滑走路地盤の側方流動対策に関する研究

池野 勝哉¹・三藤 正明¹・善 功企²・菅野 高弘³・中澤 博志³

¹正会員 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)

E-mail: Katsuya.Ikeno@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 九州大学大学院 工学研究院 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: Zen@civil.kyushu-u.ac.jp

³正会員 港湾空港技術研究所 耐震構造研究チーム (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: Sugano@pari.go.jp

地表面勾配が0.5～3%前後の工学的に水平な地盤において、数mオーダーの水平変位を伴う流動現象が報告されている。本論文は、滑走路地盤の部分改良に関する流動対策として、改良層の両端部を非液状化層に着底させる門型着底構造を提案するものである。本文では、流動現象を改良層の滑動問題として帰着させた着底幅に関する基本検討を示し、1G場の模型実験から門型着底構造の流動対策効果を考察する。さらに、模型実験を概ね再現しうる解析手法を用いて、モデル滑走路地盤によるパラメトリックスタディを実施した。その結果、本研究で対象とする滑走路地盤では、地表面勾配の影響が大きいものの、部分改良75%で未改良ケースの水平変位を8割程度低減することや、提案した門型着底構造で水平変位の発生をほぼ抑止できる可能性が示唆された。

Key Words : *liquefaction, countermeasure against lateral flow, runway ground, experiment parametric study, partial soil improvement, chemical grouting method*

1. はじめに

空港は拠点間を空路で直接結ぶことのできる特徴を生かし、地震災害時に道路や鉄道の代替手段、あるいは救急救命活動、救援物資輸送、復旧活動の拠点としての機能が求められている。しかし、我が国の臨海部に位置する多くの空港地盤は、大規模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の早急な液状化対策が求められている¹⁾。

我が国における空港の被災事例として、1964年の新潟地震²⁾が挙げられる。新潟空港では大規模な液状化によりターミナルビルが1m沈下し、滑走路面には地盤の液状化に起因する不同沈下によって、波状の凹凸が生じるなどの被害が発生した。また、B滑走路中央付近では、地盤の流動現象のような日本海側に向かう舗装面の湾曲が確認されている。したがって、滑走路地盤の液状化対策には、路面の不同沈下のみならず地盤流動の可能性を検討したうえで、必要な対策を講じることが重要である。

近年、港湾施設³⁾では設計体系が性能規定型に移行し、それに準ずる空港土木施設⁴⁾においても耐震性能に着目した合理的な液状化対策が可能となった。これにより、

液状化対象層のすべてを地盤改良するのではなく、対象施設の重要度や機能に応じて、要求される性能を確保することが求められるようになる。

このような背景から、著者らは合理的な滑走路地盤の液状化対策技術として、既設滑走路に適用可能な溶液型薬液注入工法⁵⁾⁶⁾の部分改良に関する研究⁷⁾⁸⁾⁹⁾に取り組んでいる。これは、液状化対象層の上部を部分的に改良し、比較的一定厚さの未改良層を下部に残存することで、地震後に生じる滑走路面の沈下および不同沈下を抑制するものである。しかし、部分改良を施した改良層は、下部に液状化する未改良層を残存しているため、液状化時に改良層を含む滑走路地盤が不安定な状態となる可能性がある。

重力に起因する流動の駆動力(せん断力)が地盤中に存在する場合には、液状化に伴う流動現象の発生が指摘されている¹⁰⁾。本研究で対象としている滑走路地盤は、運用上、表-1に示すように地表面勾配が0.8～2%に規定⁴⁾されているため、流動の駆動力は比較的小さいと考えられる。しかし、過去の被災事例では、地表面勾配が0.5～3%前後の地盤において、地震時に数mオーダーの水平変位が観測されており¹¹⁾¹²⁾¹³⁾、滑走路においても水平

表-1 滑走路の規定勾配⁴⁾

滑走路長	最大縦断勾配		最大横断勾配
	(1) 滑走路長の末端から滑走路の長さの4分の1以下の距離にある部分	(2) (1)に掲げる部分以外の部分	
1,500m以上	0.8%	1.0%	1.5%
900m以上1,500m未満	1.0%	1.0%	1.5%
900m未満	1.5%	1.5%	2.0%

図-1 着陸帯の平面概念図⁴⁾

(滑走路長 1,280m 以上、精密進入を行う場合)

変位の発生が懸念される。滑走路には、航空機が滑走路から逸脱した際、航空機の損傷を軽微にとどめるため、図-1に示すような着陸帯が設けられている⁴⁾。特に、臨海部に位置する航空ネットワーク上重要な空港では、滑走路長が1,280m以上で精密進入を行う場合が多いと考えられるが、滑走路中心線から着陸帯の長辺まで150m以上の離隔が確保されている。

本研究では、滑走路地盤の液状化に伴う流動対策として、部分改良による改良層の両端部を、非液状化層に着底する門型着底構造を提案する。これは、重力に起因する流動の駆動力が、比較的小さいと考えられる滑走路地盤の流動力に対して、着底部の摩擦力によって抵抗するものである。本論文では、流動現象を改良層の滑動問題として帰着させた門型着底構造について、着底幅をはじめとする基本的な検討を行ったのち、1G場の模型実験による流動対策効果を示す。また、実験の再現解析から適用性を確認した解析手法を用いて、モデル滑走路についてパラメトリックスタディを行い、空港滑走路における水平変位の評価、部分改良および提案する門型着底構造の水平変位に対する抑止効果について考察する。

なお、本研究では地震時の液状化に伴う流動を対象としているため、地震後以降に継続する流動¹⁴⁾、滑走路地盤の沈下、回転および傾斜については対象外としている。

2. 液状化に伴う流動に関する既往研究

(1) 事例的研究

液状化に伴い地盤に大きな流動が発生することを最初に示したのは、浜田ら^{11),12),13)}である。彼らは、1983年日本海中部地震および1964年新潟地震を対象に、液状化が発生した地震前後の航空写真より地表の変位量を求め、数m~10mの水平変位が広範囲に生じていることを示し

(a) 液状化層上面が傾斜

(b) 側方境界が解放

図-2 液状化に伴う流動の発生する地盤条件¹⁴⁾

た。また、水平変位の測定領域において、ボーリング等の土質調査や既往文献の収集を行い、地表面の勾配や液状化層の厚さなど地形および地盤条件から水平変位との関係を考察し、地表面勾配が0.5~3%の工学的に水平と考えられる地盤でも水平変位が生じることを指摘した。

