

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1308 June 2015

空港舗装直下地盤への格子状地盤改良工法の適用に関する研究

大矢 陽介
小濱 英司
菅野 高弘
今井 政之
東中 邦夫
金田 一広
本多 剛

国立研究開発法人 港湾空港技術研究所

National Research and Development Agency,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 空港舗装適用への課題	4
3. 地震時挙動解明のための模型振動実験	5
3.1 目的	5
3.2 実験条件	5
3.3 実験結果と考察	9
3.4 まとめ	17
4. 舗装の不陸に対する格子間隔と表層非液状化層厚の影響	18
4.1 検討内容	18
4.2 遠心模型実験	18
4.3 数値解析	22
4.4 まとめ	25
5. 実地盤断面における対策効果と舗装の変状	26
5.1 目的	26
5.2 解析手法	26
5.3 解析モデル	26
5.4 解析内容	27
5.5 解析結果と考察	29
5.6 まとめ	30
6. 空港舗装への適用性	31
7. 結論	32
8. あとがき	32
謝辞	32
参考文献	32

Applicability of Grid-Type Improvement Method to Ground under Airport Pavement

Yousuke OHYA*

Eiji KOHAMA**

Takahiro SUGANO***

Masayuki IMAI****

Kunio HIGASHINAKA*****

Kazuhiro KANEDA*****

Tsuyoshi HONDA*****

Synopsis

Most of liquefaction countermeasures for the grounds under airport pavements are constructed during service of the airport facilities. Therefore, liquefaction countermeasure methods which can be applied to the ground under airport pavements are limited because they have to be conducted under various restrictions. There are few applicable countermeasure methods in case of the soil restriction, for instance, against high fine content soil, near existing structures and/or under thin surface soil layer.

The grid-type ground improvement method is subjected in this research. This is different in a mechanism preventing liquefaction, from the other countermeasure methods generally used for the ground under airport pavements. The grid-type improvement method can be applied to high fine content soil and ground near existing structures. Seismic behavior of the asphalt pavement applied the grid-type improvement is clarified to apply this method to airport pavements. In this paper shows results of model tests and numerical analyses conducted to evaluate influence of a grid interval and thickness of surface non-liquefiable soil layer and to propose deformation prediction method for practical uses.

Key Words: liquefaction countermeasure, airport pavement, grid-type ground improvement

* Researcher, Earthquake Disaster Prevention Engineering Division, Earthquake and Structural Dynamics Group
** Head of Earthquake and Structural Dynamics Group
*** Director for Special Research
**** Takenaka Civil Engineering & Construction Co. Ltd., Technology & Production Development Division
***** Takenaka Corporation, Research and Development Institute
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 E-mail : ooya-y@pari.go.jp

空港舗装直下地盤への格子状地盤改良工法の 適用に関する研究

大矢 陽介*・小濱 英司**・菅野 高弘***
今井 政之****・東中 邦夫****・金田 一広*****・本多 剛*****

要 旨

空港舗装直下地盤を対象とした液状化対策は、多くの場合、供用中の施設に対して実施することになるため、様々な制約条件が課せられ、多数ある液状化対策工法のうち空港舗装直下地盤に適用可能な工法は限られている。例えば、細粒分が多い地盤を対象とする場合、既設構造物の近接で施工する場合、土被りが薄い場合といった地盤条件に関する制約下では、適用可能な液状化対策工法は数少ない。

本研究は、滑走路や誘導路において多く用いられている液状化対策工法とは原理が異なり、細粒分が多く含む地盤や既設構造物近傍でも適用できる格子状地盤改良工法を対象とし、空港舗装直下地盤への適用のために、格子状地盤改良を適用した空港舗装の地震時挙動を明らかにした。本稿では、空港舗装の地震時挙動に対して支配的な要因となる、格子間隔および表層非液状化層厚の影響に着目した模型実験および数値解析の結果と実務適用のために提案した変形照査手法について報告する。

キーワード：液状化対策，空港舗装，格子状地盤改良

* 地震防災研究領域 耐震構造研究チーム 研究官
** 地震防災研究領域 耐震構造研究チームリーダー
*** 特別研究官
**** 株式会社竹中土木 技術・生産本部
***** 株式会社竹中工務店 技術研究所
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 E-mail：ooya-y@pari.go.jp

1. まえがき

2011年東北地方太平洋沖地震の際、仙台空港では液状化対策が実施予定であった誘導路において、うねりや局所沈下による被害があった¹⁾。一方、液状化対策実施済み箇所においては、施設の変状はほとんど見られず²⁾、対策効果が実証されたといえる。今後発生が予測される巨大地震時においても、仙台空港や2004年新潟県中越地震の際の新潟空港のように、空港施設が緊急物資及び人員の輸送拠点等として機能できるよう、対策が必要な施設について早急な工事实施が望まれる。

これまでの空港舗装における地震被害の多くは舗装直下地盤の液状化に起因するものであり、空港舗装の耐震化工事として液状化対策が実施されている。空港舗装を対象とした液状化対策は多くの場合、供用中の施設に対して実施することになるため、様々な制約条件が課せられ、多数ある液状化対策工法のうち空港舗装に適用可能な工法は限られている。例えば、細粒分が多い地盤を対象とする場合、既設構造物の近接で施工する場合、土被りが薄い場合といった地盤条件に関する制約下では、適用可能な液状化対策工法は数少ない。このように工法が限られる状況においては、工事に必要な機材が確保できなかったり、新たな工法を用いる場合も試験施工による適用性確認に時間が掛かったりと、耐震化工事を進める上で支障を来す可能性がある。それゆえ、様々な地盤条件に適用可能な液状化対策工法の開発が期待されている。

本研究が対象とする格子状地盤改良工法は、細粒分を多く含む地盤にも適用できる深層混合処理工法のうち、改良率を低減させて固化体を格子状に配置した工法である。液状化しやすい地盤（未改良地盤）を残し、その地盤の周りをセメント固化体の壁で囲むことで、未改良地盤の地震時の変形を抑え、液状化を抑制する工法である³⁾。そのため、空港舗装で現在多く用いられている密度増大工法や薬液注入工法と液状化を抑制するメカニズム

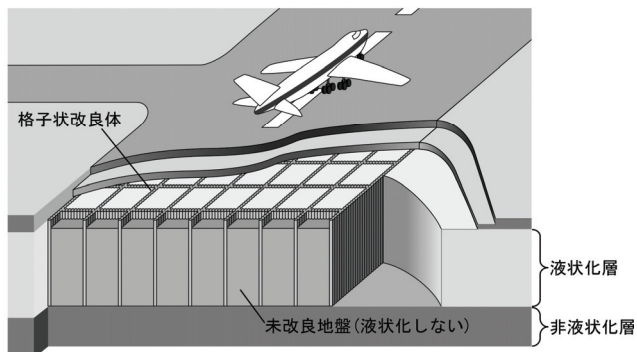


図-1.1 空港舗装直下地盤への格子状地盤改良適用イメージ

が異なり、適用できる地盤条件も異なる。格子状地盤改良工法は、建築分野では多くの適用実績^{例えば4)}があり、河川盛土⁵⁾や岸壁背後地盤⁶⁾への適用も検討された。図-1.1に示すように空港舗装直下地盤へ格子状地盤改良を適用すると、これまで格子状地盤改良の適用が検討された施設と異なり、施設が改良地盤の上に存在することになる。そのため、地震時に改良地盤がどのような挙動を示すのか、格子状地盤改良の直上にある空港舗装にどのような影響が起りうるのか明らかにする必要がある。

本研究では、格子状地盤改良工法を空港舗装直下地盤へ適用するために、格子状地盤改良を適用した空港舗装の地震時挙動について、格子間隔および表層非液状化層厚の影響に着目し、模型実験および数値解析より検討した。3章では、格子状地盤改良を施した空港舗装の地震時挙動を把握するために、実物舗装と同じアスファルト合材を用いた1g場模型振動実験を実施した。4章では、格子間隔と表層非液状化層厚の影響を評価するために、遠心模型実験および三次元モデルを用いた数値解析を実施した。5章では、実務への適用を想定し、実地盤断面における格子状地盤改良の対策効果と舗装の変状を把握するために、二次元モデルを用いた数値解析を実施した。

2. 空港舗装適用への課題

空港舗装を対象とする場合、液状化対策のほとんどが供用中の既設舗装を対象とするため、航空機の離発着に支障が無いように舗装面の削孔径を小さくする必要がある。そのため、一般的に広く用いられている機械攪拌式深層混合処理工法での施工は困難となるため、削孔径を小さく、改良径を一定に保てる高圧噴射工法を採用することで格子状地盤改良工法を実施することが可能である。また、高圧噴射工法を用いると既設構造物直下で土被りが薄い地盤に適用することが可能であるが、一般的な機械攪拌工法よりもコスト面で不利になることが考えられる。

格子状地盤改良工法において、コスト縮減や工期短縮を考えれば、施工や固化材の量を減らせるよう格子間隔を広く設定することが有力な方法である。また、空港舗装においては削孔数を少なくできるメリットがある。しかし、格子間隔を広く設定すると、固化体のせん断変形抑制効果が小さくなり、未改良地盤において過剰間隙水圧の上昇量が大きくなる³⁾。そのため、従来の格子状地盤改良の設計では格子内の未改良地盤の液状化は許容せず、過剰間隙水圧の抑制効果が認められる格子間隔 L と改良深さ H の比 L/H が 0.8 以下^{例えば5)}になるように設定

される場合が多い。

空港舗装の耐震性能評価項目⁷⁾のうち舗装の勾配を考えると、過剰間隙水圧の発生を許容しても舗装の不等沈下を抑え、規定勾配を満たすことができれば、格子状地盤改良においては格子間隔を広く設定することも可能と考えられる。格子状地盤改良において格子間隔を広くすると、格子内の未改良地盤と固化体の鉛直変位の差異が大きくなると考えられ、この変位差による直上の空港舗装への影響を把握することが耐震性能照査では重要である。本研究では、コスト縮減のため格子状地盤改良の格子間隔を広げることに着目し、格子間隔が広がることによる格子状地盤改良の改良効果と、改良した地盤直上の舗装の地震時挙動を明らかにした。

3. 地震時挙動解明のための模型振動実験

3.1. 目的

本章では、格子状地盤改良を施した空港舗装の地震時挙動を把握するために実施した 1g 場模型振動実験について報告する。舗装および地盤条件は、舗装の変状が現れやすい条件として、土被りが薄く、地下水位が高い砂地盤において、一般的な格子間隔より間隔が広い格子状地盤改良を適用した断面を対象とする。

舗装の材料であるアスファルト合材は粘弾性材料であるため、載荷速度の影響を強く受ける。しかし、載荷速度が速い地震動による繰返し荷重や載荷速度が遅い直下地盤の不同沈下による偏荷重の双方に対して、適用可能なアスファルト合材と代替可能な模型材料は分かっていない。そのため、本研究では実物舗装と同じく密粒アスファルトやアスファルト安定処理を転圧して製作した舗装模型を用いた。また、このように製作したアスファルト舗装模型が設置可能な大型振動台を用いて実験を行った。

3.2. 実験条件

(1) 格子間隔の設定

基本的な舗装構造および地盤の模型断面は既往の研究⁸⁾を参考に、先行した実験シリーズでは土槽幅 4m、砂層厚 1m として格子状地盤改良の格子間隔を設定した。図-3.1 a) に示す模型断面のように土槽の中央に舗装と固化体を設置することを考えた。液状化層厚 H を 1m に固定して L/H を大きくすると、格子間隔 L (図中の間隔①) は広く、固化体と土槽側壁の距離 (図中の間隔②) は狭くなる。土槽側壁を固化体とみなせば、間隔②に位置する地盤は格子状地盤改良の固化体に囲まれた未改良地盤

と考えることができる。そして、間隔②が 0.8m ($L/H=0.8$ 相当) 程度になってしまうと、過剰間隙水圧が抑制されると考えられる。

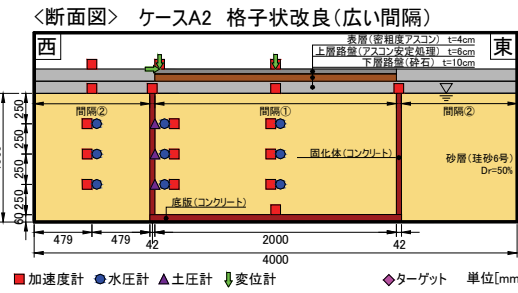
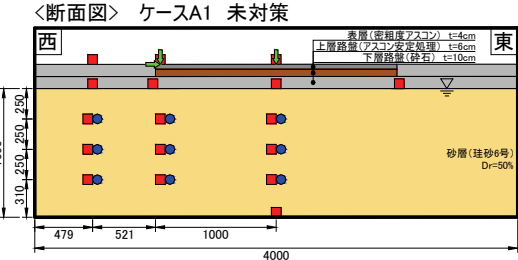
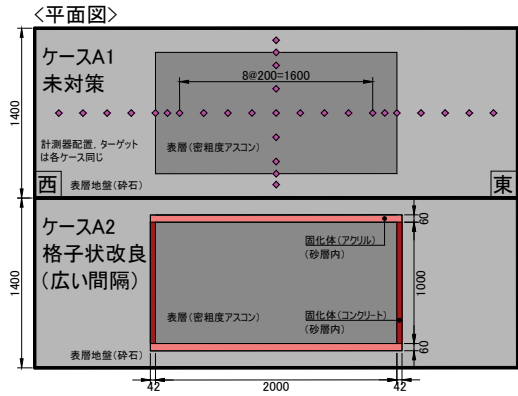
本実験は一般的な格子間隔より広い格子状地盤改良が適用された断面において、地震時の対策効果と舗装表面の変形を確認することが目的である。そのため、過剰間隙水圧の抑制効果が確認されている基本的な間隔 ($L/H=0.8$) と結果に明瞭な違いが現れるように、広い格子間隔 (図中の間隔①) では L/H を 0.8 の 2 倍以上とした。さらに、広い格子間隔により土槽側壁と固化体の距離が狭くなり、過剰間隙水圧が抑制されないように、間隔②における L/H は 0.8 以上とした。以上の方針より、本実験の格子間隔の設定では、広い格子間隔 (以後、広い間隔と称する) として $L/H=2$ 、基本的な間隔 (以後、基本間隔を称する) として $L/H=0.8$ を用いた。また、格子状地盤改良と未対策の断面を比較することで、格子状地盤改良の改良効果と舗装表面の変形について確認した。

(2) 模型断面の設定

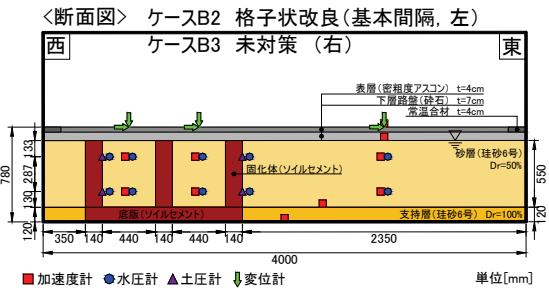
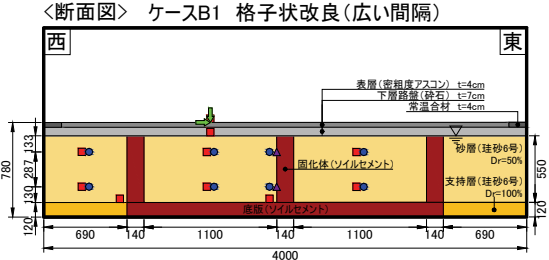
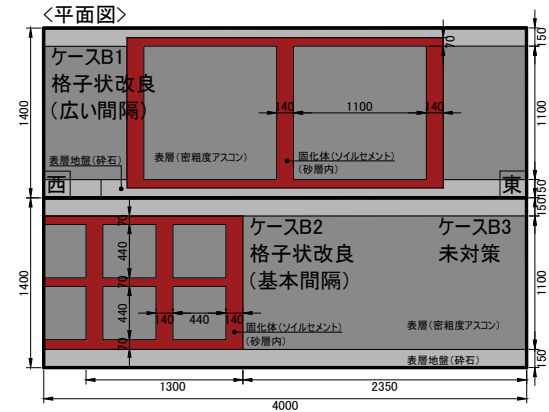
実験は 2 つのシリーズについて行った。1 つ目の実験シリーズは広い間隔で格子状地盤改良を行い、対象構造物である舗装を囲むことで過剰間隙水圧を許容し、変位抑制効果を期待した実験である (以後、シリーズ A と称する)。格子状地盤改良の固化体が十分な剛性を持ち、地震動によってせん断変形しないとすると、未改良地盤の上部が上がる時に未改良地盤は変形する。そして、格子状地盤改良上の舗装構造が剛性を持った蓋として未改良地盤が上がるようとする動きを防ぐことができれば、例えば格子間隔が広くて舗装の周りだけを改良しても過剰間隙水圧を抑制することが期待できる。

2 つ目の実験シリーズは、対象構造物の延長距離が長く、舗装の周りだけではなく舗装直下にも固化体が設置される場合を想定し、格子間隔が広がることで発生する直下地盤における変位差 (固化体～格子内未改良地盤) が舗装表面に与える影響を確認するものである (以後、シリーズ B と称する)。

図-3.1 に各シリーズの模型寸法と計測センサーの配置図を示す。実験は大型水中振動台に設置した高さ 1.5m、幅 4.0m、奥行き 2.8m の鋼製剛土槽を用いて行った。土槽に中仕切り板を設置することで、奥行き方向を 2 分割 (1 断面 1.4m) し、2 断面の同時加振によって異なる断面を比較した。シリーズ A では、未対策断面 (ケース A1) と広い間隔の格子状地盤改良断面 (ケース A2) の 2 断面を同時加振した。写真-3.1 a) は模型製作完了時の水中振動台を東側から撮影した写真である。中仕切り板より北側がケース A1、南側がケース A2 の断面であり、南

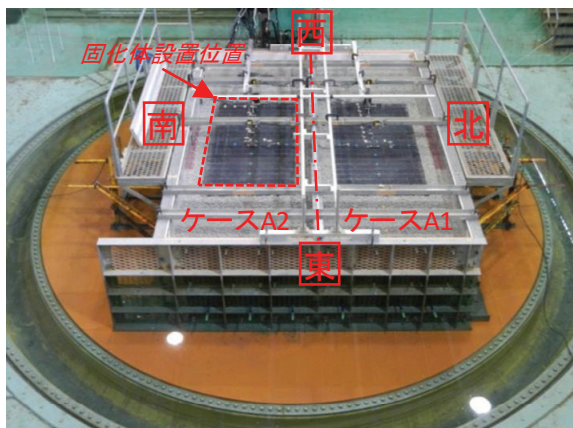


a) シリーズ A



b) シリーズ B

図-3.1 模型寸法と計測センサーの配置



a) 水中振動台の模型設置状況 (加振前)



b) アスファルト混合物の転圧時

写真-3.1 模型の製作状況 (シリーズ A)

側のみ写真の破線位置に固化体が設置されている。シリーズ B では、広い間隔の格子状地盤改良断面 (ケース B1) と、1つの断面において基本間隔の格子状地盤改良断面 (ケース B2) と未対策断面 (ケース B3) を合わせ

