

液状化による臨海部埋立空港滑走路の残留変形 に関する現場実大実験および再現解析

FULL-SCALE LIQUEFACTION EXPERIMENT AND LIQUEFACTION
ANALYSIS ON RESIDUAL DEFORMATION OF AIRPORT RUNWAY
PAVEMENT CONSTRUCTED IN RECLAIMED WATERFRONT AREA

中澤博志¹・菅野高弘¹・藤井照久²・山田和弘³・木村康隆⁴

Hiroshi NAKAZAWA, Takahiro SUGANO, Teruhisa FUJII,
Kazuhiro YAMADA and Yasutaka KIMURA

¹正会員 博(工) 独立行政法人港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 博(工) 復建調査設計株式会社 東京支社 (〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15)

³正会員 復建調査設計株式会社 東京支社 (〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15)

⁴正会員 工修 復建調査設計株式会社 東京支社 (〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15)

A full-scale experiment using controlled blast technique was conducted at the Ishikari Bay New Port in Hokkaido Island, Japan. The purpose of the experiment is to assess the performance of runway pavement subject to liquefaction due to a large earthquake.

In this paper, residual deformation of runway pavement after liquefaction is discussed. As a result of comparison between differential leveling of runway pavement during liquefaction and a series of liquefaction and post-liquefaction analysis to estimate the residual deformation, it is found that the procedure of analysis tried in this study is applicable to evaluate performance of runway pavement constructed on ground untreated and improved by compaction grouting.

Key Words : Full-scale experiment, airport, runway pavement, liquefaction, liquefaction analysis, controlled blast technique, residual deformation

1. はじめに

近年, 各種構造物の耐震設計において2段階の地震動(レベル1, レベル2地震動)を考慮することになってきた。空港においても, 大規模地震による災害時に果たす役割を踏まえた地震に強い空港づくりが求められており, 2008年には空港土木施設の耐震設計体系が性能設計へと移行した⁵⁾。性能設計体系では, 地震時における施設の構造的な安定性だけでなく, 施設の機能に着目することが必要となり, 構造物の挙動や残留変形を精度良く把握することが重要である。しかし, レベル2地震動相当の極大地震襲来時における空港土木施設への影響が不明であり, 被害予測が困難であること, また, 性能設計体系に基づく空港土木施設の耐震設計実施事例についてはまだ少ないのが現状である。

本研究では, 地形・地質的に脆弱で地震時に被災しやすい条件を有している臨海部・沿岸部に建設された埋立て空港を想定し, 滑走路の残留変形の評価を目的とした現場液状化実験および再現解析を実施

した。現場実験では, 制御発破により, 滑走路を模擬したアスファルト舗装直下, 周辺に液状化を生じさせ, 残留変形の定量的評価を行った。また, この実験結果をもとに, 地震時の有効応力解析から地震後の過剰間隙水圧消散に伴う圧密解析を一連で実施し, 変形照査手法として解析事例を提示し, その有用性や今後の検討課題について述べた。

2. 実験概要

(1) 実験概要

本研究では, 2007年10月27日に, 北海道小樽市銭函の石狩湾新港西地区において, 制御発破を用いた現場液状化実験を実施した。本実験は, 空港施設の液状化時挙動の検討を目的として実施したものである。実験の詳細は, 牛嶋ら¹⁾に示されている。

写真-1に発破後の実験用地の全景を示す。実線部分が発破領域, 点線部分がアスファルト舗装部分である。約1.65haの実験用地内において, 施工前の地盤調査を実施し, 液状化対策工および実際の滑

