

アスファルト舗装直下における液状化地盤の 支持力に関する数値解析

中澤 博志¹・菅野 高弘²

¹復建調査設計東京支社 (〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15)

E-mail:nakazawa@fukken.co.jp

²港湾空港技術研究所地震防災研究領域 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail:sugano@pari.go.jp

滑走路や誘導路などの空港施設が地震による被災を受けた際、地盤中の過剰間隙水圧上昇と有効応力の減少に伴い、地盤の支持力低下が想定される。このような地盤状況下で航空機が走行すると、航空機荷重による滑走路の変状等の発生が懸念される。本研究では、液状化前後の地盤の支持力を対象にした既往の模型振動台実験結果の再現解析を行い、加振後の過剰間隙水圧消散仮定におけるパラメトリックスタディを実施した。一連の検討結果から、アスファルト舗装直下の液状化層の過剰間隙水圧比が完全に消散しない状態でも、アスファルト舗装の支持性能が得られている可能性があることを示した。

Key Words : Runway, bearing capacity, CBR, liquefaction, excess pore water pressure

1. はじめに

震災時における空港は、陸路の復旧までの代替輸送機関として、空路による救急・救命活動、救援物資輸送、復旧物資輸送等の対応が期待されている。現在、主要空港の巨大地震時のあり方として、発災後、早期に緊急・救命活動拠点として機能すること、3日以内に緊急物資及び人員の輸送拠点として機能し、民航機の運航再開にあたり、通常時の50%の施設能力を回復することを目安として、対策が考えられている¹⁾。

一方、滑走路や誘導路等の空港主要施設が地震を受けた際、それらの直下地盤の液状化の発生による被害が懸念されるが、その継続時間によっては、供用が出来ない期間が生じることが想定される。また、このような地盤状況を認識しないまま航空機が走行すると、地盤の支持力低下等が原因で、航空機荷重によって滑走路の沈下や地盤の側方流動等の発生が懸念される。このような想定される事態に対し、表-1に示す様に、近年の空港土木施設の耐震設計体系の性能規定化によって、地盤の液状化の有無に加えて地盤変形や地盤支持力等が耐震設計上必要な照査項目となった²⁾。前者については液状化地盤であっても、地盤改良を施すことにより規定勾配内の変形量が確保され、供用が可能であることが現場実験から示されている³⁾。しかし、支持力については、滑走路や誘導路などのアスファルト舗装下の地盤が液状化した際、航空機の脚荷重に対する支持力の確

保といった安定問題に関しては、過剰間隙水圧が完全に消散した後における供用は可能であるとされており、過去に実施した現場実大実験においても、地盤の液状化前後に実施した平板載荷試験やFWDにより検証されている³⁾。しかし、これらの検討は、地震後、液状化が十分に収束してからの検証であり、液状化が長時間継続するような場合、どのタイミングから支持力が確保され供用可能になるかといった具体的な照査方法は見あたらないのが現状である。

したがって、液状化地盤上のアスファルト舗装の支持力検討を行った既往の模型実験結果⁴⁾を対象に再現解析を実施した。なお、この模型実験では、砂による模型地盤上にアスファルト舗装を作製し、加振により液状化させ、過剰間隙水圧消散後に平板載荷試験を実施している。本検討における再現解析では、模型実験と同様な条件で二次元地震応答解析を実施し、その後、過剰間隙水圧消散に伴う圧密解析および平板載荷試験を模した節点載荷を行った。これら一連の解析結果と模型実験結果を比較すると共に、再現解析モデルにより、過剰間隙水圧消散過程における任意の時刻に対し、その時刻における地中内応力分散や変形状態を確認するための節点載荷を行った。なお、模型実験における平板載荷試験や数値解析で実施した節点載荷は、航空機荷重をイメージした模擬的な荷重を載荷している。最後に、多層弾性理論による舗装構造解析を実施し、舗装構造や路床の弾性係数を調べ、過剰間隙水圧消散過程における荷重支持性能について検討した。

2. 模型振動台実験

アスファルト舗装下の地盤が液状化した際の地盤の支持力への影響について調べるために実施した既往の模型振動台実験⁴⁾について以下に説明する。

表-2に実験ケースを示す。Case1は模型地盤の相対密度 D_r が40%、一方、Case2では60%の条件としている。実験時には、液状化前後においてアスファルト舗装上から平板載荷試験を実施し、支持力性能について調べた。また、加振前後で簡易動的コーン貫入試験を実施し、地盤の密度等の変化について調べた。

(1) 模型概要および作製方法

本実験は、幅4.0m、高さ1.5m、奥行き2.8mの剛土槽を使用し、内部に隔壁を設け2分割することで、同一断面の2ケース同時加振とした。模型の概要を図-1に示すが、模型の縮尺比 λ は、対象とする地盤の範囲と土槽の大きさを考慮し長さの縮尺比を $\lambda=5$ （実物スケール／模型スケール）としている。

模型地盤作成は表-3に示す物性値を有する相馬硅砂5号を用い、ホッパーを用いた気中落下法により実施した。模型地盤作成後、計測用の加熱合材によるアスファルト舗装である表層、上層路盤（基層）および下層路盤（碎石）を敷設した。表層材料は密粒度アスコン（ $t=3\text{cm}$ ）、上層路盤材料はアスコン安定処理（ $t=5\text{cm}$ ）および下層路盤材料は切込碎石RC-40（ $t=12\text{cm}$ ）とした。なお、舗装と土槽壁の隙間には、常温合材を敷き詰めた。

模型実験で使用するアスファルト模型の品質を確認するため、コアを作成し予備的に試験を行い強度特性について求めた。表-4に圧縮強度および引張り

強度の結果を示す。試験はコンクリートの静弾性係数試験(JIS A 1149:2001)⁵⁾ および割裂引張強度試験(JIS A 1113:2006)⁶⁾ に準じて行った。表中の表層・基層と上層路盤は、現場実験のアスファルト舗装の

表-1 L2地震動に対する滑走路の要求性能

施設	地盤の変形	地盤の支持力
滑走路中央部 (滑走路幅の2/3)	最大勾配が、横断方向1.5%以内、縦断方向1.0%以内の変形勾配	(過剰間隙水圧の消散による) 必要地盤支持力の確保に影響を及ぼさない程度の過剰間隙水圧比の経時変化
滑走路縁部 (滑走路幅の1/3)	最大勾配が、横断方向1/2以内、縦断方向1.5%以内の変形勾配（滑走路縁部は部分勾配として50%を許容）	

表-2 模型実験ケース

実験ケース	目標加速度 α_{max} (gal)	相対密度 D_r (%)	軽量簡易動的貫入試験	平板載荷試験
Case1	300	40	加振前後	加振前後
Case2	300	60	加振前後	加振前後

表-3 地盤材料の物理的性質

試験項目	相馬硅砂5号
土粒子の密度 ρ_t (g/cm ³)	2.656
自然含水比 w_n (%)	--
最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.270
最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.537
礫分 (%)	0
砂分 (%)	99
細粒分 (%)	1
最大粒径 (mm)	0.85
均等係数 U_c	1.7

