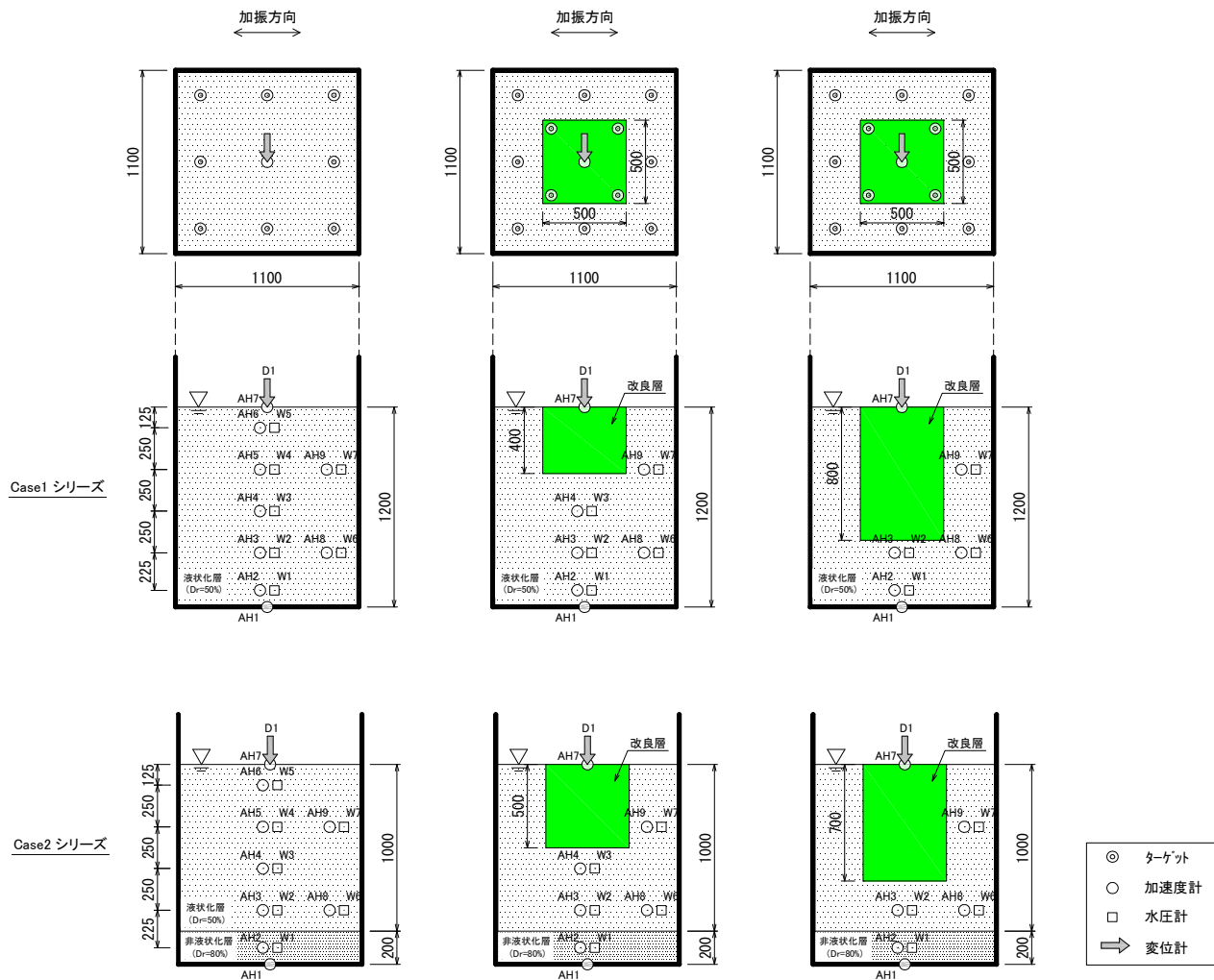


図-17 実験模型平面・断面図 (単位: mm)

(3) 模型地盤の作製

a) 液状化対象層

液状化対象層は、相馬産の5号硅砂 ($D_{50}=0.3\text{mm}$) を用いて、水中落下方式にて相対密度 $Dr=50\%$ の緩い飽和砂地盤を作製した。

b) 改良層

改良層の強度は、薬液 (SiO_2) の濃度を調整することで任意に設定することができる。実工事における改良体の一軸圧縮強度は 100kN/m^2 程度で施工されることが多いため、本実験では 10kN/m^2 程度に設定するのが望ましい。しかし、 10kN/m^2 程度の低強度を実現するための薬液配合が困難であることや、改良層の取扱いやすさを考慮し、 30kN/m^2 程度の改良強度を目標に配合仕様を決定した。

改良層の作製手順を以下に示す。

- ① 改良層の下端深度まで液状化対象層を水中落下方式にて作製したのち、所定の位置に $500\times 500\times 350\text{mm}$ の型枠を設置する (写真-3)。
- ② 型枠内に同じ配合仕様の薬液 (ホモゲル) を仮止水目的で 5mm 程度流し込む (写真-4)。
- ③ 先に流し込んだ薬液のゲル化が終了した頃に、対象とする改良層に必要な薬液を型枠内へ流し込み、相馬産の5号硅砂を薬液落下方式で相対密度 $Dr=50\%$ の改良層を作製する (写真-5)。
- ④ 型枠内水位と型枠外水位が同程度になるように調整し、型枠外では①と同様に水中落下方式で液状化対象層を作製する (写真-6)。



写真-3 型枠 (1)



写真-4 ホモゲルによる底面の仮止水 (2)

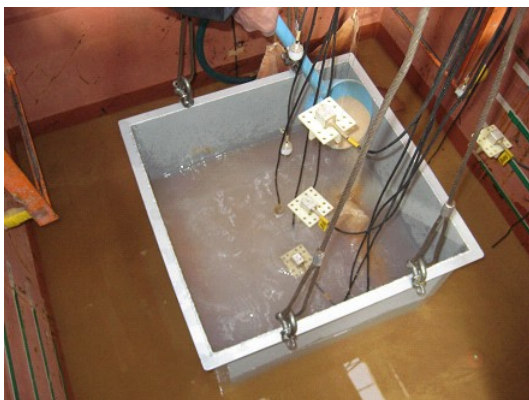


写真-5 薬中の型枠内へ砂を投入 (3)

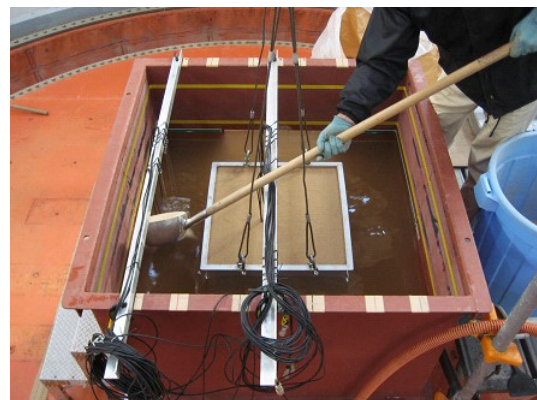


写真-6 型枠外へ砂を投入 (4)

4.2 実験結果

(1) 動的挙動

各実験ケースに対して、5Hzの振動数で一定振幅200Galの正弦波を水平に与えたときの、深さの異なる過剰間隙水圧 Δu および地表面沈下の時刻歴波形を図-19に示す。なお、図中の $\leftarrow + \text{---} + \rightleftarrows$ は、水圧計の設置深度における初期有効土被り圧と加振の作用時間を表している。

各ケースとも、加振直後に地表から深度875mm(W2)までの間で、過剰間隙水圧 Δu が初期有効土被り圧相当ま

で上昇し、概ね液状化状態に至っている様子が分かる。深度1100mm(W1)では、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ が0.6~0.7程度まで上昇し、剛性が著しく低下した状態であると推察される。また、地表面沈下は加振中に2~7割程度生じた後、過剰間隙水圧の消散をともないながら進行していく傾向が分かる。具体的には、加振中に未改良ケース(Case1_0, Case2_0)で地表面沈下の6~7割、部分改良ケースでは2~4割程度生じている。このように未改良ケースでは、加振中に大部分の沈下が生じているが、部

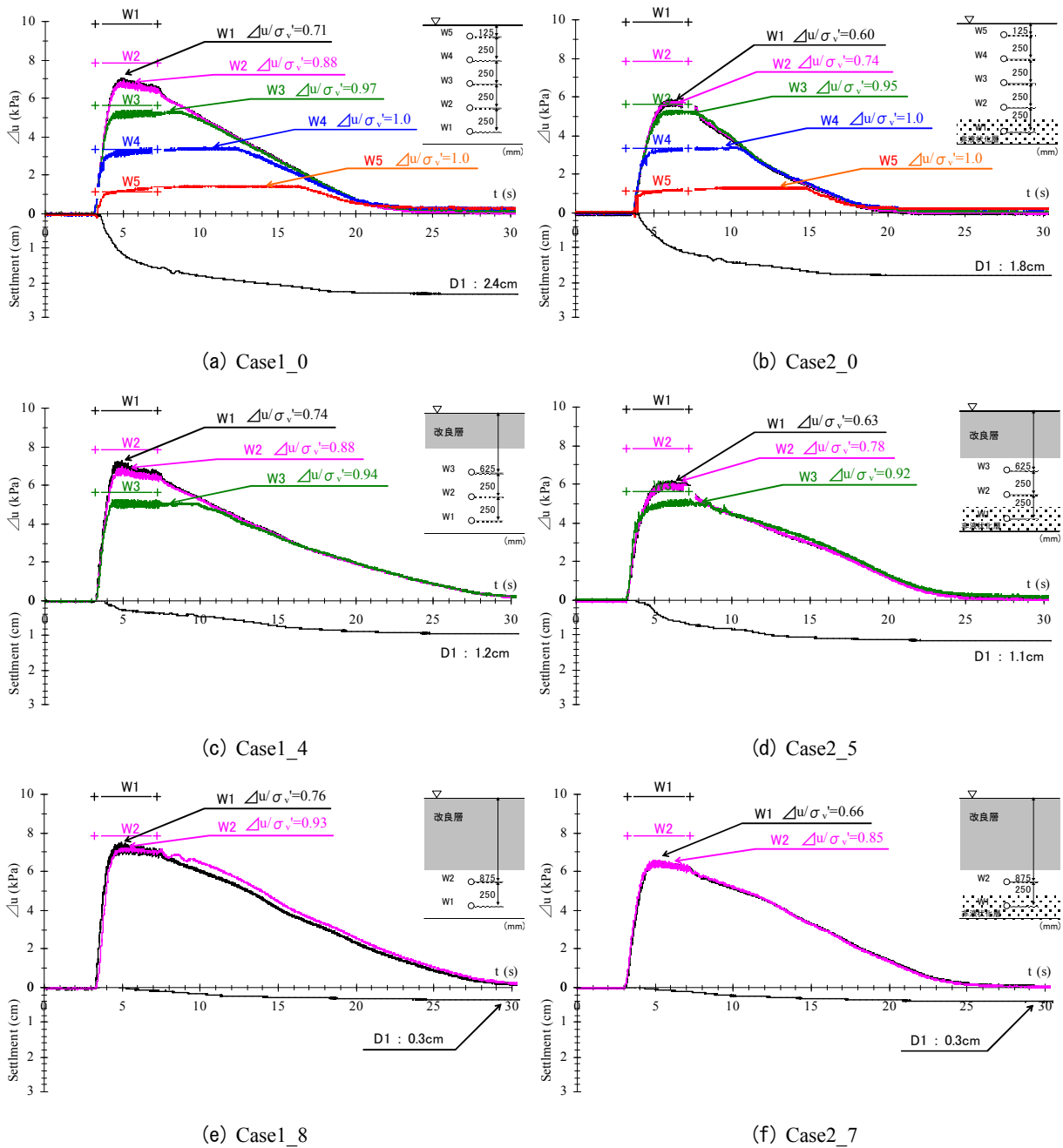


図-19 過剰間隙水圧と沈下の時刻歴波形

分改良を施すことによって、その発生量を低減することが明らかになった。

液状化層底面の水理境界が異なる Case1 シリーズと Case2 シリーズを比較すると、特に深度 1100mm (W1) と深度 875mm (W2) で挙動が異なる。すなわち、Case2 シリーズの W2 では、加振によって過剰間隙水圧 Δu が上昇するものの、下層に液状化しにくい地盤（過剰間隙水圧 Δu の上昇程度が小さい）が存在するため、過剰間隙水圧 Δu が再配分され、Case1 シリーズの W2 よりも小さくなると思われる。このことは、図-23 に示す Case1 と

Case2 の体積ひずみ分布が、深い位置で異なることから理解できる。

(2) 沈下量の比較

各実験ケースにおける地表面の沈下分布を図-20 に、代表点として中央沈下量の比較を図-21 に示す。

未改良ケース (Case1_0, Case2_0) では、ほぼ均一に地表面が等沈下しているのに対して、平面中央部を改良した部分改良ケースでは、周辺部より沈下が抑えられるため上に凸な形状を示している。沈下量は未改良ケース

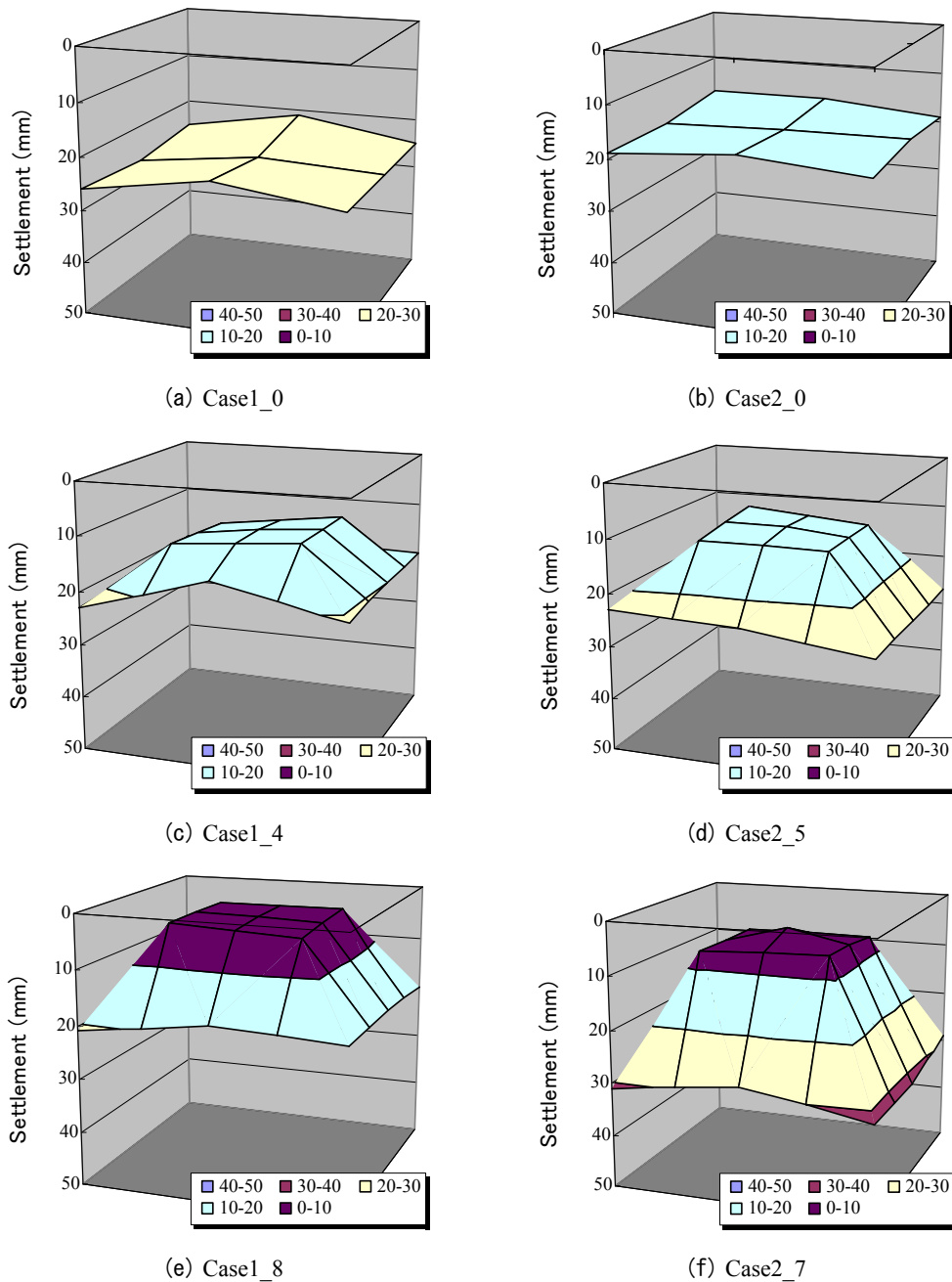


図-20 地表面の沈下分布

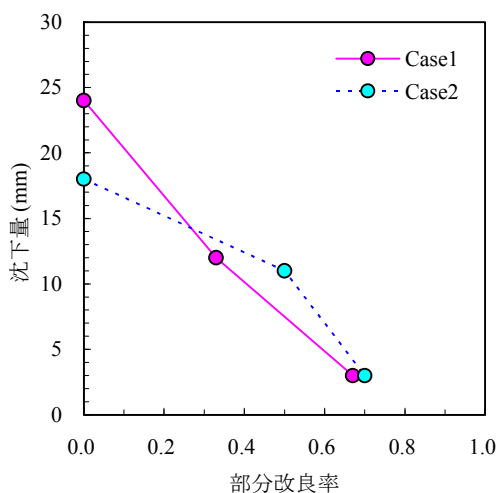


図-21 沈下量の比較

で最も大きく、部分改良率が大きくなるにしたがい、小さくなる傾向を示している。部分改良による沈下抑制効果を定量的に把握するため、部分改良率と沈下率の関係を図-22に示す。ここで、沈下率とは、部分改良ケースの沈下量を未改良ケースで除したものとして定義している。部分改良率が液状化層厚に対する改良層厚の割合を表しているため、図-22は無次元化された部分改良効果を示した図と言える。図中の破線は、液状化による沈下量が液状化層厚と線形関係があると仮定したものであり、破線よりも下側にプロットされるほど沈下抑制効果があることを表している。図中より、Case2_5を除いた全てのケースが破線よりも下側にプロットされており、部分改良による沈下抑制効果が認められる。