た断面の2断面を同時加振した。

(3) 模型縮尺の設定

前述のように、シリーズ A では $L/H=2$ 、層厚 1m より、改良幅は 2m である。縮尺比 λ は 7.5 (実物スケール/模

型スケール)として、模型寸法と固化体の材質を決定した。実物スケールに換算すると舗装幅および格子間隔は15m、液状化を想定した砂層の厚さは7.5mである。

シリーズBでは、舗装直下に固化体が設置できるように縮尺比をシリーズAより大きく設定し、15とした。L/HはケースB1で2、ケースB2で0.8とした。実物スケールに換算すると格子間隔は16.5m(ケースB1)と6.6m(ケースB2)、液状化を想定した砂層の厚さは8.25mである。

相似則は井合により提案されている1g場における相似則⁹⁾を適用した。この相似則は地盤を2層系飽和材料(間隙水と土粒子骨格)と仮定した時の支配方程式に基づいて導き出されたものである。本相似則において、飽和地盤の密度の相似比を1、地盤ひずみの相似比を $\lambda^{0.5}$ と仮定することで得られる相似則を適用した。表-3.1に

表-3.1 相似則と模型縮尺比

パラメータ	実物/モデル	縮尺比	
		シリーズA	シリーズB
長さ	λ	7.50	15.00
密度	1	1.00	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	4.53	7.62
変位	$\lambda^{1.5}$	20.54	58.09
加速度	1	1.00	1.00
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	2.74	3.87
剛性	$\lambda^{0.5}$	2.74	3.87

各パラメータの相似則と模型縮尺比を示す。以後、特に断りがない場合は、実験結果等の物理量は模型スケールの値とする。

(4) 模型製作

a) 表層・上層路盤

表層および上層路盤(以後、As模型と称する)の幅は、シリーズAでは2m、シリーズBでは4mとした。シリーズBでは、As模型の幅が土槽幅と同じになるため、土槽幅より20cm程度短く製作し、土槽内に設置後、模型と土槽側壁の間に常温合材を敷設した。なお、アスファルト混合物は模型地盤上では十分な転圧ができないこと、また、転圧により密度調整して製作した砂層の密度が変わってしまうことから、As模型は別途プラントにて密粒アスファルトやアスファルト安定処理を転圧して製作し、クレーンで吊って模型地盤上に設置した。

実験で用いるAs模型の物性を確認するため、コアを作成しコンクリートの静弾性係数試験(JIS A 1149:2010)に準じた試験を行った。表-3.2にアスファルト混合物の物性値を参考文献の値とともに示す。アスファルト混合物は粘弾性材料であるため、試験温度や載荷速度が弾性係数の評価に大きな影響を与え、アスファルト混合物の弾性係数の設計値¹⁰⁾は、温度によって値に幅がある。本実験では、模型製作時の転圧方法や弾性係数を算出する試験の載荷速度の違いなどにより、As模型の弾性係数は設計値より小さくなっている。しかし、剛性の縮尺比(表-3.1)を考慮すると、As模型の弾性係数は平均値よりは小さくなるが、設計値が取り得る範囲に入る。それゆえ、

表-3.2 アスファルト混合物の物性値

試料名		密度	圧縮強度	弾性係数	温度
		ρ [g/cm ³]	σ_c [N/mm ²]	E_c [MN/m ²]	°C
本実験	シリーズA	2.349*	1.488	585	20.9
	シリーズB	2.379*	1.381	241	23.9
既往の模型実験**		2.327	1.280	/	/
現場実験**	表層・基層	2.308	2.340		
	上層路盤	2.308	3.260		
供用中の空港誘導路のコア**		2.492	3.590		
設計一般値 ***	最大値	/	/	8800	10.0
	最小値			280	35.0
	平均値			2700	22.5

* 出来形とアスファルト合材量から

** 文献8)より

*** 文献10)より、載荷時間0.05s.

表-3.3 路盤・砂層の物性値

ケース名	砂層相対密度	砂層密度	路盤密度
	D_r [%]	ρ [g/cm ³]	ρ [g/cm ³]
A1	48	1.959	1.499
A2	47	1.956	1.482
B1	53	1.968	1.429
B2	49	1.960	1.460
B3	53	1.967	

As 模型の剛性は、実物のアスファルト混合物に対する剛性に関する相似則を満足しているといえる。また、実物大の現場実験や供用中の空港舗装のコアと比較すると、実験の As 模型の圧縮強度は半分以下となっている。

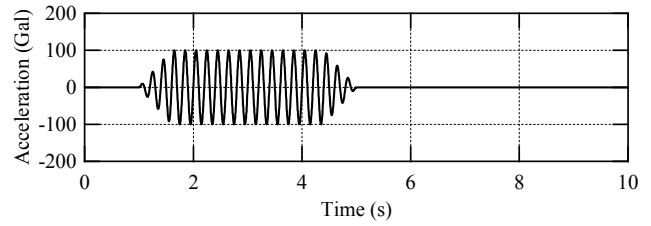
b) 砂層・下層路盤

液状化を想定した砂層は、飯豊珪砂 6 号 ($\rho_{max}=1.706$, $\rho_{min}=1.417\text{g/cm}^3$) を空中落下法により緩詰め相対密度 50% を目標に製作した。その後、砂層の上に路盤として単粒碎石 6 号 (粒径 5~15mm) を敷設し、表面が平坦になるよう敷き均した。表-3.3 に砂の投入量から求めた完成模型の相対密度、砂層と路盤の密度を示す。路盤に用いた単粒碎石を対象に突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210) を実施したところ、碎石の最大乾燥密度は 1.516g/cm^3 、最小密度は 1.481g/cm^3 となり、締固め曲線から明確な最大乾燥密度は現れず、締固まりにくい性状を示した。シリーズ A とシリーズ B では路盤を同じ方法で製作したのにもかかわらず、密度に違いが見られた。これは、路盤の層厚が薄く、面積が広いため、出来形の少しの違いが密度に影響したものと考えられる。また、シリーズ A の路盤の密度は最大乾燥密度に近くなっているが、前述のように密度調節した砂層の密度が変わらないように、路盤は砂層の上に投入して表面を均しただけなので、緩く詰まった状態である。

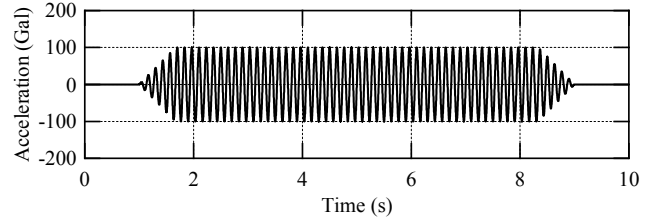
c) 固化体

シリーズ A では、舗装の周りを囲むように改良するため、深層混合処理工法のうち機械攪拌工法を想定し、壁厚 1m の実物の固化体 (ヤング係数 $1.76 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) に対して剛性に関する相似則を満足するよう模型を製作した。加振直交方向の面外壁は厚さ 42mm のコンクリート板、加振平行方向の面内壁は厚さ 60mm のアクリル板を組み合わせることで固化体の模型を製作した。

シリーズ B では、舗装の周りだけではなく舗装直下も改良するため、高圧噴射工法を想定した。このとき、舗装の変形には固化体の厚さが影響するものと考えられる。



a) シリーズ A



b) シリーズ B

図-3.2 入力加速度の基本波形，縦軸：加速度，横軸：時間

そのため、実物の固化体の壁厚 2.1m を想定し、長さの縮尺比より模型の壁厚を 14cm とした。そのため、面外壁の曲げ剛性は、目標とする相似則を考慮した曲げ剛性に対して 2 倍となった。ケース B1 においては、面内壁は舗装周りに設置されるため、シリーズ A と同様に剛性に関する相似則を満足するよう固化体の壁厚を 7cm とした。一方、ケース B2 では面内壁が舗装直下に設置されるが、格子間隔が狭いため、未改良地盤の変形は小さく、舗装への影響は小さいと考えられたため、ケース B1 と同じ壁厚とした。なお、シリーズ B の固化体の模型はソイルセメントで製作した。

いずれのシリーズにおいても、支持層への着底を再現するためにコンクリートまたはソイルセメントで製作した底板を設置し、固化体は砂層製作前に設置した。

(5) 加振条件設定

図-3.2 に実験で用いた入力加速度の基本波形を示す。シリーズ A は振動数 5Hz、20 波の正弦波、シリーズ B は振動数 7.5Hz、60 波の正弦波を用い、加速度振幅を段階的に増加させたステップ加振を行った。シリーズ A は 4 ステップ、シリーズ B は 6 ステップとした。振動台上で計測された各ステップの最大加速度は、シリーズ A では 56, 176, 286 および 371Gal、シリーズ B では 53, 201, 297, 494, 754 および 1078Gal であった。シリーズ B は、地盤の砂層における過剰間隙水圧上昇による舗装の変状を把握することが目的であるため、6 ステップの内、過剰間隙水圧が上昇した Step2 (201Gal) および Step3 (297Gal) の実験結果のみを示す。過剰間隙水圧があまり上昇しなかった Step1 (53Gal)、舗装の破壊状況を確認するために実施し、舗装や地盤模型の変形が大きく計測

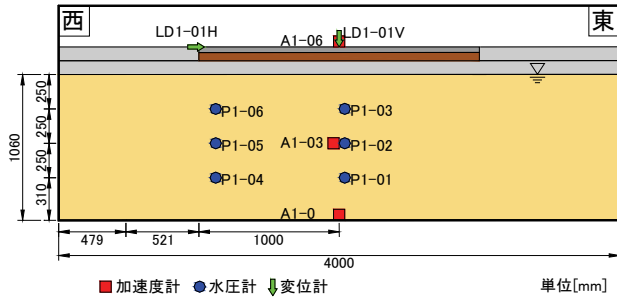


図-3.3 時刻歴波形出力位置 (ケース A1)

センサーの位置のずれや計測エラーがあった Step4 (494Gal) 以降の3ステップの実験結果は本稿では扱わない。

各ステップの加振実験の後には、地表面に設置したターゲット位置の座標計測およびレーザースキャナーによる地表面の座標計測(シリーズBのみ)を実施したため、加振実験の間隔は短くても1時間程度であった。

3.3. 実験結果と考察

(1) シリーズA：舗装外周の改良

a) 時刻歴波形

本実験の代表的な時刻歴波形として、砂層の過剰間隙水圧が上昇し、舗装の変形が顕著であったケース 1 の Step3 (286Gal) について、図-3.3 に示した計測位置の変位、過剰間隙水圧および加速度の時刻歴波形を図-3.4 に示す。過剰間隙水圧の時刻歴図中における破線は、水圧計設置位置における層厚と密度から求めた有効上載圧を示したもので、実際に土圧計で計測した値ではない。

舗装表面および砂層中央の加速度波形は、入力加速度と同程度の加速度振幅を示した後、振幅が小さくなった。また、過剰間隙水圧は加振直後から上昇し、有効上載圧近くまで上昇した後、加振終了後から消散し始めた。加振の途中で、砂層の液化化により粒子のかみ合わせがはずれ、せん断力を上部へ伝達できなくなったため、砂層中央や舗装表面における加速度振幅が減少したと考えられる。加振中に過剰間隙水圧は有効上載圧にまで到達していない理由として、前述のように路盤の密度が正確でないため、層厚と密度から求めた有効上載圧が実際と合っていない可能性が考えられる。

舗装の水平変位は水平方向に振動しているが、鉛直変位は過剰間隙水圧の上昇に対応し、単調な沈下傾向を示した。鉛直変位は加振終了時(5秒)に10mm、過剰間隙水圧がおおよそ消散した60秒および計測終了時刻120秒には11.5mmであった。加振終了時(5秒)までに残留沈下量の87%の沈下が発生し、加振中の沈下の割合が、

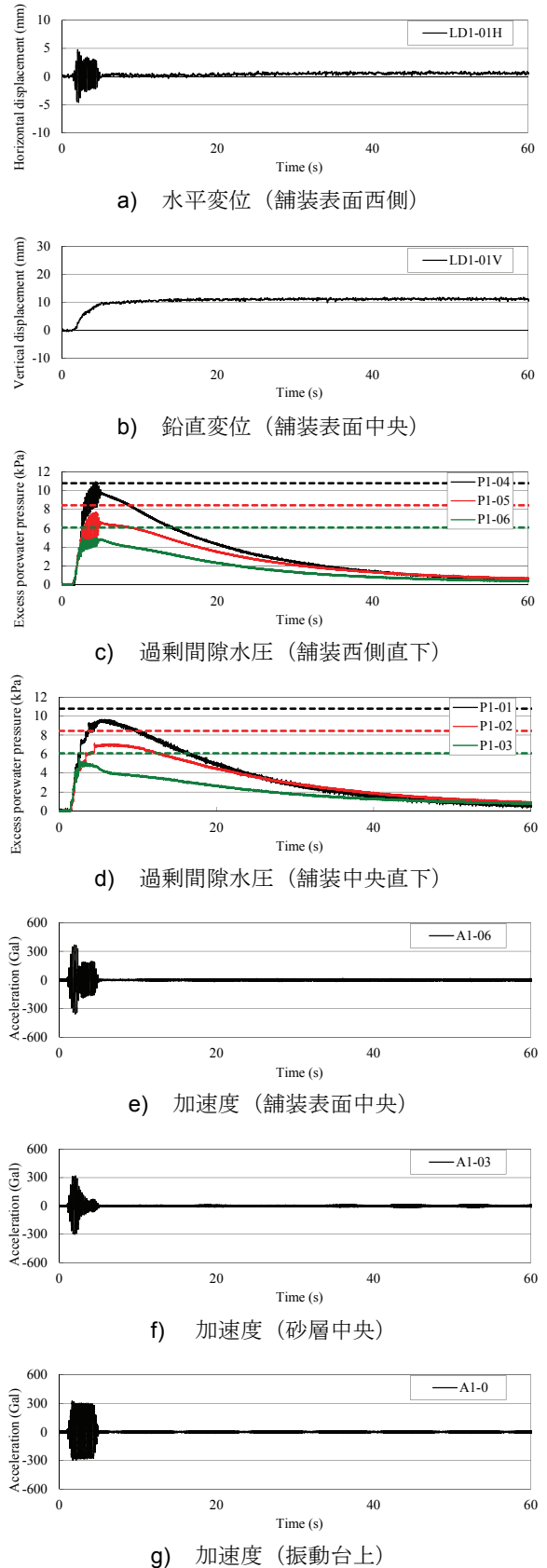


図-3.4 各種時刻歴波形 (ケース A1 Step3), 縦軸：時間, 横軸：変位・過剰間隙水圧・加速度

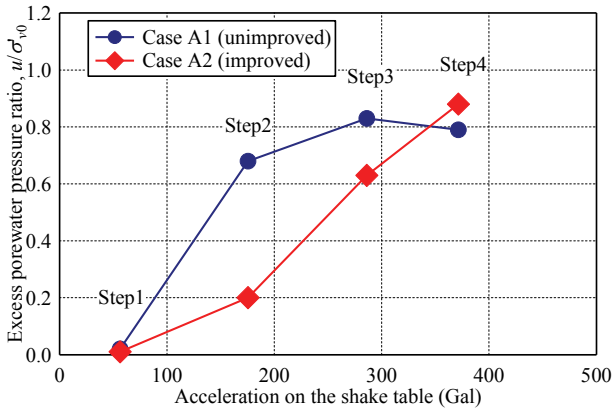


図-3.5 台加速度と過剰間隙水圧比の関係、
縦軸：過剰間隙水圧比、横軸：台加速度
青線：未改良、赤線：格子状地盤改良

加振後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下よりも大きくなった。このような加振中に発生した沈下には、砂層より密度が大きい舗装が砂層を側方へ押し出すことによる沈下、緩詰め路盤の体積収縮による沈下を合わせたゆすり込み沈下に加えて、加振中にも過剰間隙水圧が消散して砂層が体積収縮したことによる沈下が含まれる。

b) 過剰間隙水圧

図-3.5 に振動台上で計測した最大加速度（以後、台加速度と称す）と砂層中心位置の過剰間隙水圧比の関係を示す。未対策の場合（ケース A1）、台加速度 176Gal で過剰間隙水圧は 0.7 近くまで上昇した。一方、格子状地盤改良の場合（ケース A2）、過剰間隙水圧比は 0.2 程度となり、過剰間隙水圧の抑制効果が確認できた。未対策の場合、台加速度 286Gal になると過剰間隙水圧比は 0.8 まで上昇するが、更に 371Gal まで台加速度が大きくなっても過剰間隙水圧比が 0.8 より大きくならなかった。砂層は相対密度が 50%程度の緩詰めで、入力加速度が 400Gal 程度と大きい条件にも関わらず、未対策の断面において過剰間隙水圧比が 0.8 より大きくならなかった。そのため、前述のように有効上載圧が実際と合っておらず、過剰間隙水圧比が小さく評価された可能性が考えられる。格子状地盤改良の場合、台加速度が 286Gal になると過剰間隙水圧比は 0.6 まで上昇し、台加速度 371Gal では未対策よりも過剰間隙水圧は上昇した。

c) 舗装表面の沈下

図-3.6 に加振ステップ毎にターゲット位置（図-3.1 参照）で計測した地表面（舗装および表層地盤の表面）の鉛直変位分布を示す。鉛直変位はスタッフによりミリ単位で計測した。同図の右端の数値は舗装の沈下量平均値と舗装外側の表層地盤における最大隆起量の差である。

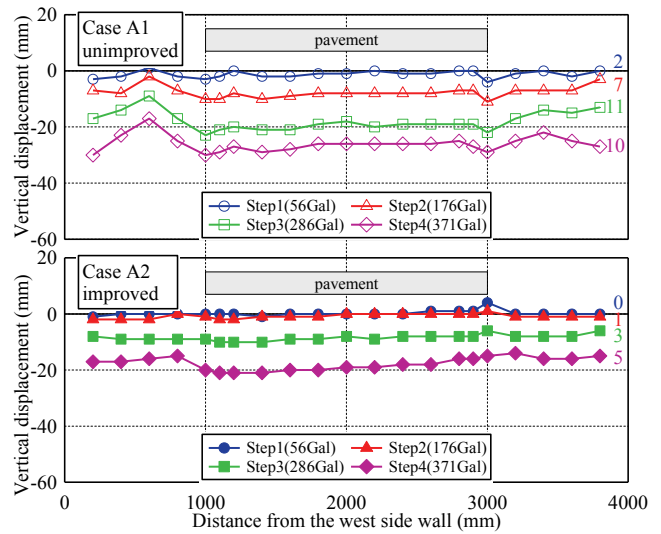


図-3.6 地表面の鉛直変位分布、
縦軸：勾配、横軸：西側土層壁からの距離
上：未改良、下：格子状地盤改良

台加速度が大きくなるとともに舗装は沈下するが、格子状地盤改良の場合（ケース A2）、Step2（176Gal）まではほとんど沈下せず、舗装の沈下抑制効果が明確に現れた。台加速度が 286Gal 以上になると、格子状地盤改良においても沈下量は大きくなった。

未対策（ケース A1）の場合、舗装が大きく沈下すると舗装直下の地盤が側方へ押し出されるため、格子外側の表層地盤は相対的に隆起し、舗装の沈下量平均値と表層地盤の沈下量の差は最大で 10mm（Step4）となった。一方、格子状地盤改良（ケース A2）の場合、舗装が沈下する際、固化体が舗装直下の地盤の側方への変位を防ぐため、舗装の沈下量平均値と格子外部の地盤との変位差は最大で 5mm（Step4）となり、ケース A1 より小さくなった。このような、舗装外側の表層地盤の沈下量は少なからず土槽側壁の影響を受けている。シリーズ A1 では舗装直下地盤の側方への移動を土槽側壁が抑えている。シリーズ A2 では固化体と土槽側壁との距離が舗装直下の格子間隔より狭いため、砂層の過剰間隙水圧の発生と消散による沈下量が舗装直下よりも小さくなっていると考えられる。