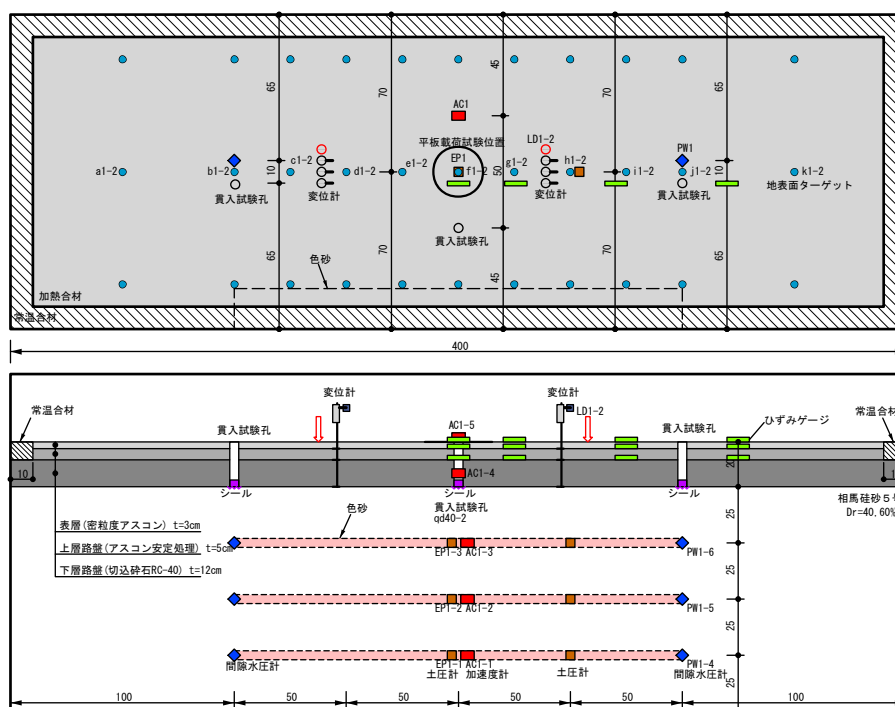
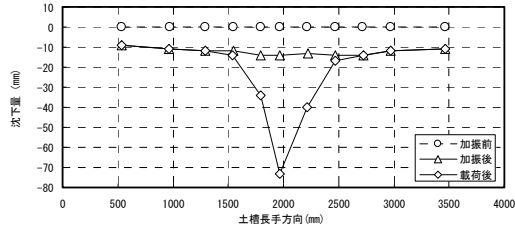


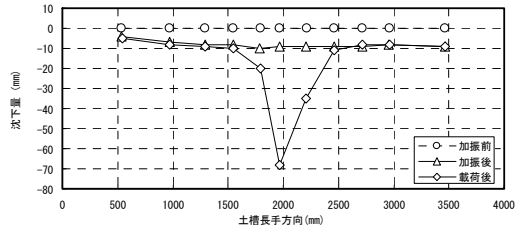
図-1 実験平面・断面図（参考文献4）を修正）

表-4 アスファルトコア試験結果

項 目		模型実験用コア	空港誘導路のコアの例
圧縮	密度 ρ (g/cm^3)	2.327	2.492
	圧縮強度 σ_c (N/mm^2)	1.280	3.590
引張	密度 ρ (g/cm^3)	2.239	2.475
	圧裂引張強度 σ_t (N/mm^2)	0.322	0.906



(a) Case1 ($D_r=40\%$)



(a) Case2 ($D_r=60\%$)

図-2 加振後残留変形

コアの試験結果であるが、供用中の誘導路のコアの試験結果と比較として、模型実験用のコアは、密度については概ね同等であるが、圧縮強度については1/3~1/2、引張り強度については1/3から同等の値を示している。

振動実験では、5Hz、20波の正弦波を加速度 $\alpha=300\text{gal}$ で加振した。加振前後における計測項目は、ターゲットの標高計測、簡易動的コーン貫入試験、色砂による土層内の変形・沈下計測および平板載荷試験であり、加振時には、加速度、間隙水圧および地表面変位の計測を行った。

(2) 実験結果

加振終了後における残留変形および加振前後の平板載荷試験結果について述べる。なお、加振から加振後にかけての液状化挙動については、後述の再現解析結果との比較で述べる事とする。

a) 残留変形および地盤性状の変化

$\alpha=300\text{Gal}$ で加振した際のアスファルト舗装の変状確認を目的に、図-2にCase1およびCase2の加振後の残留沈下量分布および平板載荷試験時の沈下量分布を示す。両ケースいずれも加振後には一様に沈下が生じているが、液状化層が $D_r=40\%$ と緩いCase1において、アスファルト舗装が大きく沈下している様子がわかる。一方、平板載荷試験の最大荷重載荷時の沈下分布は、両ケースともにアスファルト舗装に大きなたわみが生じている。また、このたわみには、若干ではあるが、アスファルト舗装そのものの圧縮変形も若干含まれている。

一方、模型地盤の液状化前後における地盤密度等

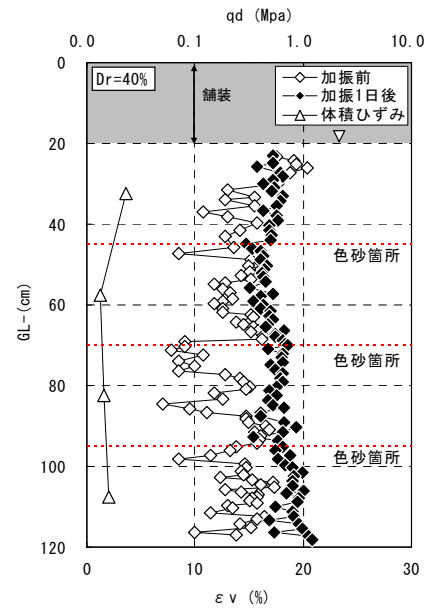


図-3 軽量簡易動的貫入試験結果(Case1)

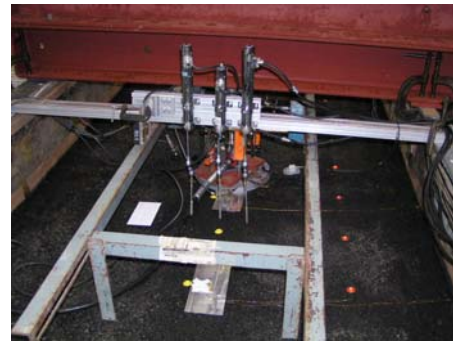
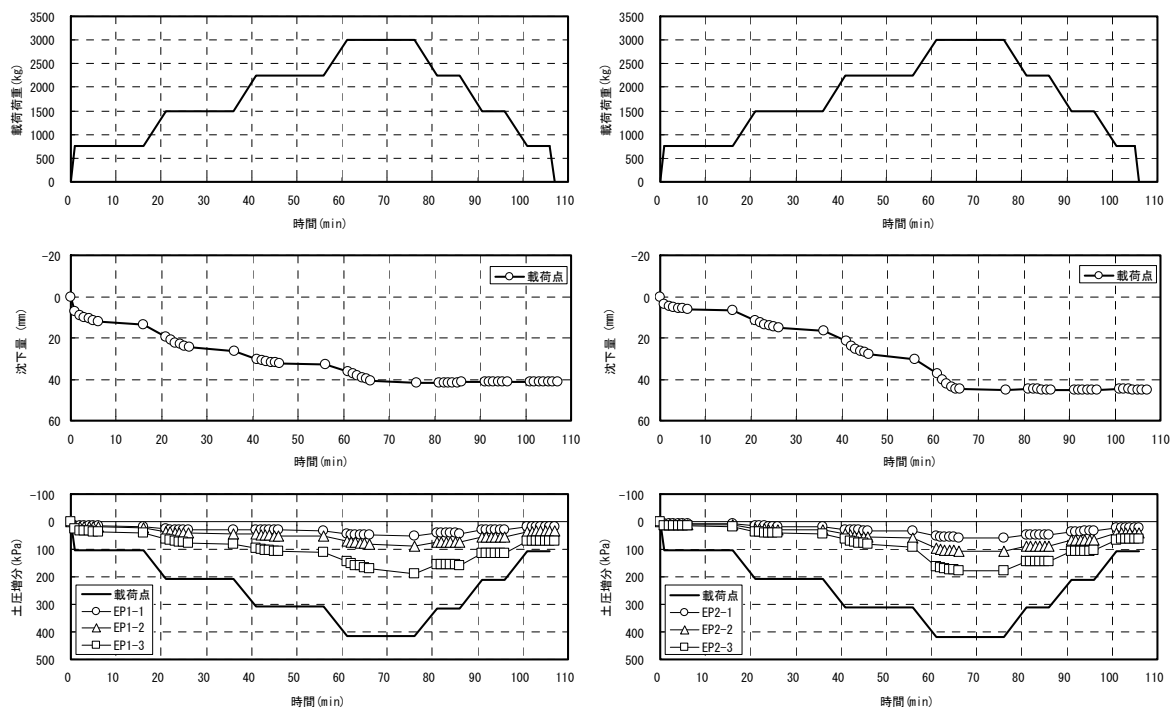