表-1 試料の物理的性質

試験時期	地層	N値(平均)	湿潤密度 ρ_r (g/cm ³)	細粒分含有率 Fc(%)	平均粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	塑性指数 I_p	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}	液状化強度 R_{120}
発破前	Fs	1~8 (2.6)	1.827~1.867	5.3~34.0	0.120~0.276	1.80~15.6	NP	1.528	0.874	0.189~0.244
発破後		2~23(7.6)	-	6.0~43.7	0.119~0.204	2.10~8.81		-	-	0.171~0.206
発破前	As1	3~12 (7.9)	-	7.1~18.9	0.154~0.274	2.36~11.0	NP	-	-	-
発破後		8~19(14.3)	-	11.3~15.2	0.157~0.234	2.98~4.70		-	-	-
発破前	As2	8~20 (14.1)	1.796~1.819	7.0~22.3	0.169~0.271	2.20~13.2	NP	1.307	0.853	0.204~0.317
発破後		5~28(16.5)	-	10.4~21.4	0.134~0.288	3.61~17.0		-	-	0.212~0.339

走路と同様なアスファルト舗装を施工した。発破実験時には、斉発数 583 段、装薬量 1760kg の大規模な段発発破を行い、液状化を再現した。その際、加速度、過剰間隙水圧の測定を実施するとともに、発破前後において、水準測量によるアスファルト舗装の変状測定や地盤調査を実施し、その液状化時挙動や液状化後の残留変形について調査した。

(2) 実験条件

各種実験条件について、以下に述べる。

a) 地盤条件

実験場所は現在造成中であり、石狩湾からの浚渫砂で埋め立てられている。図-1 にアスファルト舗装部を通る a-a'断面に対応する地層想定断面図を示す。アスファルト舗装下の地層構成は、表層から約 5m の埋立て層 (Fs 層) とそれ以下は旧海岸である砂質土層 (As1 層, As2 層) で構成され、地下水位が概ね GL-2.0~2.5m の範囲に分布する。

Fs 層, As1 層および As2 層における発破前後の試料の力学的・物理的特性を表-1 に示す。実験用地の特徴としては、N 値が 20 以下の緩く堆積した地盤であることがわかる。また、発破前の全般的な特徴として、細粒分含有率 Fc(%) が 20~30% 程度であり、液状化強度が $R_{120}=0.189\sim0.244$ と比較的低いことが挙げられる。

b) アスファルト舗装

アスファルト舗装の設計条件は、空港舗装構造設計要領²⁾に基づき設定した。アスファルト舗装構造の構成は、表層から基層までが 16cm、上層路盤(アスファルト安定処理)が 15cm、下層路盤が 65cm であり計 96cm である。アスファルト舗装の表面は、長期にわたる施工・現場観測を考慮し、排水勾配 1.0%とした。

c) 液状化対策工

アスファルト舗装直下で実施した液状化対策は、表-2 に示すとおりである。本研究で対象とした検討断面は、液状化層厚を 100%改良する密度増大工法と液状化層厚の 70%を改良する薬液注入工法 A 改良体を通る断面である。以下、液状化対策工を実施していない領域については未改良、各液状化対策工については、表中に示す改良ケースの呼称で示す。