図-3.7 に台加速度と舗装の沈下量の関係を示す。舗装の沈下量は、舗装表面のターゲット位置において計測した沈下量の平均値であり、各加振ステップの累積値である。また、括弧内には舗装表面のターゲット位置における沈下量の標準偏差、直線には各ステップの増分沈下量を示した。先の台加速度と過剰間隙水圧比の関係と対応して、過剰間隙水圧比の上昇とともに舗装の沈下量は

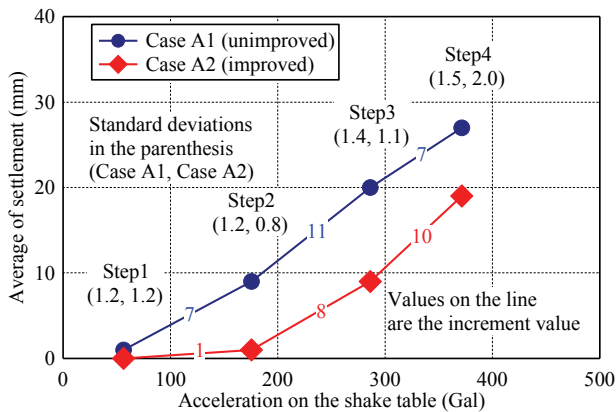


図-3.7 台加速度と舗装の沈下量の関係、
縦軸：舗装の平均沈下量，横軸：台加速度
青線：未改良，赤線：格子状地盤改良

大きくなった。Step2 では過剰間隙水圧比が 0.2 しか上昇していない格子状地盤改良の沈下量は小さく、未対策との違いは明かである。Step3 では、格子状地盤改良でも過剰間隙水圧比が 0.6 程度まで上昇し、増分沈下量も 8mm と未対策の 7 割程度発生した。そして Step4 では、過剰間隙水圧比と増分沈下量は格子状地盤改良の方が大きくなった。本実験はステップ加振で加振実験が行われているため、Step3 まで沈下量の累積値は未対策の方が大きく、体積収縮により砂層の密度も未対策の方が大きくなった。そのため、Step4 開始時には、未対策より密度が小さな格子状地盤改良の方が増分沈下量は大きくなったと考えられる。

加振終了時を比較すれば、格子状地盤改良の方が未対策よりも沈下量の累積値は小さくなったが、Step3 や Step4 の増分値は未対策と同程度となった。加速度振幅が大きな地震動の場合、広い格子間隔の格子状地盤改良では過剰間隙水圧が上昇し、舗装の沈下を抑制することはできなかった。格子間隔が広くても、格子状地盤改良上の舗装構造が剛性を持った蓋として未改良地盤が上がるようとする動きを防ぐことができれば、過剰間隙水圧や変形の抑制効果が期待できると考えていたが、このような効果は確認できなかった。ただし、本実験条件は舗装の変形が現れやすい条件であり、ステップ加振による地盤の密度増加や、地震波形の影響などは検討していないため、期待していた効果が現れにくかった可能性も考えられる。

舗装表面のターゲット位置における沈下量の標準偏差は、台加速度の増加とともにやや増加の傾向を示し、2 ケースで違いが見られるが、スタッフによりミリ単位で計測している鉛直変位の計測精度を考慮すると、標準偏

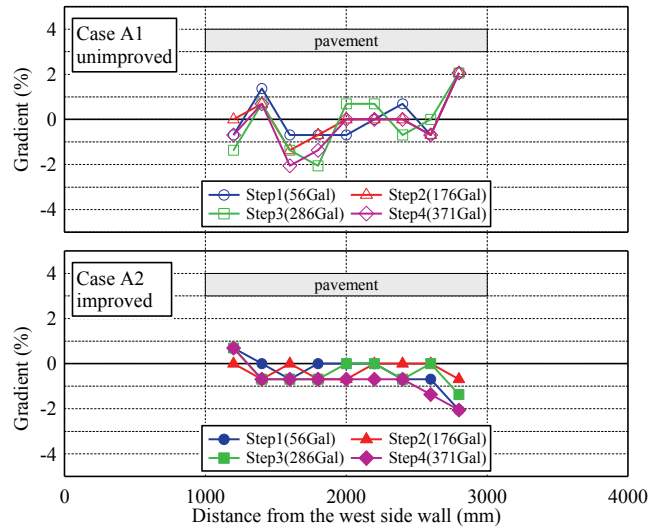


図-3.8 舗装の勾配、

縦軸：勾配，横軸：西側土層壁からの距離

差 1mm の違いは小さいといえる。

d) 舗装表面の勾配

図-3.8 に実物スケールに換算した舗装表面の勾配を示す。勾配はターゲット位置 40cm 間隔毎に、2 点間の鉛直相対変位から求めた。ここでは、2 点のうち西側計測点の位置が東側計測点より高いときの勾配を正值とした。鉛直変位はスタッフによりミリ単位で計測し、2 点間の鉛直相対変位 1mm は実物換算すると勾配 0.7% に相当する。それゆえ、計測精度を考慮すると耐震設計の限界値 1.5% (レベル 2 地震時に対する滑走路横断方向の設計限界値¹⁰)との単純比較は難しいが、格子状地盤改良 (ケース A2) の方が勾配は小さく、舗装端部を除けば 1.5% 以内となっている。沈下量が大きくなっても、固化体の存在によって舗装が大きいたわむことなく、平坦な形のまま沈下した。

e) 荷重支持性能

加振実験では入力地震動の加速度振幅が大きくなると固化体に囲まれた未改良地盤 (図-3.1 a) 間隔①) においても過剰間隙水圧が発生し、過剰間隙水圧の消散により地盤は沈下した。一方、固化体は沈下しないので、舗装直下地盤では固化体と未改良地盤の鉛直変位に差が発生する。仮に舗装の剛性により、地盤の沈下に舗装が追従しなければ、舗装直下に空洞が発生すると考えられる。これまで舗装表面の鉛直変位から格子状地盤改良の効果と舗装の変形を評価してきたため、舗装直下に空洞が無く、舗装が地盤の沈下に追従していることを確認することは重要である。

このような地盤の沈下によって舗装直下に空洞が確認



写真-3.2 仙台空港エプロンのひび割れと局所沈下の被害¹¹⁾、2011年3月25日夜間から26日早朝にかけての降雨により発生した水たまり

された事例がある。一つは、2011年東北地方太平洋沖地震の際の仙台空港の被災事例である。コンクリート舗装であるエプロン（版厚42cm）では、局所沈下と最大3mm程度のひび割れが確認された¹¹⁾（写真-3.2参照）。地震後に実施したFWDによる非破壊構造調査の結果により、エプロンは荷重支持性能等に問題があると判断され、暫定供用のための復旧工事が行われた。この際、最大で20cm程度の空洞がコンクリート版直下で確認された¹¹⁾。

もう一つの事例は、実大実験における格子状地盤改良の事例であり、発破実験後に格子状地盤改良の内側の固化盤直下で1cmの空洞が発生した¹²⁾。ただし、この事例は高圧噴射工法により施工した格子状地盤改良の上に、通常の舗装の代わりに表層固化盤を造成したもので、改良体と固化盤は固結されていた。このため、固化盤は地盤の沈下に追従しないので、格子内で生じた未改良地盤の沈下が表層面に現れず、空洞が生じた。

本実験では、舗装直下に空洞が無く、舗装が地盤の沈下に追従していることを確認する目的でFWD試験を行った。空港舗装の調査で用いられているFWD測定装置と原理が同じで、人力で持ち運び、衝撃荷重を発生させることができる小型FWD測定装置¹³⁾を用いた（写真-3.3参照）。試験は加振前、加振直後（約1時間後）、加振3日後に行った。FWD試験より得られたFWDたわみが加振前より大きくなれば、舗装の荷重支持性能は低下し、原因として舗装直下に空洞が発生したことが疑われる。

FWD試験は、図-3.9に示すように錘載荷位置を舗装の中心として、4個の変位センサーの配置を変えた2パターン実施した。パターンBでは表層地盤上に変位センサーを設置したが、計測結果にばらつきがあり、ピーク変位が出なかったため、表層地盤上のたわみは結果から



写真-3.3 FWD試験の様子

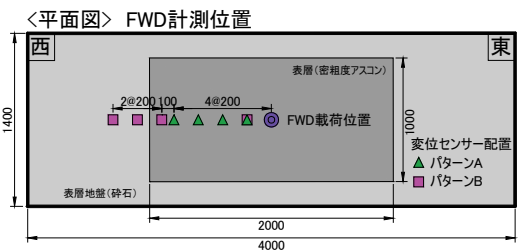
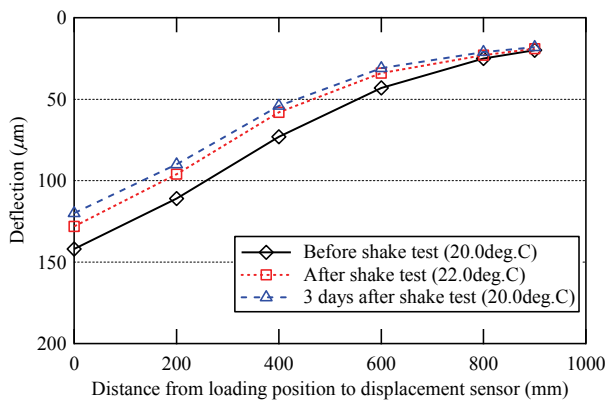


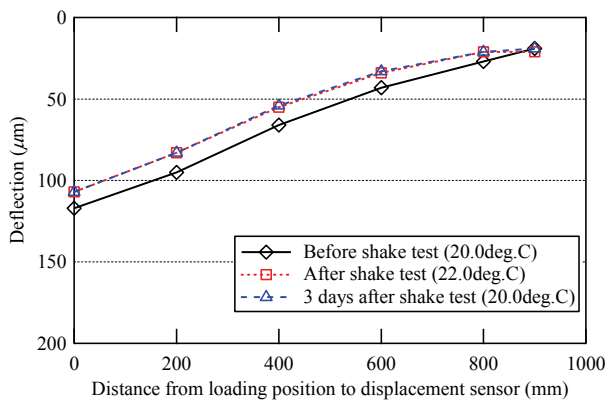
図-3.9 FWDの载荷および変位センサー位置（シリーズA）

除外した。また、加振実験の前にFWD試験によって緩詰め砂層が密実化したり、過剰間隙水圧が上昇したり、舗装が変形したりすることが考えられたため、試験は錘10kg、落下高さ10cmで行った。この組み合わせの衝撃荷重は3kN前後である。FWD試験結果のたわみは、衝撃荷重3kNで補正した3回の試験結果の平均値とした。なお、温度補正は行っていない。FWD試験結果を図-3.10に示す。いずれの実験ケースにおいても加振前より加振後（1時間後）や3日後のたわみは小さくなった。ケースA1では、加振前と比べて加振後と3日後の载荷位置のたわみはそれぞれ、10%と15%減少した。同様に格子状地盤改良であるケースA2では、加振前と比べて加振後および3日後のたわみは9%減少した。加振前のたわみと加振後と3日後までの変動に違いがあるものの、いずれのケースも加振前より加振後のたわみは小さくなった。加振実験によって舗装直下地盤が密実化し、荷重支持性能が増加することで加振後のたわみが小さくなったと考えられ、舗装直下に空洞は無く地盤の沈下に舗装が追従したと考えられる。

荷重とたわみの実験結果をもとにした逆解析の結果より、加振後の荷重支持性能の増加は、液状化した砂層が



a) ケースA1



b) ケースA2

図-3.10 FWD 試験結果, 縦軸: たわみ量,

横軸: FWD 荷重位置から変位センサーまでの距離,

黒線: 加振前, 赤線: 加振後, 青線: 3日後

過剰間隙水圧の消散により密実化したことに加えて, 緩詰め砂層直上であるため十分に締固められなかった路盤も振動により密実化したことが確認された¹⁴⁾.

f) 格子間隔と液状化

実務では, 例えば, 格子間隔 L と液状化層厚 H の比 L/H や, 格子間隔 L と深度 d の比 L/d より, 液状化を抑制可能な格子間隔を設定する^{(例えば5)¹⁵⁾}. L/d を用いた格子間隔の設定方法は, 液状化層厚が薄くなると極端に格子間隔が狭くなるという不合理な結果になるとして提案された方法¹⁵⁾である.

ここでは, 本研究が対象とする格子状地盤改良直上に舗装構造や表層地盤の非液状化層を有する断面における格子間隔設定方法の適用性を確認する目的で, 実験結果を L/H と L/d について整理した. なお, シリーズ A では格子間隔を変えた検討は行っていないため, 図-3.11 に示すように広い格子間隔 $L=2\text{m}$ (ケース A2) に加えて, ケース A1 を格子間隔 4m , ケース A2 の固化体と土槽側

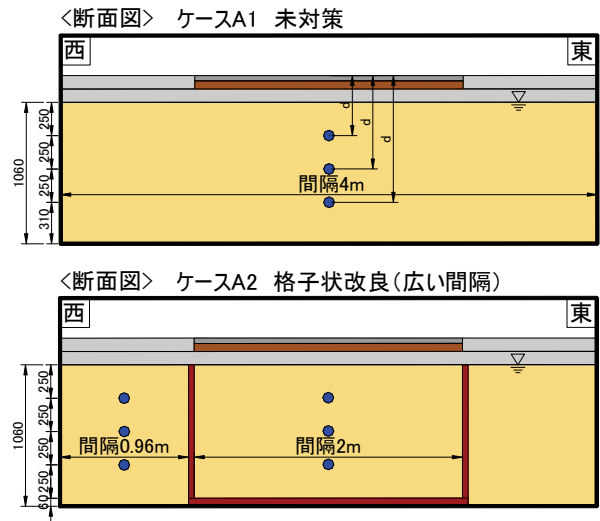


図-3.11 格子間隔の設定

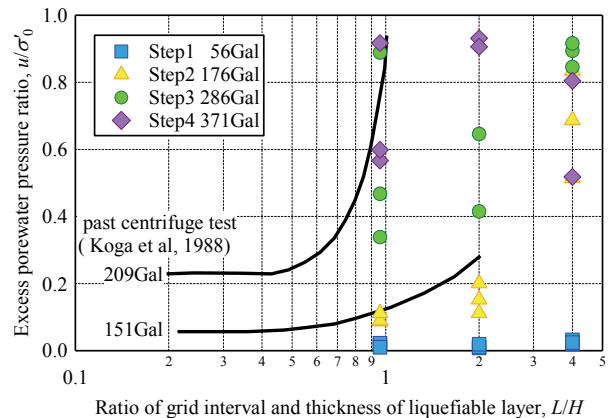
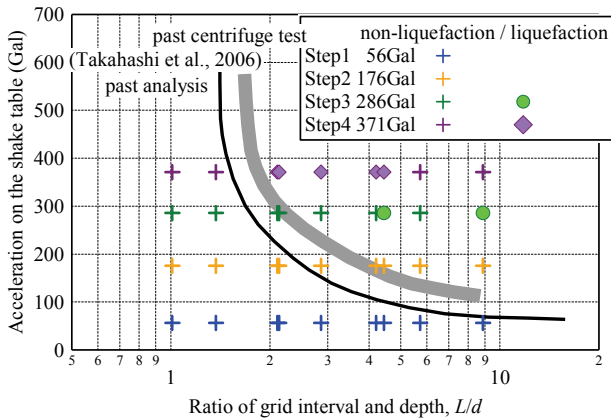


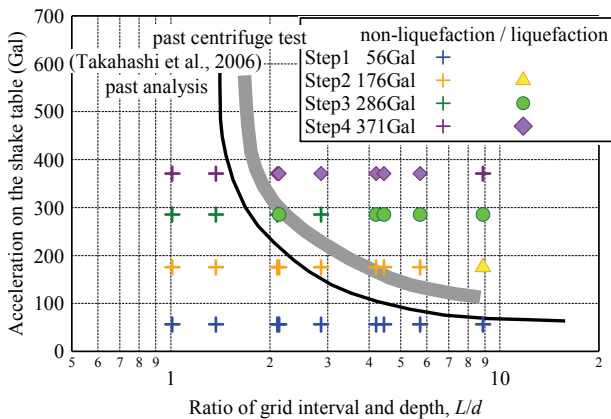
図-3.12 過剰間隙水圧比と L/H の関係 (文献3)を修正, 縦軸: 過剰間隙水圧比, 横軸: 格子間隔と液状化層厚の比

壁の間を格子間隔 0.96m とした. また, 深度 d は格子間隔を検討する位置の地表面からの深さであり, 本検討では舗装または表層地盤の表面から間隙水圧計までの深さを深度 d とした. 例として間隔 4m (ケース A1) の d の取り方を図-3.11 に示す.