写真-1 平板載荷試験の様子

の性状変化について、Case1における色砂計測による模型地盤内の体積ひずみ ε_v の深度分布と軽量簡易動的コーン貫入試験結果を図-3に示す。加振前の q_d の深度分布にばらつきが大きい、加振後には均一化し、液状化後の再体積の影響が見てとれる。また、全体的に q_d が増加しており、密実化の兆候が示されている。 ε_v の深度分布を見ると、加振後において層全体が一様に体積収縮しているのではなく、舗装直下の浅い層における体積収縮傾向が顕著であり、舗装の沈下の影響によるものと考えられる。

b) 平板載荷試験結果

加振前と加振後の模型地盤の支持力変化について把握するために、Case1およびCase1において、加振前と加振後に平板載荷試験を実施した。本来は過剰間隙水圧が残留している状態での支持力変化を捉えるべきであるが、消散が早く試験実施が不可能なため、加振後では過剰間隙水圧が完全に収束したことを確認してから試験を実施している。試験は地盤工学会基準「地盤の平板載荷試験」(JGS 1521)⁷⁾に従い、写真-1に示すとおり下記の方法で実施した。載荷方法は、段階式載荷とし、載荷板は円形鋼板($\phi=300\text{mm}$, $t=25\text{mm}$, $A=7.065 \times 10^4 \text{ mm}^2$)とした。載荷時の最大載荷圧力の設定に関しては、空港土木施設耐震設計要領⁸⁾を参考に、Jクラス航空機



(a) Case1 ($D_r=40\%$)

(b) Case1 ($D_r=60\%$)

図-4 加振後の平板载荷試験結果

(B747) の離陸時の脚荷重92.794tfと接地面積0.1645m²により、滑走路においてタイヤ4輪分の面積にかかる圧力を模型実験用に以下の様に試算して設定した。

$$\begin{aligned}
 & \text{(タイヤ4輪分にかかる圧力)} \\
 & = (\text{脚荷重}) / (\text{接地面積}) \\
 & = 92.794\text{tf} / (0.1645\text{m}^2 \times 4\text{輪}) \\
 & = 141.0 \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (3)
 \end{aligned}$$

なお、模型スケールが $\lambda=1/5$ であることから、模型実験における試験時の最大载荷圧力は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 & \text{(最大载荷圧力)} \\
 & = (\text{タイヤ4輪分圧力}) \times (\text{载荷盤面積}) \times 1/5 \\
 & = 141.0\text{tf} \times 0.07065\text{m}^2 \times 1/5 = 2.0\text{tf} \quad (4)
 \end{aligned}$$

荷重支持性能の把握のみを考えると、2.0tfを上限と考えても良いが、実際の試験は3.0tfを上限とした。

Case1およびCase2における加振後の試験結果について、図-4にそれぞれ示す。図-4は、载荷履歴、载荷点の沈下量および地中内の増加応力の時刻歴を示している。これらの図より、ケースの違いに拘わらず、各载荷段階において、载荷荷重の増加に伴い沈下量および地中内に生じる応力が増加し、いずれも地盤の相対密度に拘わらずほぼ同様な傾向を示している。ここで、土圧計の計測データであるEP1-1～1-3およびEP2-1～2-3を見ると、最大荷重時の地中内応力分散は、両ケースともに同様な荷重分布傾向を示しており、舗装表面における载荷応力が約

表-5 数値解析定数表

			表層	上層路盤	下層路盤	砂(地盤)		
						D=40%	D=60%	
動的変形特性	初期せん断剛性	G_{so}	kN/m ²	E=180,000	E=180,000	99,000	61,000	68,000
	基準平均有効拘束圧	σ'_{vo}	kN/m ²	-	-	98.00	98.00	98.00
	Gの拘束圧依存係数	m_G	-	-	-	0.5	0.5	0.5
	初期体積弾性係数	K_{so}	kN/m ²	-	-	263,000	162,000	181,000
	Kの拘束圧依存係数	m_K	-	-	-	0.5	0.5	0.5
	ポアソン比	ν	-	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
	粘着力	c'	kN/m ²	-	-	0.0	0.0	0.0
物理定数	せん断抵抗角	ϕ'_i	度	-	-	40.0	36.0	45.0
	最大減衰定数	h_{max}	-	-	-	0.24	0.30	0.30
	密度	ρ	g/cm ³	1.80	1.80	1.36	1.36	1.39
	間隙水の体積弾性係数	K_w	kN/m ²	-	-	0.43	0.48	0.46
液状化特性	間隙水の体積弾性係数	K_w	kN/m ²	-	-	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06
	変相角	ϕ'_v	度	-	-	-	28	28
	S1	-	-	-	-	0.005	0.005	0.005
	W1	-	-	-	-	30	50	50
	P1	-	-	-	-	1.5	1	1
FLIPDISパラメータ	P2	-	-	-	-	1	0.5	0.5
	C1	-	-	-	-	1.6	1.6	1.6
	k	(cm/s)	-	-	-	5×10^{-2}	5×10^{-2}	5×10^{-2}
	b	-	-	-	-	9	9	9
	b	-	-	-	-	2	1.5	1.5

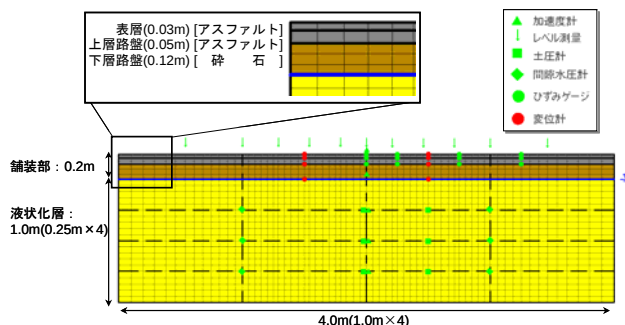


図-5 解析断面

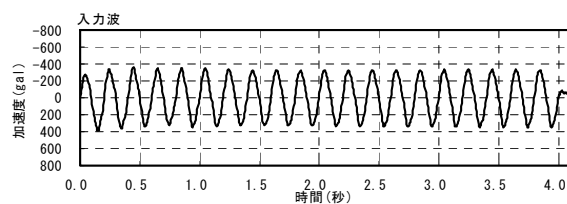


図-6 入力波形

410kPaに対し、舗装直下の路床で約50%，GL-1mでは10%程度に荷重が分散している様子わかる。

なお、既往の検討における模型実験と現場実験の平板载荷試験結果から、液状化直後の Q_u に大きな変化は見られなかったため、舗装の損傷等が無ければ、液状化後の荷重支持能力は十分であると見なすことができる。