液状化に伴う流動が発生しやすい地盤条件として、これまでの研究から図-2に示す2タイプが考えられている¹⁴⁾。一つは、(a) 液状化層上面が傾斜し、標高の高い所から低い方に向かって地盤が流動するタイプ、もう一方は、(b) 臨海埋立地や河川の護岸のように側方境界に解放面を持つような地盤で、護岸が解放面方向に移動することで背後地盤が流動するタイプである。当初、浜田ら¹²⁾は図-2に示す2つと、(c) 液状化層上面は水平で液状化層下面が傾斜しているタイプも含めた3タイプについて影響要因の重回帰分析を実施し、液状化層厚、地表面勾配および液状化層下面の勾配をパラメータとした水平変位量の予測式を提案していた。しかし、それぞれの異なる流動タイプについて、個別に要因分析を実施する必要性が指摘され、その後の研究は流動メカニズムが不明確な地表面が平坦なケースを中心に行われるようになった。

日米共同で実施された研究¹⁵⁾では、浜田ら^{11),12)}の研究成果をベースに地表面がほぼ平坦なケースの流動要因分析が行われた。具体的には、地表面勾配が1%以下で、護岸等の影響を受けていないと考えられるデータを使用し、水平変位に対する地表面勾配、液状化層の下面勾配、液状化層厚の相関を調べている。その結果、地表面勾配あるいは液状化層の下面勾配と水平変位に有意な相関性は認められず、最も強い相関がある要因は液状化層厚であると結論付けている。また、地盤の液状化の程度を示す P_L 値についても水平変位と明確な相関が認められず、水平変位が P_L 値に依存していないことが報告されている。

吉田ら¹⁶⁾は、1995年兵庫県南部地震における液状化被害事例のうち、地表面勾配が約1%以下のほぼ水平な地盤を対象に、地盤統計手法であるクリギング法を用いて液状化領域の空間分布推定法を適用し、 F_L 値が0.5以下の液状化層下面傾斜方向と地盤の流動方向が一致していることを指摘している。また、その傾斜方向は地盤を構成する土層境界面の傾斜に起因するもので、それによっ

て地盤に作用していた初期せん断力の方向が、水平変位の方向に影響を与えていた可能性を示している。

規矩¹⁷⁾は、水平地盤の液状化に伴う水平変位が発生する条件として、傾斜した基盤上に地盤が堆積した場合や、基盤上に地盤が傾斜堆積した場合を想定し、模型実験および数値解析からそのような堆積条件下で地盤内に初期せん断力が存在するとともに、それが流動の駆動力となることを示した。

図-3は、1964年新潟地震（大形小学校）および1995年兵庫県南部地震（魚崎浜、ポートアイランド、六甲アイランド）の既往調査データ^{15),18)}について、地表面勾配が1%以下のデータを使用し、水平変位 D と護岸からの距離 X の関係を整理したものである。なお、魚崎浜のデータは、地震後1〜2ヶ月後の調査結果から算定された地表面勾配でデータを抽出しているが、その他は地震前に地表面勾配が調査されている。水平変位の調査位置図と地盤改良範囲^{15),18),19)}を図-4に示す。

図-3より、埋立地ではIshihara *et al.*の研究²⁰⁾と同様に、護岸から100m以上離れた地点においては、護岸変位が与える背後地盤への影響が小さくなる事が分かる。一方、通船川の自然堤防に位置する大形小学校では、護岸から150m離れた地点で最大9m程度の水平変位が発生す

るなど、埋立地で生じた水平変位と異なる傾向がある。時松²¹⁾、計測結果に基づき、液状化層厚がほぼ均一な地盤に対して、護岸近傍の水平変位 D_0 の25〜100倍が背後地盤の影響範囲 L であることを示した。ここでは、当該調査位置における液状化層厚の均一性は不明であるが、護岸近傍の水平変位 D_0 の100倍が背後地盤の影響範囲 L であると仮定して考察する。図-3の水平変位 D を護岸近傍の水平変位 D_0 、護岸からの距離 X を背後地盤の影響範囲 $L=100D_0$ でそれぞれ基準化した関係図を図-5に示す。なお、図中には、時松²¹⁾の提案式も併記している。図-5より、護岸変位の影響が小さいと考えられる範囲($X/L>1.0$)では概ね $D/D_0<0.3\sim0.4$ であり、例えば護岸変位が $D_0=1\text{m}$ の場合には、護岸から100m離れた地点の水平変位は30〜40cm程度と推定される。

(2) 実験的研究

液状化に伴う流動は、液状化してすぐ発生するのではなく、地震後しばらくの時間がかかって発生することが指摘されている¹⁴⁾。しかし、模型実験では、上述の説に反して、加振終了とともに流動が停止してしまうことが多い²²⁾。これは、模型地盤が原地盤よりも拘束圧が低く、せん断変形によるダイレイタンスー挙動が膨張的で、変

図-3 護岸からの距離 X と水平変位 D の関係

図-5 基準化した X/L と D/D_0 の関係

図-4 水平変位の調査位置図^{15),18),19)}

形とともにせん断強度が増大して流動を妨げる傾向にあること²³⁾、透水性に関する相似則が満足されておらず、液状化の継続時間が実際よりも短いことなどが考えられる。この問題に対して、濱田・若松¹⁵⁾は振動台で水平成層の地盤を液状化させ、加振を止めてから土槽全体を傾ける流動実験を行った。そして、流動中の液状化層は擬塑性流体としての性質を持ち、一定のせん断変形を受けた際に剛性が回復し、固体的な性質に移行することを示した。

豊田・東畑²³⁾は、模型地盤と実地盤のせん断変形によるダイレイタンス特性の違いを考慮して、湿潤堆積法と二酸化炭素を用いた方法で実地盤よりも非常に緩い傾斜地盤を作製し、衝撃力を与えることで流動現象を再現している。そして、流動現象の発生とともに間隙水圧が低下し、有効応力が回復することで変形を妨げようとする傾向や、周囲からの浸透流の作用により間隙水圧が再上昇して大変形に至ることなど、一連の流動メカニズムを明らかにしている。

両者の実験は、加振後の状況下において流動現象が確認され、また地表面は傾斜した状態で流動が止まるなど、実際の流動現象と調和的な傾向が再現されている。

以上のように、既に液状化に伴う流動が生じやすい地盤条件が整理され、地表面勾配が0.5~3%の工学的に水平な地盤で水平変位の発生が指摘されている。なお、本研究で対象としている滑走路地盤は、滑走路の供用に支障をきたさない範囲として、0.8~2%の地表面勾配が規定⁴⁾されており、本論文ではこの範囲を「水平な地盤」として取り扱うものとする。

3. 門型着底した部分改良の提案

滑走路は、常時から偏荷重が作用する港湾施設とは異なり、水平地盤上の施設である。性能設計の概念に基づけば、滑走路地盤の液状化を許容することが可能になり、液状化後の現象として、(1)一次元的な排水を伴う地盤沈下、(2)二次元的な流動の2つが考えられる。そのうち、最も滑走路面に悪影響を及ぼすのは、(1)の沈下や不同沈下と考えられ、著者らは合理的な液状化対策として、液状化層の部分改良を提案している^{7,8,9)}。