過剰間隙水圧比と L/H の関係を図-3.12 に示す. 図中の実線は既往の模型実験の結果の近似曲線³⁾である. 本実験では1つの格子間隔の断面において深さ方向に3個水圧計を設置したため, 同一の L/H に3点のプロットがある. また, 加振ステップ毎に凡例を分けた. 本実験の L/H や台加速度は, 比較した既往の模型実験³⁾よりも大きい条件となっている. 全体的に L/H が大きくなると, 過剰間隙水圧が上昇する右肩上がりの関係は, 本実験でも再現できている. しかし, 本実験結果のうち台加速度 176Gal と 286Gal の結果は, それぞれ既往の模型実験の 151Gal と 209Gal の近似曲線より下側に位置し, 本実験



a) 過剰間隙水圧比0.9以上で液状化判定



b) 過剰間隙水圧比0.8以上で液状化判定

図-3.13 台加速度と L/d の関係 (文献 15)を修正),
縦軸: 台加速度, 横軸: 格子間隔と深度の比

の方が過剰間隙水圧は上昇しにくい結果となった。既往の模型実験の結果 (図中の黒色実線) より, L/H が 1 以上になると台加速度 209Gal 以上で過剰間隙水圧比は 1 になると推測できるが, 本実験では台加速度 286Gal においても砂層全域で過剰間隙水圧比は 1 程度にならず, 深度によっても過剰間隙水圧比に違いが見られた。

次に台加速度と L/d の関係を図-3.13 に示す。同図の灰色の太い実線は, 遠心模型実験において加速度振幅の減少傾向から液状化を判断した液状化と非液状化の境界を示している¹⁵⁾。同様に細い実線は, 数値解析において過剰間隙水圧比が 0.9 に達した場合を液状化とし, 液状化と非液状化の境界を示している。

本実験では, 過剰間隙水圧比が 0.9 に達した場合を液状化と判定し, 液状化したケースと液状化しなかったケースで凡例を分けて, 台加速度と L/d の関係を示した。また, 本実験の砂層の最大過剰間隙水圧比 (図-3.5 参照)

を見ると, 0.8 程度で頭打ちとなり, 有効上載圧の評価が正確でないことが考えられるため, 最大過剰間隙水圧比が 0.8 以上で液状化と判定した場合の結果も示した。

本実験の台加速度と L/d の範囲は, 既往の結果¹⁵⁾の検討範囲とほぼ同じである。過剰間隙水圧比を 0.9 以上で液状化を判定すると, 既往の結果と比較して本実験は液状化しにくい結果といえる。また, 過剰間隙水圧比を 0.8 以上で液状化を判定すると, 液状化と非液状化の境界は, 既往の遠心模型実験とおおよそ一致した結果となった。

実験に用いた地震動の繰返し回数などに違いがあり, 本実験では有効上載圧が実際よりも大きく評価されている可能性が含まれているが, 本実験が対象とした舗装直下地盤に対して格子状地盤改良を適用する場合において, 格子状地盤改良上部に舗装構造がある場合においても, L/d を用いて格子間隔を設定する方法の適用性が示された。

(2) シリーズB: 舗装外周・直下の改良

a) 過剰間隙水圧

図-3.14 に各ケースの砂層における過剰間隙水圧比の時刻歴図を示す。過剰間隙水圧比は計測した過剰間隙水圧を, 密度と層厚から算出した有効上載圧で除した値である。図中の上段は, 路盤下端 (地下水位) より 133mm, 下段は 420mm 下に位置する計測位置の結果であり, Step2 (201Gal) および Step3 (297Gal) の結果を示した。計測位置やステップによって最大値はやや違いは見られるが, 広い間隔 (ケース B1) では未対策 (ケース B3) と同程度過剰間隙水圧が上昇した。一方, 基本間隔の場合, 過剰間隙水圧比は 0 付近の値を示しており, 過剰間隙水圧の抑制効果が確認できた。

b) 舗装表面の沈下

図-3.6 に示したように鉛直座標を 20cm 間隔の計測点にてスタッフを用いてミリ単位で計測した場合, 計測精度が低く, 舗装表面の 3 次元的な形状の確認が難しかった。そこで, シリーズ B では各ステップの加振後にアーム型 3 次元レーザースキャナー¹⁶⁾ (FARO Edge, スキャンレンジ最大値: 距離 165mm, スキャン幅 90mm, 解像度: 752pp1 (点/線)) を用いて舗装表面の形状を計測した。レーザースキャナーはスキャナーから発光された光パルスが物体に当たって反射し, レーザースキャナーに受光されるまでの時間によって, レーザースキャナーと物体との距離を測定するものである。一般的なスキャナーを固定する方法では, スキャナーと計測対象の間に遮る物が存在すると計測することが出来ない。そのため, アーム型のスキャナーを用いることで, 計測センサーを固定したまま舗装表面を計測した (写真-3.4 参照)。計

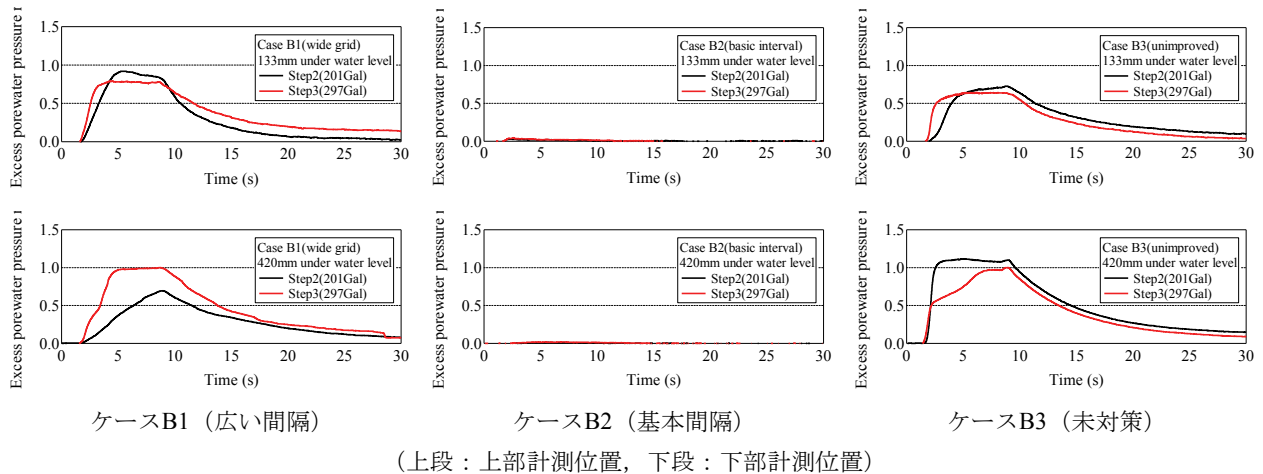


図-3.14 過剰間隙水圧比の時刻歴，縦軸：過剰間隙水圧比，横軸：時間，
黒線：Step2（201Gal），赤線：Step3（297Gal）

測結果として、アームを固定した中仕切り板を基準とした計測対象物の座標値を得ることができる。本実験では、加振前と各ステップ加振後の計測データから 10mm² 毎の鉛直方向座標の平均値を求めた。そして、Step3 加振終了時と加振実験前の座標の差分から求めた、Step3 加振終了時の舗装の沈下量の色塗りコンター図を図-3.15 に示す。なお、計測時間の制約で舗装の半分程度の範囲を計測した。

ケース B1 では格子内の未改良地盤直上の舗装が沈下し、固化体直上との間で明瞭な不陸が現れた。前述のように格子内の未改良地盤では過剰間隙水圧が上昇し、その後過剰間隙水圧の消散によって未改良地盤は沈下するので、未改良地盤直上の舗装も地盤の沈下とともに沈下した。一方、固化体は沈下しないので、固化体直上の舗装の沈下は、地震動による緩詰め路盤の体積収縮と格子内の未改良地盤の沈下に路盤が引き込まれたことが理由と考えられる。また、固化体と土槽側壁の間の沈下量が格子内よりも小さい結果は、固化体と土槽側壁の間隔が 1m と格子間隔 2m より狭いため、砂層の過剰間隙水圧の発生量が小さく、過剰間隙水圧の消散による沈下量が小さかったことが理由と考えられる。

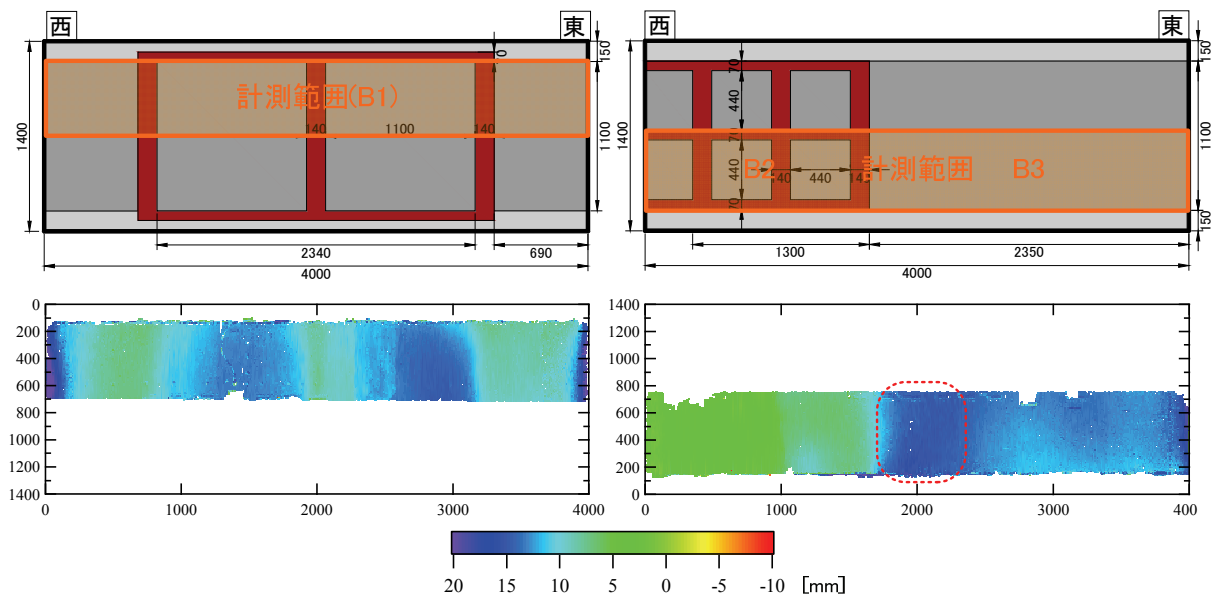
ケース B2 では、ケース B1 で見られたような固化体と未改良地盤の間に明瞭な不陸は現れなかった。格子状地盤改良により格子内の未改良地盤における過剰間隙水圧を抑制し、未改良地盤の沈下は小さくなるため、直上の舗装の変形も小さくなる改良効果が確認できた。ただし、ケース B2 の固化体のうち未対策側の舗装は、舗装が連続した未対策断面（ケース B3）の沈下に引き込まれるように沈下が発生した。



写真-3.4 レーザースキャナーによる計測状況

ケース B3 では、砂層が液状化したため全体的に舗装は沈下したが、ケース B3 断面の中央よりもケース B2 の固化体近傍（図-3.15 のケース B3 破線囲い内）で沈下量が大きくなった。これは、地震時に固化体と砂層の振動特性の違いにより、固化体近傍の砂層でせん断変形が大きくなり、ダイレイタンスによる体積ひずみが大きくなったためと考えられる。また、建屋近傍の埋戻し地盤の沈下被害で見られた主動すべりに起因する沈下¹⁷⁾も理由として考えられる。固化体から離れたケース B3 中心部と同程度の地震動による繰返しせん断に、固化体近傍では固化体との相互作用が加わり、未対策断面（ケース B3）では中心部より固化体近傍の方が沈下は大きくなったと考えられる。

ケース B1 の西側と東側、ケース B3 の東側の土槽側壁と接する舗装端部において固化体近傍と同じように沈下が大きくなった。これは土槽の影響であり、本来なら連



(左：ケースB1，右：ケースB2・B3)

図-3.15 レーザースキャナーで計測した沈下量の色塗りコンター図 (Step3 終了時)

続する舗装を限られた大きさの土槽において模型を製作したために発生した模型製作上の問題で、実地盤の現象とは対応しない。また、舗装端部は常温合材を敷設しているため、常温合材部分が弱部となり、沈下が局所的に発生したと考えられる。前述のように仙台空港誘導路における被災事例では、地下構造物近傍の地盤直上の狭い範囲で局所的に舗装が沈下した。このような沈下被害は、液状化した地盤の沈下によって、沈下量が小さい地下構造物直上部との高さに違いが現れたことが原因と考えられることが多い。本実験の固化体近傍で見られた局所的な沈下は、このような舗装直下の構造の違いによる沈下量の差だけではなく、舗装直下における地盤と構造物の相互作用によって、地下構造物近傍では局所的に沈下量が大きくなる可能性を示唆する結果といえる。

c) 舗装直下の空洞調査

シリーズBでは、加振実験後に簡易な方法で舗装直下の空洞調査を行った。加振実験後、削孔工具にてAs模型（厚さ4cm）を $\phi 30\text{mm}$ でコア抜きし、舗装直下と路盤の間の空洞と碎石の間隙に入り込むよう孔内に防水用シリコンを充填した。1日固化させた後にAs模型を切断し、裏返して削孔位置のシリコンにより固定された碎石とAs模型の間隔を確認した。削孔箇所として、舗装直下地盤の沈下が大きくなると考えられる格子中央や、固化体と未改良地盤の変位差が大きくなると考えられる固化体近傍を選んだ（図-3.16参照）。写真-3.5に削孔後のシリコン注入状況と、As模型を裏返し目視確認した時の削孔位置の状況を示す。

一部の削孔ができなかった箇所を除き、ほとんどの調査位置において、碎石がAs模型と接した状態で固化しており、目視で空洞と確認できるような舗装と路盤の隙間は確認できなかった。

シリーズAで実施したFWD試験およびシリーズBで実施した空洞調査の結果から、本実験条件では舗装直下に空洞は発生しなかったと結論づけられる。すなわち、アスファルト舗装の直下地盤に格子状地盤改良を適用した場合、舗装は地盤の沈下に追従し沈下するため、未改良地盤と固化体で変位差が発生することによって、舗装表面に不陸が発生した。ただし、本実験条件は路盤が緩詰めであり、また、入力地震動も大きいため、仮に舗装直下に空洞が発生しても揺すられた路盤が移動して空洞を塞いだ可能性も考えられる。

実際の空港舗装においては、剛性が高い路盤やコンクリート舗装の場合、広い格子間隔の適用により舗装直下地盤で変位差が発生すると、舗装は直下地盤の沈下に追従せず、先のエプロン部の被災事例（写真-3.2参照）のように舗装直下に空洞が発生するものと考えられる。広い格子間隔をコンクリート舗装等の剛性が高い舗装構造の直下地盤に適用する際は、舗装直下地盤の変状によって舗装直下に空洞が発生することも想定し、舗装の荷重支持性能の確認、修復方法を合わせて検討する必要がある。

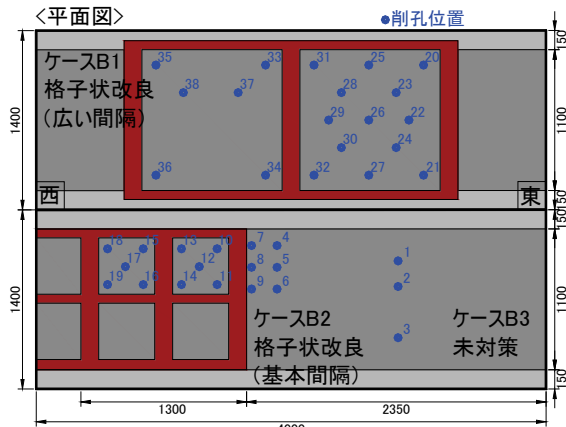


図-3.16 空洞調査のための削孔位置（シリーズ B）



a) 削孔後のシリコン注入状況
(番号は図-3.16 に対応)

3.4. まとめ

格子状地盤改良を実施した空港舗装の地震時挙動を把握するために実物と同じアスファルト合材を用いた模型振動実験を行った。特に格子間隔を広く設定した際の格子状地盤改良の効果と舗装の変状に着目した。その結果、次のような結論が得られた。

- 1) 格子間隔を広く舗装外周のみを改良する場合，入力地震動の加速度振幅が大きくなると舗装の沈下量は大きくなるが，勾配の変化は未対策断面より小さくなった。耐震性能評価項目の一つである舗装の勾配について地震時の変動を抑制する効果が期待できる。
- 2) 舗装直下において固化体と格子内の未改良地盤で沈下量の差が発生すると，直上の舗装表面に不陸となって現れた。また，FWD 試験と簡易な空洞調査によると，舗装直下に空洞は確認できず，アスファルト舗装は地盤の沈下に追従して変形した。
- 3) 未対策の断面の固化体近傍で舗装の沈下量が大きくなった。液状化した砂層の過剰間隙水圧の消散による沈下だけではなく，固化体近傍では相互作用により局所的に沈下が大きくなったと考えられる。仙台空港平行誘導路の地震被害において，地下構造物近傍において舗装の沈下が大きくなった原因として，舗装直下地盤と地下構造物との相互作用を示唆する結果を得た。
- 4) 入力加速度と格子間隔 L と地表面からの深度 d の比 L/d の関係を整理したところ，格子間隔を検討した既往の遠心模型実験結果と比べて本実験は液状化しにくい結果となった。有効上載圧が実際の値と違う可能性があることから，液状化の判定を過剰間隙水圧比 0.8 以上としたところ，既往の実験結果と整合した結果を得た。このように液状化の定義に違い



b) 舗装裏側の碎石の固化状況（削孔番号 21）

写真-3.5 削孔による舗装直下の空洞調査

があることを前提として，舗装直下地盤を対象とした格子状地盤改良においても，格子間隔の設定には地震動と L/d の関係が適用可能と考えられる。

本実験は舗装構造へ格子状地盤改良を適用した際の，舗装構造の地震時挙動把握が目的であるため，地下水位が高く，液状化層が浅く，路盤直下の路床まで液状化する，舗装の変状が現れやすい条件で行った。また，格子間隔が一般的な間隔なものとこれより 2 倍以上広い間隔について比較検討したため，舗装の変状が対照的な結果を得た。

4. 舗装の不陸に対する格子間隔と表層非液状化層厚の影響

4.1. 検討内容

1g 場模型振動実験より、格子間隔が広がると格子内の未改良地盤が沈下し、これに追従して沈下する舗装の表面に不陸が発生することが明らかになった。ところで、液状化層よりも上部に液状化しない地層（以降、表層非液状化層と称する）が存在する場合、液状化抵抗は表層非液状化層が厚くなると大きくなるのが過去の被災調査から明らかになっている¹⁸⁾。一方、これまで格子状地盤改良に関して格子間隔の設定に関する研究^{例え(ば) 3) 15)}では、表層非液状化層は無いものとして検討されている。本研究の対象施設である空港舗装のように、液状化層の上に平坦な表層非液状化層が広がる施設においては、表層非液状化層の存在により、格子間隔を広く設定した際に液状化層の液状化抵抗の増加や舗装表面に発生する不陸の低減が期待できる。本章では、遠心模型実験より表層非液状化層の厚さが格子内未改良地盤の過剰間隙水圧や地表面の沈下に与える影響を確認した。さらに、数値解析において表層非液状化層厚と格子間隔に対するパラメトリックスタディを実施し、地表面の沈下と格子内未改良地盤の過剰間隙水圧の抑制効果を検証した。

4.2. 遠心模型実験

(1) 実験条件

遠心模型実験は、株式会社竹中工務店技術研究所が保



写真-4.1 遠心模型実験機

表-4.1 実験ケース

ケース名	遠心加速度	格子間隔	表層非液状化層
Case1	50G	7.5×7.5m, 15×7.5m	なし
Case2	50G	7.5×7.5m, 15×7.5m	1.5m

有する施設（写真-4.1 参照）を用いた。遠心模型実験の仕様は有効半径 6.5m, モデル内法寸法 W1.0m×D1.0m×H0.5m, 最大周波数 200Hz, 最大水平加速度 60G, 最大遠心加速度 100G である。実験ケースは、表-4.1 に示すように表層非液状化層厚と格子間隔の違いによる影響を見るため 2 ケースとした。なお、本章では表層非液状化層は、液状化層の上端（地下水位置）より上で舗装・路盤部下端までの液状化しない層のものを示す。

図-4.1 に Case1 および Case2 で用いた模型寸法および計測センサーの配置を示す。図中は実寸の数値（模型スケール）で示しているが、以降は遠心場における相似則（表-4.2 参照）により実物換算した数値を示す。Case1 および 2 の概要を以下に示す。1 つの土槽で未対策、7.5×7.5m 格子（改良 A, $L/H=1.0$ ）、15×7.5m 格子（改良 B, $L/H=2.0$ ）の 3 ケースの実験を行った。前述の 1g 場模型振動実験の断面と比較すると、改良 A は過剰間隙水圧の抑制効果が大きかった基本間隔 ($L/H=0.8$) よりも少し格子間隔が広く、改良 B は広い格子間隔 ($L/H=2.0$)

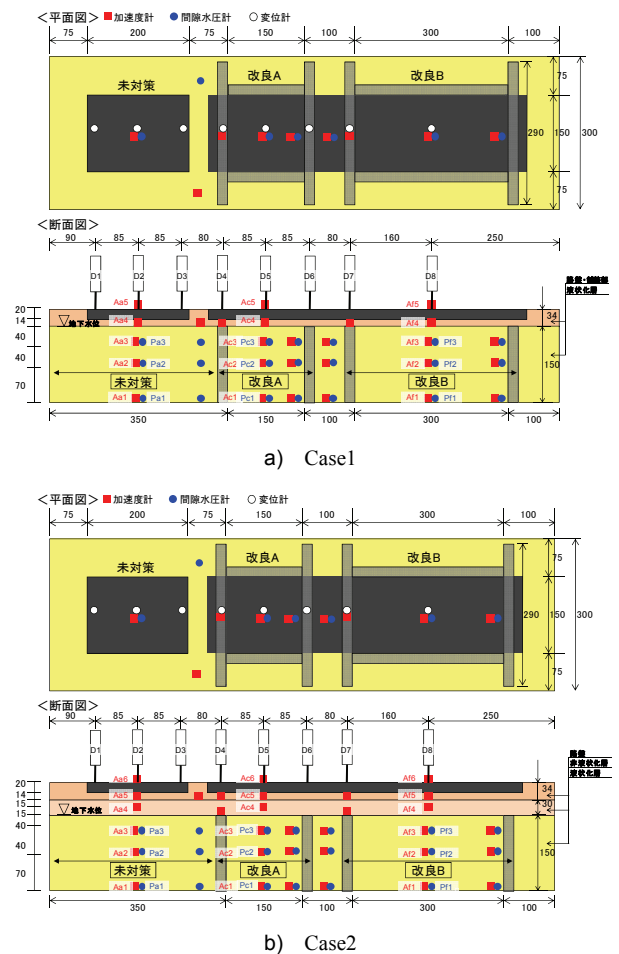


図-4.1 模型寸法と計測センサーの配置
(数値は実寸, 単位はmm)