3. 再現解析

模型実験結果とその再現解析について以下に説明する。

(1) 数値解析手法概要および解析条件

模型実験の再現解析実施にあたり、加振時は二次元動的有効応力解析FLIP⁹⁾，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¹⁰⁾を実施し、実験・解析両者の残留変形を比較した。なお、模型実験では過剰間隙水圧消散後に平板载荷試験を実施したが、再現解析では、充分に過剰間隙水圧が消散した加振後75sの時刻において、モデル中央部の平板試験実施箇所を対象に同様な荷重を節点に载荷した。

本再現解析では、表-5 および図-5 に示すように解析定数および解析断面を設定した。なお本解析では、表層・上層路盤のアスファルト部は線形弾性モデルとした。動的解析にあたり、実験時に加振テーブルで記録された図-6 に示す入力波をモデル底面に与え解析を行った。なお、液状化パラメータに関しては、加振時の各種挙動が概ね実験結果と整合のとれる解析定数を設定した。また、動的解析後、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が、この際、液状化層のヤング係数 E を過剰間隙水圧比の関数として扱い、次に示す指数関数式¹¹⁾を用いた。

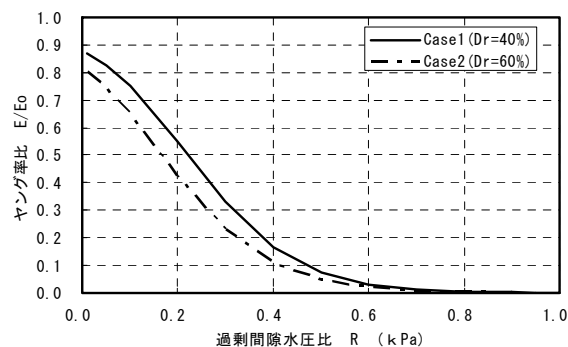


図-7 過剰間隙水圧比とヤング率比の関係

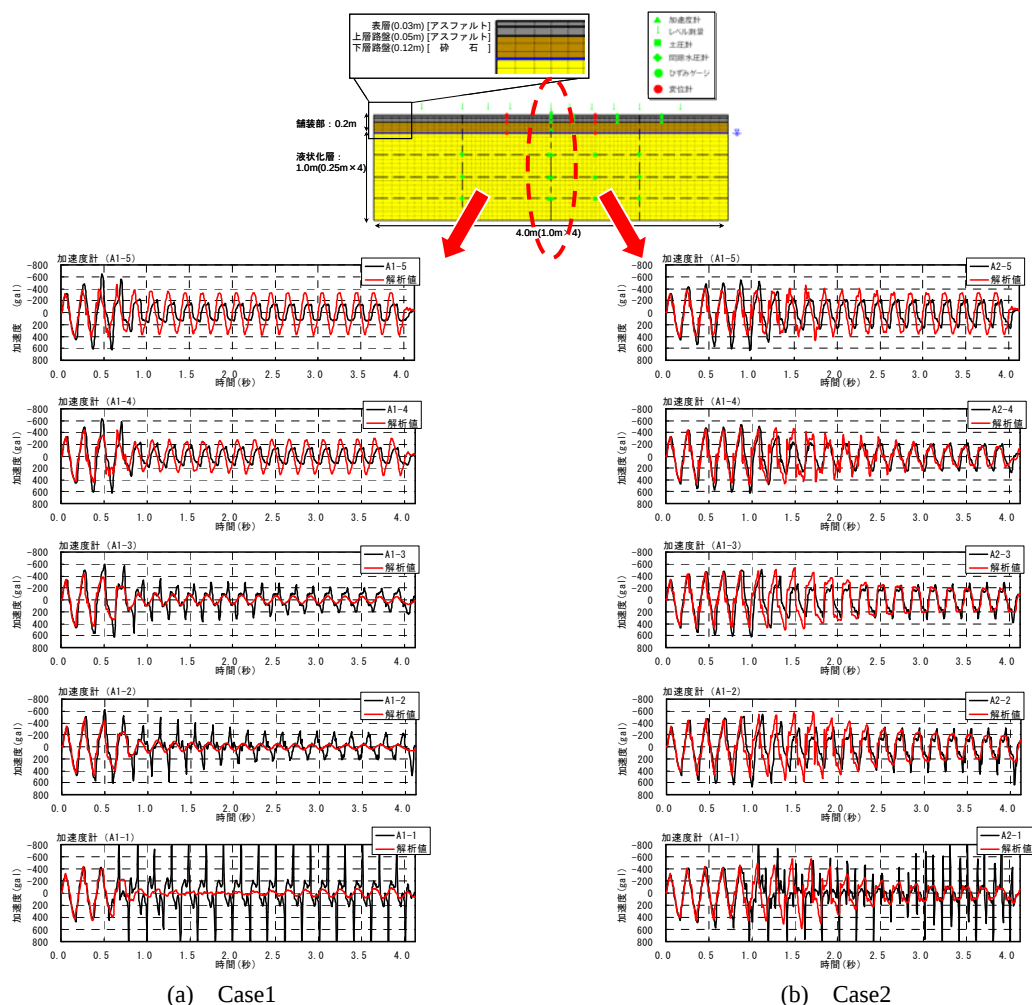


図-8 加速度応答の比較

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

ここに、 E は任意の有効拘束圧に対するヤング係数 (kN/m^2)、 E_0 は初期 (液状化前) ヤング係数 (kN/m^2)、 R は過剰間隙水圧比、および a, b はパラメータを示しており、それぞれ表-5 に示した値を設定した。パラメータ a, b の感度については図-7 に示す通りであり、同一の R で見ると、Case1 に比べ、やや密である Case2 の方が、過剰間隙水圧消散に伴う E の回復が早い傾向にあり、両者は模型実験結果に基づき設定されている。

(2) 模型実験と再現解析の時刻歴データの比較

実験結果と解析結果の比較のため、Case1およびCase2における代表点の加速度を図-8、地表面沈下および過剰間隙水圧比の時刻歴を図-9にそれぞれ示す。

Case1の加速度について見ると、実験では、地表面の応答加速度 (A-5) は最初の1~2秒間に $\alpha = \pm 600\text{gal}$ 程度認められ、その後の3~4秒間で $\pm 200 \sim 300\text{gal}$ 程度に減衰している。また、このタイミングで過剰間隙水圧が急増しており液状化の影響が確認できる。なお、実験結果では、液状化層内で一時的に急激な剛性回復に伴う大きな加速度が顕著に見られるが、実験結果と解析結果は概ね同様の傾向を示している。また、Case2は、解析結果の再現性がCase1に比べ良好である様子がわかる。

また、加振中の過剰間隙水圧を見ると、Case1で

は、実験結果および解析結果値ともに加振完了時に0.9~1.0程度を示している。また、加振中には、比較的浅い深度のP1-6において、実験結果に対し解析結果の上昇がやや遅れる傾向が見られているものの、その他の深度では調和的な結果が得られている。一方、Case2を見ると、加振完了時の過剰間隙水圧比は、実験結果、解析結果ともに0.8前後を示し、概ね調和的な結果を示している。過剰間隙水圧比の時刻歴からは、過剰間隙水圧の上昇時においてサイクリックモビリティに伴う水圧の回復量にやや差異が生じているが、増加傾向としては、解析結果は実験結果を良く再現しているものと判断できる。

また、加振完了後の過剰間隙水圧の消散過程を見ると、Case1, 2の両ケースともに、実験結果に対し解析結果の消散がやや遅れる傾向を示しているが、完全に消散する時刻については、解析結果の方が早く、Case1では20s程度、Case2では15s程度であった。