(3) 実験および調査方法

本実験では、液状化層を GL-10m と設定した。基本的なエマルジョン系含水爆薬の装薬パターンとし



写真-1 発破後の様子

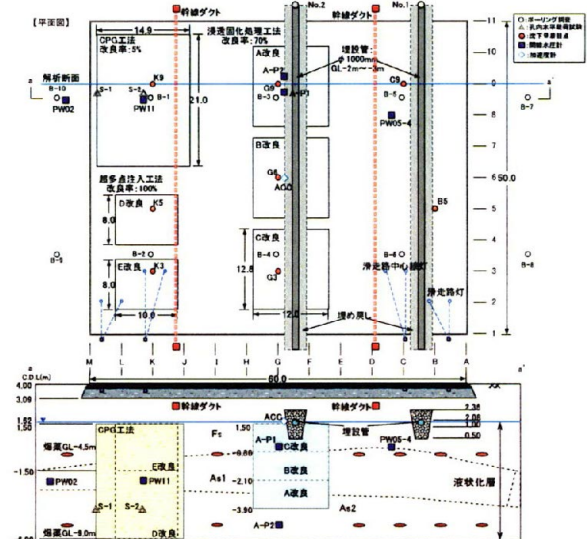


図-1 アスファルト舗装平面図および断面図

表-2 液状化対策工法

改良方法	工法	改良ケース	改良率(%)	改良深度 GL-(m)
密度増大	静的圧入締固め工法 (Compaction Grouting)	CPG	5	2.5~10.0
薬液注入	浸透固化処理工法 (Permeable Grouting)	A	70	2.5~7.9
		B	70	2.5~6.1
		C	70	2.5~4.3
	超多点注入工法 (Multiple Permeation Grouting)	D	100	2.5~10.0
		E	100	2.5~5.5

て、GL-4.5m および GL-9.0m の上下方向 2 段、水平方向 6.5m 間隔、上段の爆薬は 2kg および下段は 4kg の爆薬を配置し、秒時差 200ms で制御発破を行った。なお、液状化対策範囲では、改良体の内部には装薬せず、改良体間の周辺地盤に爆薬を設置することにより、改良体周辺を液状化させた。

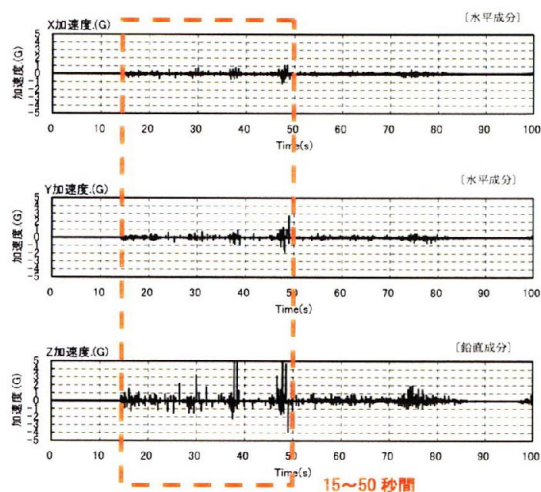
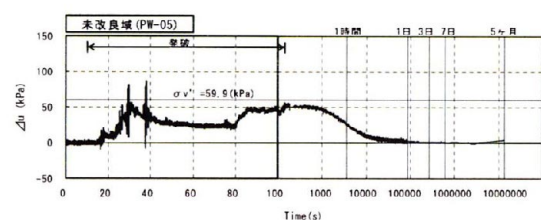
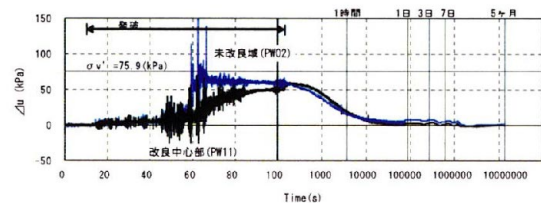


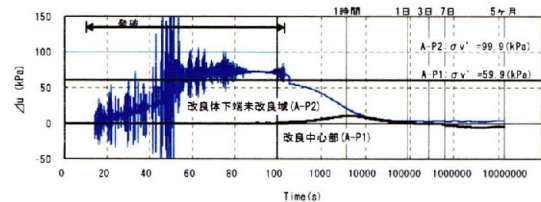
図-2 応答加速度計測値 (X, Y, Z方向)



(a) 未改良地盤 (PW05-4)



(b) CPG改良 (PW02, PW11)



(c) A改良 (A-P1, A-P2)

図-3 過剰間隙水圧時系列データ

また、アスファルト舗装下の液状化層内に設置した加速度、間隙水圧計により、発破開始から発破後まで測定をするとともに、発破前後において、図-1に示す A~M および 1~11 で構成される 5m メッシュによる水準測量を、発破前後、1 時間後、1 日後、3 日後および 7 日後に実施した。