表-4.2 遠心模型実験の相似則 (遠心場 50G)

パラメータ	実物/モデル	縮尺比
長さ	λ	50
密度	1	1
時間	λ	50
加速度	$1/\lambda$	1/50

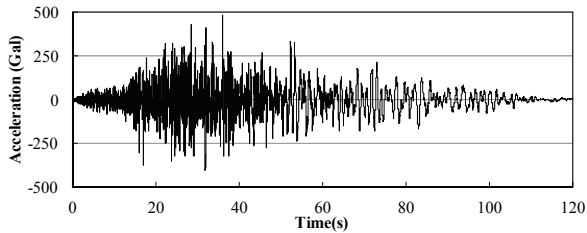


図-4.2 入力加速度波形, 縦軸: 加速度, 横軸: 時間

表-4.3 加振ステップごとの最大加速度

加振ステップ	最大加速度(Gal)	
	Case1	Case2
1	74	37
2	211	130
3	362	183
4	462	328
5	535	568

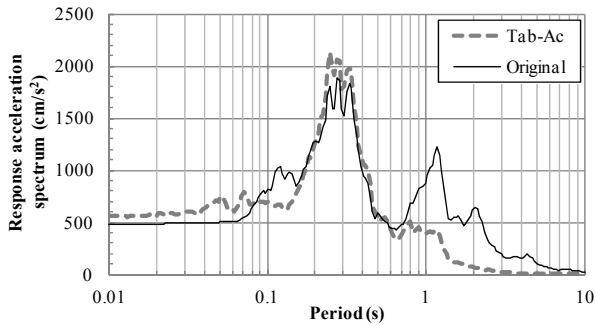
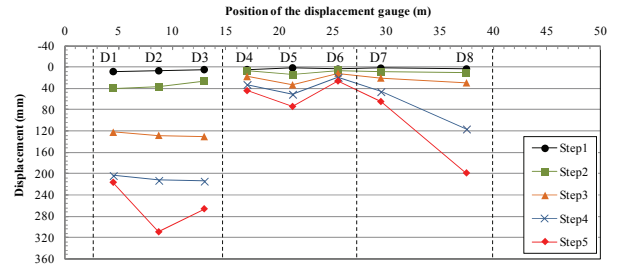


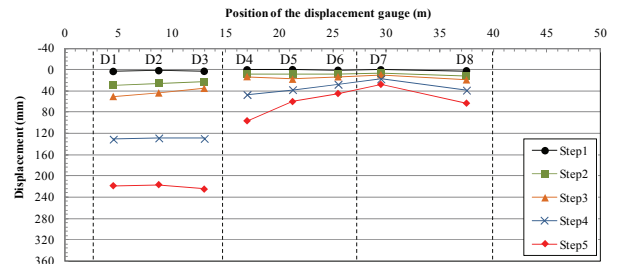
図-4.3 入力加速度と観測値の応答スペクトルの比較, 縦軸: 応答加速度, 横軸: 周期

と同じ格子間隔である。厚さ 7.5m の液状化層の上の表層非液状化層は, Case1 では考慮せず, Case2 では層厚 1.5m とした。また, 地表面には 1.7m の舗装・路盤部を設定した。

液状化層および表層非液状化層は飯豊珪砂 6 号を用いて, 相対密度の目標を 68% として空中落下法により製作した。砂層作成後, 土槽を脱気槽内に入れ, 真空下でシリコンオイルを通水して飽和させた。実際に作成した路



a) Case1



b) Case2

図-4.4 各加振ステップの累積鉛直変位, 縦軸: 累積鉛直変位, 横軸: 変位計位置

盤の密度は 75% であった。液状化層の飽和後に, 非液状化層および舗装・路盤部を液状化層と同じく空中落下法により製作した。また, 改良体はアクリル板で, 舗装はゴムマットで製作した。

計測センサーとして, 間隙水圧計と加速度計を未改良, 改良部分の液状化層の 3 深度に設置した。また, 舗装上の地盤の傾斜を確認するために未対策, 格子中央部および端部に変位計を設置した。

加振方法は, 図-4.2 に示すレベル 2 地震動相当の不規則波形 (最大加速度 480Gal) を用い, 加速度振幅を段階的に増加させたステップ加振を行った。各加振ステップの最大加速度を表-4.3 に示す。図-4.3 に入力加速度波形と Case2 の Step5 加振時に振動台で観測された加速度波形の応答スペクトルを示す。入力スペクトルと周期 1 秒のところやや違いが確認できるが, スペクトルが最大値を示す卓越周期は両者はほぼ一致した。

(2) 実験結果

a) 地表の沈下量と勾配

図-4.4 に各加振ステップ後に計測した地表面の累積鉛直変位を示す。未対策部分 (D1 から D3 区間) においては, Case1 では Step3 から大きく沈下した。Step5 では舗装中央部 (D2) が周りより沈下し, 大きく舗装がたわんだことが確認された。Case2 では Step3 までは沈下はあまり顕著ではなく, Step4 から沈下が進み, Step5 の沈下量は Case1 の Step4 の沈下量とほぼ同じ程度となった。

改良 A (D4 から D6 区間) においては, Case1 では Step5

と地震動が大きくなっても、中央部分の沈下量は74mm程度で未対策部分よりも沈下が抑えられ、Case2でも60mmとなり、Case1とほぼ同程度の沈下量であった。一方、固化体直上のD4位置においては、Case2の方がStep4以降大きな沈下量が発生している。これは隣の未改良部の沈下に伴って、固化体上の非液状化層の砂が未改良部へ移動したためと考えられる。Case1ではD4位置の沈下が顕著ではないが、この理由の一つとして、Case1とCase2で、ステップ毎の未改良部の沈下程度が異なり、同様に未改良部に近いD4位置の沈下程度もCase1とCase2で異なったものと考えられ、さらなる検討が必要である。一方、改良B側に位置するD6位置の沈下量は、Case1とCase2でほぼ同じ傾向であった。

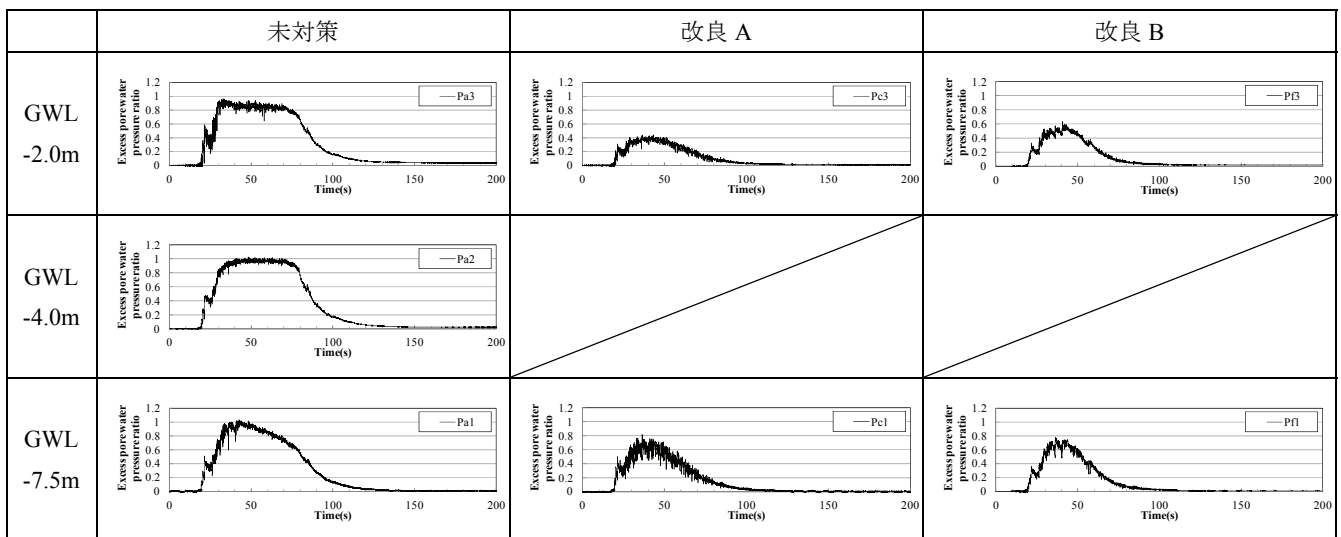
改良B(D7からD8区間)においては、中央部分のD8位置に着目すると、Case1ではStep4で大きく沈下す

るのに対して、Case2ではStep5でも沈下の程度が小さい。Step5の最終沈下量を比較すると、Case2の沈下量はCase1の沈下量の1/3程度に抑えられている。

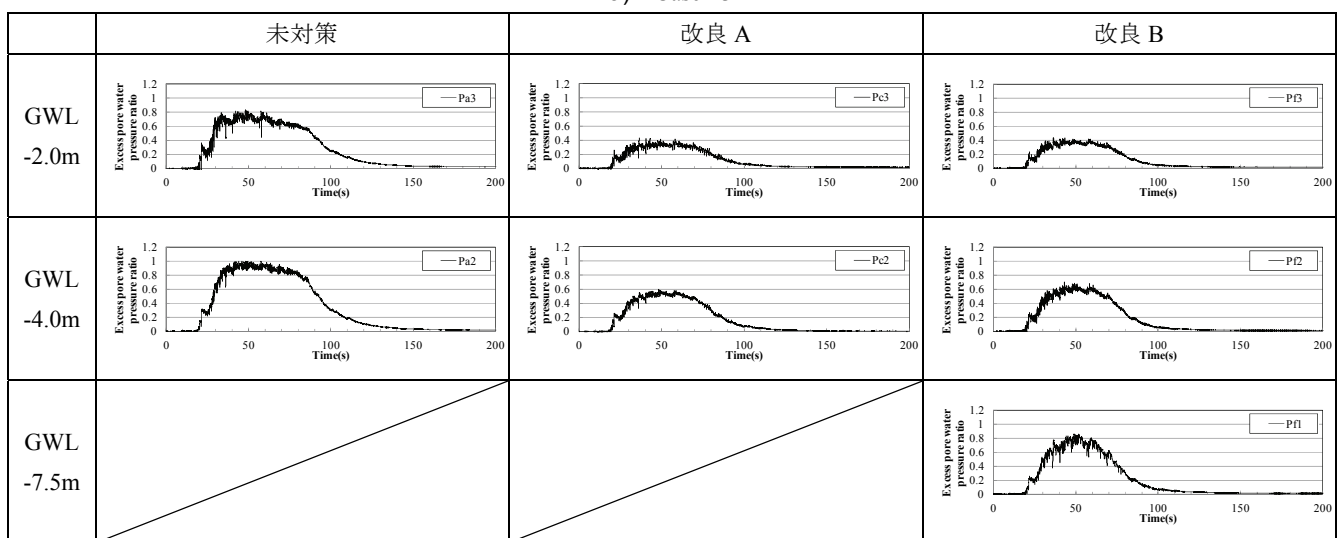
表-4.4にStep5加振後に計測した地表の勾配を示す。未対策ではCase1と比べてCase2で勾配が大幅に抑えられているが、沈下量は両ケース共に200mmを超えている。改良AではCase1とCase2の沈下量は同等であった

表-4.4 Step5後の地表の勾配

ケース名	未対策 (D1-D2間)	改良A (D5-D6間)	改良B (D7-D8間)
Case1	2.19%	1.12%	1.68%
Case2	0.05%	0.36%	0.44%

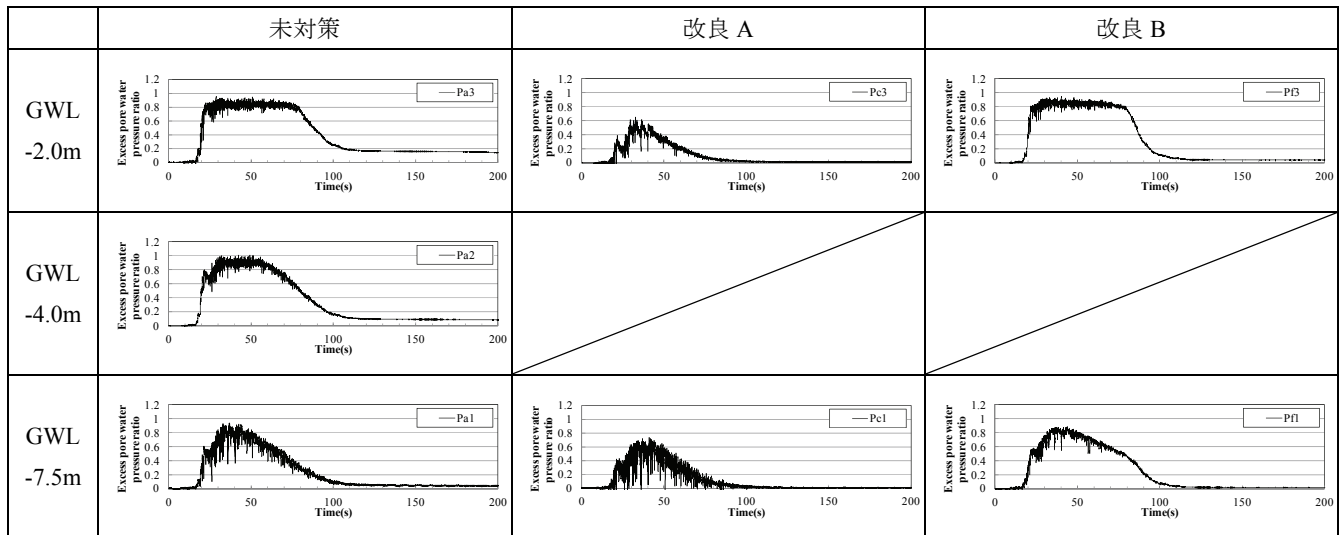


a) Case1-3

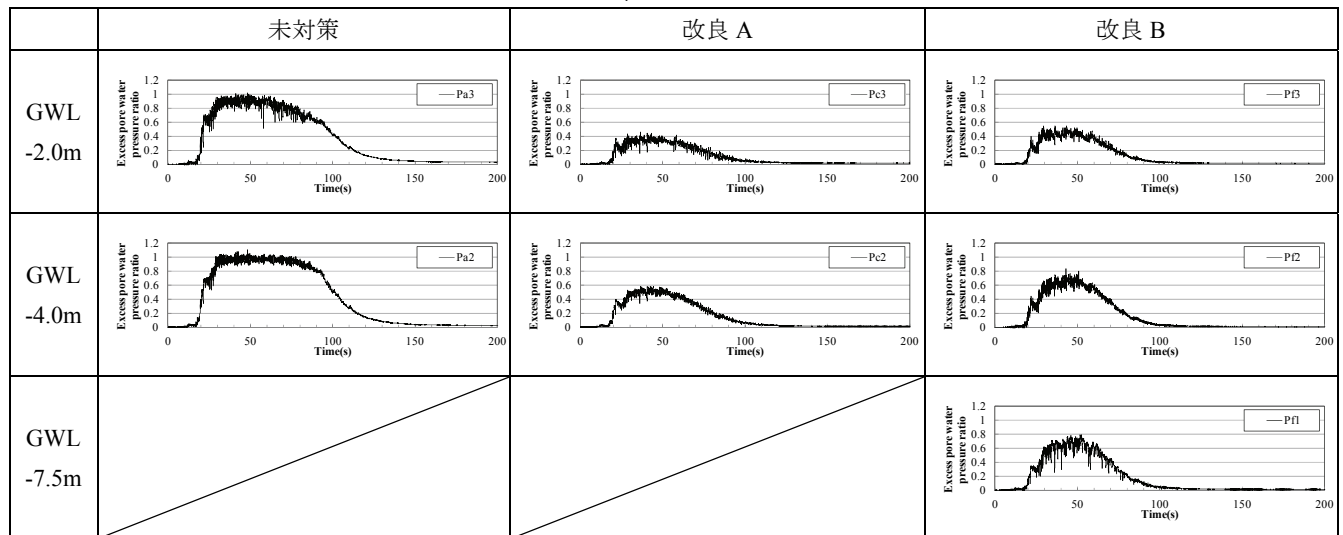


b) Case2-4

図-4.5 過剰間隙水圧比の時刻歴 (最大加速度 300~400Gal), 縦軸: 過剰間隙水圧比, 横軸: 時間



a) Case1-5



b) Case2-5

図-4.6 過剰間隙水圧比の時刻歴（最大加速度 500～600Gal），縦軸：過剰間隙水圧比，横軸：時間

が、勾配は Case2 の方が小さくなっている。改良 B では Case2 の沈下量は Case1 の 1/3 程度であり、勾配も大きく抑制されている。

以上から、表層非液状化層が 1.5m あることにより未対策部および広い格子間隔の改良 B においては、沈下量は抑えられた。一方、勾配は格子間隔によらず表層非液状化層が厚くなることで小さく抑えられることが分かった。

b) 過剰間隙水圧比

実験はステップ加振で行い、また、ステップ毎に計測された最大加速度は Case1 と Case2 で異なるため、ここでは同じ程度の最大加速度が計測された加振ステップ同士で比較する。最大加速度が 300～400Gal である Case1 の Step3 (Case1-3) と Case2 の Step4 (Case2-4) および、

最大加速度が 500～600Gal である Case1 の Step5 (Case1-5) と Case2 の Step5 (Case2-5) の比較を行う。最大加速度が 300～400Gal の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-4.5、同様に最大加速度が 500～600Gal の時刻歴を図-4.6 に示す。間隙水圧計は液状化層の 3 深度に設置していたが、間隙水圧の故障によりデータの欠損が発生したため、その箇所はグラフを示していない。

最大加速度が 300～400Gal である Case1-3 と Case2-4 を比較する。図-4.5 より Case1-3 の未対策部ではどの深度も過剰間隙水圧比がほぼ 1 となり液状化が発生し、その後、深部から水圧が消散していることが確認できる。改良 A および B においては、過剰間隙水圧比が最大でも 0.6 程度であり、液状化していないことがわかる。一方、Case2-4 においては、未対策部の中央部 (GWL-4.0m) は

過剰間隙水圧比が 1 に達し、上部 (GWL-2.0m) は 0.8 程度であり過剰間隙水圧比が中央部よりやや小さくなっているが、ほぼ全ての深度で液状化したと考えられる。

改良 A および B においては、地表に近いほど過剰間隙水圧比が抑制され、中央部 (GWL-4.0m) では 0.6 程度となり、液状化が抑制されたことが分かる。Case1 と Case2 を比較すると Case2 の方が過剰間隙水圧の上昇程度がやや小さくなっているが、前述のように沈下量ではそれほど優位な差は見られない。