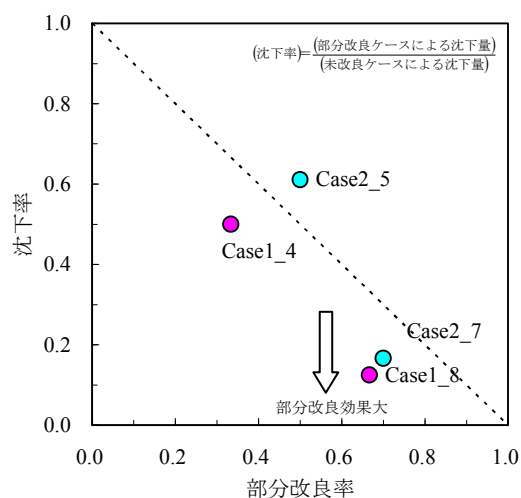


図-22 部分改良率と沈下率の関係

層の寸法が大きい場合には幅や奥行きの影響を受けて変化すると思われる。計測した体積ひずみ分布の精度を把握するため、図-24に地表面の実測沈下量と体積ひずみを深度方向に積分した値とを比較して示す。図-24より、両者の比較は概ね整合しており、計測された体積ひずみ分布は一定の精度を有するものであると判断される。

今回の模型実験では、滑走路の中央部における準一次元的な液状化後の沈下挙動を追跡したものであり、二次元あるいは三次元的な影響度については不明な点が残されている。しかし、ショルダー部を除いた滑走路の中心線を含む2/3幅の平坦性を考えた場合、少なくとも体積ひずみのピーク深度を含む範囲で地盤改良する必要があると言える。

(3) 体積ひずみと過剰間隙水圧比の深度分布

地盤内に設置した色砂の鉛直変位を実験前後でスケール計測し、9測点の平均体積ひずみとして整理したものと過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ の深度分布を図-23に示す。なお、Case1_8(部分改良67%)とCase2_7(部分改良70%)については、地表面沈下量が多すぎたため、実験精度を考慮して体積ひずみは図示していない。

図-23より、Case1およびCase2シリーズにかかわらず、液状化層の体積ひずみは表層から深さ方向にかけて増加し、中央深度付近でピークを迎えて、減少傾向に転じていることが分かる。この傾向は、未改良あるいは部分改良にかかわらず、また、5.2節で述べる発破による人工的な液状化層の体積変化特性も同様であることが確認されている。なお、体積ひずみのピーク深度は、土質条件や地震動レベルの大きさによる液状化の程度、改良

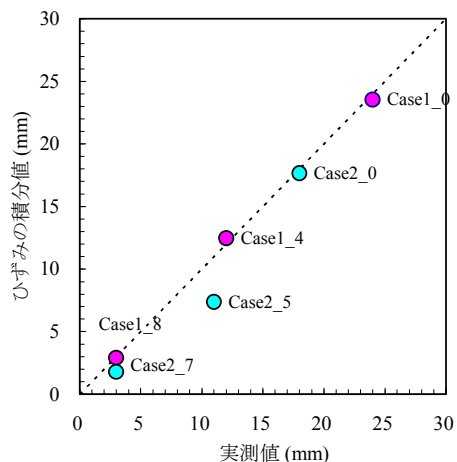
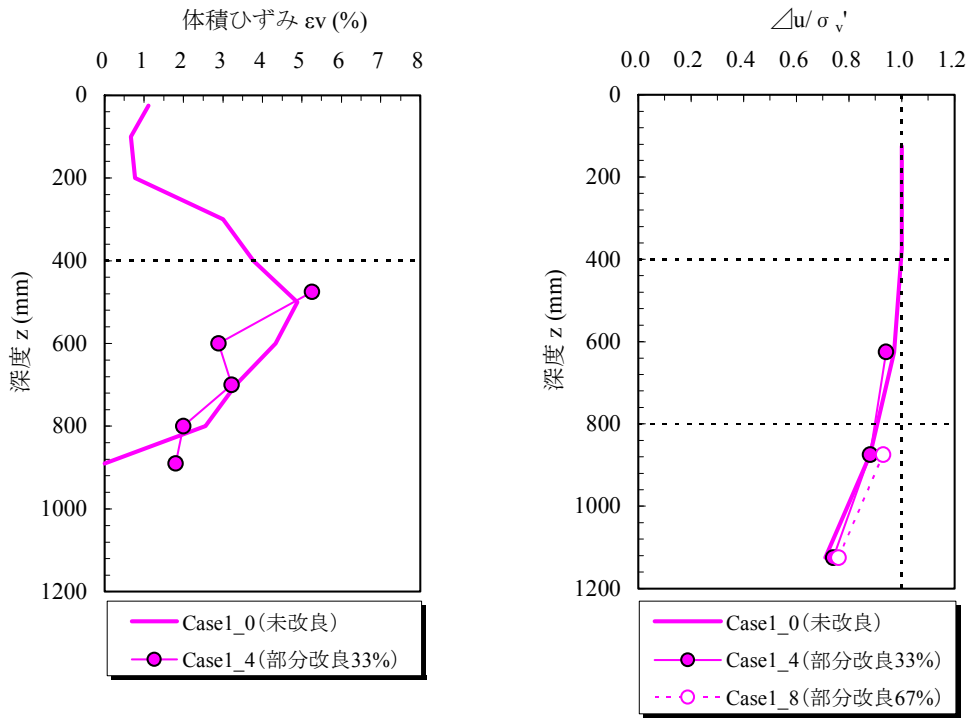
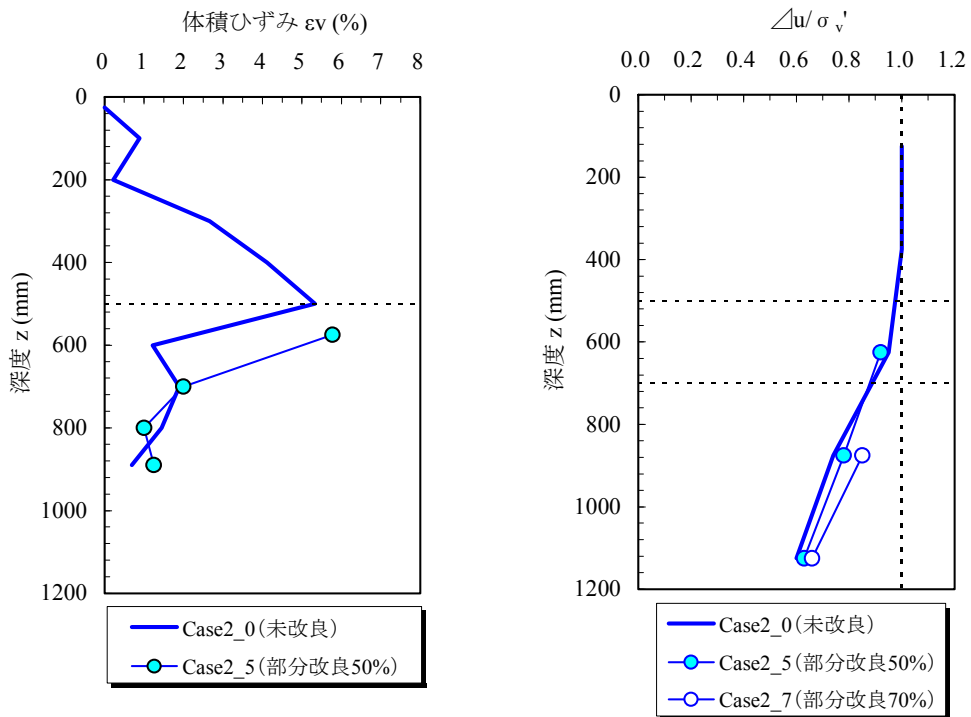


図-24 実測沈下量とひずみの積分値の比較



(a) Case1 シリーズ



(b) Case2 シリーズ

図-23 体積ひずみと水圧比の深度分布

4.3 数値解析による変形予測

性能設計法への移行にともない、液状化の発生が設計段階で許容されるようになった。その結果、地震発生時における残留変位や地中構造物への影響を評価するために、液状化の発生や材料特性への影響を考慮できる動的な有効応力解析が実務で用いられている。液状化により生じる変位には、地震時のせん断変形にともなう変位分と地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う体積変化分がある。滑走路地盤を対象とすれば、前者は護岸が液状化によって海側に変位する場合に、その背後地盤が影響を受けることで生じる。しかし、一般的に滑走路は護岸から100m以上離隔されているため、その影響は軽微であると考えられる¹⁴⁾。一方、後者は、排水を伴う沈下現象で、水平成層地盤では主に支配的な要因となる。

港湾で実施のある構造物被害予測プログラム FLIP は、変形照査に用いられる液状化現象を扱える地震応答解析コードの一つである。しかし、現行の FLIP では、地震の継続時間が短く、地盤から排水される間隙水の量が無視できると考え、二相系の式を「土骨格の変位 u =水の変位 U 」という非排水条件を課しているため、過剰間隙水圧の消散・再配分、それにともなう体積変化を取り扱うことはできない。このような場合、地盤の剛性を有効応力のみの関数として、地震応答解析と圧密解析の2段階の計算を行うことが実務でもしばしば用いられている（以後、2段階解析）。すなわち、非排水条件で地震応答解析を行い、地盤の応力状態（過剰間隙水圧の上昇程度）を予測した後、地震終了時の地盤の応力状態を初期値として圧密解析を実施することで沈下量を求める。

上記の方法の問題点として、過剰間隙水圧の消散にともなう体積変化が、地盤の応力状態（過剰間隙水圧の上昇程度）で一意的に決まるため、地震動の载荷履歴が考慮されていないことが挙げられる。また、近年、注目されている継続時間の長い地震動が作用する場合、地震中の非排水条件が成り立たなくなると考えられる。これらの問題を解決するには、地震時から過剰間隙水圧の消散までを一貫して扱える体積変化特性モデルと、せん断変形およびダイレイタンスに関するモデルとを組み合わせた液状化解析コードを構築する必要があるが¹⁵⁾、現在のところ研究レベルにあると言える。

ここでは、実務上の簡便さを優先し、地震応答解析に FLIP を用いた2段階解析を用いて、模型実験の再現解析を実施し、水平成層地盤の液状化にともなう沈下現象への適用性について検討する。

(1) 解析手法

本手法では、FLIP で地盤中の過剰間隙水圧の上昇程度を評価し、加振後の応力状態を初期とした Biot の圧密方程式を解くことで、水圧の消散・再配分を包括し、地表面の沈下量を求める。地盤の体積変化特性に関する構成則には、例えば¹⁶⁾、過剰間隙水圧比と体積変化係数比の非線形関係を用いる方法がある。

2段階解析手法の概要を図-25 に示す。

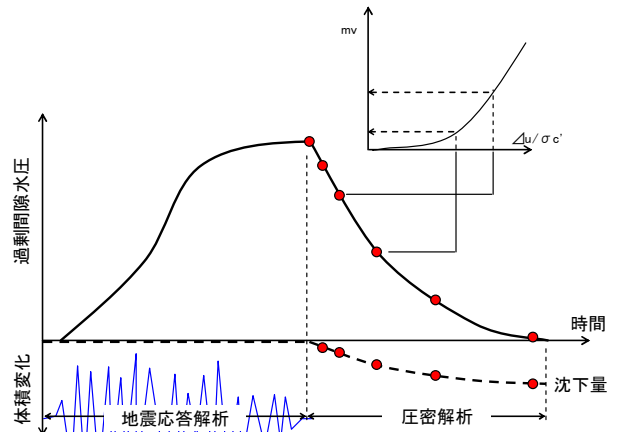


図-25 2段階解析手法の概要

砂の過剰間隙水圧比と体積圧縮係数比の関係は、通常の液状化強度試験の一環として求められるのが合理的である。非排水繰返し三軸試験において任意の過剰間隙水圧比まで繰返し载荷を行った後、排水コックを開くことで排水量あるいは体積ひずみ $\Delta \epsilon_v$ の時系列を測定し、応力変化分 Δp から体積圧縮係数 $m_v = \Delta \epsilon_v / \Delta p$ を求めることができる¹⁷⁾。

(2) 解析条件

解析で用いたモデルを図-26 に示す。水平方向および鉛直方向のメッシュ幅を0.05mとし、底面をxy方向拘束、側面をx方向MPC拘束とした。

解析対象とした模型実験は、Case1_0、Case1_4およびCase1_8の計3ケースとした（図-27再掲）。

次に、解析で用いたパラメータを表-6 に示す。なお、液状化を考慮した地震応答解析 FLIP の適用性は、既に多くの検証がなされているので、ここでは液状化特性に関するパラメータを実験挙動にフィッティングさせることで決定した。また、体積変化特性についても、模型実験の沈下量に整合するように調整した。なお、入力地震動は、模型実験で計測された土槽底面 AH1 の加速度応答を用い、解析モデルの基盤底面に入力している。

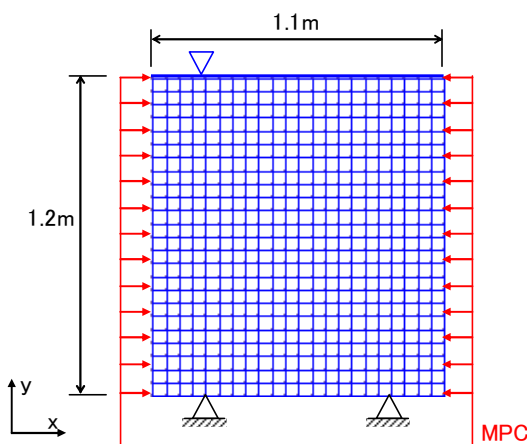


図-26 解析モデル

表-6 解析パラメータ

パラメータ		液状化層	改良層
動的変形特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.877	1.877
	基準拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	98.0	98.0
	せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	2.38E+04	4.53E+04
	体積弾性係数 K_{ms} (kN/m ²)	6.20E+04	1.18E+05
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	間隙率 n	0.47	0.47
	内部摩擦角 ϕ_r (deg)	38.0	38.0
	最大減衰定数 h_{max}	0.24	0.24
液状化特性	変相角 ϕ_p (deg)	28.0	-
	w_1	10.0	-
	p_1	0.5	-
	p_2	0.5	-
	c_1	1.2	-
	S_1	0.005	-
	透水係数 k (cm/s)	2.0E-01	1.0E-05

(3) 解析結果

実験と解析の時系列比較を図-28～図-30に示す。

加振中の挙動は、実験挙動を目標にパラメータを調整しているため、加速度応答や過剰間隙水圧挙動は当然の如く整合している。注目すべきは、加振終了後の水圧消散あるいは沈下傾向が圧密現象と捉えてよいかどうかである。解析の水圧消散挙動は、実験と比較して未改良の Case1_0 が若干遅く、部分改良の Case1_4 あるいは Case1_8 で後半早くなる傾向が認められるが、概ね整合している。

一方、実験における沈下挙動は、未改良の Case1_0 が加振中に最終沈下量の6～7割、部分改良の Case1_4 あるいは Case1_8 で2～4割生じており、解析結果との差異が見られる。加振中に水圧計の変化がほとんど見られないことから、非排水条件下での挙動であると考えられるが、本解析では沈下挙動を圧密に伴う体積変化と仮定しているため、このような現象は再現できない。しかし、地表面の最終沈下量に着目した場合、液状化層の体積変化特性を適切に設定することができれば、実務上で要求される精度で予測できると考えられる。

図-31は本解析で用いた体積変化特性を示したものである。図中に示す通り、三軸試験および模型実験結果から推定された曲線には大きな差異があることが分かる。模型実験においては、水圧比が1.0に近づくと m_v/m_{v0} が急増するのに対して、三軸試験では、模型実験に比べ骨格構造の攪乱の度合いが比較的小さいと考えられるため、緩やかに上昇する傾向にある。一方、実現象では、水圧比が1.0に近づくと剛性が極めて低くなり、噴砂のような攪乱現象が生じて非常に大きな体積収縮が発生するため、模型実験から推定された曲線に近い傾向を示すものと推察される。したがって、2段階解析に用いる体積変化特性は、要素試験のみならず模型実験からも把握しておくことが重要である。

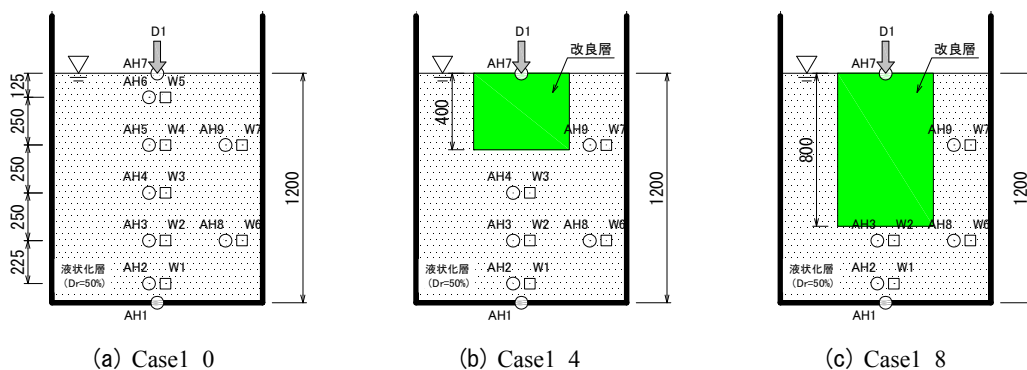


図-27 解析対象断面図 (単位: mm)