3. 実験結果

発破直後、アスファルト舗装周辺では、未改良域の地下埋設管マンホール周辺に激しい噴砂が生じ、液状化の様子を目視で確認することができた。以下に計測結果について示す。

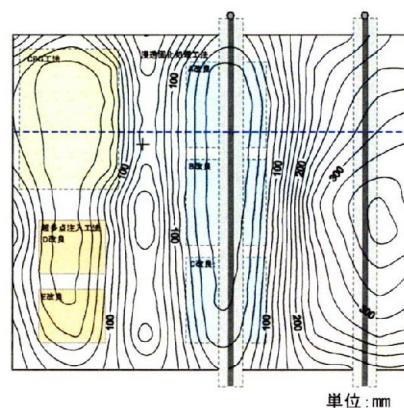


図-5 7日後における沈下量分布

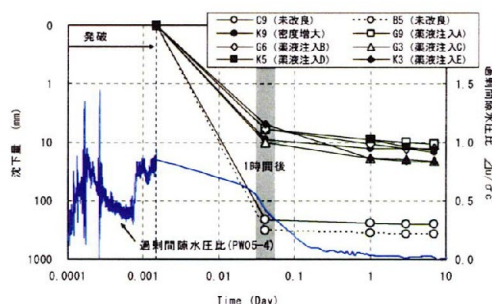


図-6 過剰間隙水圧と沈下量の時系列

(1) 過剰間隙水圧挙動

図-1 に示す代表点の加速度および過剰間隙水圧時系列データを図-2、図-3 にそれぞれ示す。B 改良体上で計測された加速度については、計測開始から 15~50 秒後付近において、顕著な発破による応答が見られる。一方、未改良域における過剰間隙水圧 Δu (kPa) は、発破直後に初期有効土被り圧相当 σ'_v (kPa) まで急増し液状化に至るが、1 時間後には $\Delta u/\sigma'_v$ が概ね 0.5、一日後には完全に消散した。CPG 工法改良域の Δu は、改良体端部の未改良域に比べ漸増する傾向が見られ、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ が 0.6 程度を示している。薬液注入工法における A 改良の Δu を見ると、改良体下端については発破中に Δu が上昇し、他の未改良域と同様な傾向を示すが、改良体内では発破後十数分においてピークを示す傾向が見られた。

(2) アスファルト舗装の変状

アスファルト舗装上 5m メッシュにより実施した水準測量結果について、発破 1 時間後、1 日後および 7 日後における水準測量結果をまとめ、図-1 に示す着目点の沈下量の時系列と 7 日後の沈下量分布図について、それぞれ、図-5、図-6 に示す。両図より、アスファルト舗装は、発破 1 時間後に顕著な変状が生じ、その後、過剰間隙水圧の消散過程と同様に、発破 1 日後にはその変状はほぼ収束傾向となっている。なお、発破 7 日後に各工法で生じた改良体中心の沈下量は、未改良域 368mm に対し、CPG 工法改良域で 15mm、浸透固化処理工法改良域

および超多点注入工法改良域 20mm 程度であり、地盤改良の有無で明瞭な差が生じている様子が確認できた。

4. 実験の再現解析

アスファルト舗装直下における液状化層厚を 100%改良したCPG改良域、液状化層厚の上部70%を改良したA改良域および未改良域を通過する断面を対象に、地震時は二次元動的有効応力解析FLIP³⁾、地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う変形にはBiotの圧密方程式に基づく圧密解析を実施し、実験結果の再現解析を試みた。実験から得られた実際の液状化被害と解析から得られた残留変形を比較し、液状化後の滑走路機能の評価を行い、変形照査手法の一例として示した。

(1) 解析条件

本解析では、図-7 及び表-3 に示すように解析断面および解析定数を設定した。なお、図中に示す A～M は舗装面沈下、丸印は間隙水圧の計測点をそれぞれ示す。また、同図内の①～⑮の表記は、表-3 との対応を示している。

本実験では、液状化対象層内の発破により起振させている。しかしながら、FLIP による動的解析では、基盤に波形を与えることにより応答解析を実施するため、実験と同様な加振方法をとる事ができない。したがって、本解析では現地計測値と同程度の過剰間隙水圧を発生させる入力波形として、図-2 に示したように B 改良域で得られた計測値を引用し、計測開始から約 15～50 秒付近におけるデータ