次に、最大加速度が 500~600Gal である Case1-5 と Case2-5 を比較する。図-4.6 より、未対策部においては、Case1 と Case2 共に過剰間隙水圧比が 1 となり液状化が発生し、その後、深部からの過剰間隙水圧の消散がみられる。改良 A においては、Case1 と Case2 で顕著な違いは見られず、過剰間隙水圧比は最大 0.6 程度に抑えられた。改良 B においては、Case1 では過剰間隙水圧比が 0.8 を超える程度であるが、過剰間隙水圧比の波形が頭打ちを示しており、液状化していると考えられる。一方、Case2 では過剰間隙水圧比は 0.6 程度であり、Case1 のような波形の頭打ちも見られず液状化していない。これは表層非液状化層が存在することで、格子間隔が広い格子状地盤改良においても液状化が抑制されたと考えられる。

4.3. 数値解析

(1) 解析条件

数値解析は、過剰間隙水圧の消散による地盤の体積収縮を考慮できる MuDIAN¹⁹⁾ に SYS カムクレイモデル²⁰⁾ を導入した三次元有効応力解析で実施した。図-4.7 に用いた解析モデルを示す。解析モデルは半断面を仮定し、格子状地盤改良は全断面としては正方形とした。解析は格子間隔、表層非液状化層厚および入力地震動を変えて行った。表-4.5 に解析ケース一覧を示す。格子間隔は格子がない未対策を含めて 7 パターン、表層非液状化層厚は 0m から 5m まで 1m 毎に 6 パターン設定した。なお、改良壁の厚さは 1m とした。

入力加速度波形は、図-4.8 に示す JR 鷹取波 EW 成分 (最大加速度 615.5Gal) を解析モデル下端の粘性境界を介して 2E 波として入力した。この波形を用いた大規模地震の解析ケースをケース L、加速度振幅の 50% とした波形を用いた小規模地震の解析ケースをケース S と設定した。なお、ケース L は工学基盤面における 2E 波を地表面以下 15m の地点で入力しているケースであるため、極めて大きな入力地震動の設定になっていることを付記する。表-4.5 に示すように格子なし (未改良) と格子間隔 10m では 2 つの地震波 (ケース S と L)、格子間隔 6m

と 8m ではケース L のみ、格子間隔 12m 以上ではケース S のみ実施した。

材料解析パラメータを表-4.6 に、液状化層を対象とした動的変形特性試験のシミュレーション結果を図-4.9 に示す。シミュレーションに用いた初期せん断弾性係数 G_0 は、以下の式から求めた。

$$G_0 = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K, \quad K = \frac{1+e}{\kappa} p'$$

ここで、 ν はポアソン比、 e は間隙比、 κ は膨潤指数、 p' は平均有効拘束圧であり、値はそれぞれ、 $\nu=0.1$ 、 $e=0.71$ 、 $\kappa=0.002$ 、 $p'=100\text{kN/m}^2$ とした。求めた初期せん断弾性係数 G_0 は $93,270\text{kN/m}^2$ となり、せん断波速度から求めた一般的な初期せん断弾性係数より小さい値を用いた。また、シミュレーション結果より、一般的な砂よりも大きな減衰比を用いた。

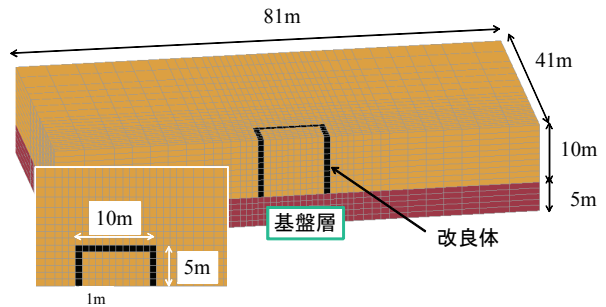


図-4.7 解析モデル (表層非液状化層厚 0m)

表-4.5 解析ケース一覧

格子間隔	L/H	表層非液状化層の厚さ					
		0m	1m	2m	3m	4m	5m
格子なし	—	0-0	0-1	0-2	0-3	0-4	0-5
6m	0.6	6-0	6-1	6-2	6-3	6-4	6-5
8m	0.8	8-0	8-1	8-2	8-3	8-4	8-5
10m	1	10-0	10-1	10-2	10-3	10-4	10-5
12m	1.2	12-0	12-1	12-2	12-3	12-4	12-5
14m	1.4	14-0	14-1	14-2	14-3	14-4	14-5
16m	1.6	16-0	16-1	16-2	16-3	16-4	16-5

□ : ケースSおよびケースLで実施
 □ : ケースLのみで実施
 □ : ケースSのみで実施

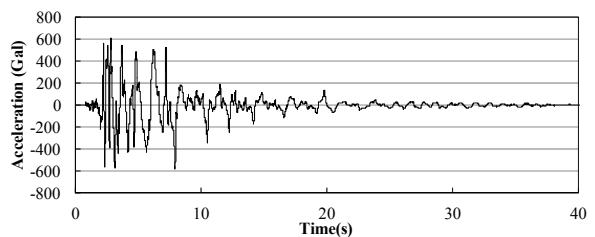


図-4.8 入力加速度波形 (JR 鷹取波 EW 成分), 縦軸: 加速度, 横軸: 時間

表-4.6 材料パラメータ

<弾塑性パラメータ>			
	基盤	液状化層	非液状化層
圧縮指数 λ	0.05	0.05	0.05
膨潤指数 κ	0.02	0.002	0.01
限界状態定数 M	1.4	0.6	1.4
NCL intercept N (at $p=98\text{kPa}$)	1.79	1.79	1.79
ポアソン比 ν	0.1	0.1	0.3
<発展則パラメータ>			
正規圧密粘土化指数 m	0.3	0.3	0.05
構造劣化指数 a	2.2	2.2	2.2
構造劣化指数 b, c	1.0	1.0	1.0
回転硬化指数 b_r	2.5	3.0	2.5
回転硬化限界指数 m_b	0.5	1.0	0.5
<初期条件>			
過圧密比 R		3.57×10^{-2}	
初期異方性 ζ_0	1.0	0.6	1.0
静止土圧係数 K_0	1.0	0.6	1.0
構造の程度 R^*	1.0	0.2	1.0
土粒子密度 ρ (g/cm^3)		2.656	
透水係数 k (m/sec)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	-
<弾性パラメータ>			
		改良体	
ヤング率 E (kN/m^2)		7.0×10^5	
ポアソン比 ν		0.3	
土粒子密度 ρ (g/cm^3)		2.65	
透水係数 k (m/sec)		1.0×10^{-10}	

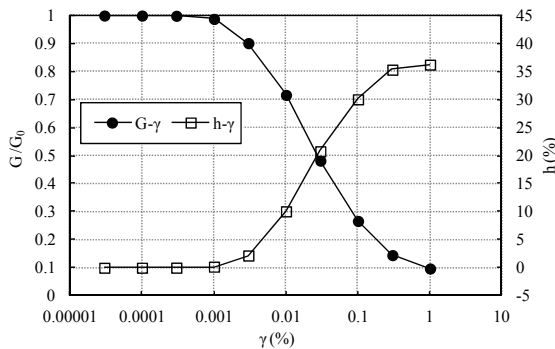


図-4.9 動的変形特性試験のシミュレーション結果、
縦軸：せん断剛性比，横軸：せん断ひずみ

液状化層を対象とした繰返し三軸試験のシミュレーション結果を図-4.10に示す。同図は、平均有効拘束圧を50kPaに固定し、せん断応力振幅を変えた3ケースについて、両振幅ひずみ1%に達した繰返し回数を図中にプロットした。液状化強度を決定する際によく用いられる両振幅ひずみ5%より小さなひずみにおける繰返し回数を示している。

表層非液状化層および基盤は、間隙比の小さい密な地盤とし地震時の沈下がほとんど発生しないパラメータ設定とした。また、改良体は線形弾性体とした。

(2) 解析結果と考察

図-4.11に各格子間隔における最終沈下量と表層非液状化層厚の関係をケースSとケースLで分けて示す。表

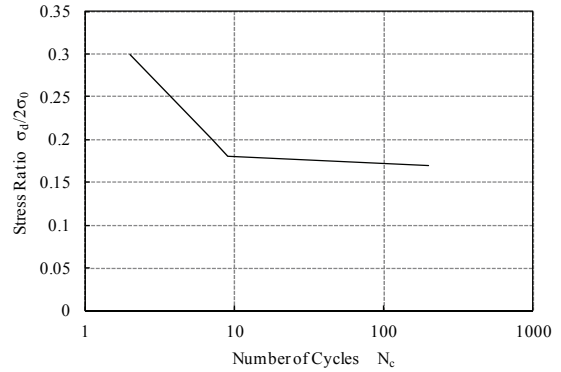
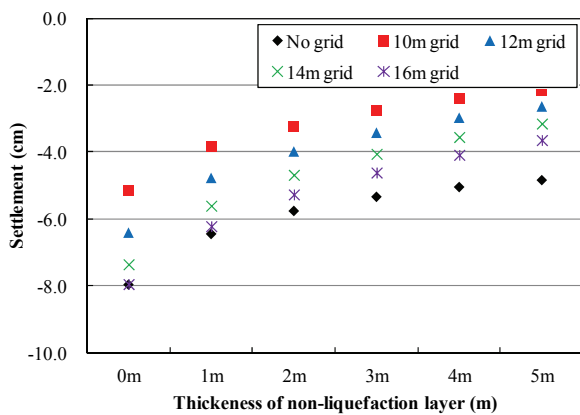


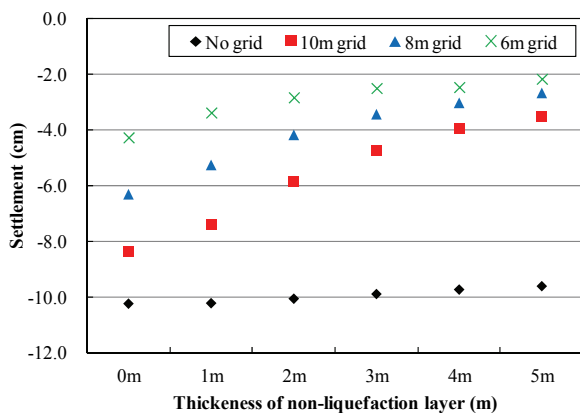
図-4.10 繰返し三軸試験のシミュレーション結果、
縦軸：せん断応力比，横軸：繰返し回数

層非液状化層が厚くなるほど、いずれのケースでも沈下量は小さくなった。ケースSでは、格子間隔が16m ($L/H=1.6$)の場合でも、表層非液状化層厚が5mあれば沈下が4cm以下に抑えられていることが分かる。表層非液状化層が厚くなることで、液状化層における沈下の影響が地表面で小さくなるためと考えられる。ケースLでは、地震動が大きくなったため、発生する沈下量も大きくなっており、特に格子なし(未対策)では表層非液状化層が厚くなっても沈下量はあまり小さくならなかった。また、格子状地盤改良の場合は、表層非液状化層厚が0mと5mを比較すると、沈下量は格子間隔6mでは約2cm、格子間隔10mでは約5cm軽減されており、表層非液状化層が厚くなるほど、格子間隔が広いほど沈下量の低減効果は大きくなった。

図-4.12にケースL、格子間隔10mの解析ケースにおける沈下量の分布図を表層非液状化層厚毎に分けて示す。同図a)は地表面の沈下量、b)は液状化層の上端(液状化層と表層非液状化層の間)の沈下量を示す。同図c)は、地表面(a)と液状化層上端(b)の沈下量の差を示したもので、液状化層上部の表層非液状化層の層厚の変化を示している。同図a)より、表層非液状化層が厚くなるにつれて、地表面のうち格子内直上の沈下は小さく、固化体直上の沈下は大きくなり、格子内直上と固化体直上の相対変位は小さくなった。また、同図b)より表層非液状化層が厚くなるほど、液状化層上端のうち格子内直上の沈下量は小さくなり、地表面の沈下量より大きくなる事が分かる。一方、固化体はほとんど沈下しないため、固化体直上の沈下量は表層非液状化層厚に関わらず、2cm程度となった。同図c)より、格子内および格子外側の直上では、表層非液状化層は厚くなり、一方、固化体直上では薄くなっていることが分かる。これは沈下しない固化体の直上にある地盤が、格子内未改良地盤が沈下



a) ケース S



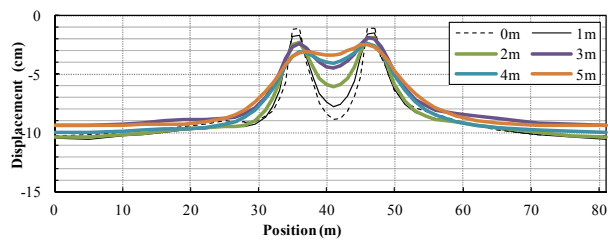
b) ケース L

図-4.11 各格子間隔における最終沈下量と表層非液化層厚の関係，縦軸：沈下量，横軸：非液化層厚

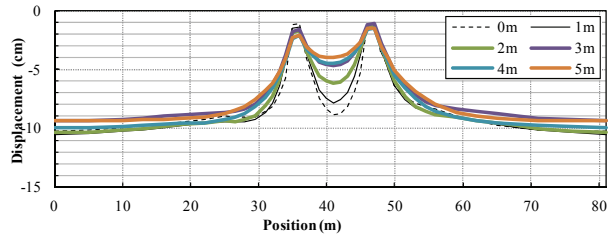
する際に格子内部へ引き込まれたためと考えられる。また、固化体直上の地盤が格子内部に引き込まれる程度は、表層非液化層が厚くなるほど大きくなり、地中で発生した変位差が表層非液化層で緩和されることで結果的に地表面の不陸は小さくなった。このような表層非液化層における変形は、層厚が大きくなるとともに一定値に収束する傾向を示し、改良範囲における地表面の沈下量は3cm程度に収束した。

図-4.13に3深度（GL-1.5m、-4.5m、-7.5m）における最大過剰間隙水圧比と表層非液化層厚の関係を格子間隔と入力加速度波形で分けて示す。表層非液化層厚が大きくなるほど地表面に近い位置（GL-1.5m位置）の過剰間隙水圧の上昇が抑えられている。

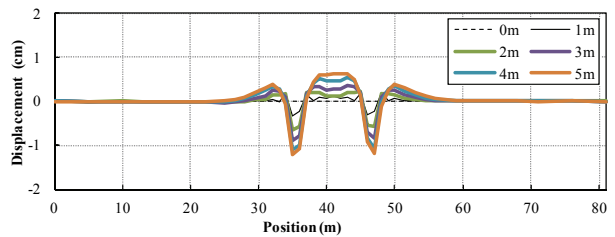
ケースSとケースLを比較すると、小規模地震であるケースSの方が表層非液化層が厚くなることによる過剰間隙水圧比の抑制効果大きい。ケースSでは表層非液化層厚が1mあると $L/H=1.2$ 、4mあると $L/H=1.6$ ま



a) 地表面の沈下量



b) 液状化層上端の沈下量

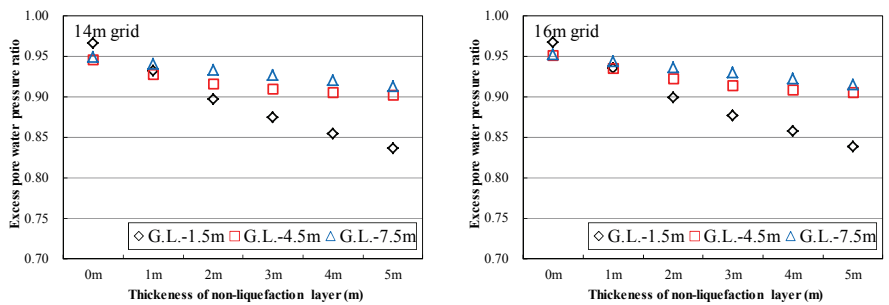
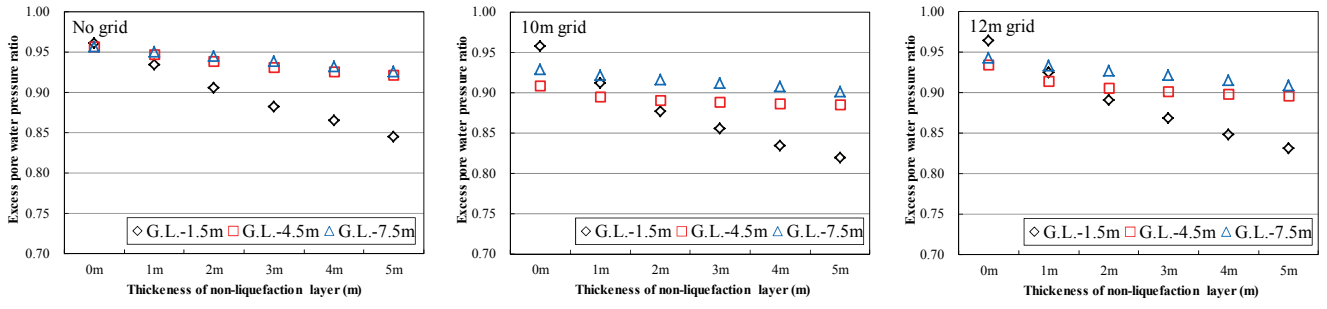


c) 地表面沈下量と液状化層上の沈下量の差

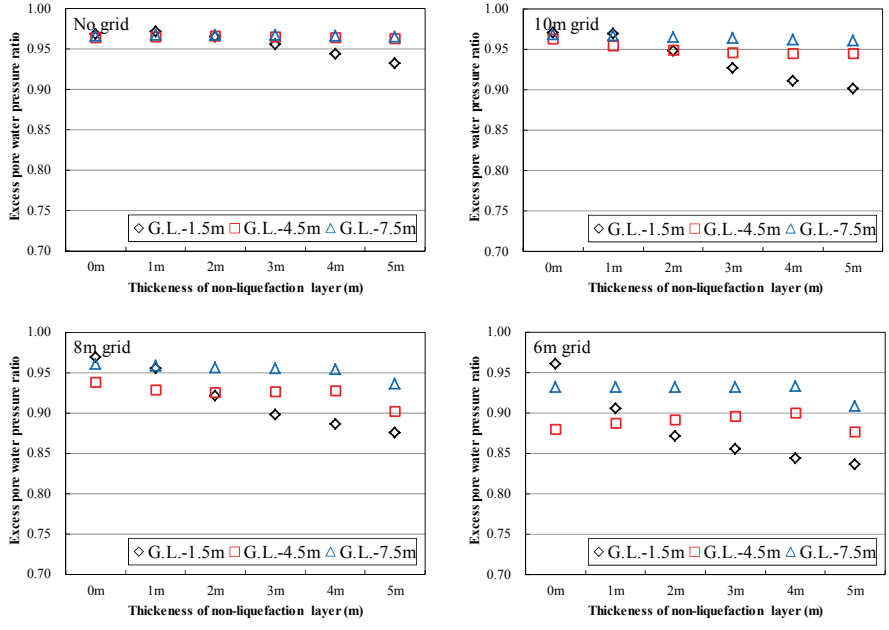
図-4.12 沈下量の分布図（Lケース，格子間隔10m），縦軸：沈下量，横軸：位置

で格子間隔を広げても過剰間隙水圧比を0.95以下に抑制でき、液状化の防止効果があることが分かる。一方、極めて大きな地震動を用いたケースLにおいても、 $L/H=0.6$ であれば表層非液化層厚が1m以上あることで液状化の防止効果があることが分かった。