一般に液状化が懸念されている空港地盤は、臨海部での埋立によって造成される場合が多く、 N 値に代表される地盤の物性値は空間的にばらつき、また液状化層厚も不均一であることが推察される。図-6(a)は、液状化層厚が空間的に不均一で、地震後に不同沈下が生じやすいこと示したものである。液状化層が厚い地点では、薄い地点と比べて地表面で大きな沈下量が発生するため、線状あるいは面的な不同沈下として滑走路に悪影響を及ぼす。一方、部分改良を施した図-6(b)では、比較的一定厚さの

図-6 合理的な液状化対策の概念図

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ことが可能になる。

次に、本研究で対象にしている(2)の流動について考える。慣性力による残留変形は非線形挙動を伴う多くのケースで支配的な要因となるが、液状化に伴う流動の直接的な要因ではないと考えられている¹⁴⁾。そのようなことから、液状化に伴う流動に関する模型実験では、予想される流動方向と直交方向に加振される場合が多い^{24,25)}。滑走路地盤では、重力に起因する流動の駆動力が比較的小さいと考えられるが、過去の被災事例^{11),12),13)}では数mオーダーの水平変位が報告されており、必要な流動対策を講じる必要がある。

そこで、著者らは滑走路地盤の部分改良に関する流動対策として、改良層の両端部を非液状化層に着底させる門型着底構造を提案する。これは、改良層の両端部を非液状化層に着底させることで、地震時の流動力に抵抗するものである。提案する門型着底構造について、着底幅等の滑動安定性への影響を検討するため、下記に示すいくつかの仮定を設けた。

図-7に仮定した作用外力の模式図を示す。

- 液状化層は完全液状化し、土と間隙水の混合流体として挙動する
- 改良層には、地震慣性力と同じ方向に液体状の飽和地盤がWestergaardの動水圧として作用する
- 上記の動水圧は、すべて流動方向に作用し、改良層の慣性力とともに流動合力となる
- 抵抗合力は、不飽和層の重量および改良層の水中重量の全てが、着底部を通じて非液状化層に作用すると考えた摩擦抵抗力である
- 埋立空港の護岸部は、地震時に変位しない

図-7 部分改良の門型着底構造と作用外力の模式図

図-7の外力から評価される流動合力 F と抵抗合力 R の比を滑動安全率 F_s とし、着底幅 $B_{1,2}$ 、液状化層厚 H および液状化層下面勾配 θ_b が与える影響について検討した。検討に用いた諸元は、一般的な滑走路地盤を想定し、 $B=50\text{m}$ 、 $B_{1,2}=6\sim 22\text{m}$ 、 $H_3=2\text{m}$ 、 $\theta_b=1\sim 10\%$ 、 $\mu=0.7$ 、 $H=10\sim 16\text{m}$ 、 $k_f=0.25$ とした。摩擦係数 μ は、非液状化層の土質によって適切な値を設定すべきであるが、ここでは非液状化層の内部摩擦角 $\phi=35$ 度を仮定し、 $\mu=\tan(35)$ として設定した。

図-8(a)は、 $H=10\text{m}$ 、 $\theta_b=3\%$ の条件で、着底幅 $B_{1,2}$ の変化が滑動安全率 F_s に与える影響を示したものである。図中より、着底幅 $B_{1,2}$ が大きくなるほど、やや滑動安定性が向上するが、抵抗力 R とともに改良層の慣性力 H_F が増加するため、滑動安全率 F_s としては微増傾向にとどまる。図中からは、部分改良75%であれば、着底幅 $B_{1,2}$ が6mでも滑動安定性が保たれていることが分かる。図-8(b)は、 $B_{1,2}=6\text{m}$ 、 $\theta_b=3\%$ の条件で、液状化層厚 H を変化させたものである。参考のため、 $k_f=0.15$ についても併記している。図中より、液状化層厚 H が大きくなるほど、滑動安全率 F_s が小さくなる傾向が見てとれる。また、 $k_f=0.15$ の場合には、全てのケースで滑動安定性が確保されているが、 $k_f=0.25$ の場合には、部分改良75%でも液状化層厚 H が14m以上で滑動する危険性が高くなる ($F_s < 1.1$)。液状化層厚 H の増加は、本仮定における流動の直接的な外力 (Westergaardの動水圧) を大きく評価するため、滑動安全率 F_s の低下に与える影響は大きいものと考えられる。図-8(c)は、 $H=10\text{m}$ 、 $B_{1,2}=6\text{m}$ の条件で、液状化層下面勾配 θ_b を変化させたものであるが、滑動安全率 F_s にはほとんど寄与していないことが分かる。

以上の基本検討より、液状化層厚の変化が与える滑動安全率への影響は比較的大きいが、着底幅および液状化層下面勾配の影響は軽微であることが示された。このことから、比較的小さい着底幅の門型構造で、滑動安定性を確保できることが期待される。

 (a) 着底幅 $B_{1,2}$ の影響

 (b) 液状化層厚 H の影響

 (c) 液状化層下面勾配 θ_b の影響

 図-8 滑動安全率 F_s の推移

4. 滑走路地盤の液状化に伴う流動実験

(1) 実験概要

本実験で想定した滑走路地盤のタイプを図-9(a)に示す。

滑走路地盤は、液状化層厚13.75m、滑走路幅55mの横断面とし、液状化層の下面がフラットな場合を想定している。実際には図-9(b)のように液状化層下面が傾斜しているケースも考えられるが、3章の基本検討や既往の事例的研究¹⁵⁾から、水平変位に与える影響は地表面勾配や液状化層厚に比べて小さいため、本実験では図-9(a)を実験対象とした。

実験は、長さ4.0m、高さ1.5m、奥行き0.9mの亚克力側面を有する鋼製の剛土槽を用いた。滑走路地盤の対称性および実験土槽のサイズを考慮して、図-9(a)中の破線部(滑走路半断面)について1/25のモデルを模型地盤とした。液状化に伴う流動は、地盤が固体から半固体や液体、そして液体から半固体、固体へと複雑に遷移する現象であると考えられるため、本実験では相似則を考慮せず長さの縮尺のみを1/25のモデルとし、模型レベルでの検討を行った。なお、破線の着底部 B_1 を $B_1/2$ ずつ両側に振り分け、改良層の傾斜や回転が生じないようにした。

門型着底構造の模型地盤を図-10に示す。図-10では、図-9(a)の半断面を実験モデルとして取り出しているため、図-10の右側土槽面は非排水条件となっている。参考までに、図-7の仮定における模型地盤の設計震度 k_h と滑動