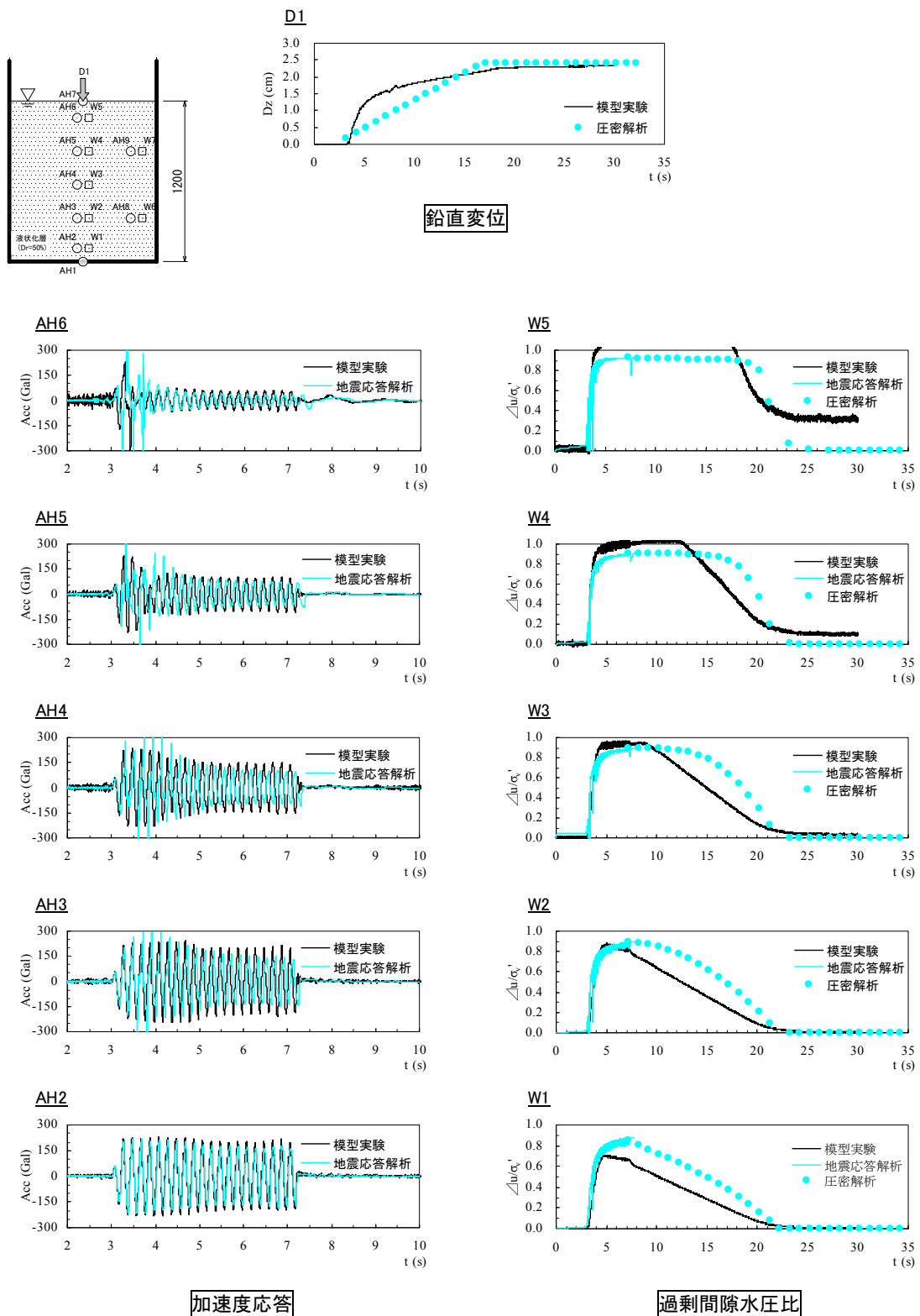


図-28 実験と解析の比較 (Case1_0)

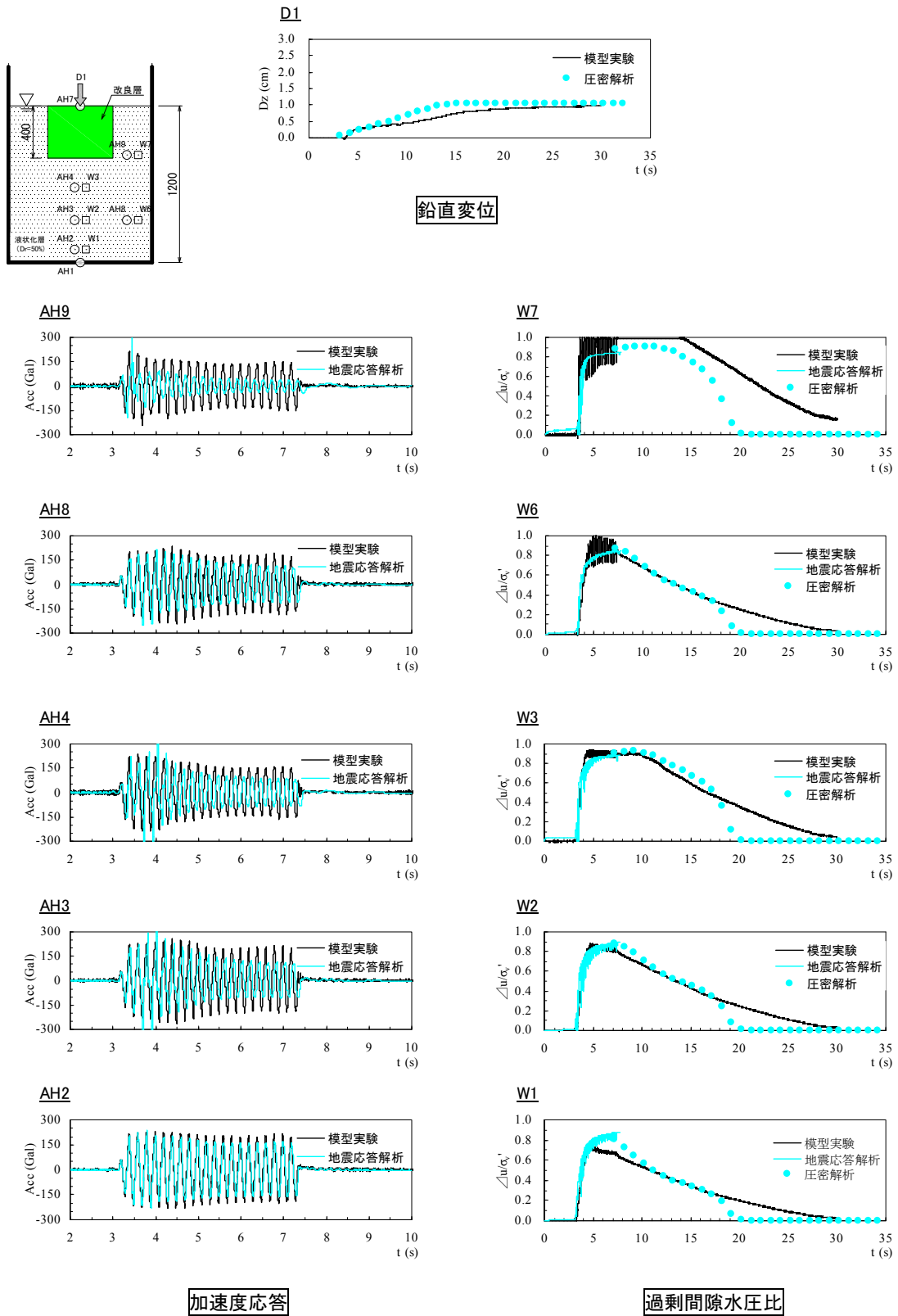
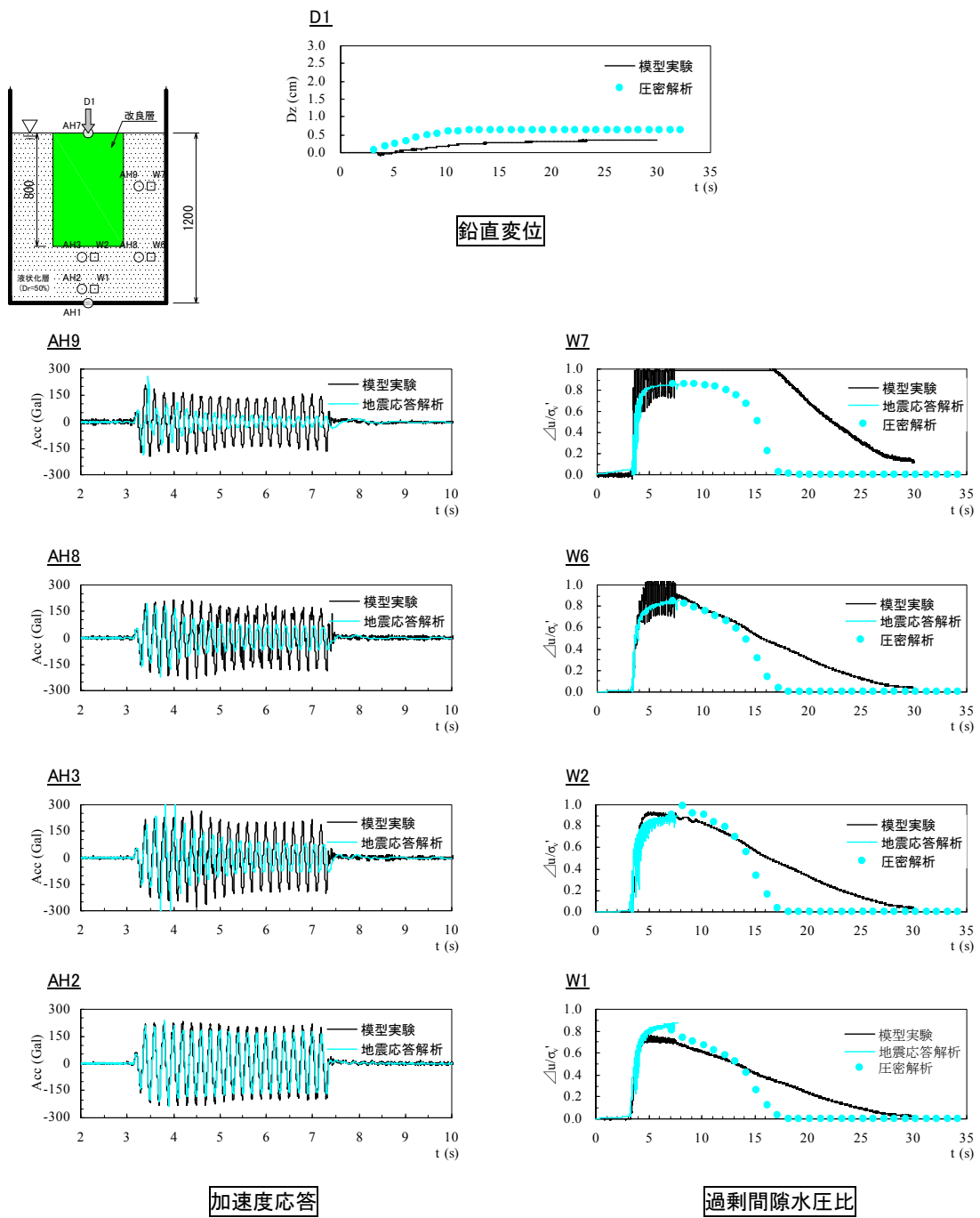


図-29 実験と解析の比較 (Case1_4)



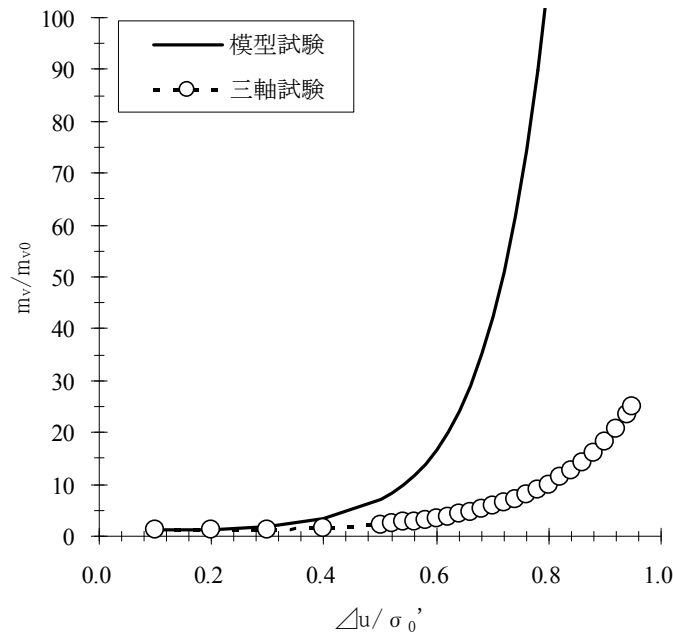


図-31 体積変化特性の比較

4.4 まとめ

本章では、液状化対象層の上部に対して実施した部分改良の沈下抑制効果について考察するため、1G場の模型振動実験を実施した。また、FLIPを用いた地震応答解析および過剰間隙水圧の消散に伴う圧密解析を併用した手法（2段階解析）によって、模型実験の再現解析を実施し、その適用性について検討した。以下に得られた知見を示す。

- a) 液状化層の体積ひずみは、液状化層全体で均一ではなく、任意の深度から表層あるいは基層にかけて減少する傾向が確認された。このような傾向は、5章の現場実験でも同様であったことから、準一次元的な滑走路の沈下量を抑えるためには、少なくとも、最も地表面沈下に寄与するであろう体積ひずみのピーク深度を含む改良範囲が必要であると考えられる。
- b) 緩い地盤の下に密な地盤が存在する場合（本実験では、Case2 シリーズ）、液状化した上層の過剰間隙水圧が下層に再配分されるため、特に層境界付近で過剰間隙水圧が抑えられていた。
- c) 実験では、加振中に未改良ケースで最終沈下量の6～7割、部分改良ケースで2～4割程度の沈下が生

じていた。このように、部分改良を施すことで沈下低減することが確認された。

- d) 地盤の体積変化特性は、通常为非排水繰返し三軸試験において、任意の過剰間隙水圧比まで繰返し载荷を行った後、排水コックを開き、排水量の時刻歴を測定することで推定することができる。しかし、模型実験結果から逆解析した体積変化特性と、三軸試験から推定されたものでは大きな差異が確認された。したがって、本検討のような2段階解析を実施する場合、模型実験などから適切な体積変化特性を把握しておくことが重要である。

5. 実物大の空港施設を用いた現場実験

5.1 現場実験の概要

本章では、2007年10月27日に北海道小樽市銭函の石狩湾新港西地区で実施した実物大の空港施設を用いた現場実験について述べる。図-32に実験場所を示し、写真-7および写真-8に実験ヤードの全景を示す。

現場実験では、実物大の空港施設をヤード内に建設し、制御発破により地盤の液状化を再現することで、液状化が滑走路や駐機場、航空保安施設等の構造物へ及ぼす影響の検討や、コスト縮減・工期短縮を目的としている。

現場実験の詳細については、港湾空港技術研究所資料No.1195「液状化対策に関する実物大の空港施設を用いた実験的研究」¹⁾を参照いただきたい。



図-32 実験場所

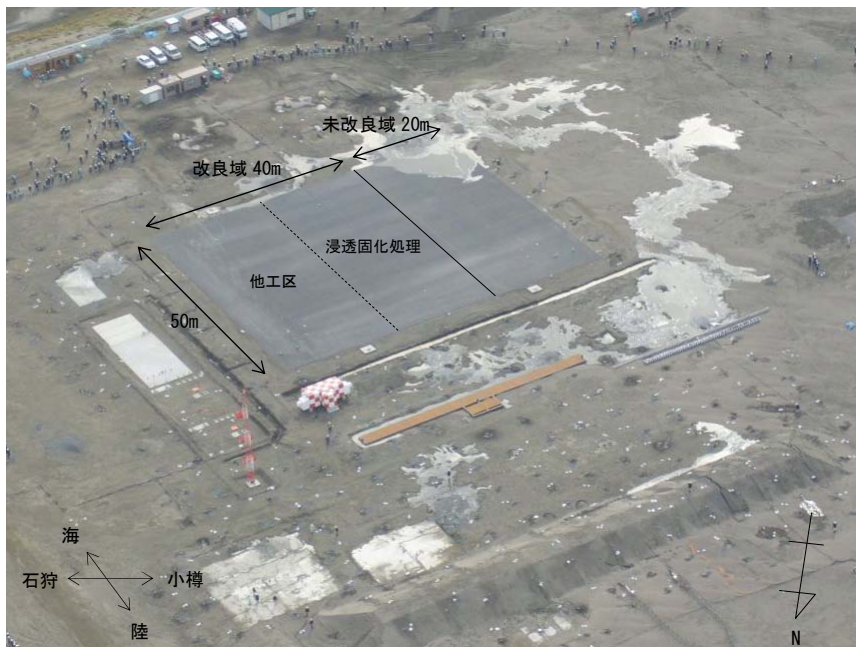


写真-7 実験ヤードの空撮（発破直後）



写真-8 実験ヤードの全景

(1) 現場条件

図-33 に実験ヤードの全体図を示す。実験では、実際の空港と同様な設計仕様において、滑走路（アスファルト舗装）、エプロン（コンクリート舗装）および航空無線施設（GS, LLZ）等を建設し、地盤内に装薬したエマルジョン爆薬を制御発破することで、地盤中に擬似的な繰返しせん断を与えつつ、発破による衝撃圧を伝播させることで、人工的に地盤の液状化現象を再現している。な

お、図中には発破順序と代表的な経過時間を示している。

図-34 には、発破概要を示す。発破仕様は、鉛直削孔 253 孔、曲がり削孔 8 孔（滑走路部）、総火薬量 1760kg、斉発破数 583 段、発破時間 139 秒間（時差 0.2 秒）の大規模な段発破である。特にアスファルト舗装部では、削孔による舗装部の損傷を避けるため、曲がり削孔方式を採用している。