通常の格子状地盤改良の施工においては、格子が平面状にいくつも連なるように施工され、また、液状化層下の非液化層にも固化体が若干根入れして施工されることが多い。一方、本検討の解析モデルでは、地盤中に格子が1つだけで、液状化層より下の非液化層への根入れが無い条件となっている。これらを踏まえると、実地盤における格子状地盤改良を対象とした場合、格子状地盤改良全体での剛性が本検討より高くなるものと考えられる。それゆえ、本検討は実地盤と比較して、厳しい条件での解析（より安全側）となっていることに留意する必要がある。



a) ケース S



b) ケース L

図-4.13 計測深度ごとの過剰間隙水圧比と表層非液化化層の関係，
縦軸：過剰間隙水圧比，横軸：表層非液化化層厚

4.4. まとめ

格子状地盤改良工法において、格子間隔と表層非液化化層厚が液化化層の過剰間隙水圧と地表面の沈下に対する抑制効果について、遠心模型実験および数値解析によって検討した。表層非液化化層が厚くなることで、液化化層の過剰間隙水圧抑制効果と地表面の沈下抑制効果が大きくなることが分かった。この効果は、未対策地盤よりも格子状地盤改良を適用した地盤の方が大きく、また、

格子間隔を広く設定しても表層非液化化層が厚ければ液化化抑制効果が発揮され、地表面の沈下と勾配を低減できることが分かった。

数値解析より、格子内未改良地盤が沈下する際、固化体直上の地盤が格子内引き込まれることで、地表面の不陸が低減されることを明らかにし、この低減効果は表層非液化化層が厚くなることで大きくなることを示した。

5. 実地盤断面における対策効果と舗装の変状

5.1. 目的

滑走路や誘導路を対象とした耐震性能照査においては、地震後の平坦性の照査が必要である。1g 場模型振動実験では、格子状地盤改良を適用した空港舗装においては、条件によって地震時に舗装表面に不陸が現れ、平坦性が損なわれる可能性を示した。また、遠心模型実験および数値解析より、舗装の不陸の程度は地震動、格子間隔や表層非液化層厚に依存することを示した。それゆえ、格子状地盤改良を適用した空港舗装の耐震性能照査には、対象施設の地盤条件等の種々の条件を考慮した数値解析による検討が必要である。本章では、実務への適用を想定した二次元モデルを用いた数値解析より、実地盤断面を対象とした格子状地盤改良の対策効果と舗装の変状を検討した。

5.2. 解析手法

三次元モデルを用いた地震応答解析は計算負荷が大きく、地盤モデル構築に十分な地盤情報を取得することも難しいため実務での適用が難しい。また、滑走路や誘導路はおおよそ平坦な施設であり延長距離も長い為、延長方向に様な荷重状態と仮定することができるため、本章では二次元モデルを用いる。

砂地盤の液化化を対象とした地震応答解析では、港湾分野の実務で実績が多い有効応力解析コード FLIP²¹⁾が広く用いられている。しかし、一般的な FLIP の解析手法は、短い地震動継続時間中の砂地盤における過剰間隙水圧の消散を無視した非排水条件を仮定したもので、4章の数値解析手法のような過剰間隙水圧の消散による地盤の体積収縮を考慮することができない。そのため、FLIP の解析結果だけでは液化化層の上の空港舗装の平坦性は評価できず、液化化層の体積収縮の評価は、室内試験結果から得られたチャート²²⁾に照らし合わせて簡便に求める方法が広く用いられている。しかし、本研究が対象とする空港舗装においては、耐震性能評価として舗装の勾配を評価する必要があるため、本章では過剰間隙水圧の消散による地盤の変形を土水連成解析（以後、圧密解析と称する）より求める方法を用いる。

図-5.1 には地震時の砂地盤の過剰間隙水圧比の時系列と解析手法の区分を示した。自重解析では対象地盤の初期応力状態を求め、その後の地震応答解析では地震動を入力し、地盤内の過剰間隙水圧の発生状況を求める。最後に、地震応答解析で発生した過剰間隙水圧を消散させる圧密解析により、砂地盤の体積収縮とこれに伴う舗

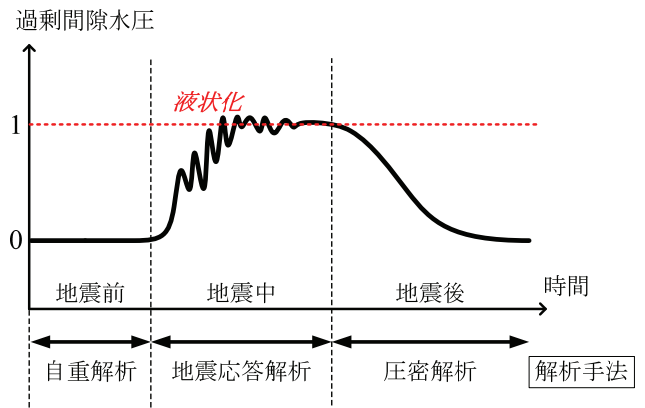


図-5.1 解析手法の区分

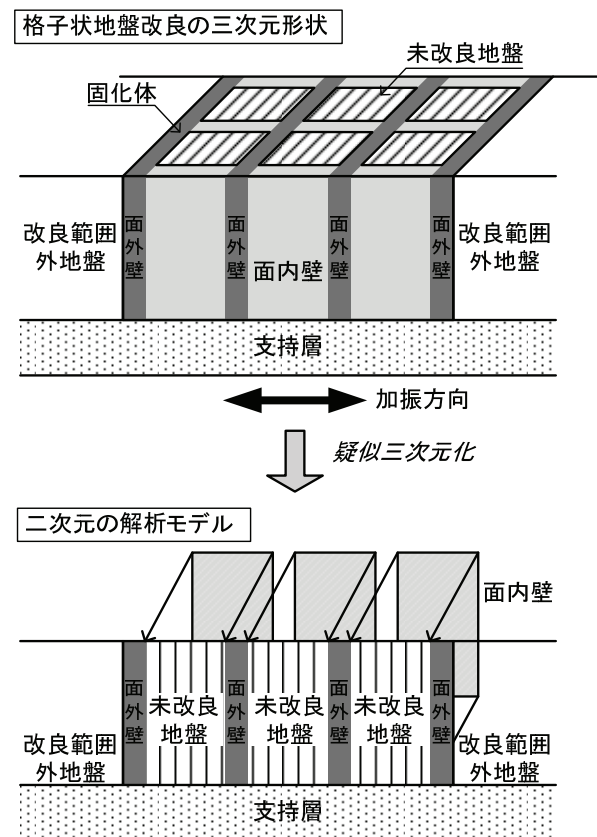


図-5.2 格子状地盤改良の二次元解析モデル

装の変形を求める。以上の3段階で解析を実施し、空港舗装の地震時の変形を予測する。なお、本章では解析コードとして、自重解析および地震応答解析には FLIP、圧密解析には FLIPDIS²³⁾を用いた。

5.3. 解析モデル

(1) 格子状地盤改良の二次元化

図-5.2 に示す格子状地盤改良の疑似三次元化による二次元解析モデルは、港湾構造物への適用について検討

されている²⁴⁾。この方法は、格子状地盤改良の三次元形状を疑似的に二次元でモデル化するため、固化体を面外壁と面内壁に分け、前者は未改良地盤、支持層、改良範囲外の地盤と一体としてモデル化し、後者は未改良地盤と重ね合わせ、面内壁と面外壁で重複する節点は結合する。このような疑似三次元化による格子状地盤改良のモデル化は面外壁の曲げ変形を表現することができないため、これを考慮するために固化体の剛性について低減率を掛け合わせる検討もされている^(例は²⁵⁾)。

(2) 変位拘束条件

格子状地盤改良では、剛性差の大きい地盤と固化体が地盤内で隣接している。地盤と固化体が連続した節点で共有されていると、自重解析の際、剛性が小さく変形が大きい地盤の変形が、剛性が大きく変形の小さな固化体にぶら下がる形状となるため、地盤の応力が過小評価される。そのため、適切な初期応力を求めるために固化体と地盤の境界は二重節点として両者の鉛直変位を分離させる必要がある。本検討では、空港舗装を対象とするため、**図-5.3**に示すように二重節点は、格子状地盤改良の上部に位置する表層非液状化層および舗装までの範囲とする。

同様に地震応答解析の際においても地盤と固化体の境界に設けた二重節点の鉛直方向自由度について、変位拘束条件が必要である。既往の研究では、模型実験を対象として格子内未改良地盤の過剰間隙水圧の発生状況に合わせて、固化体と地盤の二重節点の鉛直方向の変位自由度を拘束²⁴⁾したり、自由²⁶⁾にしたりする方法が用いられている。格子内未改良地盤の過剰間隙水圧が上昇しなければ固化体と地盤の相対変位は小さく、過剰間隙水圧が上昇した際に境界で相対変位が考慮できなくても、地盤の変形により局所的な変形が発生するため、固化体と地盤の二重節点の変位拘束条件の影響は大きくないと考えることもできる。そのため、本検討では二重節点の鉛直方向の自由度を接合する設定とした。

これまで、格子状地盤改良を対象とした圧密解析時の二重節点の変位拘束条件について検討された事例はない。本検討では、舗装表面の勾配に着目しているため、圧密解析の際に未改良地盤の沈下が固化体により拘束されないことに加えて、格子状地盤改良直上の舗装部には解析上の不連続な変形が生じないように設定することにする。具体的には、舗装部の二重節点のみ鉛直方向を接合し、地中部の二重節点は自重解析と同じく鉛直方向は接合しないこととした。

自重解析、地震応答解析および圧密解析において設定した二重節点の変位拘束条件を表-5.1に示す。

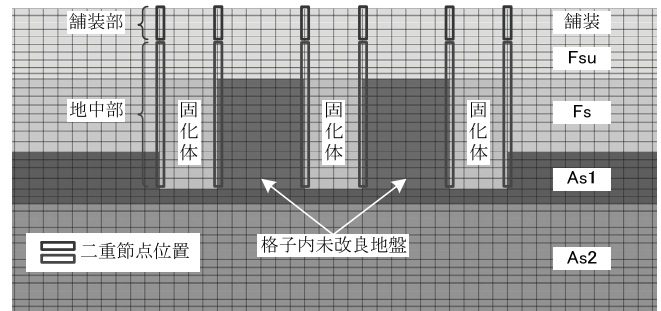


図-5.3 数値モデルの二重節点の位置

表-5.1 二重節点の変位拘束条件

位置	自由度方向	自重解析	地震応答解析	圧密解析
舗装部	鉛直	自由	接合	接合
	水平	接合	接合	接合
地中部	鉛直	自由	接合	自由
	水平	接合	接合	接合

自由：2つの節点が互いに自由に変位

接合：2つの節点の変位が同一（等変位拘束）

5.4 解析内容

(1) 検討断面

2007年10月に石狩湾新港において空港施設の実物大の液状化実験²⁷⁾が実施された。この実験では、地盤中に装薬したエマルジョン系含水爆薬を用いて制御発破することにより地盤を液状化させている。実験において空港滑走路を模擬したアスファルト舗装が施工され、様々な液状化対策工法も施工された。その中で、溶液型薬液注入工法の一つである浸透固化処理工法が施された断面を解析対象とした。対象地盤の平面図及び断面図を**図-5.4**に示す。深さ2.55m以浅が非液状化層、2.55m以深が液状化層であり、非液状化層と液状化層の境界にφ1,000mmの管が埋設されている。改良厚はA改良は5.4m、B改良は3.6m、C改良は1.8mであり、埋設管以深の液状化地盤に対して対策が施されているため、浮き型改良のような形となっている。既往の研究では、未対策断面および薬液注入工法による対策断面を対象とした数値解析が実施され、対策効果が確認されている²⁸⁾。

(2) 解析条件

本検討では薬液注入工法実施断面のうち改良厚が3.6mであるB改良について格子状地盤改良を適用し、対策効果を比較した。模型実験と同様に格子間隔が広く、格子内の未改良地盤内で過剰間隙水圧が発生する $L/H=2$

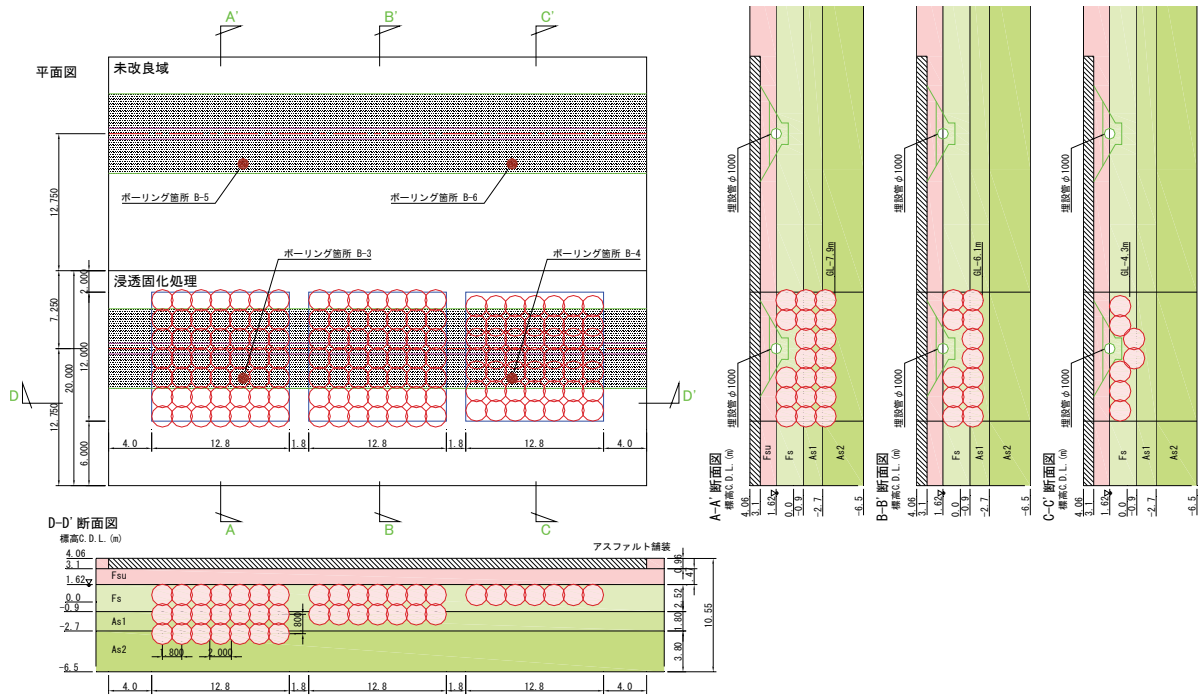
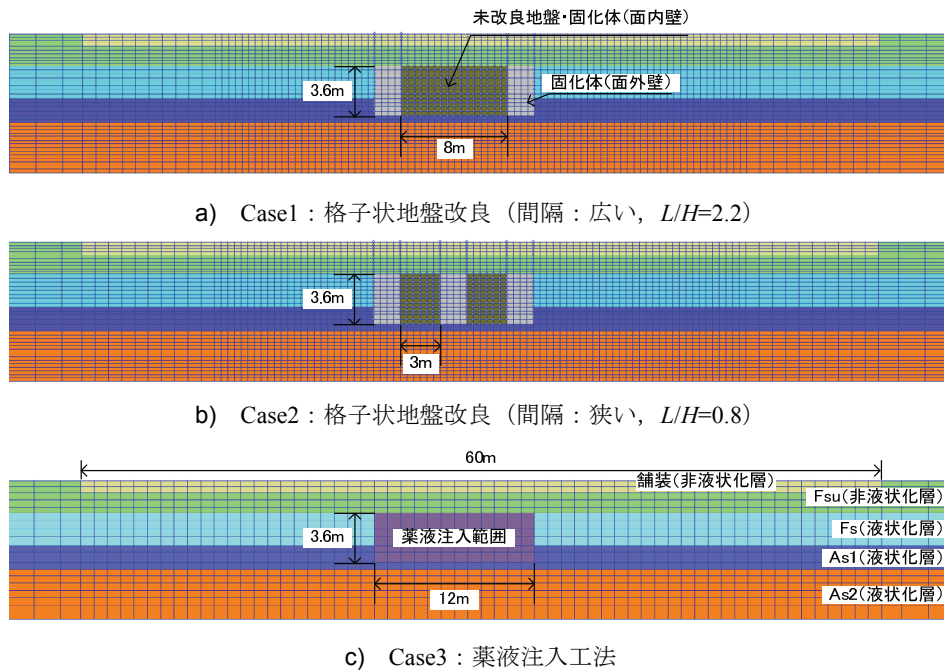


図-5.4 溶液型薬液注入工法（A，B，C改良）の概略施工平面図・断面図



c) Case3：薬液注入工法

図-5.5 有限要素モデル

程度のケースおよび過剰間隙水圧の抑制効果がある基本間隔 ($L/H=0.8$) のケースについて解析を行った。また、改良範囲の過剰間隙水圧を抑制できる薬液注入工法実施ケースと比較した。解析に用いた有限要素モデルを図-5.5に示す。予備検討において、薬液注入工法の有限要素モデル（図中c）を元にした格子状地盤改良の有限要素モデルでは、固化体周辺の要素分割が十分に細くなく、

応力分布が不連続となった結果を得た。そのため、固化体周辺の要素サイズを薬液注入工法の有限要素モデルのメッシュ間隔の1/2とした。

解析に用いた材料パラメータを表-5.2に示す。材料パラメータは文献(28)を参考に設定した。実物大液状化実験は、地震動を模擬してダイナマイト発破の振動によって、人工的に液状化を発生させる実験であるが、本検討

表-5.2 材料パラメータ

パラメータ		舗装	Fsu	Fs	As1	As2
動的変形特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.1	1.7	1.8	1.8	1.8
	せん断波速度 V_s (m/s)	-	120	120	175	220
	基準拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98	98	98	98	98
	せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	98,900	55,300	40,100	67,000	97,100
	体積弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	258,000	144,000	105,000	175,000	253,000
	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_f (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
液状化特性	変相角 ϕ_p (deg)	-	-	28	28	28
	w ₁	-	-	2.488	3.000	6.000
	p ₁	-	-	0.5	0.5	0.5
	p ₂	-	-	1.034	0.963	0.900
	c ₁	-	-	1.6	1.6	1.3
	S ₁	-	-	0.005	0.005	0.005

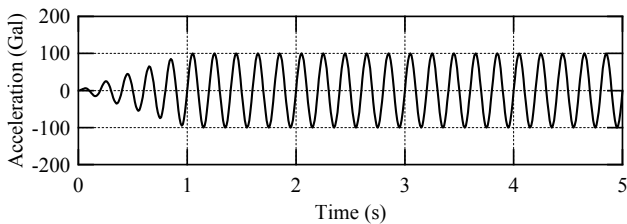


図-5.6 入力加速度，縦軸：加速度，横軸：時間
(継続時間 80 秒のうち初めの 5 秒間)

は図-5.6に示す正弦波(周波数5Hz, 加速度振幅100Gal, 継続時間80s)の地震動を入力することで地盤を液状化させた。また、地震応答解析では計算安定化のためにレーリー減衰のうち剛性比例型を用い、地盤の1次固有周期(0.26秒)における減衰比を1%と仮定して、 β の値を0.001とした。

なお、文献25)ではA改良およびC改良についても、薬液注入工法と格子状地盤改良の比較が行われている。

5.5 解析結果と考察

(1) 過剰間隙水圧比の分布

地震応答解析終了時点における各解析ケースの最大過剰間隙水圧比の分布図を図-5.7に示す。過剰間隙水圧比は、有効拘束圧を初期自重解析時の有効拘束圧で除した値を1から引いた値であり、初期値は0で0.95が液状化発生の目安とされる。