を入力波形として設定した。

また、動的解析後、部分改良による水圧消散に伴う沈下量を抑えるメカニズムについて考察するため、FLIP により過剰間隙水圧の上昇を評価し、その全水頭を初期値として Biot の多次元圧密方程式に基づく圧密連成解析を実施した。この際、砂のヤング係数 E に過剰間隙水圧比の関数として、次に示す指数関数式⁴⁾を用いた。

$$E = E_0 / \{ \text{Exp}(aR - b) + 1 \} \quad (1)$$

ここに、 E ：任意の有効拘束圧に対するヤング係数 (kN/m^2)、 E_0 ：初期（液状化前）ヤング係数 (kN/m^2)、 R ：過剰間隙水圧比、 a, b ：パラメータ（本解析では $a=9, b=4$ ）を示す。

(2) 地盤改良域の解析モデルの設定

a) CPG 改良域のモデル化

解析メッシュは改良部を密に設定し、固結材注入箇所にもメッシュを設け、注入後の改良効果を表す水平方向土圧係数 K 値を解析に反映させた。初期自重解析では、改良地盤と原地盤の間に二重節点を設けた上で、鉛直ローラーとなるよう MPC 拘束（多点拘束）を設定した。水平方向荷重では、改良地盤と原地盤の X, Y 方向変位が同一となるよう MPC 拘束し、図-8 に示すように、改良地盤内は二重節点で分割した領域を設け、水平方向荷重後の側方応力が所定の K 値になるよう分布荷重を調整し、それぞれの節点に荷重した。

b) A 改良域のモデル化

浸透固化処理工法による A 改良域については、実験結果によると、発破時に $\Delta u / \sigma_v' = 0.2$ 程度であっ

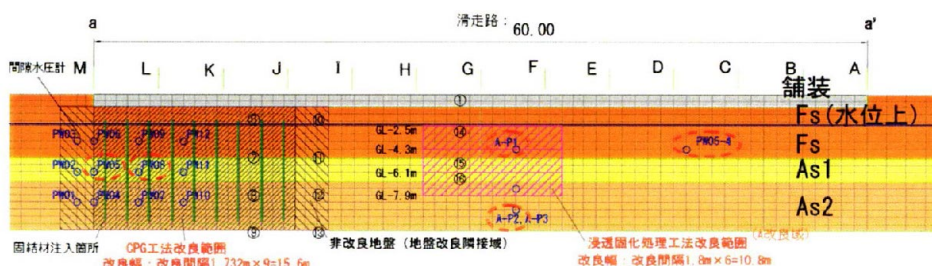


図-7 アスファルト舗装-地盤モデル図

表-3 解析定数表

モデル番号	舗装部 (水位上)	Fs(水位上)					Fs					As1					As2				
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
初期せん断弾性係数	G_{00}	kN/m^2	35070	53700	32220	17700	61600	29700	37000	29700	90160	58540	82660	58540	140680	89350	107610	89350			
基準平均有効拘束圧	σ_{vm}	kN/m^2	15.2	28.8	28.8	12.5	38.0	35.3	38.0	35.3	56.5	53.7	56.5	53.7	68.8	66.0	68.8	66.0			
Qの拘束圧依存係数	m_Q		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5			
初期体積弾性係数	K_{00}	kN/m^2	103553	142878	85727	47094	164057	79022	98445	79022	239940	156022	219932	156022	375102	237838	286848	237838			
Kの拘束圧依存係数	m_K		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5			
ポアソン比	ν		0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333			
内部摩擦角	ϕ_0	度	40.0	40.0	39.0	38.0	40.0	38.0	41.0	39.0	41.0	39.0	42.0	40.0	41.0	40.0	41.0	40.0			
最大減衰定数	γ_{max}		0.24	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22			
密度	ρ	kN/m^3	21.2	17.4	17.4	17.4	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2			
間隙率	n		0.41	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53			
間隙水の体積弾性係数	K_f	kN/m^2	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06			
変相角	ϕ_s	度	-	-	-	-	28	-	28	28	28	-	28	28	-	28	28	28			
液状化特性	S1		-	-	-	-	0.005	-	0.005	0.005	-	-	0.005	0.005	-	0.005	0.005	0.005			
	W1		-	-	-	-	14.05	-	6.385	2.51	18.6	-	14.05	3.04	29.31	-	29.31	2.95			
	P1		-	-	-	-	0.5	-	0.5	0.5	-	-	0.5	0.5	-	0.5	0.5	0.5			
	P2		-	-	-	-	0.895	-	1.012	1.89	0.85	-	0.689	1.6	0.768	-	0.768	1.76			
	Q1		-	-	-	-	1.3	-	1.6	2.116	1	-	1.3	2.25	1	-	1	2.203			
湧水係数	k	cm/s	-	-	-	-	1.0E-03	1.0E-06	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-06	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-06	1.0E-03	1.0E-03			