安全率 F_s の関係を図-11に示す。

1G場での流動実験では、豊田・東畑²⁹⁾や東畑・William²⁶⁾が指摘するように、実地盤と模型地盤のダイレイタンス特性の違いを考慮して、実地盤よりも相対密度 D_r の低い地盤を作製することが重要であると考えられる。本実験では、相馬砂5号で $D_r=30\%$ 前後になるよう空中落下法で緩詰し、24時間以上かけてゆっくり注水することで飽和地盤を作製した。模型地盤の液状化強度比を推定²⁷⁾すると、 $R_L=0.126$ であった。また、流動の下流側では土槽壁を取り除き、着目している滑走路地盤から外れたエリアには、流動の駆動力を与えるため25%程度の傾斜地盤を設けた。

改良層は、既設滑走路に適用可能な溶液型薬液注入工法⁵⁶⁾を適用した。水ガラス系の薬液 SiO_2 濃度8%を、所定の型枠内に流し込み、 $D_r=30\%$ 相当量の相馬砂5号を投入し、72時間養生後に脱枠することで、一軸圧縮強さ $q_u=110.1\sim148.3\text{kN/m}^2$ (平均 123.8kN/m^2)の改良層を作製した。通常、溶液型薬液注入工法を用いた模型実験では、あらかじめ注入チューブを所定の間隔で地盤中に設置し、地盤作製後に定量ポンプ等で薬液を注入することで球状の改良体を作製する⁷⁾。しかし、本実験では改良層の形状が実験結果に大きな影響を与えると考えられるため、球状の改良体ではなく、上述のような薬液落下法で直方体の改良層を作製した。なお、改良砂の液状化強度比は未改良砂の2倍程度、動的変形特性は未改良砂とほぼ変

図-9 想定される滑走路地盤のタイプ

図-10 門型着底構造の模型地盤 (単位: mm)

図-11 設計震度 k_h と滑動安全率 F_s の関係

わらないことが知られている⁵⁶⁾。非液状化層は同じ相馬
 硅砂5号に超早強セメントを重量比で3%程度混合し、水
 中養生することで基盤層を作製した。

境界部の処理として、土槽面あるいはアクリル面と改
 良層との摩擦力が水平変位に与える影響を懸念し、図-
 12に示すようにテフロン塗布したビニールシートを改
 良層と鋼製土槽の間に敷設した。

図-13には、改良層と非液状化層との摩擦係数を把握
 するために実施した、改良層の荷重 P と変位 D の関係図
 を示すが、改良層が滑動し始めた荷重 P を重量 W で除し
 た摩擦係数 μ は0.61であった。

本実験では、予備実験により、あらかじめ未改良層が

図-12 境界処理の模式図(左), 写真(右)

液状化することを確認した正弦波の最大加速度400Gal、
 振動数5Hz、波数20波を流動方向と同じ方向に入力した。

図-10に示すように、地盤内には水圧計、加速度計、
 50mm×100mmのプレートを先端に取付けた巻取り式変
 位計、地表面にはレーザー式変位計を設置し、サンプリ
 ング周波数512Hzで収録した。また、相馬硅砂5号を染色
 した赤砂を図中のように縦縞に敷設し、地表面にはいく
 つかのターゲットを設置することで、実験前後の形状を
 計測した。実験ケースは未改良、部分改良73%、部分改
 良50%および門型着底構造の計4ケースである。

実験ケースおよび相対密度の実績を表-2に、実験模式
 図と実験後の側面写真を図-14に示す。

図-13 改良層と非液状化層との摩擦実験

(a) 未改良

(b) 部分改良 73%

(c) 部分改良 50%

(d) 部分改良 50% 門型着底

図-14 実験ケースの模式図と実験後の側面写真 (単位: mm)

- Pw: 水圧計
- α: 加速度計
- D: レーザー式変位計
- ⇄ D: 巻取り式変位計

(2) 実験結果

図-15に実験で計測された時刻歴波形を示す。図中の縦破線は加振時間帯を表している。図-15(a)の7秒付近および図-15(b)の13秒付近では、スパイク上のピークが確認できる。これらの計測はレーザー式変位を用いたもので、計測上の誤値と推察されるが、ピーク後の残留変位量がターゲット計測値と整合していたため、定量的な取り扱いができるものとした。また、図-15(c)の巻取り式変位計 D_{hs} は、他の計測データに比べてノイズが多いが、トレンドは十分把握できるものと考えている。

図-15より、全体挙動を概観すると、加振中に変形が進行し、加振終了とともに変形が停止している。本実験では、透水係数の調整を行っていないため、地震後にしばらくの時間がかかって発生するような流動現象¹⁴⁾は再現できていない。

図-15(b)滑走路地表面の未改良ケースでは、模型レベ

ルで水平変位 D_h が3.3cm発生しているのに対して、改良ケースでは0.5cm以下であり、図-15(c)滑走路地盤内の水平変位 D_{hs} を見ても改良ケースは極端に小さい値を示していることから、水平変位に対する低減効果が確認できる。なお、部分改良50%ケースの収録データが欠損していたので、水平変位 D_{hs} は図示していない。

改良ケースの対策効果を比較するため、図-16に未改良ケースの水平変位で基準化したものを示す。図中より、本実験で行った改良ケースの水平変位 D_h は、未改良ケースの2割以下であり、部分改良率が大きいほど水平変位の低減効果が高いことが分かる。また、同じ部分改良50%でも、門型着底することでさらに水平変位の発生を抑制している。なお、図-15(a)鉛直変位 D_v は、未改良、部分改良50%、部分改良73%、部分改良50%門型着底の順で小さくなる傾向があった。

表-2 実験ケース一覧

ケース	液状化層厚	改良層厚	部分改良率	相対密度
	H_L (mm)	H_I (mm)	H_I/H_L (%)	D_r (%)
未改良	550	-	-	27.6
部分改良73%	550	400	73	30.6
部分改良50%	550	275	50	28.2
部分改良50%門型着底	550	275	50	29.8

図-16 部分改良ケースの比較

図-15 代表的な時刻歴波形

(d)過剰間隙水圧 P_{wl} は、設置深度での有効上載圧が 3.8kN/m^2 であることから、水圧比が1.0に近い液状化状態であったと判断されるが、部分改良50%の門型着底ケースは、他のケースに比べてせん断変形が抑制されるため、液状化には至っていない。