格子状地盤改良のうち間隔が広いCase1の場合、格子内の未改良地盤においても過剰間隙水圧比が上昇し、広

い範囲で過剰間隙水圧比が1となり液状化が発生した。一方、間隔が狭いCase2の場合、格子内未改良地盤において過剰間隙水圧はほとんど発生しない結果となった。これは、前述の模型振動実験(シリーズB)と同じ結果であり、格子間隔が広がることで過剰間隙水圧抑制効果が小さくなり、 L/H の値が0.8と2.2で抑制効果の明瞭な違いが確認できた。

改良範囲周辺では格子状地盤改良と薬液注入工法で過剰間隙水圧の分布に違いが見られた。これは、液状化対策工法によって改良範囲の変形特性や振動特性が異なるため、改良範囲周辺の地盤にも影響が現れたものと考えられる。

(2) 舗装の変形

図-5.8に舗装表面の標高、図-5.9に舗装表面の勾配を示す。図中の地震直後は地震応答解析終了時点、圧密後は地震応答解析に引き続き実施した圧密解析終了時点の結果である。地震前の標高は4.06mであり、地震直後における標高の変化はいずれのケースも小さい。これは、対象断面がおおよそ水平成層地盤となっていることと、地震応答解析が非排水条件を仮定していることが理由で、過剰間隙水圧の消散による地盤の体積収縮を考慮しないと舗装の変形が小さい。3ケースを比較すると、格子間隔が広いCase1の改良範囲の端部で他のケースよりも沈下量がやや大きくなった。また、沈下量に対応して地震直後の勾配も、Case1が他の2ケースよりも大きくなった。

圧密解析後の標高から求めた舗装の沈下量は、Case1

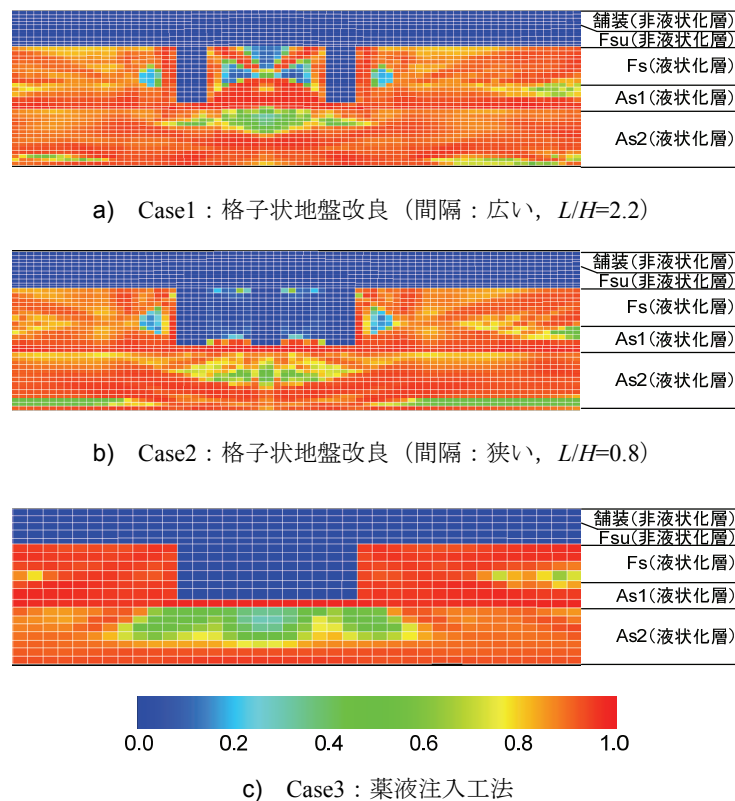


図-5.7 過剰間隙水圧比分布

(広い格子間隔)で20cm, Case2(狭い格子間隔)で16cm, Case3(薬液注入)で18cmであった。格子間隔が広いため格子内未改良地盤において過剰間隙水圧が大きくなった Case1(広い格子間隔)の沈下量が最も大きくなり、改良範囲で過剰間隙水圧が発生しなかった Case2(狭い格子間隔)や Case3(薬液注入)は Case1(広い格子間隔)よりも小さくなった。Case2と Case3は改良範囲において過剰間隙水圧を抑制する同じ効果が確認できたが、両者の舗装の沈下量には違いがあり、改良範囲外の過剰間隙水圧の発生状況の違いが沈下量に影響を与えたと考えられる。全てのケースで改良範囲において沈下が発生したのは、対象断面が液状化層に対して改良厚が薄く浮き型改良となっているため、改良範囲の直下地盤において過剰間隙水圧が上昇し、沈下が発生したためである。

圧密解析後の舗装表面の勾配に着目すると、改良範囲でいずれのケースも勾配を小さく抑えることができたが、改良範囲端部で勾配が大きくなる結果となった。本検討では、舗装幅60mのうち一部の幅20mについて地盤改良を実施したため、沈下が抑制された改良範囲と液状化により大きく沈下した改良範囲外との変位差が大きくなったことが、舗装が曲げ変形となり舗装端部で勾配が大きくなった理由である。狭い間隔の格子状地盤改良のケ

ースでは格子内未改良地盤の過剰間隙水圧を抑制でき、薬液注入工法と同程度の舗装の変形を抑制することができた。また、格子間隔を広くすることで、格子内未改良地盤において過剰間隙水圧が上昇し、沈下量は狭い格子間隔のケースよりも1.2倍程度大きくなるが、一定の沈下量抑制効果が確認できた。

5.6. まとめ

実務への適用を想定した二次元モデルを用いた数値解析より、実地盤断面を対象とした格子状地盤改良の対策効果と舗装の変状を検討した。過剰間隙水圧の消散による地盤の体積収縮を考慮するため、地震応答解析および圧密解析を組み合わせた方法を用いた。また、格子状地盤改良を二次元モデル化するために、解析手法毎に適切な変位拘束条件を用いた。これにより、格子状地盤改良を適用した空港舗装の変形照査が可能となり、格子間隔の違いによる改良効果と、耐震性能項目の一つである平坦性を評価することができた。

広い格子間隔の場合、模型振動実験と同様に格子内未改良地盤において過剰間隙水圧が発生するものの、一定の沈下量抑制効果が確認でき、模型振動実験と異なる結果となった。理由の一つに、模型振動実験では路盤が緩

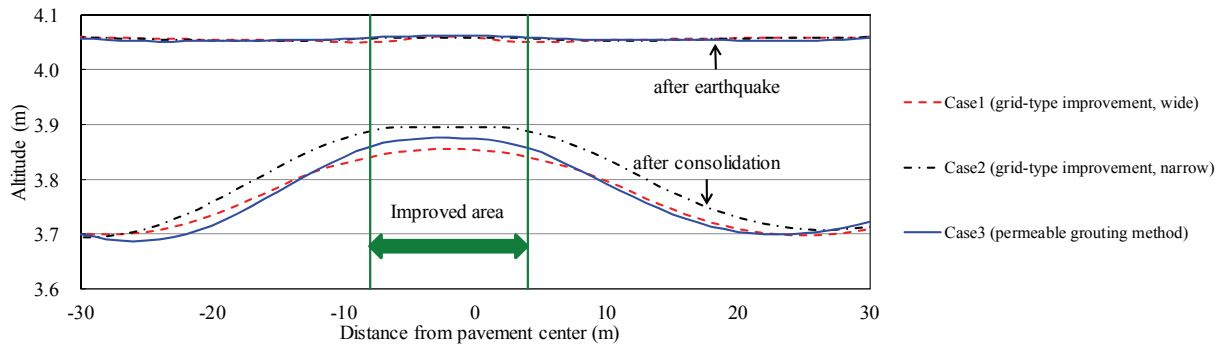


図-5.8 舗装表面の標高，縦軸：標高，横軸：滑走路中心からの距離，赤線：Case1（格子状地盤改良，広い間隔），黒線：Case2（格子状地盤改良，狭い間隔），青色：Case3（薬液注入工法）

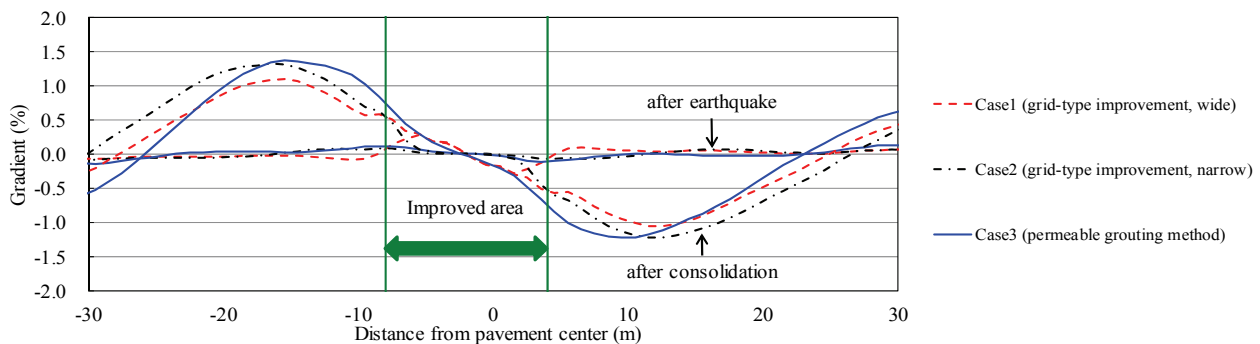


図-5.9 舗装表面の勾配，縦軸：勾配，横軸：滑走路中心からの距離，赤線：Case1（格子状地盤改良，広い間隔），黒線：Case2（格子状地盤改良，狭い間隔），青色：Case3（薬液注入工法）

詰めであり，地下水位が高く液状化層直上の非液状化層の厚さが薄いため，液状化層における変状が舗装表面に現れやすい地盤条件だったことが挙げられる。

6. 空港舗装への適用性

格子状地盤改良工法は既設構造物への影響が小さく，土被りが薄い地盤への適用も可能であるため，空港舗装においては地中構造物近傍や路床直下の地盤への適用が可能である。また，海上空港が建設されている埋立地においては，地中に埋められた廃棄物を撤去できず液状化対策が困難な場合があり，廃棄物を囲むように固化体を施工することで格子状地盤改良工法の適用が考えられる。

供用中の空港舗装を対象とした場合，航空機の離発着に支障が無いように舗装面の削孔径を小さくする必要があるため一般的な機械攪拌式による施工が困難であり，高圧噴射式が代替工法として有力であるが，排泥処理等によりコスト面で密度増大工法や薬液注入工法より不利である。そのため，コスト削減のために格子間隔を広く設定することが考えられ，また，工期の短縮にも期待が

持てる。

本研究より舗装表面の不陸に対して，格子間隔および表層非液状化層厚が支配的であることが明らかとなった。従来過剰間隙水圧抑制効果があるとして広く用いられる格子間隔であれば，格子内未改良地盤の過剰間隙水圧は抑制され，舗装への影響も小さいことが確認できた。一方，設定格子間隔により格子内未改良地盤における過剰間隙水圧の発生が無視できない場合，本研究で明らかになったように，舗装表面に発生する不陸を想定する必要がある。対象施設の地盤条件と想定地震動のもとに変形照査を行い，対象施設の要求性能に照らし合わせながら格子間隔の設定が必要である。

7. 結論

本研究は、空港舗装直下地盤の液状化対策工法として、深層混合処理工法のうち改良率を低減させて固化体を格子状に配置した格子状地盤改良工法を対象とし、格子状地盤改良を適用した空港舗装の地震時挙動を模型実験および数値解析より確認した。

3章では、実物舗装と同じアスファルト合材を用いた1g場模型振動実験を実施し、格子状地盤改良を施した空港舗装の地震時挙動を検討した。その結果、格子内未改良地盤において過剰間隙水圧が上昇するような格子間隔を設定した場合、未改良地盤の沈下に追従して舗装も沈下するため、舗装表面に不陸が発生することが分かった。また、格子間隔の設定に関して、地震動と L/d の関係を空港舗装に適用可能であることを示した。

4章では、舗装の不陸に対する格子間隔と表層非液状化層厚の影響を遠心模型実験と数値解析より検討した。その結果、表層非液状化層が厚くなると、格子間隔を広く設定しても格子内未改良地盤の過剰間隙水圧および地表面の沈下を抑制できることを示した。また、格子内未改良地盤が沈下する際、固化体直上の地盤が格子内引き込まれることで地表面の不陸が低減されること、この低減効果は表層非液状化層が厚くなることで大きくなることを明らかにした。

5章では、実務への適用を想定した二次元モデルを用いた数値解析より、実地盤断面を対象とした格子状地盤改良の対策効果と舗装の変状を検討した。その結果、過剰間隙水圧を抑制できる格子間隔を設定した格子状地盤改良では薬液注入工法と同等の対策効果が確認できた。また、格子内未改良地盤で過剰間隙水圧が発生するような広い格子間隔の場合においても、一定の変形抑制効果が確認できた。

以上より、格子状地盤改良工法を適用した空港舗装の地震時挙動を明らかにし、地震時の空港舗装の変状は格子間隔と表層非液状化層厚が支配的であること、ならびに、実務において格子状地盤改良を適用した空港舗装の変形予測手法を示すことができた。実設計に必要な格子間隔の設定については、対象施設の要求性能に照らし合わせて、数値解析による変形照査が必要である。

8. あとがき

本研究では、1g場模型振動実験の際に実物のアスファルト舗装を想定して、アスファルト合材を用いた模型を用いた。アスファルト合材は、載荷時間依存性が強い材

料であるため、地震時のアスファルト舗装の変形メカニズムを明らかにするため、粘弾性モデルで評価することが必要と考えられる。また、固化体周辺での舗装の不陸が大きくなること模型実験および数値解析で明らかになった。固化体と地盤は剛性差が大きく、また、振動特性も異なるため、両者の相互作用により局所的な変形が発生しているものと考えられる。今後、地盤と構造物の相互作用に起因する、舗装の沈下挙動について検証する予定である。

(2015年1月27日受付)

謝辞

本研究の実施にあたっては、国土交通省航空局、国土交通省東北地方整備局および関東地方整備局の関係各位にご支援、ご助言を頂いた。模型実験および数値解析を実施するにあたり、パシフィックコンサルタンツ株式会社の佐伯嘉隆氏（元耐震構造研究チーム依頼研修員）にご協力を頂いた。また、株式会社竹中土木の小西一生氏には設計法や施工法についてご助言を頂いた。さらに、五洋建設株式会社の池野勝哉博士には解析データをご提供頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 小濱英司，大矢陽介，菅野高弘，諸星一信：東北地方太平洋沖地震による仙台空港の液状化被害，地盤工学会誌，Vol. 61，No. 3，pp. 28-29，2013.
- 2) 諸星一信，鈴木昭宏，工藤英輝，鈴木亮彦，安藤滋郎，田中隼矢：仙台空港における耐震化工事の施工管理と改良効果について ～その1～，第47回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1545-1546，2012.
- 3) 古賀泰之，松尾修，榎田実，伊藤浩二，鈴木吉夫：深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験（その2），第23回土質工学研究発表会，pp. 1019-1020，1988.
- 4) 鈴木吉夫，齊藤聰，鬼丸貞友，木村玄，内田明彦，奥村良介：深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工，土と基礎，Vol.44，No.3，pp.46-48，1995.
- 5) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），共同研究報告書，第186号，478pp.，1999.
- 6) 高橋英紀，森川嘉之，吉田誠，川崎廣貴，田口博文，丸山憲治：液状化対策のための浮き型格子状固化処

- 理工法の岸壁への適用性に関する検討，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.68, No.2, I_450-I_455, 2012.
- 7) 国土交通省航空局，国土交通省国土技術政策総合研究所監修，港湾空港建設技術サービスセンター編集：空港土木施設耐震設計要領及び設計例，2011.
 - 8) 山田和弘，中澤博志，菅野高弘，藤井照久：アスファルト舗装直下における液状化地盤の支持力に関する基礎的実験，第31回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，論文番号2-145, 2011.
 - 9) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, *Report of the Port and Harbor Research Institute*, Vol. 27, No. 3, pp. 3-24, 1988.
 - 10) 国土交通省航空局監修，港湾空港建設技術サービスセンター編集：空港舗装設計要領及び設計例，2008.
 - 11) 坪川将丈，水上純一，畑伊織，前川亮太：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装に関する被害報告，国土技術政策総合研究所資料，No. 680, 20pp., 2012.
 - 12) 菅野高弘，中澤博志，初山幸治，館下和行，仁田尾洋，鈴木亮彦：X-jet (クロスジェット) 工法を用いた格子状改良による滑走路直下での液状化対策効果，第8回空港技術報告会，事例発表⑨，9pp., 2007.
 - 13) 株式会社東京測器研究所：小型 FWD システム FWD-Light, http://www.tml.jp/product/special_ins/fwd-light/fwd-light.html, (2013年9月19日閲覧)
 - 14) 大矢陽介，小濱英司，菅野高弘，川名太：舗装直下地盤の液状化による舗装の変形と FWD たわみに関する模型振動実験，土木学会構造工学論文集，Vol.60A, pp.261-270, 2014.
 - 15) 高橋英紀，山脇秀仁，北詰昌樹，石橋伸司：深層混合処理工法による液状化抑制効果の検討及び改良深度を縮減した新しい格子配置の提案，港湾空港技術研究所報告，第45巻第2号，pp. 135-167, 2006.
 - 16) FARO Technologies Inc.: FaroArm, <http://www.faroasia.com/products/faroarm/jp/> (2013年9月19日閲覧)
 - 17) 河井正，石丸真：原子力発電所建屋近傍埋戻し地盤の沈下メカニズムの解明(その2)ー遠心力模型実験ならびに FEM 地震応答解析による沈下量の検討ー，電力中央研究所報告，N08029, 20pp., 2009.
 - 18) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.321-376., 1985.
 - 19) 塩見忠彦，鬼丸貞友，吉澤睦博：地盤と構造物の非線形挙動を考慮した構造解析システムの開発，竹中技術研究報告，No.54, 1998.
 - 20) Asaoka, A., Noda, T. Yamada, T., Kaneda, K., and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
 - 21) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
 - 22) Ishihara, K., and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soil and Foundation*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
 - 23) Project TMS Group : FLIPDIS バージョン 1.6 マニュアル, <http://www.ptmsg.net/> (2015年1月20日閲覧)
 - 24) 吉田誠，高橋英紀，森川嘉之，深田久，中島秀晃，河田雅也，水谷征治，住谷圭一：浮き型格子状固化処理工法への疑似三次元解析手法の導入と水平成層地盤への工法適用性，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.69, No.2, pp.1_958-I_963, 2013.
 - 25) 佐伯嘉隆，大矢陽介，小濱英司，佐藤成：格子状改良を施した空港基本施設における地震時の変形照査手法，第34回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，論文番号C11-679, 8pp., 2014.
 - 26) 佐伯嘉隆，大矢陽介，小濱英司，菅野高弘：空港舗装における格子状改良を対象とした模型振動実験の再現解析，第48回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1615-1616, 2013.
 - 27) 菅野高弘，中澤博志：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, 354pp., 2009.
 - 28) 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状化対策に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1206, 47pp., 2010.

港湾空港技術研究所資料 No.1308

2015.6

編集兼発行人 国立研究開発法人 港湾空港技術研究所

発行所 国立研究開発法人 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 株式会社シーケン

Copyright © (2015) 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。



古紙配合率70%再生紙を使用しています