図-9に併記した加振中の地表面沈下について見ると、Case1における実験結果では、加振中に10mm程度の沈下が生じ、加振後の過剰間隙水圧の消散に伴い3mm程度の沈下が確認できる。また、Case2では、加振中に7mm程度、加振後にはトータルで10mmの残留沈下が生じている。一方、解析結果では、加振中は非排水条件であるため、地表面沈下は発生せず、加振後に残留沈下量が発生することになる。Case1, 2の解析結果では、ともに実験結果に比べて沈下傾向が急であるため、沈下挙動に関する再現性はやや劣っているが、残留沈下量に関しては、調和的であると判断できる。

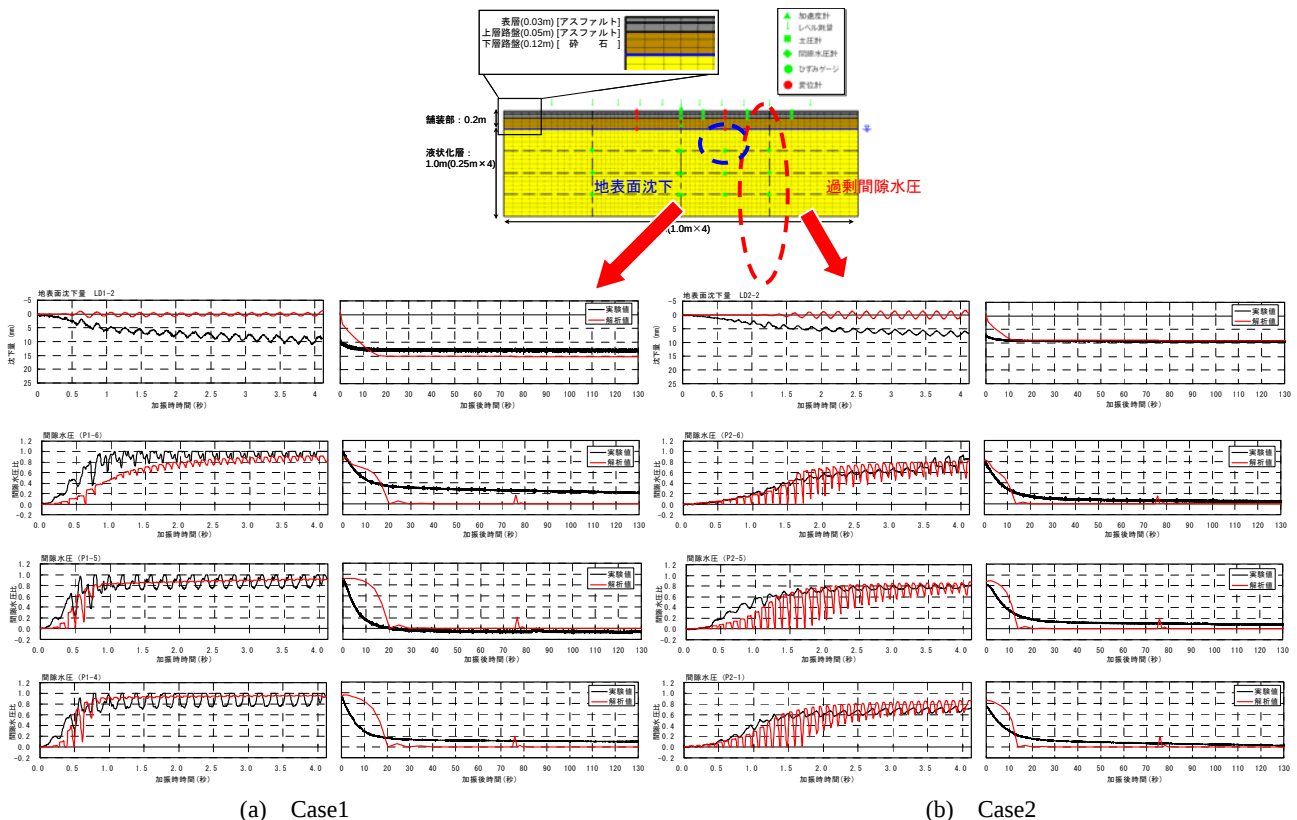


図-9 地表面沈下および過剰間隙水圧比の比較

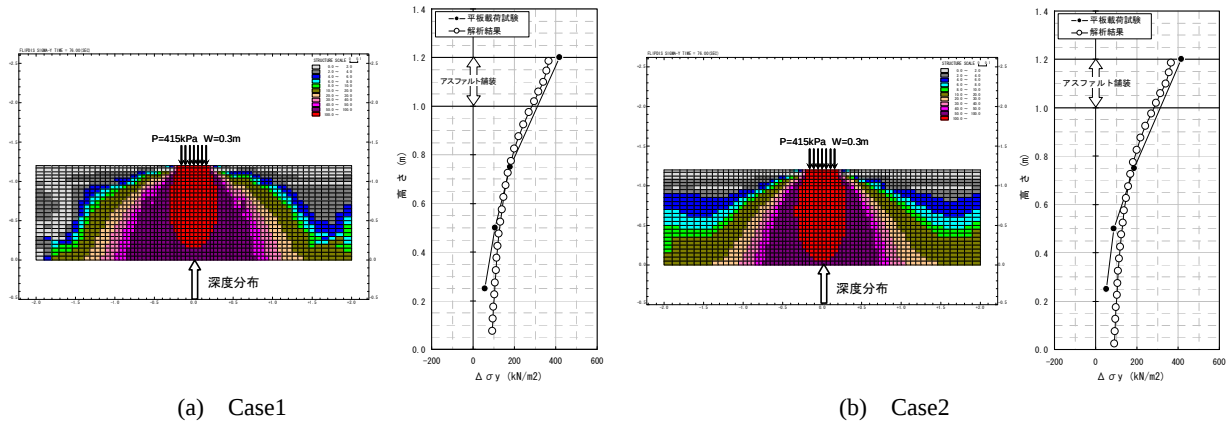


図-10 平板载荷直後の地中増加応力平面分布および断面分布

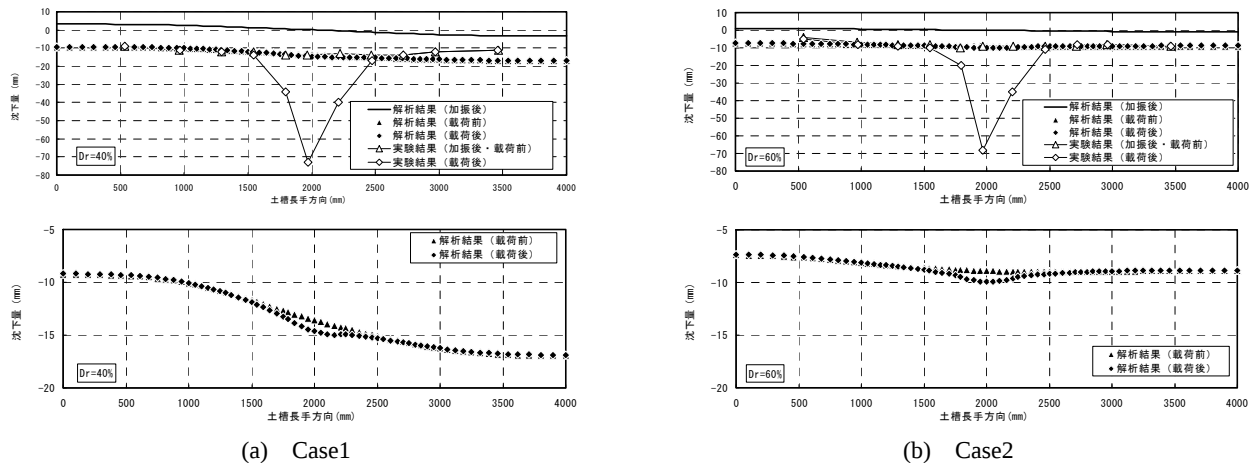


図-11 地表面沈下分布図

(2) 平板载荷試験の再現解析

図-10, 11 に平板载荷直後の地中増加応力平面分布および断面分布, 地表面鉛直変位分布図をそれぞれ示す. 平板载荷試験は, 実験では加振後十分に過剰間隙水圧が消散したことを確認してから実施したが, 本再現解析でも過剰間隙水圧が消散した加振後 $t=75s$ において, 節点载荷によるシミュレーションを実施した.