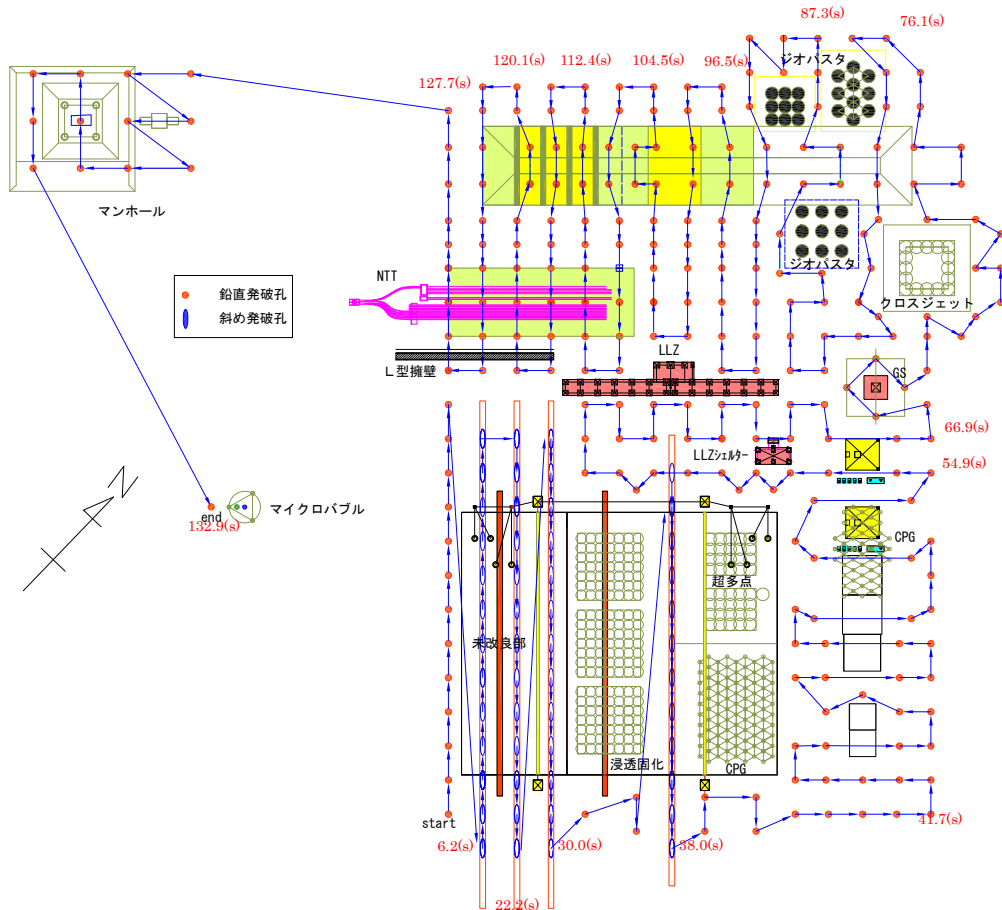


図-33 実験ヤード全体図

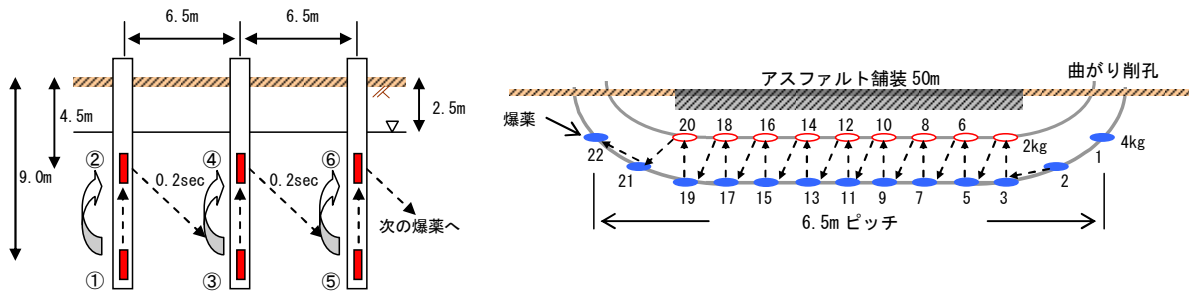


図-34 発破概要（左：鉛直発破，右：曲がり発破）

滑走路を中心とする実験平面図を図-33に示す。滑走路部(60m×50m)は、未改良域(20m×50m)および液状化対策を施した改良域(40m×50m)に区分し、対策の効果を比較できるようにした。

図-36に代表地点におけるボーリング柱状図を示す。当該領域の地盤は、地表面から浚渫砂によるN値が1~8の埋立層(Fs層)、N値が3~12の砂質土層(As1層)、およびその下位にはN値が8~20の砂質土層(As2層)で構成され、実験場内の地下水位は、ボーリングの孔内

水位から概ねGL.-2.0m~2.5mの範囲に分布している。

標準貫入試験から得られたFs層、As1層およびAs2層における粒径加積曲線を図-37に示す。粒度分布は各層で同様な分布傾向を示しており、ほぼ全ての試料が港湾基準⁵⁾の「特に液状化の可能性あり」の範囲に属している。

以上より、当実験サイト地盤がGL.-2.5m~-10m程度の範囲で、非常に液状化し易い液状化対象層であったことが推察される。

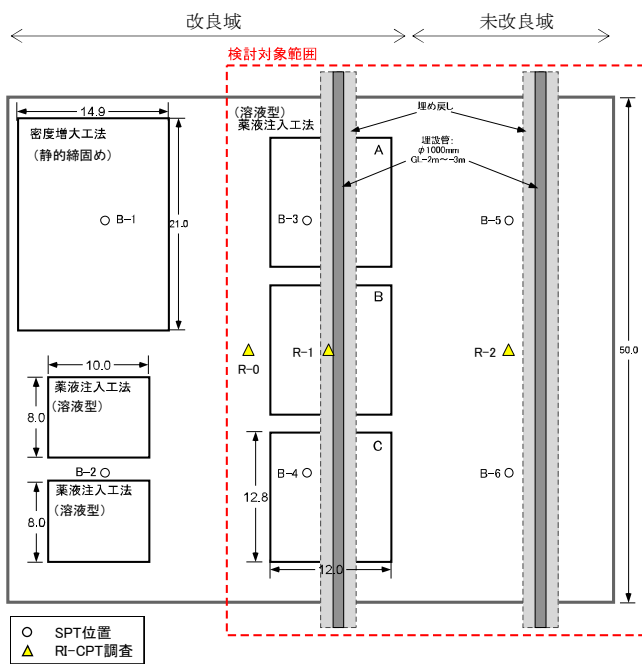


図-35 実験平面図 (単位: m)

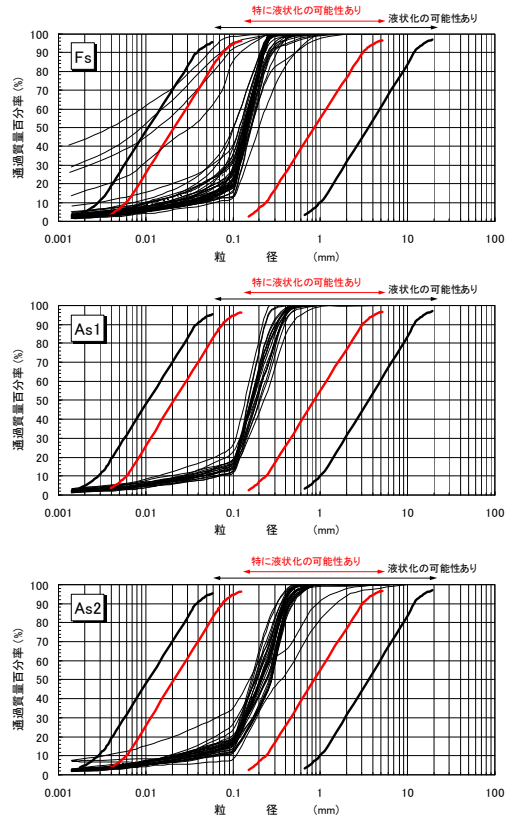


図-37 粒径加積曲線

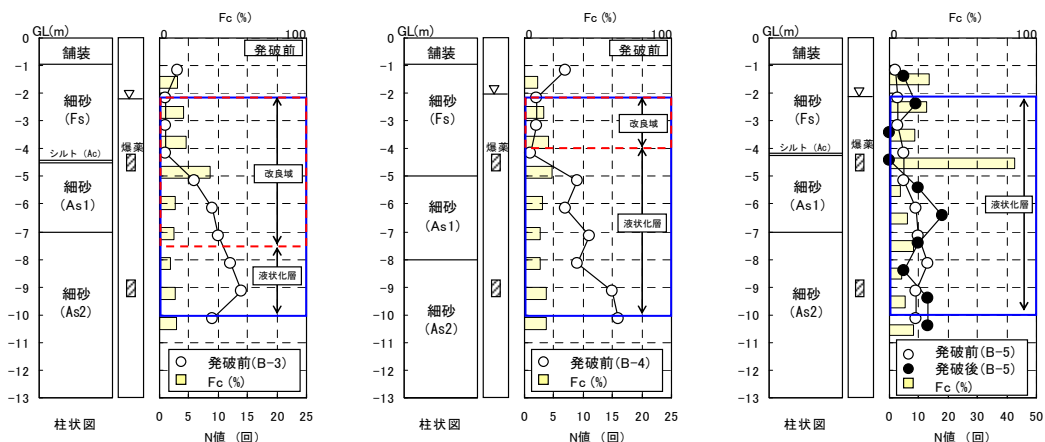
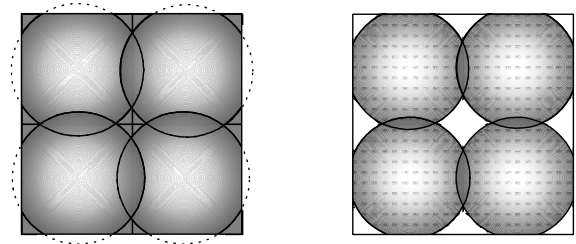


図-36 ボーリング柱状図 (B-3, B-4, B-5)

(2) 施工条件

本実験において溶液型薬液注入工法（浸透固化処理工法）は、滑走路の中央部（20m×50m）を3ブロックに分けた。そして、液状化層を深度方向に全層改良せずに、上層のみを部分的に改良し、その改良厚さを変化させることで3ケース（A～C）を実施した。また、実験では液状化対策の更なるコストダウンを実現するため、改良率を70%に低減している。ここで改良率とは、改良範囲の土が全面的に改良される100%に対して、隣り合う球体の改良砂が互いに接し、改良砂間に未改良域が残された状態を70%と定義している（図-38）。実験ケースを表-7に示す。

実験で用いた改良仕様は、薬液濃度 $SiO_2=8\%$ 、ゲルタイムが250minであり、改良土の目標一軸圧縮強さを約100kN/m²とした。施工断面図を図-39に示す。改良体は直径2.0m、注入孔間隔を1.8mで液状化層内に配置した。実験中は、過剰間隙水圧の変化を把握するため、間隙水圧計をG.L.-4.0m, G.L.-7.0m, G.L.-9.0mの3深度にそれぞれ設置し、サンプリング周波数を100Hzで収録した。滑走路面の沈下状況は、発破前、発破直後、1日後、3日後、7日後におけるレベル測量を2.5m～5.0mピッチの格子測点にて実施した。



(a) 改良率 100% (b) 改良率 70%

図-38 改良率の定義

表-7 実験ケース

ケース名	改良率	改良範囲		
		改良層厚	部分改良率	改良深度
A改良	70%	5.4m	72%	上端 G.L.-2.5m
				下端 G.L.-7.9m
B改良	70%	3.6m	48%	上端 G.L.-2.5m
				下端 G.L.-6.1m
C改良	70%	1.8m	24%	上端 G.L.-2.5m
				下端 G.L.-4.3m

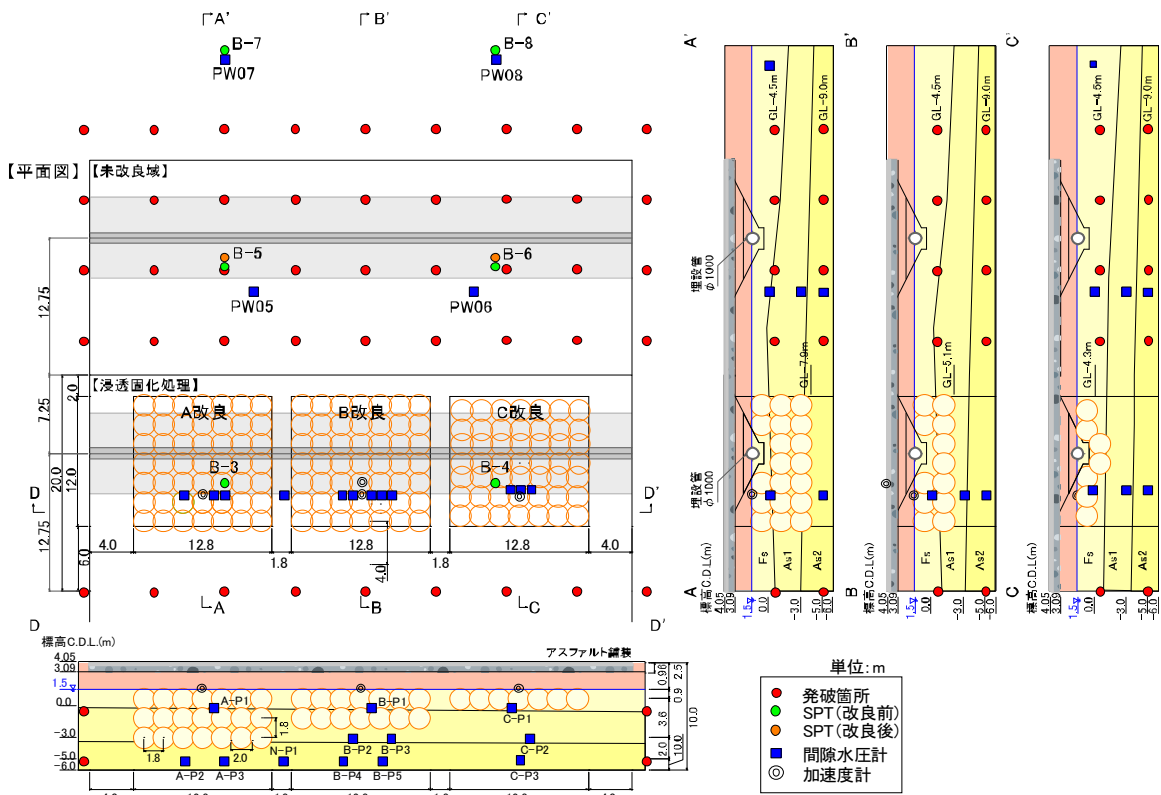


図-39 溶液型薬液注入工法（A～C）の施工断面・平面図（単位：mm）

5.2 実験結果

(1) 過剰間隙水圧の挙動

図-40にA,B,C改良域および未改良域における制御発破開始からの過剰間隙水圧 Δu の時刻歴波形を示す。なお、図中の<+—+>は、水圧計の設置深度における初期有効土被り圧と発破の作用時間を表している。

図-40の右上に示す未改良域の過剰間隙水圧 Δu は、発破直後に初期有効土被り圧相当 σ_v' まで急増し、液状化に至っている様子が分かる。一方、溶液型薬液注入工法におけるAおよびC改良域内(A-P1, B-P1, C-P1)の過剰間隙水圧 Δu は、いずれも発破後十数分においてピークを示す傾向が見られ、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ はそれぞれ0.17および0.58に抑えられている。

改良層内で計測された過剰間隙水圧は、改良域周辺の液状化した地盤からの水圧伝播、あるいは発破衝撃圧の伝播によるものと考えられるが、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ の発生量が小さいことから改良体内に大きな攪乱等の影響はあまり生じていないものと推察される。なお、B改良域内の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ が発破中に0.87まで上昇し、AおよびC改良域内と異なる傾向を示しているが、改良率70%で施工していることから、間隙水圧センサの位置が改良体から外れていた等の影響があったものと考えられる。

過剰間隙水圧 Δu の消散過程に関しては、未改良地盤で一時間後に過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ が概ね0.5、一日後には完全に消散する傾向を示し、改良域内においても発生した大きさに拘わらず、消散傾向は同様である。

ピーク時における過剰間隙水圧比の深度分布を図-41に示す。図中より、各改良層下の未改良部における水圧比の傾向が同様であることから、ほぼ一様に発破のエネルギーが改良層下に作用していると考えられる。

図-42には、各改良域中央付近で計測された沈下を時系列で示したものである。図中より、沈下のほとんどは発破後一日で生じ、その後mmオーダーの沈下が発破三日後まで継続し収束していく様子が確認できる。

液状化により低下した未改良域の地盤剛性は、過剰間隙水圧の消散にともない、回復すると考えられる。本実験では、発破一日後に過剰間隙水圧 Δu が消散し、それと対応するように滑走路面の沈下挙動も収束していたことから、地盤剛性あるいは支持力も回復していると推察される。