一般的に、部分改良率が高いほど、排水距離が長くなるので過剰間隙水圧の消散が遅れる傾向があると考えられる。そのため、門型着底ケースでは、着底部の滑動抵抗力が減少することが予想されたが、先述した様に、本実験では加振終了後に水平変位 D_h 、 D_{th} が収束する傾向が確認された。この理由として、透水係数の調整を行っていないため、実際よりも早く過剰間隙水圧が消散したことの他に、図-15(d)に示すように、門型着底部に囲まれた液状化層の過剰間隙水圧 P_{wl} がそれほど上昇していなかったことが挙げられる。そのため、多方向に繰返しせん断が作用する実地震動では、門型着底部に囲まれた液状化層の過剰間隙水圧が上昇し、着底部の滑動抵抗力が減少する可能性があると考えられる。また、図-10の右側では改良層と土槽間にキャビテーションが生じ、改良層の水平変位が抑制された可能性も否定できない。このように、本実験では、改良ケースの対策効果を過大評価している可能性が課題として残されている。

以上から、本実験条件の範囲では、定性的に部分改良率が大きいほど水平変位の低減効果が高いこと、改良層の両端部を門型に着底することで、さらに水平変位の発生を抑止できる可能性が示唆された。しかし、先述した理由により、改良ケースの対策効果をやや過大評価している可能性がある。

(3) 模型実験の再現解析

3章では、流動現象を改良層の滑動問題に帰着させ、震度法の概念を準用した安定性の基本検討を行ったが、耐震設計に関する実務では、性能設計の概念に基づき、施設の要求性能を満たすための変形量の評価が必要不可欠である。

解析的なアプローチとしては、図-17に示すように、(a)液状化地盤を固体的に扱う方法と(b)流体的に扱う方法がある²⁸⁾。前者は、地表面傾斜による流動の駆動力が存在する場合、液状化時に地盤の強度や剛性が低下し、せん断ひずみが発生することで流動現象を表現しようとするものである。この場合、せん断ひずみの発生とともに地表面が平らになれば、せん断力が作用しなくなり流動は停止することになる。後者は、液状化地盤が液体状に振舞うことから粘性流体としてモデル化し、流体の粘性係数や継続時間を考慮して流動量を求めようとする方法である。

地盤の流動現象は、固体あるいは液体のどちらかではなく、互いが混在しているような複雑な挙動であると考えられる³¹⁾が、本実験の再現解析では、実務設計での簡便さを重視し、図-17(a)の安田ら³²⁾が提案する残留変形解析(コード:ALID)³³⁾を用いた。本手法は、液状化に伴う地盤の流動メカニズムを地盤の剛性低下に起因するものと捉えて、流動時に低下した剛性がある限界ひずみ(図-17(a)の γ_L)で回復する実験事実に基づき、静的な剛性低下解析に帰着させたことを特徴とする。

門型着底構造の解析モデルを図-18、解析定数一覧を表-3示す。境界の拘束条件は底面をxy固定、左側面をx固定、右側面は鋼製の実験土槽をビーム要素としてモデ

(a) 固体モデル (b) 流体モデル

図-18 門型着底構造の解析モデル

図-17 流動解析のアプローチ²⁸⁾

表-3 解析定数一覧

土層名	モデル	単位体積重量 γ (kN/m^3)	ポアソン比 ν'	せん断剛性 $G_0 = \rho V_s^2$ (kN/m^2)	せん断剛性 低下率 G_1/G_0	回復せん断 剛性比 G_2/G_0	微小抵抗 領域ひずみ γ_L (%)	せん断 抵抗角 ϕ (degree)	ダイレイタ ンシー角 ψ (degree)	粘着力 c (kN/m^2)
液状化層	弾完全塑性	18	0.33	4,590	0.0003	0.0095	45.9	35.4	10.4	0
改良層	弾完全塑性	18	0.33	4,590	0.55	-	-	35.4	10.4	61.9
非液状化層	線形弾性	19.05	0.33	175,000	-	-	-	-	-	-

要素	開閉剛性 K_n (kN/m^3)	せん断剛性 K_s (kN/m^3)	せん断抵抗角 ϕ (degree)	引張り強度 q_t (kN/m^3)
ジョイント	1,000,000	100	15	0

ル化し, x 固定とした. セン断剛性係数 G は, 模型地盤作製後にパルス波を入力し, 地盤中の2点間のピーク時間差と距離から同定されたセン断波速度 V_s より $G = \rho V_s^2$ で算定し, 拘束圧に0.5乗で依存させた. ポアソン比 ν は, 静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ を仮定し, $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ から0.33とした. 液状化層の剛性低下率 G_1/G_0 は, F_L 値に依存する³²⁾ことが知られているが, ここでは未改良ケースの実験結果に合う様, G_1/G_0 のみを変化させて決定し, 全ケースの解析に用いる. 微小抵抗領域ひずみ γ_L および回復せん断剛性比 G_2/G_0 は, 複数種類の土質による要素試験結果から, $G_1 \sim \gamma_L$ および $G_2 \sim \gamma_L$ が両対数で直線関係 ($G_1 = 1300 \gamma_L^{-1.79}$, $G_2 = 2000 \gamma_L$, ここで, G_1, G_2 : (kN/m²), γ_L : (%)) にあること³²⁾が報告されており, 本検討においてもその関係式に倣って算定した. 改良層の剛性低下率 G_3/G_0 は, 既往の要素試験から $G_3/G_0 = 0.55 \sim 0.8$ の範囲^{34), 35)}であることが報告されており, ここでは最も小さい $G_3/G_0 = 0.55$ を採用した.

土のモデルは, 液状化層, 改良層は弾完全塑性モデル, 非液状化層は線形弾性モデルとした. 弾完全塑性モデルは, Mohr-Coulomb型の降伏関数とDrucker-Prager型の塑性ポテンシャル関数を組み合わせたもので, 降伏面内では弾性挙動, 降伏面外ではダイレイタンシー角 ψ で膨張する塑性挙動を表現するものである. 一般に, 土の応力-ひずみ関係は, 密な砂地盤でひずみ軟化, 緩い砂地盤でひずみ硬化を示すことが知られており, ここで用いた弾完全塑性モデルの傾向とはやや異なるものであるが, 定

性的な傾向は把握できるものと考えている. 弾完全塑性モデルで用いるせん断抵抗角 ϕ は三軸CD試験から決定し, ダイレイタンシー角は $\psi = \phi/25$ として決定した. 改良層の粘着力 c は, 本実験で用いた改良層の平均一軸圧縮強さ $q_u = 123.8 \text{ kN/m}^2$ から, $c = q_u/2$ として設定した.

図-19の右側, 土槽との境界部にはMohr-Coulombの破壊規準に従うジョイント要素を配置して, 土槽との滑りや剥離を表現した. 別途実施した摩擦実験より, テフロン塗布とビニールシートを施した土槽と改良層における摩擦係数が $\mu = 0.27$ であったことから, セン断抵抗角 ϕ を $\tan^{-1}(0.27) = 15$ 度とし, 粘着力 $c = 0 \text{ kN/m}^2$, 垂直方向の剛性 $K_n = 10^6 \text{ kN/m}^2$, セン断方向の剛性を $K_s = 10^2 \text{ kN/m}^2$ と仮定した. ジョイント要素の剛性は, 引張り降伏時 ($\sigma < -q$) に $K_n = K_s = 0$ となり, セン断降伏時 ($\tau > (c + \sigma \tan \phi) = \tau_f$) に $K_s = 0$ となる.