図-10を見ると, 地中増加応力平面分布ではCase1, 2の両ケースともに, モデル中央の载荷範囲直下地盤における鉛直増加応力 σ_z が球根状に分布し, 荷重が分散している様子がわかる. また, Case2における荷重伝搬の範囲はCase1よりも深いことから, D_r が高く地盤のせん断剛性が高い方が荷重を伝達していることがわかる. 地中増加応力断面分布を見ると, 実験結果と解析結果は良く整合していることがわかる.

一方, 図-11に示す地表面沈下分布図を見ると, 载荷範囲では, 解析結果に比べ, 実験結果の沈下量が突出して大きくなっている様子がわかる. (a)のCase1に着目すると, 上段の図における実験結果では, 载荷後から加振後沈下量を減じた平板载荷時のみの沈下量は最大5.5cm程度であり, 一方, 図下段に示す解析結果を引き延ばした図より, 解析では最大1mm程度の沈下量となった. この違いはについて

は明確な確認が出来ていないが, 実験においては, 平板载荷時のアスファルト舗装時へのめり込みや舗装直下の地盤の液状化による攪乱等, 一方, 再現解析では, 舗装が線形弾性体であり, 過剰間隙水圧消散後にはほぼ加振前の状態に地盤性状が復元する等の相違が考えられる. 载荷範囲外のたわみ分布や地中増加応力に関しては, 実験結果と解析結果がある程度調和的であることから, 本再現解析モデルを用い, 次章における過剰間隙水圧消散過程における地盤の荷重支持性能の検討を行うものとした.

4. 過剰間隙水圧消散過程における荷重支持性能の検討

滑走路の要求性能は, 走行安全性能と構造安定性能が求められているが, 地盤が液状化した際に滑走路を供用させるためには, その影響を把握出来ていなければならない. 現場レベルにおいては, 液状化が完全に収まった状態での検証事例¹²⁾はあるが, 過剰間隙水圧消散過程における事例は無いと思われる. したがって, 本検討では模型実験の再現解析モデルを用い, 任意の過剰間隙水圧における同様な節点载荷を行うことで, 液状化消散過程におけるアスファルト舗装と地盤の荷重支持性能について調べた.

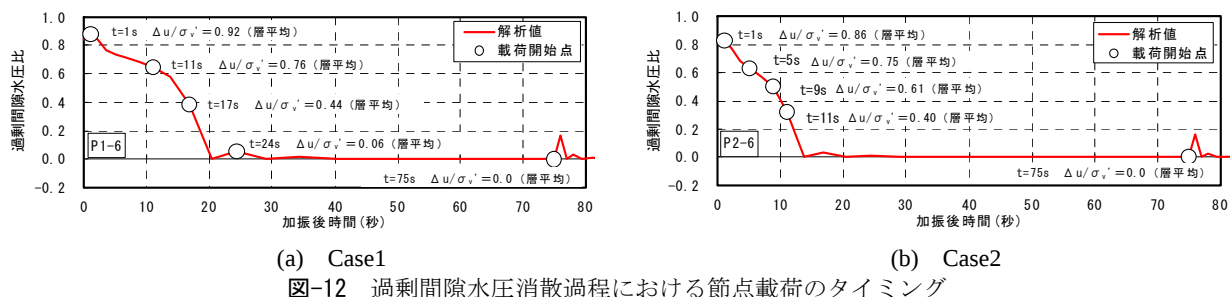


図-12 過剰間隙水圧消散過程における節点载荷のタイミング

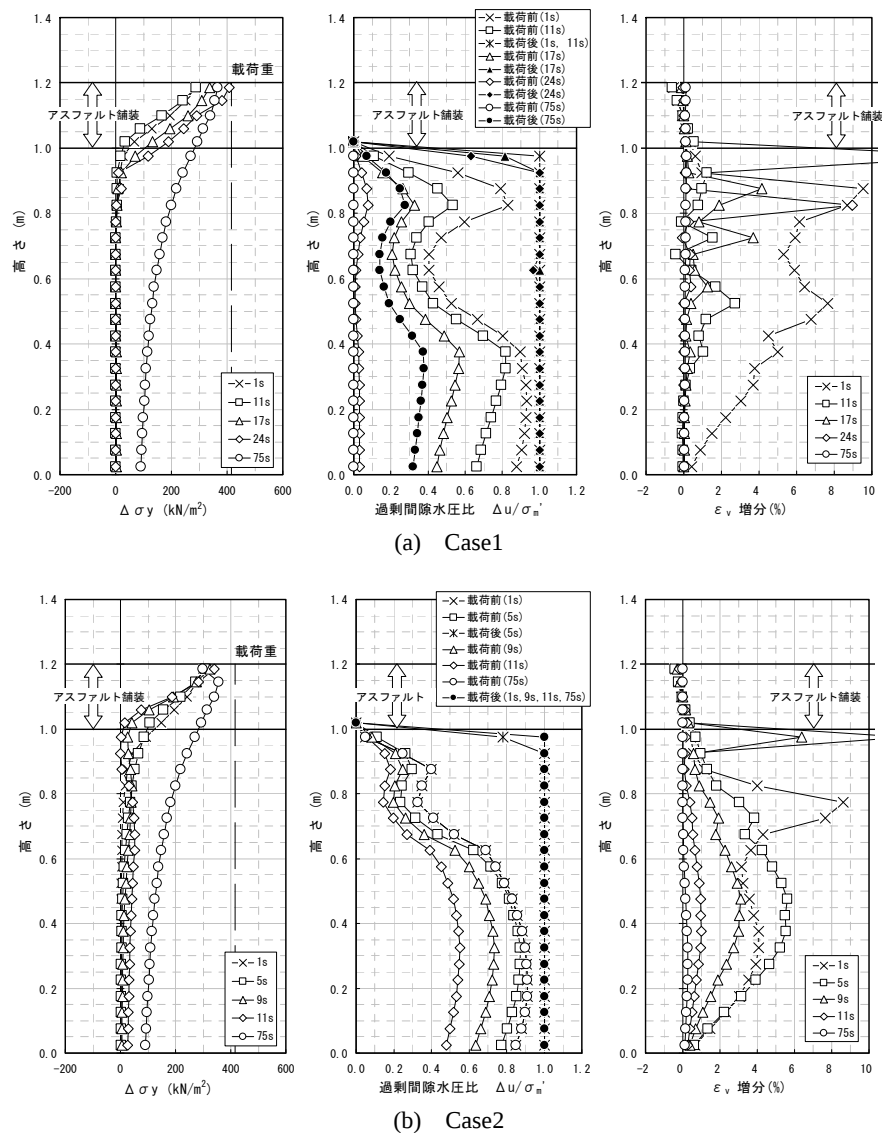


図-13 平板载荷時の地盤内応力分散，過剰間隙水圧比および鉛直ひずみ深度分布

図-12に過剰間隙水圧消散過程における節点载荷のタイミングを示す。過剰間隙水圧消散過程で4時刻程度の载荷のタイミングを設定した。

図-13に節点载荷時の鉛直方向の地盤内応力分散 σ_y ，過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_m$ および鉛直ひずみ ε_y の深度分布図を示す。Case1，Case2の結果は両者ともにほぼ同様な傾向を示しているため，(a)に示すCase1に絞り，以下に説明する。