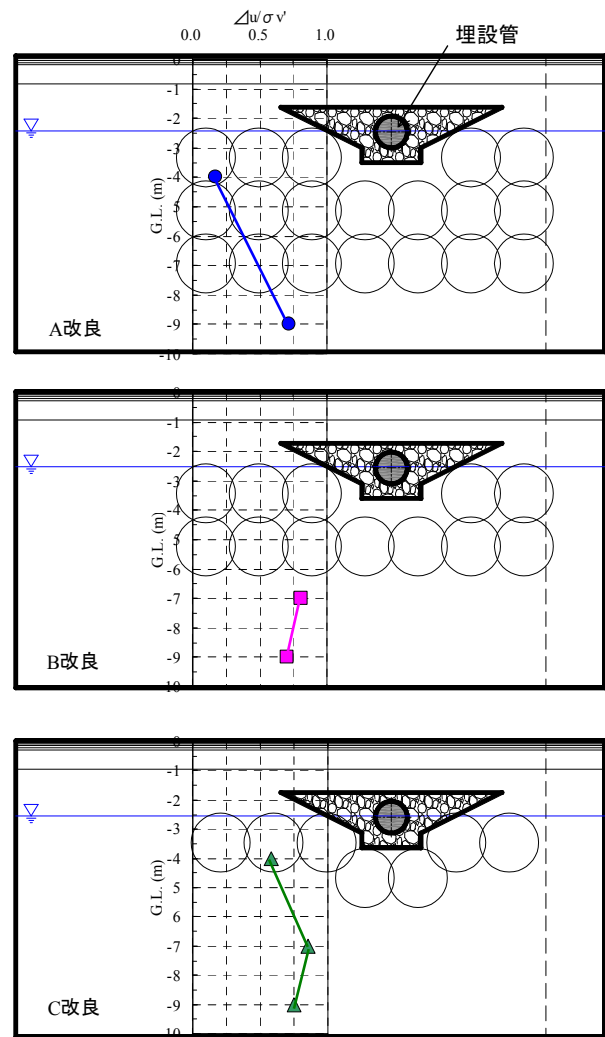


図-41 過剰間隙水圧比の深度分布

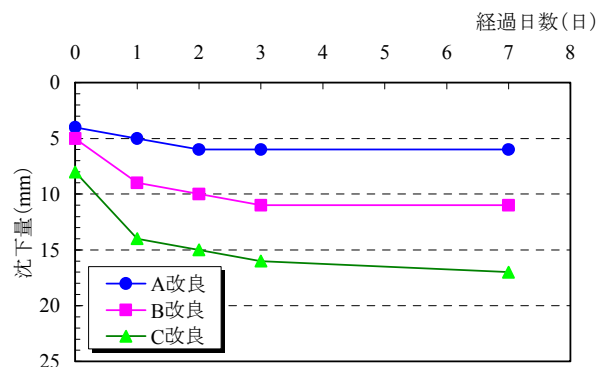


図-42 各改良域中央の時間沈下

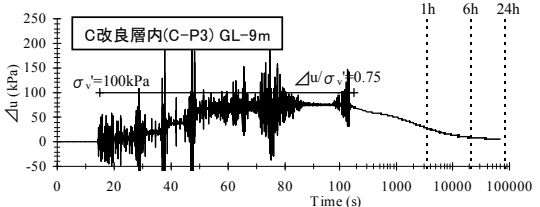
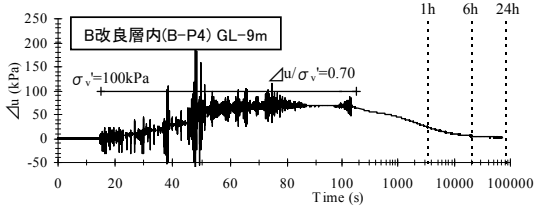
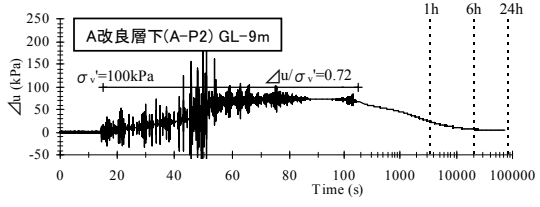
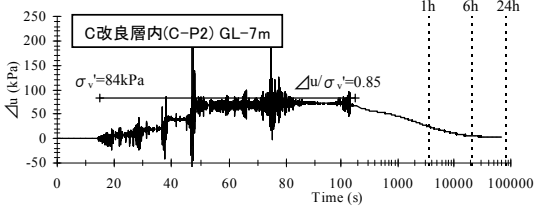
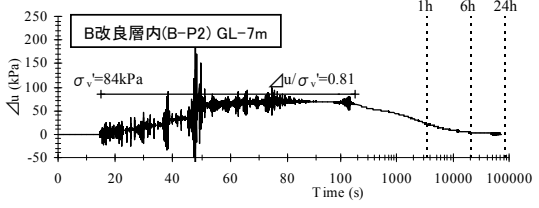
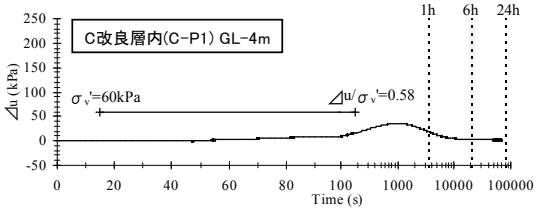
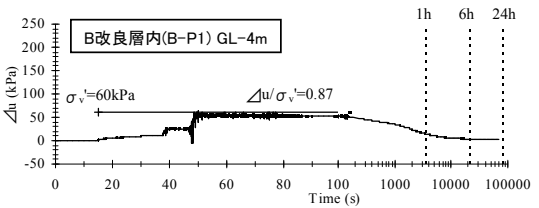
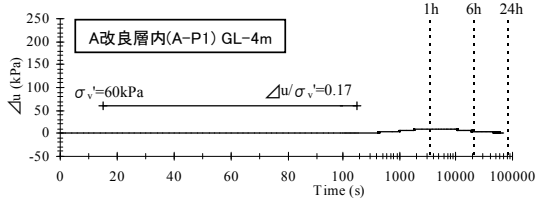
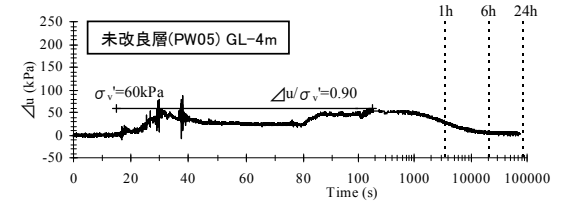
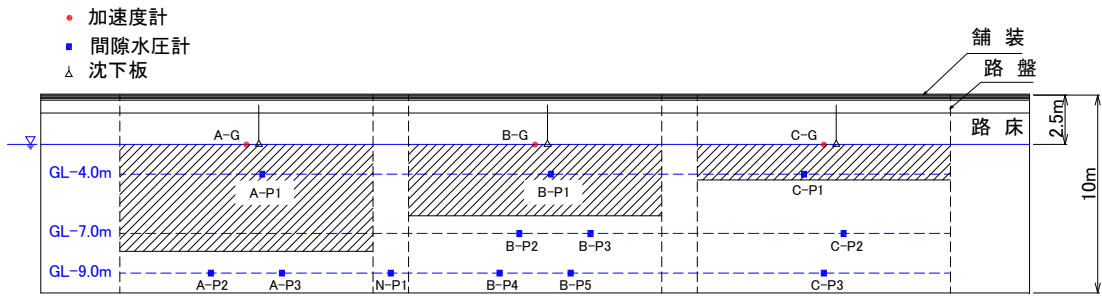


図-40 過剰間隙水圧 Δu の時刻歴

(2) 滑走路面の沈下挙動

3.1 節で述べたように、空港滑走路では、発災後 3 日を目処に航空機の運行が可能となる機能が求められる。そのため、本実験の発破 3 日後における滑走路面の沈下や平坦性が、滑走路の供用可否判断の目安になる。以後、断りがない限り、発破 3 日後に関するデータについて示すことにする。

写真-9 に未改良域、写真-10 に改良域の発破後の滑走路面状況を示す。特に、地盤改良されていない未改良域では、激しい泥水を伴った噴砂現象が生じ、写真-9 のように舗装面が浸水している様子が確認された。



写真-9 発破後の未改良域

滑走路面の沈下コンターを図-43 に示す。また、図-43 における Line-AA'~Line-EE'の断面沈下形状を図-44 に示す。未改良域や改良域の境界部では、液状化によって最大 350mm の沈下が生じているのに対して、改良域では、中央部で 5~15mm 程度の沈下に抑えられているのが分かる。また、改良域の沈下形状は、中央部の沈下量が小さく、改良域端部に近づくに従い、沈下量が大きくなる上に凸な形状を示している。沈下量および尖度は、改良層厚が薄くなるに従い、A 改良から C 改良にかけて顕著になる傾向が認められる。ただし、本実験の発破エネルギーが、未改良域と改良域で異なるため(図-39 参照)、工学的な評価には注意しなければならない。そこで、



写真-10 発破後の改良域

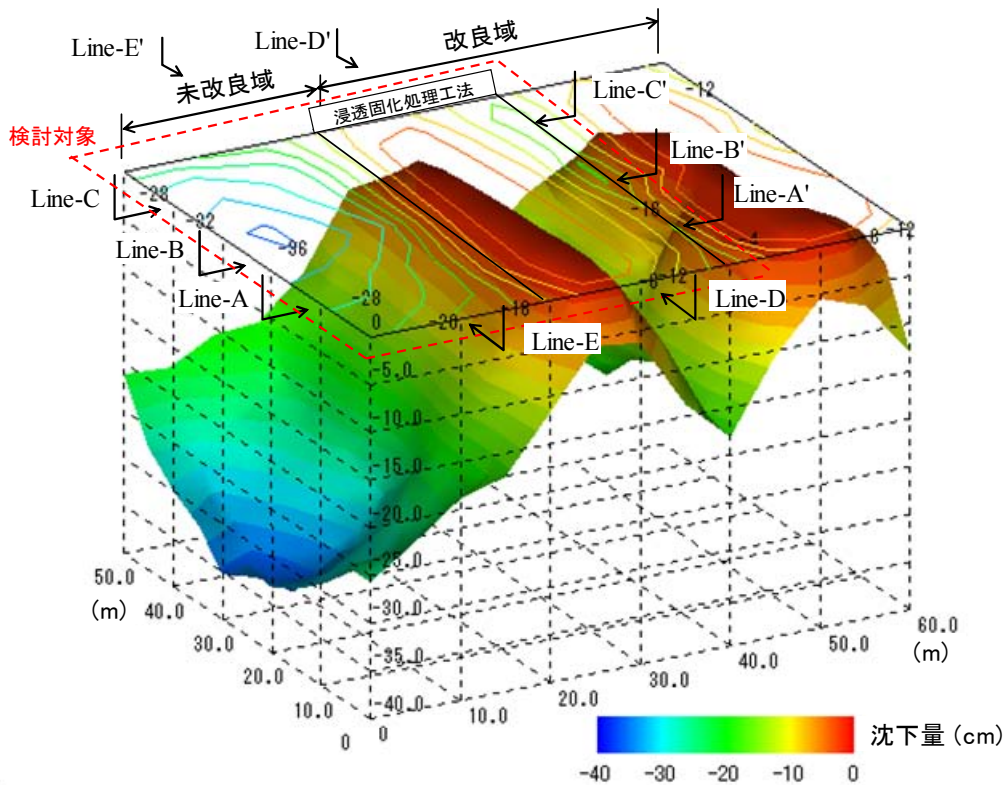


図-43 滑走路面の沈下コンター (発破 3 日後)

発破条件が同程度と考えられる，改良域内の端部（line-BB'の $x=40m$ ）の沈下量 200mm を基準に比較すると，改良域の中央では，未改良域の沈下の 3~8%程度に抑える効果があることが分かる。

図-44 (b)で未改良域と改良域を比較すると，未改良域で全体的に大きな沈下量分布を示し，特に中央部の沈下が顕著であるのに対して，改良域では沈下量が非常に小さく，ほぼ一様に分布していることが確認できる。

次に，Line-AA'~Line-EE'について，未改良域は 5m，改良域は 2.5m ピッチで算出した滑走路面の勾配分布を図-45 に示す。なお，図中には，滑走路で規定されている勾配 1.5%を付記している¹⁸⁾。未改良域と改良域の境界部は，発破位置であることや，対策の有無による地盤の不連続性から大きく湾曲しているため，規定勾配を超える箇所があるものの，主要な範囲は規定勾配を満足していることが分かる。

(3) 各ケースの沈下量比較

ここでは，現場実験で計測された各ケースの沈下量について考察する。

現場実験は，地中 2 深度に装薬された爆薬を制御発破することで，地盤中に人工的な繰返しせん断を与えると同時に，発破による衝撃圧伝播で地盤の水圧上昇を期待している。しかし，実験では改良域において，発破により改良体が破壊されることを避けるため，改良部下の地盤には装薬がなされていない。したがって，未改良域および改良域では，過剰間隙水圧の上昇過程が異なることが想定される。すなわち，未改良域では，制御発破によって擬似的に繰返しせん断を受け負のダイレイタンスが誘起される，あるいは直接的に土骨格が破壊される等の要因により過剰間隙水圧が上昇し，改良域は，発破による衝撃圧が伝播し過剰間隙水圧が上昇すると考えられる（図-46）。

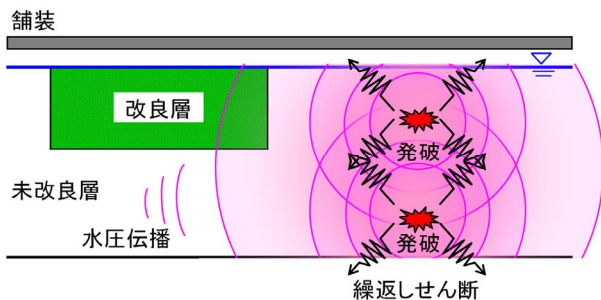
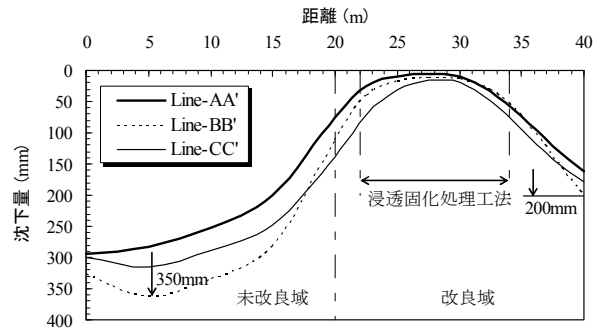
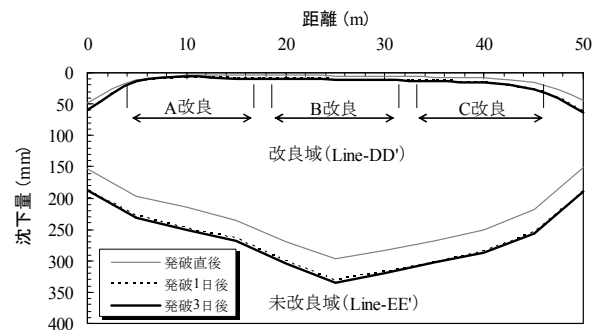


図-46 現場実験のイメージ

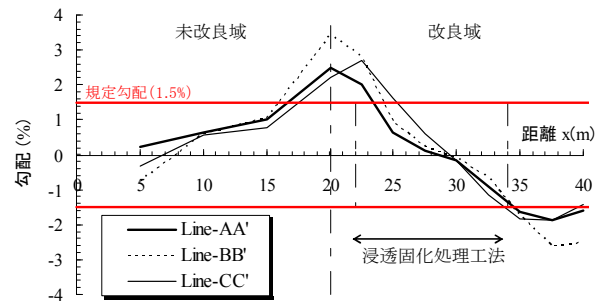


(a) Line-AA', Line-BB', Line-CC'

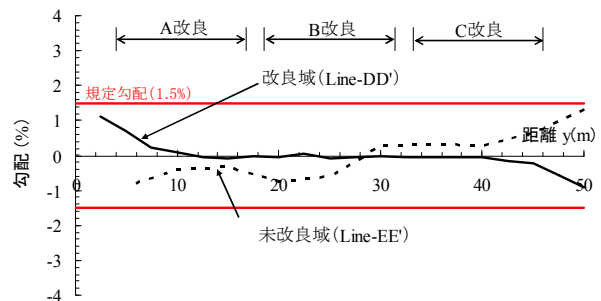


(b) Line-DD', Line-EE'

図-44 断面沈下形状



(a) Line-AA', Line-BB', Line-CC'



(b) Line-DD', Line-EE'

図-45 勾配分布

表-8 検討ケース

検討ケース	液状化層厚(m)	改良層厚(m)	部分改良率(%)	過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma_v'$		CS1(繰返しせん断)		CS2(背圧負荷)	
				改良直下液状化層	改良層	液状化層 $\epsilon_v(\%)$	改良体 $\epsilon_v(\%)$	液状化層 $\epsilon_v(\%)$	改良体 $\epsilon_v(\%)$
未改良	7.5	0.0	0%	0.90	—	3.9	—	0.5	—
A改良	2.1	5.4	72%	0.71	0.17	1.0	0.1	0.4	0.1
B改良	3.9	3.6	48%	0.81	0.87	1.3	1.2	0.4	1.2
C改良	5.7	1.8	24%	0.86	0.58	2.2	0.4	0.4	0.4

このような影響を考察するため、3.3 節で示した体積変化特性を用いて、簡易な一次元沈下量を算定し、計測された沈下量と比較することで、基本的な沈下メカニズムについて調べた。表-8 に各検討ケースと検討条件の一覧を示す。なお、沈下量の算定には以下の仮定を設けている。

- ① 発生した沈下量は、液状化により生じた過剰間隙水圧の消散に伴うものとする。なお、本検討は、水平成層における一次元沈下を想定し、慣性力による地盤変状はないものとした。
- ② 改良域で計測された過剰間隙水圧は、周辺地盤の発破衝撃圧、あるいは液状化により伝播してきた水圧である可能性が高い。したがって、沈下量の算定方法を、表-8 のように繰返しせん断を受けた CS1 と、水圧伝播を模擬した背圧負荷 CS2 の 2 ケース設定した。
- ③ 沈下量の算定に用いる過剰間隙水圧比は、ピーク値を採用した。
- ④ 過剰間隙水圧に伴う体積ひずみは、対象層内で一様に生じないものと考えられるが、対象とした層内に一定の体積ひずみが生じるものと仮定した。

以上の仮定に基づき、現場実験で計測された過剰間隙水圧比に対する体積ひずみを表-8 の右側に示している。なお、算定する沈下量は、改良層厚および液状化層厚に体積ひずみを乗じることで求めている。また、B 改良については、間隙水圧センサが改良体から外れている可能性が高いが、図-40 に示した水圧比 0.87 をそのまま採用したため、C 改良よりも大きな沈下量が算定されている。

図-47 に、現場実験で実測された沈下量、繰返しせん断による CS1、背圧負荷による CS2 で算定した沈下量について、未改良域および A~C 改良毎に分けて示す。未改良域の沈下量は、実測沈下量が最も大きく次いで CS1 であり、CS2 においては上記の両者に比べて極めて小さな沈下量を示している。一方、改良域である A~C 改良では、いずれのケースについても、実測沈下量と CS2 の