3章では, 改良層の滑動安定性を検討するために慣性力や動水圧を外力と考えたが, 流動量に与える影響は重力が支配的であると考えられる¹⁴⁾ため, 本解析では, 剛性低下に起因する流動メカニズムとして検討を行った.

図-19は未改良, 部分改良50%および門型着底ケースの解析結果として, メッシュ変形図と実験後に計測された地表面形状および赤砂とを比較したものである. 図中より, 流動地盤の変形モードが解析と実験とで概ね調和的であることが分かる.

地表面ターゲットの水平変位に関する比較を図-20に

(a) 未改良

(b) 部分改良 50%

(c) 部分改良 50%門型着底

図-19 メッシュ変形図と実験結果の比較

示す。未改良ケースは剛性低下率 G_1/G_0 を実験結果に合わせているので、当然の如く整合し、改良ケースは実験値がやや大きい傾向を示すものの、全体傾向として概ね再現していることが分かる。解析では、慣性力と動水圧を考慮していないことから、実験値がやや大きいものと考えられるが、滑走路部地表面に着目すると、改良ケースでは水平変位が発生しない点で良い一致を示している。

5. 滑走路地盤に関するパラメトリックスタディ

(1) 検討概要

本章では、モデル滑走路地盤の地表面勾配 θ_s 、液状化層下面の勾配 θ_b 、地盤改良条件をパラメトリックに変化させ、滑走路地盤の水平変位に与える影響を検討する。解析手法は、4章(3)と同様のALIDである。滑走路地盤の解析モデルおよび境界条件を図-21に示す。

本検討で用いたモデル滑走路地盤は、滑走路幅50m、中央の液状化層厚10m(N値10)、地表面に地下水位が存在する条件である。1章で述べたように滑走路長が1,280m以上で精密進入を行う場合には、滑走路の縦方向の中心線から着陸帯の長辺までの離隔が150m以上と規

定されている⁴⁾。本解析では滑走路の両側に75mおよび100mの付加地盤を考慮することで、滑走路中心線から両端部にそれぞれ計200mの解析領域を設けた。ここで付加地盤とは、モデル側端の柱状Solid要素列と同一な水平の自由地盤のことである。

検討ケースを表-4に示す。地盤の幾何学的条件として、表中のように地表面勾配 θ_s を0.5%~6%、液状化層下面の勾配 θ_b を0%~10%までパラメトリックに変化させた。本検討で設定した地表面勾配 θ_s は、実際の滑走路地盤で規定されている勾配⁴⁾以上も含まれているが、 θ_s が水平変位に与える影響を把握する目的でこのように設定している。なお、2章で示したように液状化層下面の勾配 θ_b は、水平変位に与える影響が極めて小さいと予想されるため、未改良ケース以外は $\theta_b=10\%$ に固定して検討を行った。地盤改良を施したケースは、部分改良率として25%、50%および75%の未着底ケース、さらにそれぞれの改良層の両端部を幅6mで門型に着底させたケースである。着底幅6mは比較的小さい幅であるが、2章の基本検討で滑動安定性が期待された諸元で、一般的な改良体の径($\phi=2\text{m}$)では3球分に相当する。

検討に用いた解析定数の一覧を表-5に示す。液状化層

図-20 水平変位に関する実験と解析の比較

図-21 解析モデルと境界条件(着底の場合)

表-4 検討ケース

地表面勾配 θ_s (%)		0.5%, 1%, 2%, 3%, 6%
液状化層下面の勾配 θ_b (%)		(0%), (3%), (6%), 10%
地盤改良	未改良	—
	部分改良25%	未着底, 門型着底
	部分改良50%	未着底, 門型着底
	部分改良75%	未着底, 門型着底

()未改良ケースのみ実施

表-5 解析定数一覧

土層名	モデル	単位体積重量 γ' (kN/m^3)	N値 10	弾性係数 $E_0=2800N$ (kN/m^2)	ポアソン比 ν'	せん断剛性 $G_0=E_0/2/(1+\nu')$ (kN/m^2)	せん断剛性低下率 G_1/G_0	回復せん断剛性比 G_2/G_0	微小抵抗領域ひずみ γ_L (%)	せん断抵抗角 ϕ (degree)	ダイレイタンス角 ψ (degree)	粘着力 c (kN/m^2)
液状化層	弾完全塑性	10	10	28,000	0.33	10,526	0.001 0.0003	0.0129 0.0066	14.7 28.9	34.2	9.2	0
改良層	弾完全塑性	10	10	28,000	0.33	10,526	0.55	-	-	34.2	9.2	50
非液状化層	線形弾性	10	30	84,000	0.33	31,579	-	-	-	-	-	-

の N 値を10と仮定し、弾性係数 E は推定式²⁷⁾ $E=2800N$ から設定し、拘束圧の0.5乗に依存させた。ポアソン比 ν は静止土圧係数 $K_0=0.5$ を仮定し、 $\nu=K_0/(1+K_0)$ より0.33とした。液状化後の剛性低下率 G_1/G_0 は、既往の検討事例で0.001~0.005程度の値が多く用いられている²⁸⁾ことから、本検討では $G_1/G_0=0.001$ 、さらに比較のため4章(3)の再現解析で用いた $G_1/G_0=0.0003$ についても検討を行った。

実地震動は多方向に作用するため、門型着底部に囲まれた未改良層は、せん断方向によって液状化の程度が異なると考えられる。すなわち、門型着底構造の面内方向に加振される場合、門型の改良層によりせん断変形が抑制され、面外方向の加振と比較して、過剰間隙水圧の上昇は抑えられる傾向にある。そのため、門型着底部に囲まれた液状化層は、改良層外部の液状化層よりも大きな剛性低下率 G_1/G_0 を与える必要があると考えられるが、本検討では一律に同じ剛性低下率 G_1/G_0 を与えて、設計上安全側の評価を行った。改良層の剛性低下率 G_3/G_0 、微小抵抗領域ひずみ γ_L および回復せん断剛性比 G_2/G_0 については4章(3)と同様の方法で設定した。

土のモデルは、液状化層、改良層は弾完全塑性モデル、非液状化層は線形弾性モデルを適用した。弾完全塑性モデルで用いるせん断抵抗角 ϕ は、 N 値と有効土被り圧を考慮したマイヤホフの提案式²⁹⁾³⁰⁾より算定し、4章(3)と同様にダイレイタンシー角 $\psi=\phi/25$ として設定した。改良層の粘着力 c は、一般的に適用される改良砂の一軸圧縮強さ $q_u=100\text{kN/m}^2$ から⁹⁾、 $c=q_u/2$ として設定した。