左図の σ_y に着目すると，加振後， $\Delta u/\sigma'_m$ が残留している状態では，地表面の载荷重の殆どがアスファルト舗装構造のみに伝達していることがわかる。

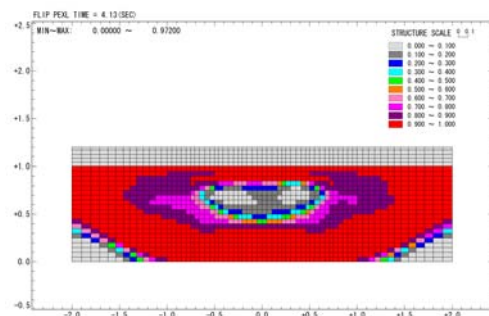
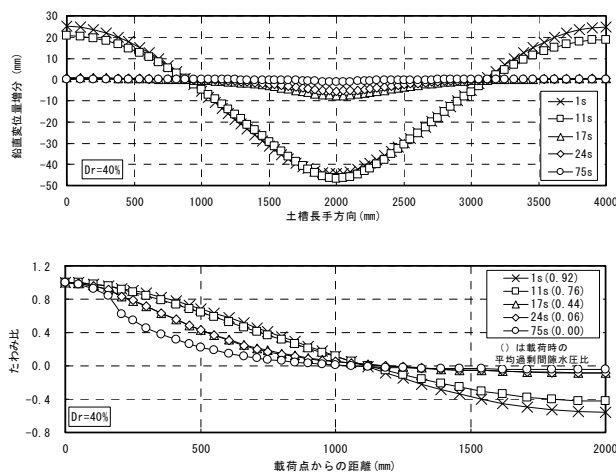
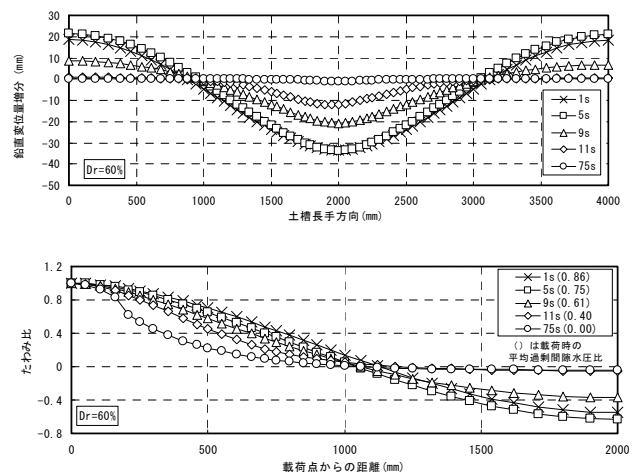


図-14 加振後の過剰間隙水圧比分布



(a) Case1



(b) Case2

図-15 アスファルト舗装のたわみ分布

一方、十分に $\Delta u/\sigma'_m$ が消散した後である75sでは、実験の再現解析で示した通り、地中にも荷重が伝搬している様子がわかる。また、アスファルト舗装構造内の载荷重の分散特性として、中図の $\Delta u/\sigma'_m$ を参照すると、载荷前における $\Delta u/\sigma'_m$ の深度分布傾向は当然、加振後1sから75sにかけて小さくなるが、地表面に節点载荷をする事により、载荷後、75sを除き一次的に $\Delta u/\sigma'_m = 1.0$ に至っている。なお、各時刻における载荷前の $\Delta u/\sigma'_m$ は、0.4~0.8mの範囲で低下しているが、図-14に示すように、剛土槽の模型実験がベースであるため、せん断変形が拘束されて、モデル中央付近の過剰間隙水圧が加振中に上昇しきらなかったためである。

一方、右図の節点载荷に伴う ε_v の増分を見ると、ばらつきは大きい、浅部ほど、1~24sの間の残留 $\Delta u/\sigma'_m$ に依り大きくなっている傾向が見られる。したがって、残留過剰間隙水圧比の値が大きい程、沈下も大きい傾向にあるが、荷重分散に関しては、上述のように、過剰間隙水圧が残留していると载荷後の $\Delta u/\sigma'_m$ が一次的に $\Delta u/\sigma'_m = 1.0$ に至ることから、その残留値に拘わらずアスファルト舗装構造のみでその荷重を受け持つこととなる。

本来、アスファルト舗装は、上層から順に支持力の大きい層を積み重ねた多層構造であり、交通荷重を順次分散させて支持力の小さい路床に舗装構造を支持させている。この評価としては、たわみ分布で評価することが一般的である。図-15にアスファルト舗装のたわみ分布を示す。上段は沈下量分布であり、下段はたわみをその最大値で除したたわみ比を示している。Case1では加振後1s, 11s, Case2では1s, 5sおよび9sにおいて、V字状の変形を示しているが、模型実験のシミュレーションであるため、土槽の境界条件の影響が現れている。ただし、このようなアスファルトの変形が生じるのは、液状化層としている路床部の過剰間隙水圧が高く、载荷重に対する支持力が確保されていないためであると考えられる。また、たわみ比を見ると、両ケースともにある程度の経過時間があり、過剰間隙水圧が低い状態では下

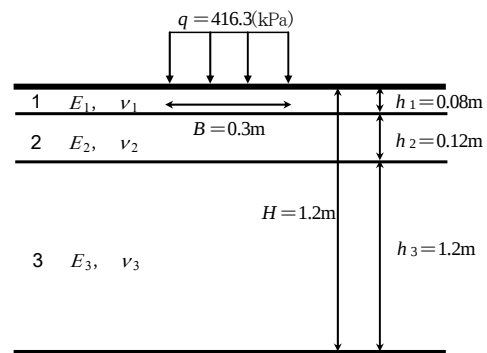


図-16 舗装構造解析モデル

方に向かって緩やかな凸の曲線、一方、加振直後に近い時刻では、支持力不足によるV字変形の影響でS字状の分布形状を示している。これらの傾向を整理すると、Case1では、加振後11s~17sの間である $\Delta u/\sigma'_m = 0.44 \sim 0.76$ 、また、Case2では加振後9s~11sの間である $\Delta u/\sigma'_m = 0.40 \sim 0.61$ の状態、V字状から通常のたわみ形状にアスファルト舗装の変形傾向が変化しており、過剰間隙水圧消散過程で路床の支持性能が元に戻ってくるものと推察される。

5. 多層弾性理論による舗装構造・路床の評価

前述の通り、滑走路の要求性能は、走行安全性能と構造安定性能が求められている。上記の要求性能に対し、通常、舗装構造を対象に多層弾性理論¹³⁾による舗装構造解析を行い、舗装のたわみ、舗装構造と路床の弾性係数による評価なされている。ここでは、多層弾性理論による舗装構造解析を実施し、舗装構造の観点から、地盤の液状化の影響把握を試み、滑走路の供用再開判断について考察した。