算定結果が調和的である。これは、先に述べたように、未改良域では発破により繰返しせん断の影響を受け、土骨格が完全に乱れて再堆積すること、改良域では改良直下の液状化層の沈下が支配的で、水圧伝播による二次的な液状化の影響が大きいことに起因している。

以上から、現場実験では A、B および C 改良のいずれも、沈下量が少なく効果的であったと判断されるが、装薬条件が有利に働いていた可能性も否定できない。特に、C 改良においては、地震動により土骨格が乱されるような場合には、同じ過剰間隙水圧が生じても比較的大きな沈下 (CS1 相当の沈下量) が生じる可能性がある。ただし、A 改良に関しては、過剰間隙水圧の生じ方や算定方法の差異にかかわらず、沈下量は 10~30mm 程度と小さく、部分改良率が 70% 程度確保できれば、改良効果が期待できると判断される。

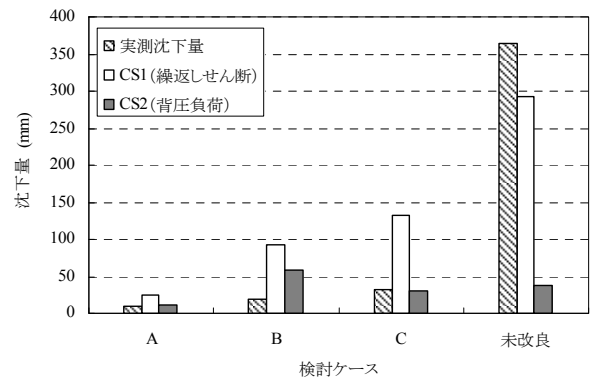


図-47 算定した沈下量の比較

(4) 体積変化特性

液状化した地盤の体積変化特性を把握するため、実験前後でRI-CPT 調査を実施した。

RI-CPT は、電気式静的3成分コーンに地盤の物理特性を調査できるRI コーンを併用したもので、地盤中の連続的な力学特性および物理特性が同時に計測できるサウンディング方法である。特に、当サイトの検討対象範囲のように、概ねGL.-2.5m 以下を飽和地盤とみなすことができれば、土粒子密度を仮定することで間隙比を算定することができる。さらに、間隙比の深度分布が分かれば、発破前後の間隙比変化から体積ひずみの深度分布を把握することができる。

RI-CPT 調査位置図を図-48 に示す。事前のボーリング調査から、当サイトの検討対象範囲の地盤性状が、空間的にほぼ同様の傾向があると考えられるため、平成19年9月1日に実施した任意の調査地点R-0を発破前の間隙比データと仮定した。発破後の調査は、改良直下地盤としてR-1(B改良中央)、未改良域としてR-2を代表地点とし、平成19年11月20~22日にかけて実施した。な

お、平成19年10月27日に行った発破より1ヶ月弱経過している。

B改良直下の未改良層(R-1)と未改良域(R-2)における体積ひずみの深度分布を図-49 に示す。GL.-4.5mとGL.-9mは、曲がり削孔により爆薬が設置された深度であるため、工学的な評価には注意が必要である。体積ひずみは、GL.-6.5m付近でピークをとり、深さ方向に減少傾向を示す。一方、GL.-6.5mから地表までは、発破による影響が大きく値がばらついているが、概ね減少傾向を示している。本実験サイトにおいて、液状化対象層をGL.-10mまでと仮定したとき、体積ひずみのピーク深度GL.-6.5mまで改良することが望ましく、本実験ケースではA改良(GL.-7.9m)に相当する。また、R-1とR-2の同じ深度における体積ひずみの相関を図-50 に示す。両者の相関係数は0.76であり、一定の相関性が認められるが、大部分で未改良域の体積ひずみが多い。

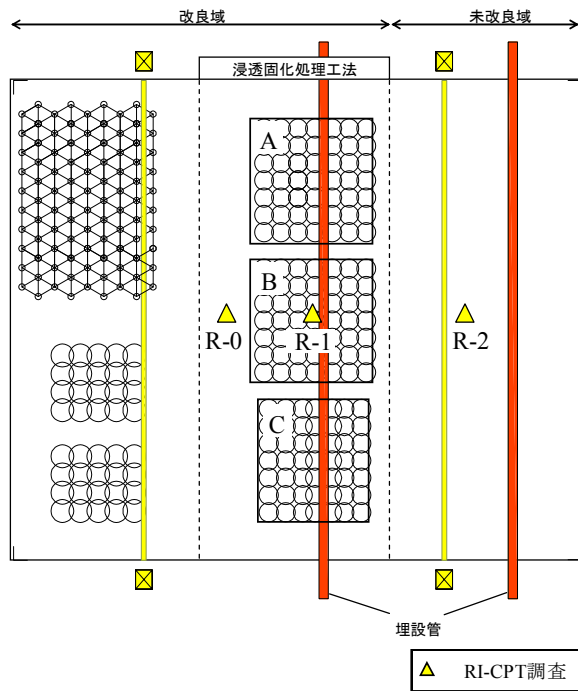


図-48 RI-CPT 調査位置図

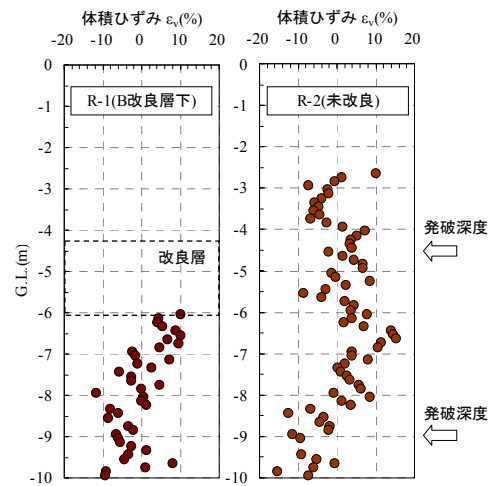


図-49 体積ひずみの深度分布

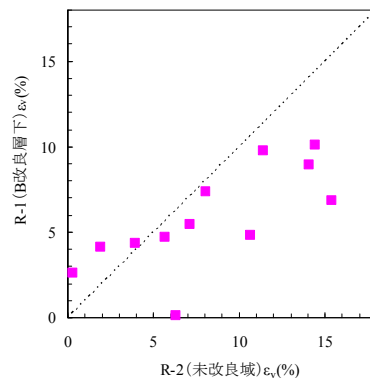


図-50 体積ひずみの相関

5.3 数値解析による変形予測

本節では、4.3節で示した地震応答解析 FLIP と圧密解析の2段階解析を用いて、現場実験における再現解析を行う。先に述べたように現場実験では、発破により改良体が破壊されることを避けるため、改良層下の地盤については装葉されておらず、周辺地盤からの水圧伝播により、改良層下の未改良層が液状化することを期待している。そのため、本実験の改良域で計測された未改良層の水圧挙動は、地震時に繰返しせん断履歴を受けた水圧上昇のメカニズムと異なることが考えられ、体積変化を予測する上では未改良域と改良域で圧縮特性を区別する必要がある。すなわち、改良層下の未改良層は、周辺地盤からの水圧伝播により地盤剛性が低下し、未改良域では、繰返しせん断が作用することで水圧上昇および地盤剛性が低下するとした。

ここで、改良層の透水性は、粘土地盤相当 ($k=1 \times 10^{-6}$ cm/s) まで低下していると考えられるが、本実験の改良率が70%であることを考慮し(図-38参照)、改良層全体の等価な透水係数として以下の式より算定した。

$$k_{eq} = (k_s H_s + k_i H_i) / H$$

- k_{eq} : 等価透水係数 ($k_{eq}=3 \times 10^{-4}$ cm/s)
- k_s : 未改良部の透水係数 ($k_s=1 \times 10^{-3}$ cm/s)
- k_i : 改良部の透水係数 ($k_i=1 \times 10^{-6}$ cm/s)
- H_s : 未改良部の比率 ($H_s=0.3$)
- H_i : 改良部の比率 ($H_i=0.7$)
- H : 改良層の比率 ($H=1.0$)

表-9 解析条件

パラメータ	舗装	Fsu	Fs	As1	As2
密度 ρ (g/cm ³)	2.1	1.7	1.8	1.8	1.8
せん断波速度 Vs (m/s)	-	120	120	175	220
基準拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	98881	55285	40080	66961	97072
体積弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	257865	144174	104522	174624	253149
ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率 n	0.41	0.53	0.53	0.53	0.53
内部摩擦角 ϕ (deg)	40.0	38.0	37.8	39.0	40.2
最大減衰定数 h_{max}	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
変相角 ϕ_p (deg)	-	-	28.0	28.0	28.0
w_1	-	-	2.0	1.8	6.5
p_1	-	-	0.5	0.5	0.5
p_2	-	-	1.100	0.963	0.900
c_1	-	-	1.600	1.600	1.300
S_1	-	-	0.005	0.005	0.005
N値	-	-	2.3	7.0	14.3
有効土被り圧 σ_v' (kN/m ²)	-	-	51.6	68.8	91.2
細粒分含有率 Fc (%)	-	-	18	14	13
透水係数 k (cm/s)	-	-	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03

(1) 解析モデルおよび解析条件

変形予測に用いた解析モデルを図-51 に示すとともに、解析条件を表-9 に示す。体積変化特性は、未改良域については4.3節で求めた図-31 の関係を採用し、改良域下の未改良層は模型実験結果に基づき試行的に決定した。図-52 に本解析に用いた体積変化特性を示す。

地盤モデルはすべてマルチスプリングの非線形要素とし、地下水位以下の地盤要素には非排水条件の間隙水要素を張り合わせた。溶液型薬液注入工法による改良層は、以下に示す条件でモデル化した。

- 改良層の液状化パラメータは設定しない
- 改良層の動的変形特性は原地盤と同等である
- 改良層の透水係数は $k=1 \times 10^{-3}$, 3×10^{-4} cm/s の2種類

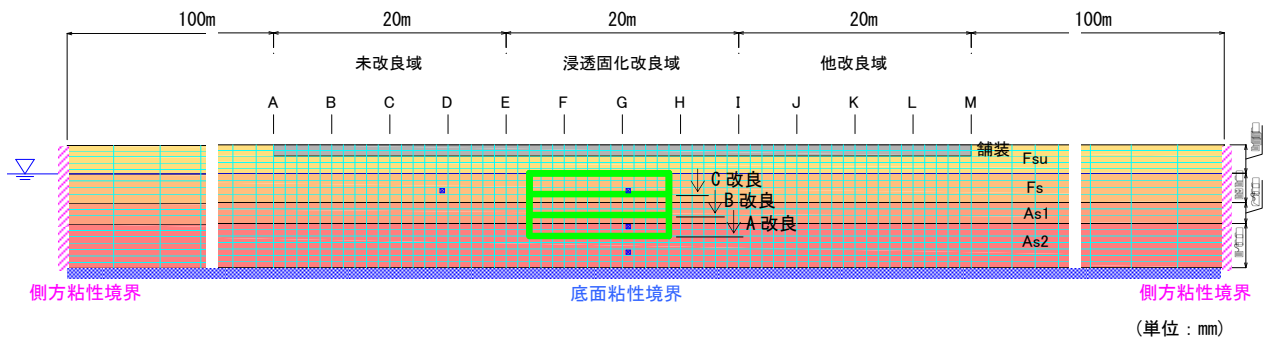


図-51 解析モデル

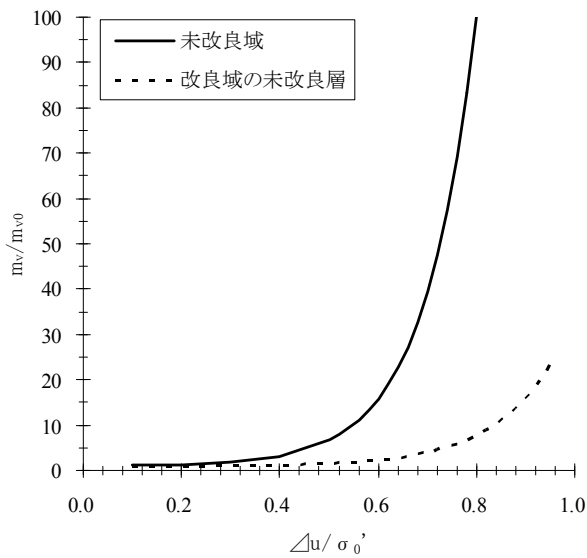


図-52 解析で用いた体積変化特性

現場実験は、地盤中に装薬したエマルジョン爆薬の制御発破が起振源であるため、解析基盤面に入力する適切な加速度波形の設定は困難である。本検討の目的は、過剰間隙水圧の上昇過程を再現することではなく、圧密解析のための初期応力状態を求めることである。したがって、発破の時差が0.2秒であることを考慮し、周波数5Hz、加速度振幅100Galの正弦波を解析モデル基盤面に約80秒間作用させた。

(2) 解析結果および考察

加振終了後の過剰間隙水圧比（FLIPでは、有効応力減少比）の分布を図-53に示す。図中より、未改良域で水圧比が0.8~1.0程度、改良層下の一部で若干の低下が見られるが、概して液状化状態を再現していると言える。

地震応答-圧密の2段階解析結果として、過剰間隙水圧比の時刻歴および最終状態における地表面沈下分布を図-54~図-56に示す。図中より、現場実験で計測された過剰間隙水圧比の挙動と比較的に良く整合し、その後の水圧消散過程も圧密解析で十分に予測可能な現象であることが分かる。改良層の透水係数を $k=3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ とした場合、水圧比の高い状態が発破終了以降にも継続され、その後減少する傾向を示しており、改良層下部からの水圧伝播が影響しているものと推察される。しかし、現場実験ではそのような傾向を示しておらず、実験では水圧消散の経路が三次元的に存在するのに対して、平面ひずみ状態を仮定した二次元解析では排水経路が二次元的であることが主な原因と考えられる。地表面沈下分布は、現場実験結果と調和的であり、透水係数の違いによる沈下分布の違いは認められなかった。次に、水圧消散に伴う水圧比分布をメッシュ変形図とともに図-57~図-59に示す。未改良域で上昇した水圧比は、ほぼ一次的に大気圧境界（地表面）に向かって消散し、改良部では、改良層下の未改良部で上昇した水圧比が、初期において水圧比の小さい上部の改良層へ徐々に伝播し、二次元的に消散している様子が分かる。

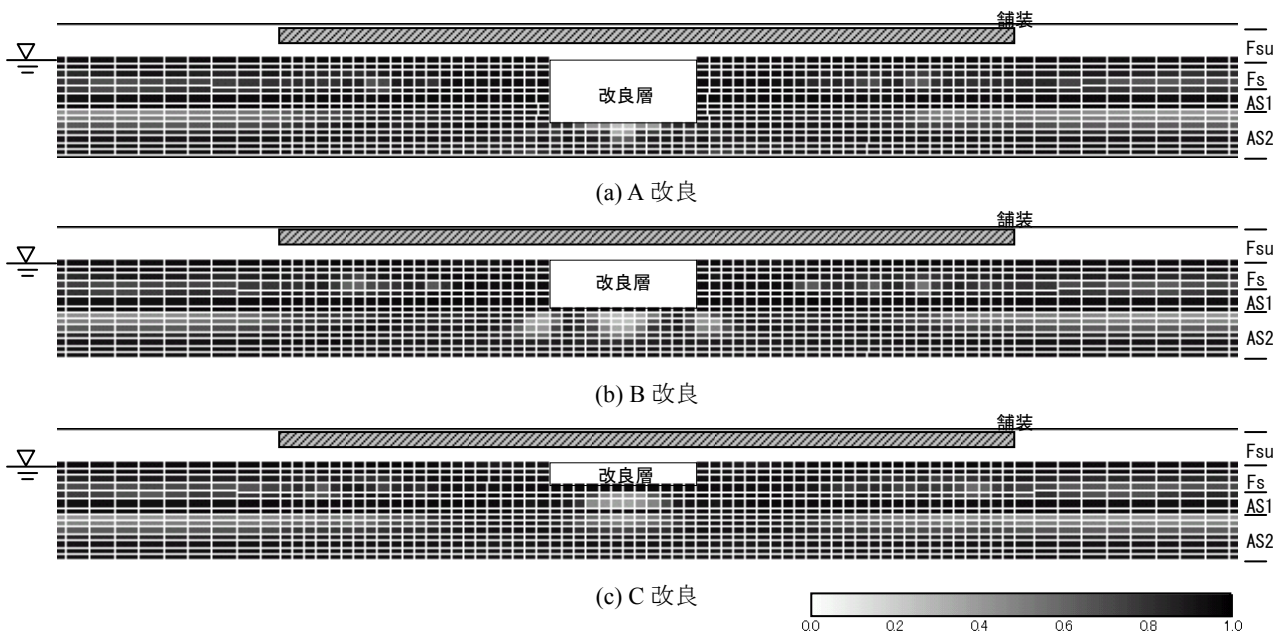
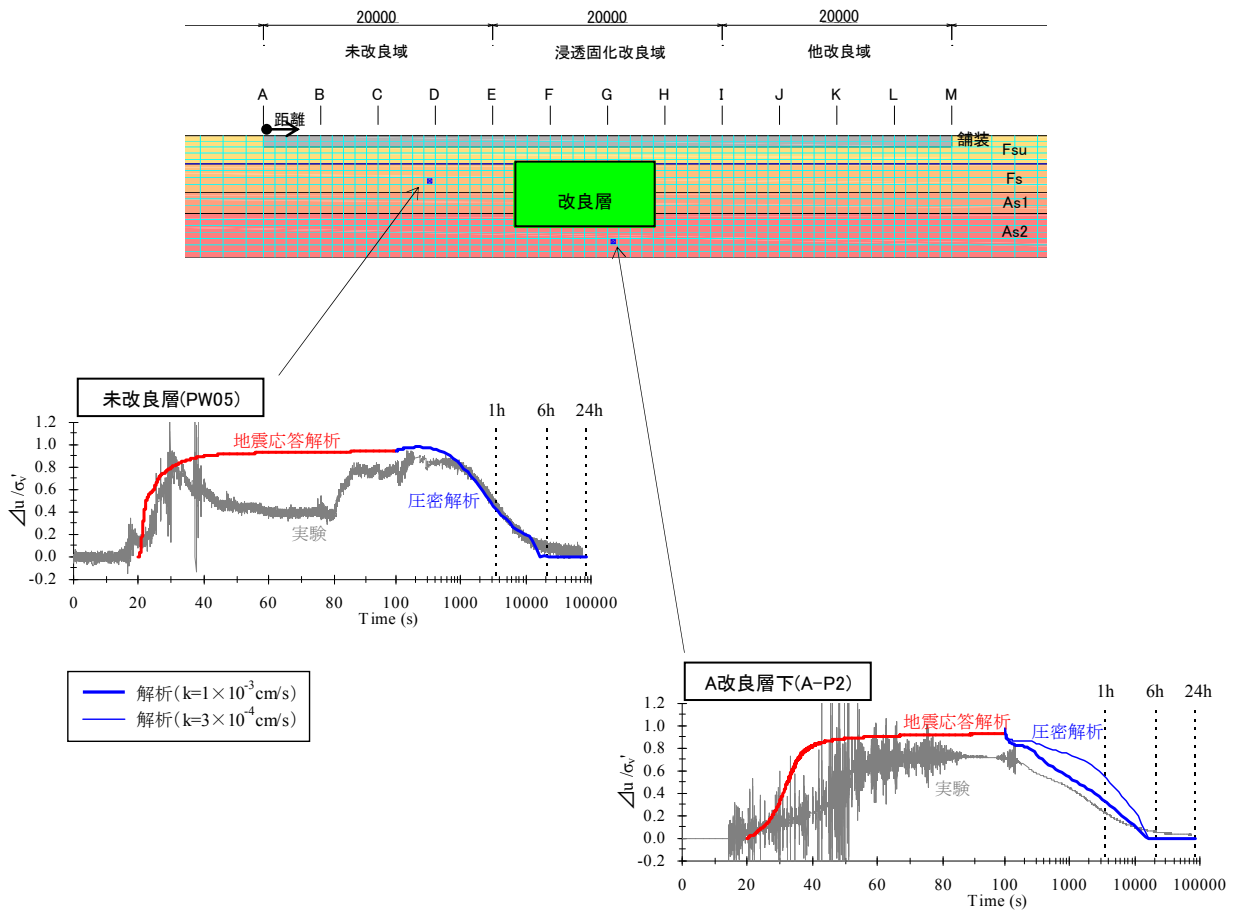
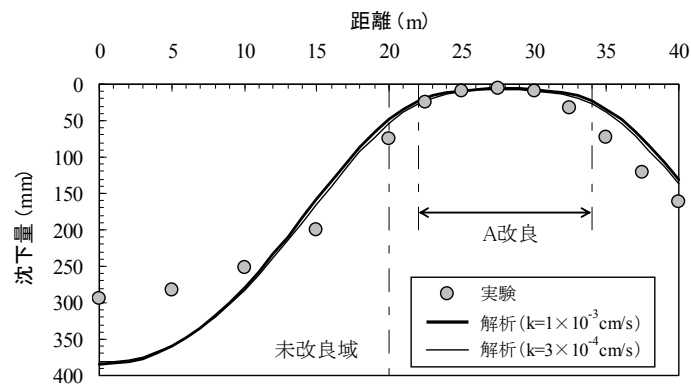