(2) 検討結果

検討結果について、滑走路中央点の水平変位 D を初期の液状化層厚 $H=10\text{m}$ で除し、基準化変位 D/H として整理した。

図-22に、 $G_1/G_0=0.001$ で解析した未改良ケースの地表面勾配 θ_s と基準化変位 D/H との関係図を示す。図中より、水平変位 D が液状化層下面の勾配 θ_b の影響を受けないことや、地表面勾配 θ_s が大きくなるにしたがい、基準化変位 D/H が大きくなる右肩上がりの傾向が分かる。

改良(未着底)ケースについて、部分改良率と基準化変位 D/H の関係を地表面勾配 θ_s 毎に示したのが図-23である。図-23より、未着底でも部分改良率が大きくなるほど(改良深度が深くなるほど)基準化変位 D/H が小さくなり、その低減効果は概ね部分改良率と線形関係にある。なお、 $G_1/G_0=0.0003$ についても同様の傾向が確認された。

次に、全ケースの地表面勾配 θ_s と基準化変位 D/H との関係を図-24 ($G_1/G_0=0.001$) および図-25 ($G_1/G_0=0.0003$) に示す。図中の破線は、浜田ら¹²⁾が1964年新潟地震および1983年日本海中部地震による事例から、水平変位と各種の要因を重回帰解析して提案した推定式である。

剛性低下率 G_1/G_0 の小さい方が大きな水平変位を示す

が、未改良ケースについて、いずれの剛性低下率 G_1/G_0 でも事例分析から提案された浜田ら¹²⁾の推定式と傾向が概ね調和しており、特に $G_1/G_0=0.001$ では良い整合が見られる。全体傾向を概観すると、地表面勾配 θ_s とともに基準化変位 D/H が大きくなり、また、部分改良率が大きくなるにしたがって((a)から(c)にかけて)、基準化変位 D/H が低減される。(a)部分改良25%を見ると、改良(未着底)では未改良ケースの基準化変位 D/H を若干低減するものの、大きな効果は期待できないことが分かる。一方、(b)部分改良50%は、改良(未着底)でも未改良ケースの基準化変位 D/H を概ね5割、(c)部分改良75%では8割近く低減する効果が確認できる。さらに、改良(着底)ケースは、地表面勾配 $\theta_s \leq 3\%$ の範囲では水平変位がほとんど抑制され、 $\theta_s > 3\%$ で急増する傾向があり、これについて後に考察する。

剛性低下率 $G_1/G_0=0.001$ に関して、改良改良25%と75%の着底ケースについて、最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ 分布を図-26に示す。図-26より、地表面勾配 θ_s が大きくなるにしたがい((a)から(c)にかけて)、改良層両端の上部および着底部の最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ が大きくなる傾向が分かる。改良層内の上部で最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ が大きくなるのは、拘束圧が低く、せん断剛性係数 G_0 が低く評価されているためと考えられる。地表面勾配 θ_s が大きくなると、門型着底構造の改良層は、液状化に伴う流動により大きなせん断変形を受けるため、特に着底部の付け根辺りで最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ が増大する傾向がある。この影響で、 $\theta_s > 3\%$ から水平変位が急増するものと考え

図-22 地表面勾配 θ_s と基準化変位 D/H の関係(未改良)

図-23 部分改良率と基準化変位 D/H の関係(未着底)

られる。なお、 $G_1/G_0=0.0003$ においても同様の傾向が確認されている。

著者らは、過去に滑走路地盤の部分改良について、沈下低減の観点から模型実験および実物大の実験的検討を行い、部分改良率が70%以上であることが望ましいと結論付けている⁹⁾。それを踏まえ、実際の空港で規定される勾配内 ($\theta_s=0.8\sim 2\%$)⁴⁾として、図-26(d) $\theta_s=1\%$ を見ると、部分改良75%では、発生する最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ が他のケースよりも小さいことが分かる。図-24を具体的な数値で考察すると、液状化層厚 $H=10\text{m}$ の場合に、未

改良ケースで2.0mの水平変位が生じているのに対して、改良(未着底)では概ね0.5m、改良(着底)すればほぼ抑止されることが推測される。

本検討では、モデル滑走路地盤について、剛性低下率 G_1/G_0 を一律に適用し、土のモデルを弾完全塑性体と仮定して、地表面勾配や地盤改良条件を変化させて、水平変位に関する評価を行った。検討に使用した剛性低下率 G_1/G_0 は F_L 値に依存し³²⁾、地震動レベルなどの外力条件や、地盤条件等によって影響を受けるものである。それゆえ、適切な G_1/G_0 を設定することは困難であると考えられる

図-24 地表面勾配 θ_s と基準化変位 D/H の関係 ($G_1/G_0=0.001$)

図-25 地表面勾配 θ_s と基準化変位 D/H の関係 ($G_1/G_0=0.0003$)

図-26 改良層の最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ 分布 ($G_1/G_0=0.001$)

が、本検討で設定した範囲 ($G_1/G_0=0.001, 0.0003$) では、定性的に同様の傾向が確認された。

6. おわりに

本研究では、滑走路地盤の部分改良を対象にした流動対策として、改良層の両端部を非液化化層に門型着底する構造を提案した。

最初に、門型着底構造の液化化に伴う流動現象を静的な改良層の滑動問題として帰着させ、震度法を準用した着底幅をはじめとする基本的な検討を行った。次に、滑走路地盤の流動現象に関するIG場の模型実験を実施して、門型着底による流動対策効果を確認した。さらに、流動現象を地盤の剛性低下に起因するものと捉えた解析手法（コード：ALID）を用いて、模型実験の再現解析を実施した。最後に、同様の解析手法を用いて、モデル滑走路地盤の地表面勾配、液化化層下面の勾配、地盤改良条件をパラメトリックに変化させて、滑走路地盤の水平変位に与える影響を考察した。

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 基本検討より、提案した門型着底構造の滑動安全率は、液化化層厚に大きく影響し、着底幅および液化化層下面勾配の影響は軽微であることが示された。
- 模型実験では、未着底の部分改良50%および73%によって、未改良ケースの水平変位を8割近く低減し、改良層を門型着底することで水平変位の発生をほぼ抑止していた。
- 模型実験では、実現象よりも透水性が高く、過剰間隙水圧の消散が早いことや、非排水条件の土槽面と改良層の間にキャビテーションが作用する可能性があることから、改良ケースの対策効果を過大に評価している可能性も否定できない。そのため、定量的な取り扱いには注意が必要である。
- 模型実験の再現解析では、地震中の慣性力や動水圧を考慮せず、剛性低下に起因する解析手法（コード：ALID）を用いた。その結果、任意な剛性低下率を用いることで、実験現象を概ね再現することから、慣性力や動水圧の流動量に対する寄与は、適切な剛性低下率の設定が可能な場合に、包括することができるかと推察される。
- 滑走路地盤の液化化層厚を10mとし、地表面勾配、液化化層下面の勾配、地盤改良条件をパラメトリックに変化させて検討した結果、水平変位に対する液化化層下面の勾配の影響は地表面勾配に比べて軽微であった。
- 上記のパラメトリックスタディより、地表面勾配が大きくなるほど、水平変位は増大するが、部分