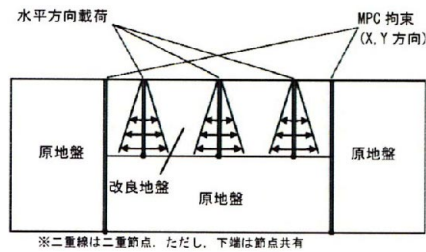


図-8 水平方向荷重方法

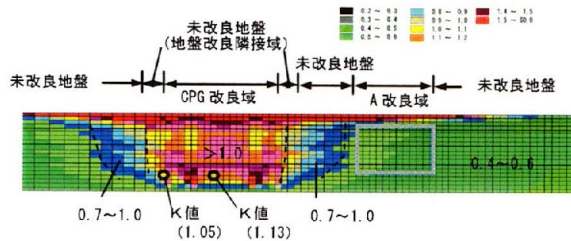


図-9 初期応力解析結果 (K値断面分布)

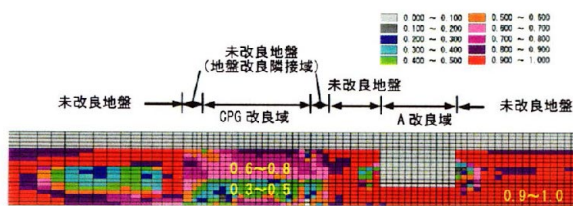


図-10 動的解析結果 (過剰間隙水圧比断面分布)

たことから、液状化パラメータは与えないこととした。また、改良体内の透水性は改良に伴い低下しているものとし、透水係数を粘土相当である $k=10^{-6}$ cm/s とし、その他の地盤特性については、未改良域と同様とした。

(3) 解析結果

a) 初期応力解析

動的解析前の初期応力解析の結果として、K 値断面分布図を図-9 に示す。実験結果では、改良体中心部と端部における K 値は、それぞれ 0.92, 1.00 を示していたが、解析結果を見ると、それぞれ 1.13, 1.05 を示し、現場実験から得られた調査結果と同程度の値が得られた。

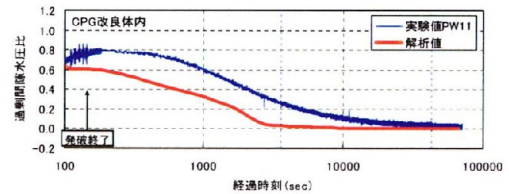
b) 動的解析

動的解析の結果として、加振完了時の過剰間隙水圧比の断面分布図を図-10 に示す。未改良域では 1 程度、CPG 改良域では 0.4~0.8 程度の過剰間隙水圧比が発生する結果が得られた。A 改良域に対しては、液状化パラメータを与えていないため、加振完了時の過剰間隙水圧比は 0 となっているが、同改良エリア直下部の未改良地盤では 1 程度の過剰間隙水圧が発生する結果であった。