図-53 過剰間隙水圧比の分布

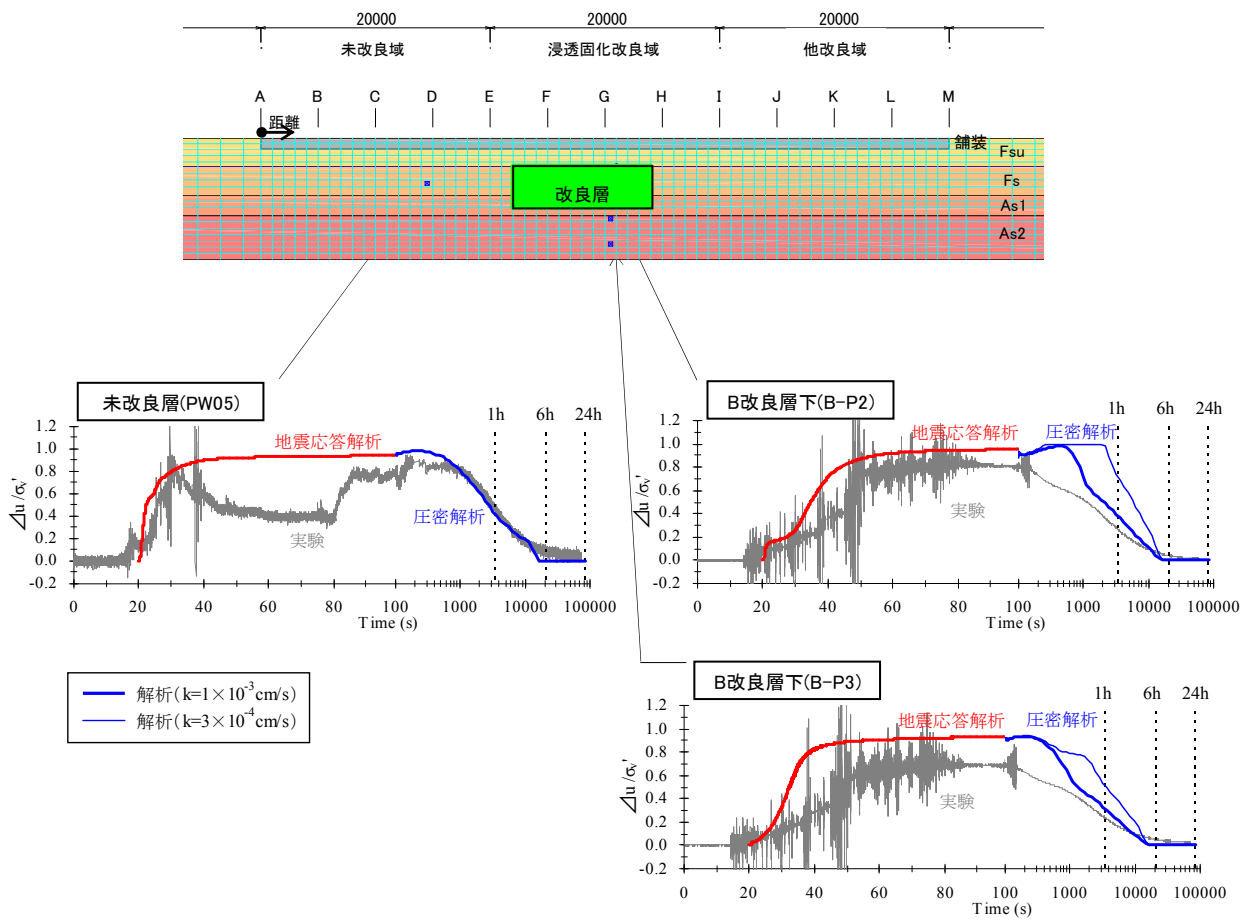


(a) 過剰間隙水圧比の時刻歴比較

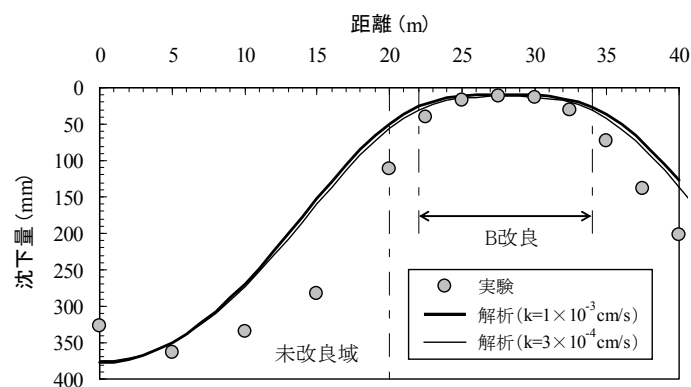


(b) 地表面沈下分布の比較

図-54 A改良の解析結果

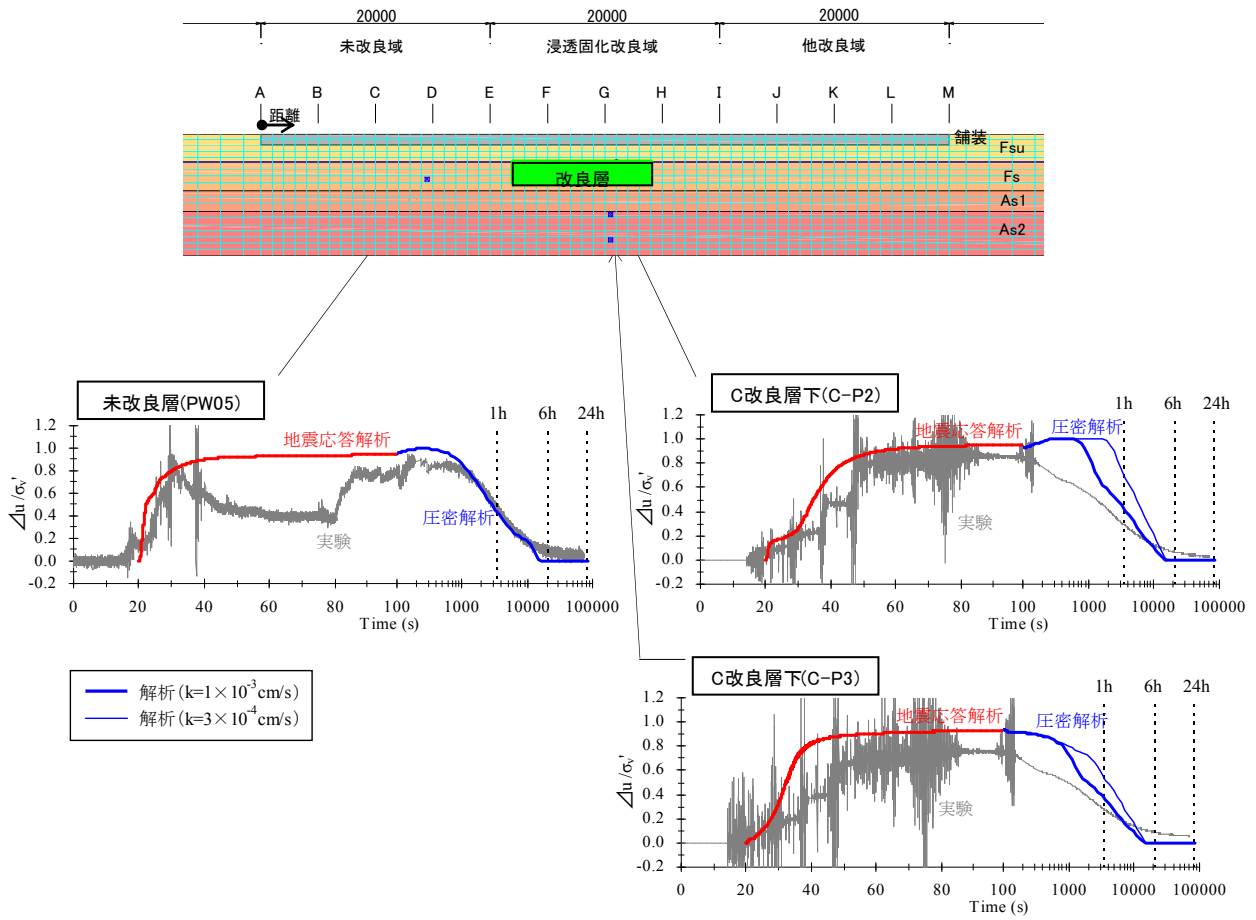


(a) 過剰間隙水圧比の時刻歴比較

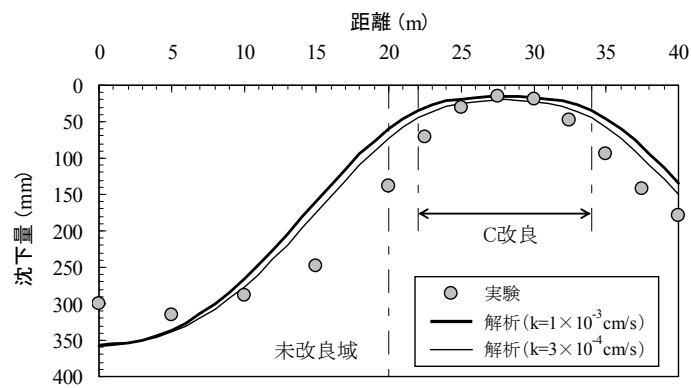


(b) 地表面沈下分布の比較

図-55 B改良の解析結果



(a) 過剰間隙水圧比の時刻歴比較



(b) 地表面沈下分布の比較

図-56 C改良の解析結果

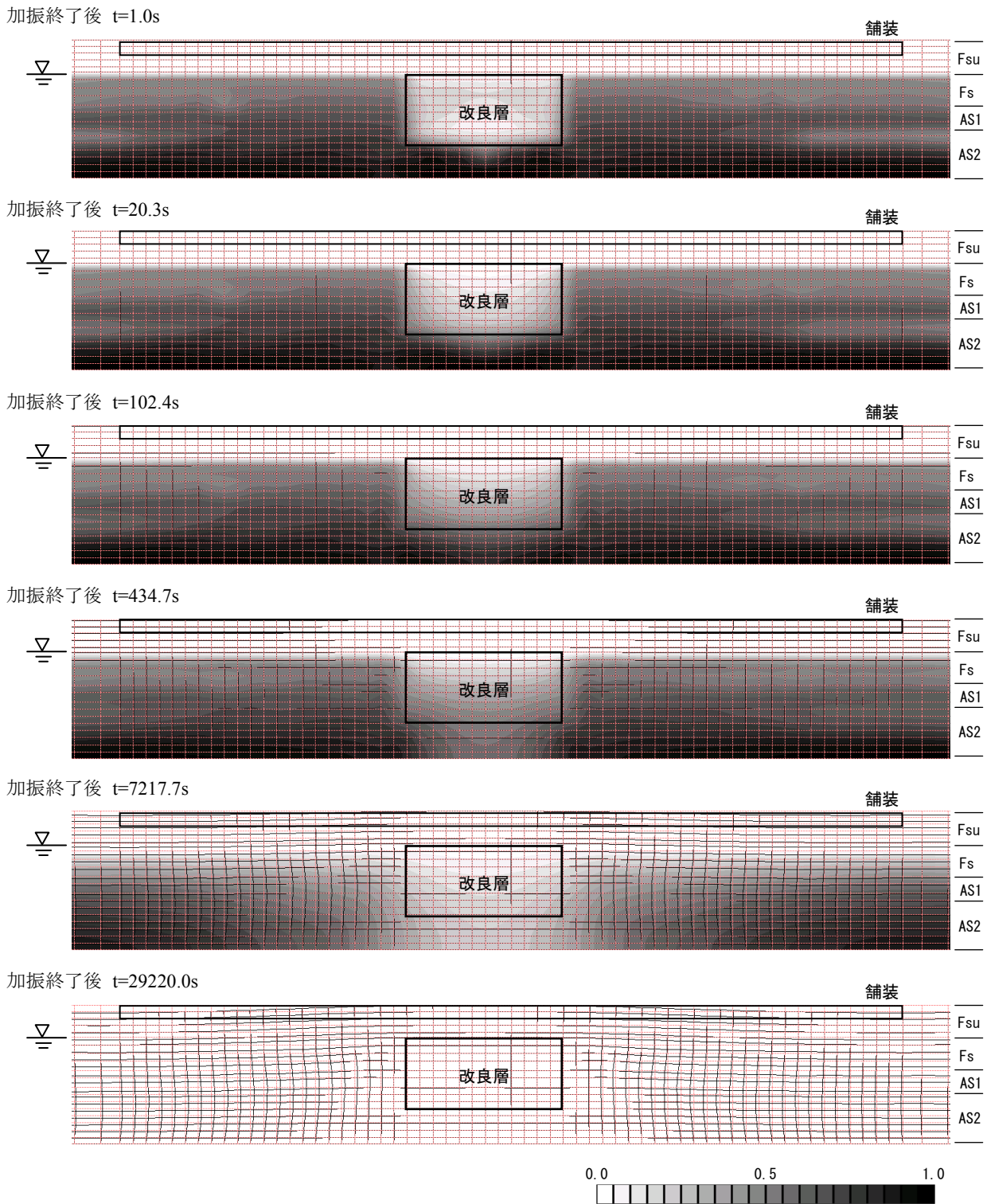
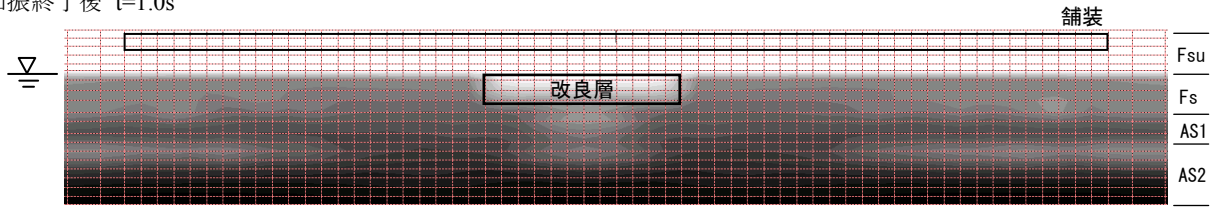
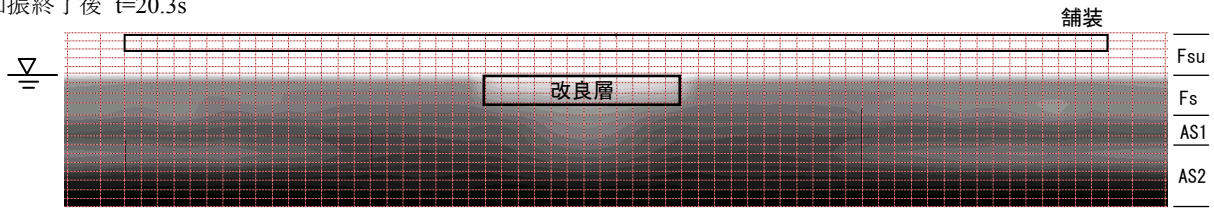