改良を施すことによって、水平変位が低減する傾向を確認した。

- 上記のパラメトリックスタディより、滑走路地盤では液化化層を部分改良75%することで、未改良ケースの水平変位を8割近く低減し、改良層を門型着底することにより、水平変位の発生を抑止できる可能性が示唆された。

以上より、液化化時の滑走路地盤では、部分改良75%あるいは改良層を門型に着底することで、運用上、支障のない水平変位にとどまることが推察された。しかし、滑走路に関する耐震設計³⁹⁾では、水平変位量に関する具体的な規定が設けられていないため、実務的には設計者の判断に委ねられている。そのため、許容される水平変位量については、航空機の滑走可能性あるいは空港の供用性という観点から、別の検討が必要であると考えられる。また、本研究では地震時の液化化に伴う流動現象に着目しているため、地震後にしばらくの間継続するような流動現象⁴⁰⁾や、提案する門型着底部に囲まれた液化化層が有意な沈下挙動を示す場合には、改良層の内部安定や沈下を考慮した更なる検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省航空局：平成 18 年度地震に強い空港のあり方検討委員会報告，2007。
- 2) (社)土木学会：昭和 39 年新潟地震被害調査報告書，土木学会新潟震災調査委員会編，1996。
- 3) (財)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007。
- 4) (財)港湾空港建設技術サービスセンター：空港土木施設の設計基準・同解説，2008。
- 5) 山崎浩之，善功企，河村健輔：溶液型薬液注入工法の液化化対策への適用，港湾空港技術研究所報告，第 41 巻，第 2 号，2002。
- 6) (財)沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），2008。
- 7) 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化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。
- 8) 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化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。
- 9) 菅野高弘，中澤博志，池野勝哉，三藤正明：溶液型薬液注入工法を用いた滑走路地盤の液化化対策に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1206，2010。
- 10) 安田進：液化化に伴う地盤の流動と構造物への影響，土と基礎，Vol.47，No.5，pp.53-54，1999。
- 11) 浜田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利：液化化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集，No. 376/III-6，pp.211-220，1986。
- 12) 浜田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利：液化化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究，土木学会論文集，No.376/III-6，pp.221-229，1986。

- 13) 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.
- 14) 吉田望: 液状化に伴う流動のメカニズム, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.53-70, 1998.
- 15) 地震予知総合研究振興会: 地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究, 昭和 63 年度調査研究報告書, 1989.
- 16) 吉田雅穂, 宮島昌克, 北浦勝: 液状化領域の空間分布推定法の提案とほぼ水平な地盤における流動予測への適用, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.155-166, 1999.
- 17) 規矩大儀: 液状化による地盤の永久変位に関する研究, 九州工業大学博士論文, 1993.
- 18) Masanori, H., Ryoji, I. and Kazue, W.: The 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, Association for Development of Earthquake Prediction, 1995.
- 19) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド) 報告書, 1995.
- 20) Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H.: Soil Characteristics and Ground Damage, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects on the January 17 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake, pp.109-118, 1996.
- 21) 時松孝次: 液状化・側方流動に関する基礎構造設計の可能性, 建築技術, No.564, pp.126-131, 1997.
- 22) 佐々木康, 東畑郁生, 常田賢一, 山田和彦, 松本秀應, 溜幸生, 佐谷祥一: Mechanism of Permanent Displacement of Ground Caused by Seismic Liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3, pp.79-96, 1992.
- 23) 豊田浩史, 東畑郁生: 液状化した砂地盤の側方流動に関する振動台実験, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, pp.853-858. 1994.
- 24) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y.: The Mechanism and a Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.149-160, 1992.
- 25) Towhata, I., Tokida, K., Tamari, Y., Matsumoto, H. and Yamada, K.: Prediction of permanent lateral displacement of liquefied ground by means of variational principle, Proc., 3rd Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-91-0001, NCEER, pp.237-251, 1991.
- 26) 東畑郁生, William, V.M.: 地盤流動の模型実験のための材料相似則, 土木学会第 53 回年次学術講演会, III-A175, pp.348-349, 1998.
- 27) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 2002.
- 28) 吉見吉昭, 福武毅芳: 地盤液状化の物理と評価・対策技術, pp.217-242, 2005.
- 29) Meyerhof, G. G.: Discussion on soil properties and their measurement, Discussion 2, Proc. of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.III, p.110, 1957.
- 30) Meyerhof, G. G.: Compaction of sands and bearing capacity of piles, ASCE, Vol.85, No.SM6, pp.1-29, 1959.
- 31) 吉田望: 液状化に伴う地盤の側方流動に関する解析的研究, 地盤の破壊とひずみの局所化に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.340-348, 1994.
- 32) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大儀, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 33) ALID 研究会: 2 次元液状化流動解析プログラム ALID/Win, 第四版, 2007.
- 34) 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.
- 35) 中澤博志, 菅野高弘, 池野勝哉, 三藤正明: 溶液型薬液改良砂の非排水せん断挙動および液状化後の体積圧縮特性に関する検討, 土木学会論文集 C, Vol.66, No.3, pp.595-608, 2010.
- 36) (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, 2008.

(2010.3.31 受付)

COUNTERMEASURE AGAINST LATERAL FLOW OF LIQUEFIABLE RUNWAY GROUND

Katsuya IKENO, Masaaki MITOU, Kouki ZEN, Takahiro SUGANO
and Hiroshi NAKAZAWA

The effect of partial soil improvement by the Chemical Grouting Method (called as CGM) is investigated for liquefiable runway ground in this paper. Especially, the partial soil improvement by CGM is proposed as a countermeasure against lateral flow of liquefiable runway ground. The effect of the countermeasure is verified by the laboratory experiment, in which the behavior of lateral flow is simply assumed as a static sliding problem, under 1G gravitation condition. In addition, a parametric study conducted for a model runway ground in numerical analysis. As a result of analytical examination, it is clarified that the inclination of pavement side have significant influence on occurrence of lateral flow. Moreover, the lateral flow can be mostly restrained using partial soil improvement, and it can be prevented completely by making on the both ends of an improvement layer to non-liquefiable layer.