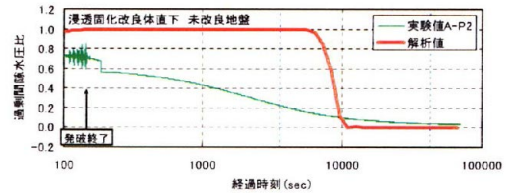
c) 液状化後解析

過剰間隙水圧消散過程およびアスファルト舗装面の沈下時刻歴を図-11, 図-12 にそれぞれ示す。

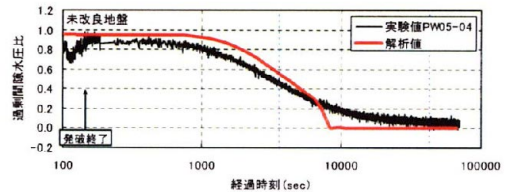
過剰間隙水圧の消散過程について、CPG 改良体



(a) CPG 改良体内(PW11)

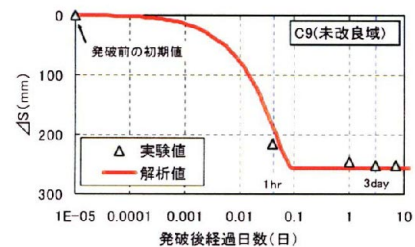


(b) 浸透固化処理改良体直下地盤(A-P2)

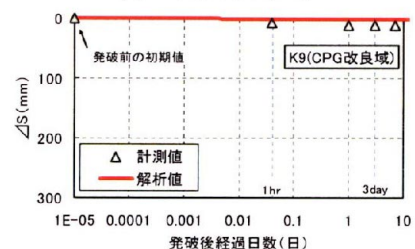


(c) 未改良地盤(PW05-4)

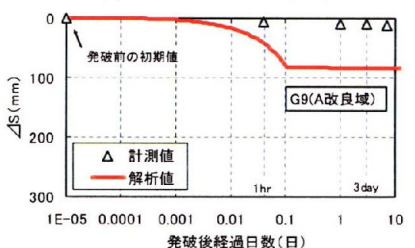
図-11 過剰間隙水圧消散過程



(a) 未改良域(C9)



(b) CPG 改良域(K9)



(c) A 改良域(G9)

図-12 舗装面沈下時刻歴図 (消散過程)

中心部においては、やや解析値が小さい値を示すものの、未改良域と同様に、実験結果と解析結果は良い対応を示している。一方、液状化層厚の 70%を

改良した A 改良域下端の未改良域については、計測値は過剰間隙水圧比が 0.7 程度から消散しているのに対し、解析値は 1.0 程度まで上昇し、未改良地盤の過剰間隙水圧が消散するまで維持し、消散傾向が実験とは異なる傾向を示した。アスファルト舗装面沈下の計測値と解析値については、未改良域および CPG 改良域において良い対応を示しているが、A 改良域については、実測値に対し解析値の沈下量が大きくなる結果を示した。

(4) 滑走路機能の評価

アスファルト舗装面沈下および勾配値について、実験結果および解析値の水平分布を図-13、図-14 にそれぞれ示す。

舗装面沈下および勾配値ともに、CPG 改良域及び未改良域では実験値と解析値は比較的良好な対応を示しているが、CPG 改良域-A 改良域間と A 改良域については、異なる傾向を示した。空港土木施設耐震設計要領⁵⁾では、滑走路の L2 地震時における滑走路中心部の設計限界値は縦断方向 1.0%、横断方向 1.5%と規定されている。本検討では、計測値は改良域間の未改良地盤や A 改良域において許容値を上回る結果を示したが、解析値は全体的に設計限界値を満足する結果を示した。この計測値と解析値の相違は、主に A 改良域に生じた沈下量の相違が影響していると考えられる。実験では、改良体下端の未改良域において過剰間隙水圧が $\Delta u/\sigma_v' = 0.7$ を示したものの、発破を実施しなかったため、動的解析を含め実際の地震により生じる同程度の過剰間隙水圧が発生した地盤に比べ、土骨格の攪乱の影響が小さかったものと推察される。しかし、CPG 改良域および未改良域では、沈下量と勾配値分布より、計測値と解析値が調和的な傾向を示し、本手法が適応可能であることを示唆している。