図-57 過剰間隙水圧比分布の変化 (A 改良) $k=1 \times 10^{-3} cm/s$

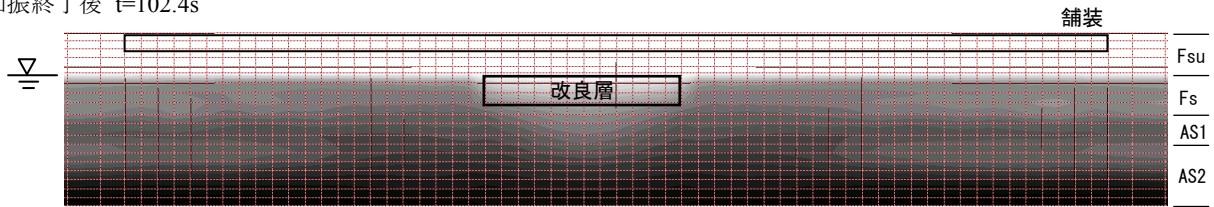
加振終了後 t=1.0s



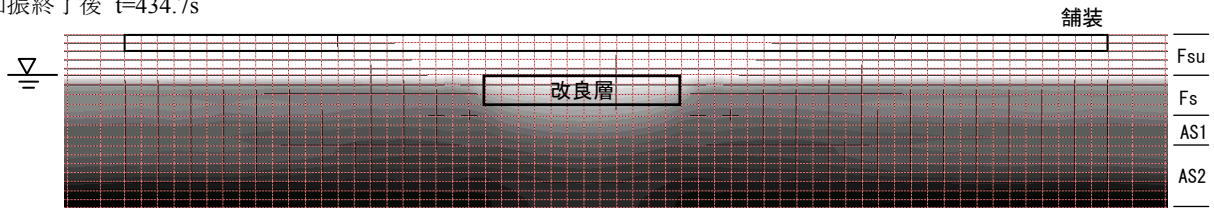
加振終了後 t=20.3s



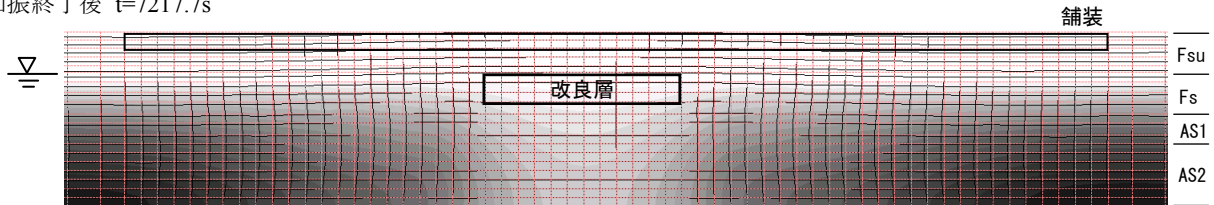
加振終了後 t=102.4s



加振終了後 t=434.7s



加振終了後 t=7217.7s



加振終了後 t=29220.0s

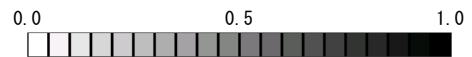
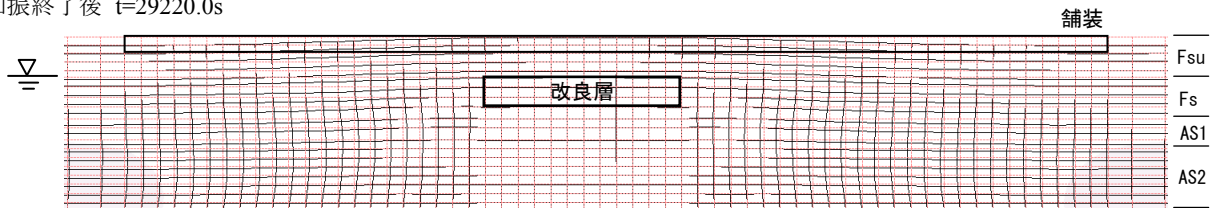


図-58 過剰間隙水圧比分布の変化 (B改良) $k=1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$

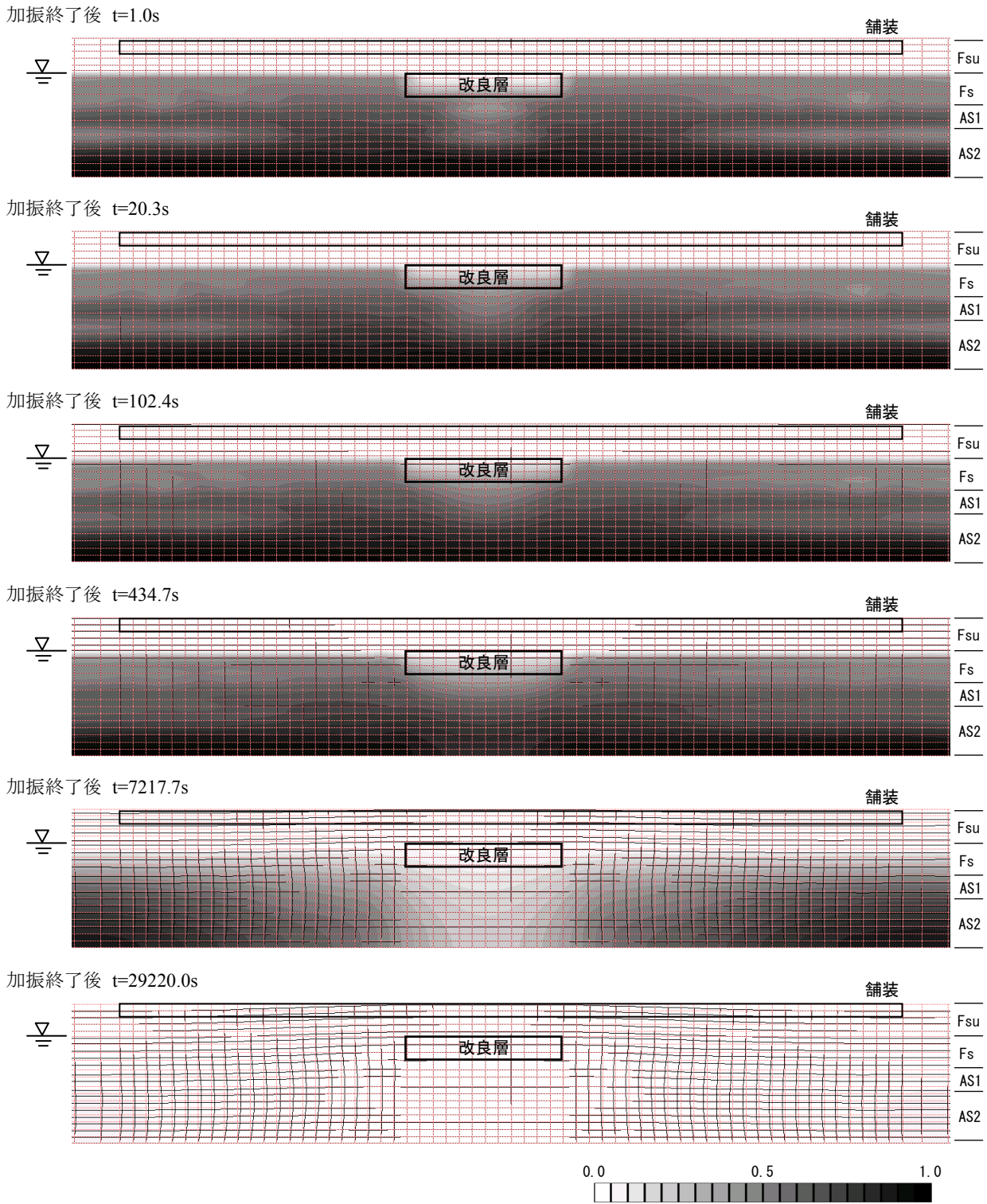


図-59 過剰間隙水圧比分布の変化 (C改良) $k=1 \times 10^{-3} cm/s$

5.4 まとめ

本章では、石狩湾新港で実施された実物大の空港施設を用いた現場実験について概要を示し、実施された滑走路地盤の液状化対策のうち、溶液型薬液注入工法（浸透固化処理工法）で得られた成果についてまとめた。本実験では、改良率を70%に低減しつつ、改良層厚を液状化対象層に対して72%、48%、24%の割合で変化させるなど、コストダウンに向けた検討を実施した。さらに、4.3節で示した2段階解析手法を用いた再現解析を試み、その適応性について考察した。

以下に主要な結論を示す。

- a) 現場実験より、改良層内の過剰間隙水圧比は0.6以下に抑えられ、発破3日後の舗装面の平坦性が確保されていたことから、改良率を70%に低減した改良仕様は、コスト縮減の観点からも滑走路直下の液状化対策として有効である。
- b) 改良域には装薬がなされておらず、発破条件が改良ケースにとって有利に働いていた可能性があったため、土の体積変化特性に着目した室内試験を実施し、現場実験で計測された沈下量について考察を行った。その結果、繰返しせん断履歴を受けて上昇した過剰間隙水圧と、水圧伝播により上昇した水圧とではその後の体積変化特性が異なり、前者の圧縮性が高いことが分かった。
- c) 改良域の沈下量は、実現象よりも過小評価している可能性が考えられたため、未改良土および改良土の詳細な体積変化特性を要素試験から把握して考察した。その結果、本実験のA改良のように、部分改良率70%以上を採用する場合には、過剰間隙水圧の上昇過程によらないため、高い沈下低減効果を期待できると判断された。
- d) RI-CPT 調査より、推定した液状化地盤の体積ひずみは、任意の深度でピークを持つ分布形状を示していた。なお、これらの傾向は、4章で述べた模型振動実験でも同様であった。本実験では、部分改良72%のA改良に相当する改良深度が、体積ひずみのピーク深度を含んでいた。
- e) 現場の再現解析として実施した2段階解析結果より、水圧消散過程および地表面沈下分布が概ね整合していた。なお、解析に用いた体積変化特性は、4.3節の模型実験から逆解析したものである。

6. おわりに

本資料で示した部分改良による沈下低減効果について、模型実験および現場実験、また既往の模型実験⁷⁾を整理したものを図-60に示す。なお、現場実験に関しては、沈下率を算定する際に必要な未改良ケースの沈下量を一義的に選定できないため、任意の範囲を与えている。図中の実線は、液状化による沈下量が液状化層厚と線形関係があると仮定したものであり、実線より下側にプロットされれば、沈下低減の効果が高いことを表す。

図-60を見ると、ほとんどの部分改良率で実線より下側にプロットされており、部分改良は液状化層を縮減するのみならず、更に沈下を抑える効果が期待できると言える。さらに、地表面沈下量を液状化層厚で除した体積ひずみと部分改良率の関係を図-61に示す。実験によってある程度ばらつきは見られるものの、部分改良率が大きくなるに従い(改良層が厚くなるに従い)、体積ひずみが減少する右肩下りの傾向が認められる。このことから、部分改良率を小さくし過ぎると(改良層厚を薄くすると)、改良層下の残された液状化層の体積変化を低減する効果は小さくなると言える。

本資料では、室内試験、模型実験、現場実験および数値解析を通じて、滑走路直下地盤の部分改良に関する検討を実施してきた。主要な結論として、滑走路直下のような水平成層地盤を対象に、溶液型薬液注入工法による液状化対策を実施する場合、以下の示す事項に留意が必要である。

- 部分改良率を70~100%の範囲で設定することで、改良体下地の液状化層の沈下が小さくなり、滑走路

の変状を抑えることが可能である。ただし、部分改良率の設定にあたり、滑走路の変形予測が不可欠で、所定の性能を満足することを確認する必要がある。

- 滑走路の変形予測には、本資料で示した地震応答-圧密解析の2段階解析も一つの手法として用いることができるが、解析に用いる体積変化特性については、沈下に対する感度が高いので注意が必要である。
- 上記2段階解析に用いる体積変化特性は、三軸試験から求めると過小評価する可能性が高いので、模型実験等の沈下量から逆解析して求めるのが望ましい。

なお、舗装構造および液状化層の試料の物理的・力学的性質の違いにより液状化時の地盤挙動や残留変形量が異なることが想定される。今回実施した室内試験、模型実験および現場実験ともに、粒径の揃ったきれいな砂を対象としているため、液状化後の残留変形が最も大きい場合を想定しているものである。本資料では、実務での運用も考慮し、安全側の範囲として70%~100%を提案した。したがって、検討対象地点のサンプリング試料による詳細な検討を実施した場合、土質毎に適切な部分改良率の設定範囲が存在することも考えられる。また、本資料で提案している部分改良の現場への適用条件として、液状化層下端あるいは基盤層が工学的に水平である場合を想定している。したがって、液状化層が水平に流動する可能性がある場合には、この限りではなく、本資料で示した部分改良に更なる工夫が必要か、あるいは適応困難である可能性もあると考えられるため、今後の課題としたい。

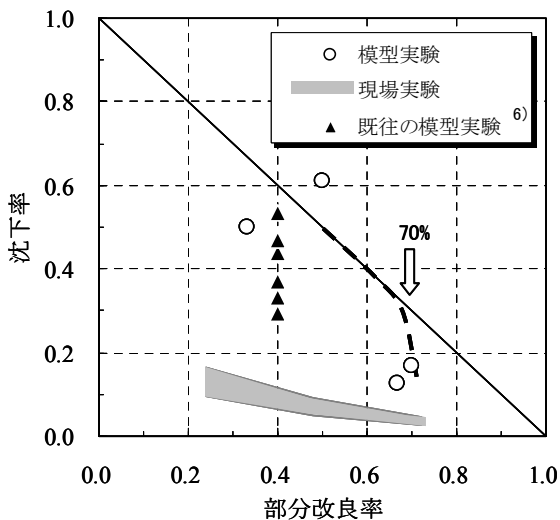


図-60 部分改良率と沈下率の関係

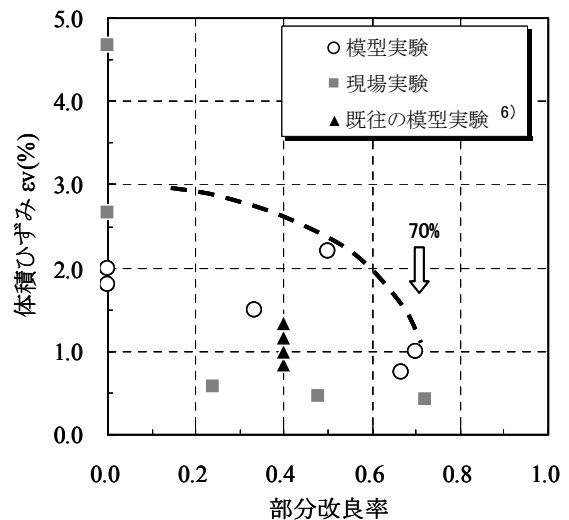


図-61 部分改良率と体積ひずみの関係

謝辞

本資料は、港湾空港技術研究所と浸透固化処理工法研究会との共同研究により得られた成果をまとめたものである。模型実験に際し、ペンタテクノサービス（株）の技術的なサポートを得た。ここに感謝の意を表す。現場実験は、2007年10月27日に北海道小樽市の石狩湾新港で実施された「実物大の空港施設を用いた液状化実験」のうち、溶液型薬液注入工法（浸透固化処理工法）に関する成果について、模型実験結果と関連付けて検討した。現場実験は、共同研究として参加した日米47機関の研究者および技術者の惜しみない協力があって、得られた成果である。関係者に感謝の意を表す。

参考文献

- 菅野高弘，中澤博志他：液状化対策に関する実物大の空港施設を用いた実験的研究，港湾空港技術研究所資料，No.1195，2009.
- (財)沿岸開発技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），2008.
- (財)沿岸開発技術研究センター：液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアルーコンパクショングラウチング工法ー，2007.
- 国土交通省航空局：地震に強い空港のあり方検討委員会報告書，<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/12/120427/01.pdf>，2007.
- (財)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- (財)港湾空港建設技術サービスセンター：空港土木施設耐震設計要領及び設計例，pp.2-11，2008.
- 池野勝哉，吉田誠，熊谷隆宏，菅野高弘，中澤博志：滑走路地盤の合理的な液状化対策とその確率的評価法，構造工学論文集，Vol.55A，pp.393-404，2009.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 山崎浩之，善功企，河村健輔：溶液型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年.
- 大島貴充，風間基樹，仙頭紀明，河村健輔，林健太郎：溶液型薬液改良砂の液状化抵抗および繰返しせん断後の変形特性の評価，土木学会論文集C，Vol.64，No.4，pp.732-745，2008.
- 中澤博志，菅野高弘：溶液型薬液改良砂の非排水せん断挙動およびせん断後における体積圧縮特性，土木学会第64回年次学術講演会，Ⅲ-487，pp.973-974，2009.
- 池野勝哉，三藤正明，中澤博志，菅野高弘：滑走路地盤の合理的な液状化対策範囲に関する模型振動実験，土木学会第64回年次学術講演会，Ⅲ-264，pp.527-528，2009.
- 井合進：1g場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似則，港湾技術研究所報告，第27巻，第3号，pp.3-24，1988.
- 濱田政則，若松加寿江：液状化による地盤の水平変位の研究，土木学会論文集，No.596/Ⅲ-43，pp.189-208，1998.
- 大矢陽介，吉田望，菅野高弘：載荷履歴の影響を考慮した砂の体積変化特性モデル，構造工学論文集，Vol.55A，pp.405-413，2009.
- 曾田暁，森尾敏，森田修二，柳原純夫，三木英通：非排水条件下の地震応答解析結果を用いた過剰間隙水圧消散一応力変形連成解析，土木学会第64回年次学術講演会，Ⅲ-A107，pp.214-215，2001.
- 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，p318，1993.
- (財)港湾空港建設技術サービスセンター：空港土木施設の設置基準・同解説，pp.3-4，2008.

港湾空港技術研究所資料 No. 1206

2010. 3

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2010) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。