5. まとめ

本研究結果について、以下にまとめる。

- 1) 地震後の過剰間隙水圧の消散過程では、CPG 改良域および未改良域において、全体に実験結果と解析結果は良好な対応を示した。ただし、液状化層を部分的に改良した A 改良域直下の未改良地盤に生じる過剰間隙水圧については、実験結果に対し解析結果では値が大きく、実験とは異なる挙動を示した。
- 2) 過剰間隙水圧の消散に伴い生じる残留沈下量、管理勾配値については、CPG 改良域および未改良域では実験結果と解析結果は良好な対応を示しているが、改良域間の未改良地盤や A 改良域において、今回実施した解析では再現ができなかった。
- 3) 実際には、今回の実験のように狭い工区内において、工種の異なる液状化対策工を実施することはないと考えられる。同一工法、同一条件による液状化対策を考えると、上記 1)、2) より、未改良層お

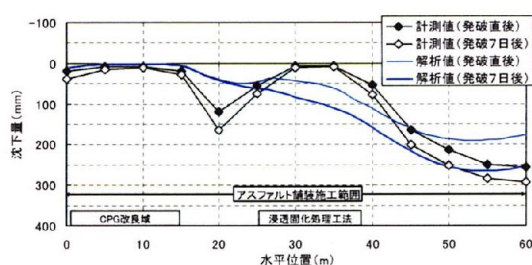


図-13 アスファルト舗装面沈下分布

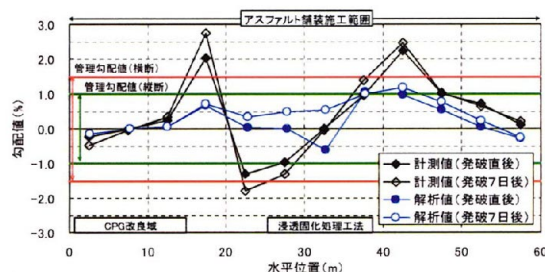


図-14 アスファルト舗装の管理勾配値分布

よび液状化層全層を地盤改良する場合には、今回実施した解析手法により、比較的良好な精度で滑走路機能の評価が可能であると判断される。

4) A 改良域において、実験条件と解析条件の相違により、計測値と解析値に大きな差が生じた。これは、今回の実験条件では、改良体下端の未改良層における実験条件による要因が大きく、実際には、地震動作用時には、大きな沈下量が生じる可能性があるものと推察される。

A 改良のような部分的な液状化対策モデルに対する今後の課題として、本実験のように水圧の伝搬が主要因で過剰間隙水圧が上昇するケースと、地震動に伴い過剰間隙水圧が発生するケースにおいて、過剰間隙水圧に伴い生じる体積ひずみ等の変形特性について室内試験で把握し、式(1)に示す液状化後圧密解析のパラメータを検討する必要がある。

参考文献

- 1) 牛嶋龍一郎, 春日井康夫, 水上純一, 中谷行男, 中澤博志, 菅野高弘: 臨海部埋立空港における地盤の液状化に伴う滑走路変状に関する実験的検討, 海洋開発論文集, Vol.24, pp.279-284, 2008.
- 2) (財)港湾空港建設技術サービスセンター: 空港舗装構造設計要領 平成 11 年 4 月 国土交通省航空局, 第 2 章 設計条件, pp.5-23, 1999.
- 3) lai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, 1990.
- 4) 山崎浩之, 下司弘之, 古土井健, 齋藤泰之, 藤井照久, 山田和弘, 石川雅也: レベル 2 地震動発生における空港施設の変形照査について, 土木学会第 60 回年次学術講演会, III-404, pp.807-808, 2005.
- 5) (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 第 3 章 耐震性能の照査方法, 2008.