(1) 検討方法

図-16に舗装構造解析モデルを示す。なお、解析手法に関する詳細は、参考文献¹⁴⁾に述べられている

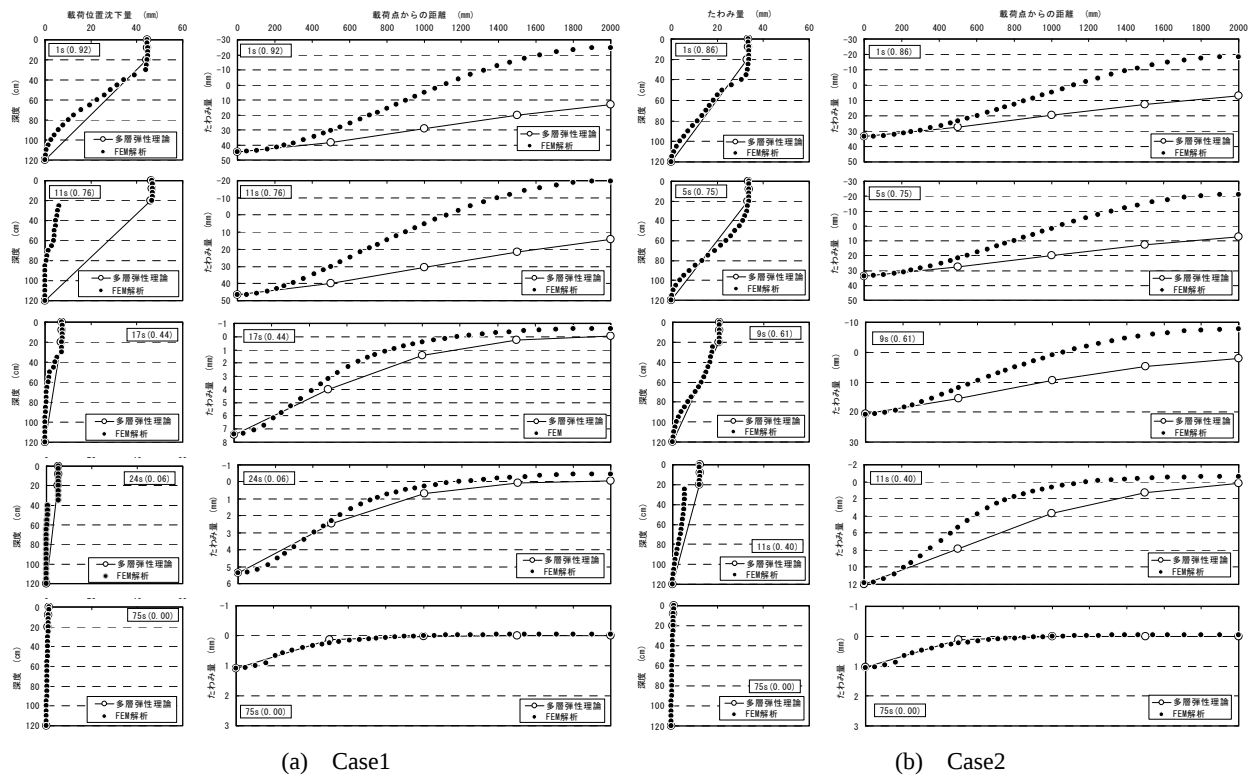


図-17 多層弾性理論とFEM結果の比較

ため割愛する。解析モデルでは、上層からアスファルト層である表層・上層路盤、砕石からなる下層路盤、および液状化層としたが路床の三層構造としており、図-5の再現解析モデルと同等である。また、物性値として各層の弾性係数 $E_1 \sim E_3$ 、ポアソン比 $\nu_1 \sim \nu_3$ の設定が必要であるが、アスファルト舗装部に関しては、加振、あるいは液状化の有無に拘わらず表-5に示す解析定数と同等とした。一方、液状化層に関しては、図-15に示す過剰間隙水圧消散過程における圧密解析結果のうち、荷重中心部の沈下量と等しくなるような値を E_3 に設定し、各時刻に対し解析を行い、荷重点のたわみ深度分布とアスファルト表面のたわみ分布を求めた。舗装構造解析結果と前章で検討した数値解析結果（FEM解析結果と称す）を比較し、舗装構造に対する液状化の影響について考察した。

(2) 解析結果

図-17に舗装構造解析結果とFEM解析結果の比較を示す。Case1を見ると、加振後時刻が1s、11sでは、FEM解析における荷重点からのたわみの減衰が大きく、あるいは荷重点からの距離に応じて隆起するため、舗装構造解析結果と調和していない。これは、FEM解析が模型実験の対象とした再現解析であるため、土槽境界条件の影響が避けられず、一方、舗装構造解析は、半無限の広がりを持つ舗装構造を前提とした解析手法である両者の相違によるものである。また、FEM解析では、境界条件の影響と液状化層のせん断剛性の低下に起因する舗装構造への押し抜きせん断に相当する変形モードが現れていると考

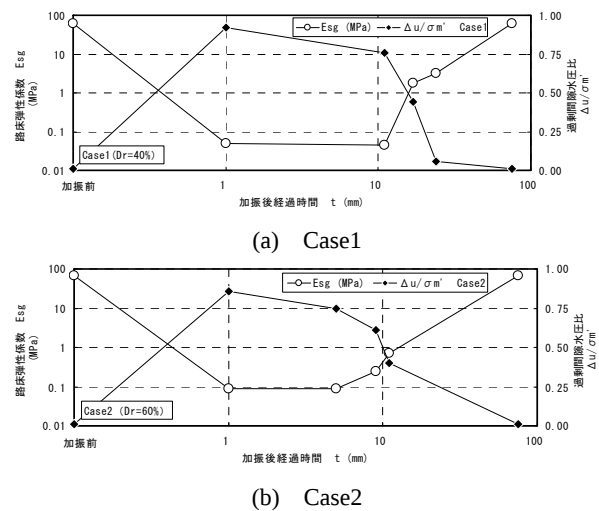
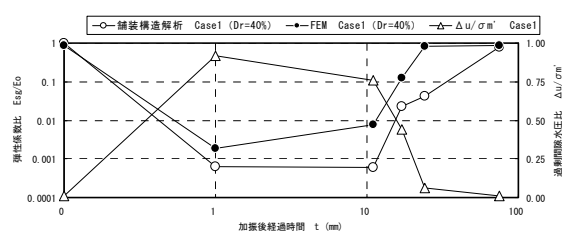


図-18 路床弾性係数の経時変化

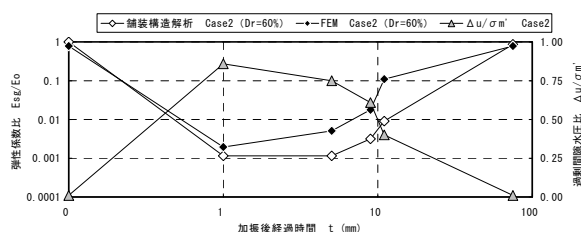
えられる。一方、17s以降は両解析結果が調和的であることがわかる。Case2についてもほぼ同様なことが言え、加振後時刻11s程度で両解析結果が調和してくると判断される。

図-18に路床弾性係数 E_{sg} の経時変化を示す。グラフの横軸の左端は加振前としたが、1s以上は加振後の時刻とし $\Delta u/\sigma'_m$ も併記した。両ケースの E_{sg} は、加振後時刻1sに最小値を示し、しばらく低い値を維持するが、 $\Delta u/\sigma'_m$ が0.7～0.8の範囲に消散すると、急な回復傾向を見せている。

図-19に弾性係数比 E_{sg}/E_0 の経時変化について、多層弾性理論およびFEM解析の両結果についてまとめ示す。 E_0 は加振前のヤング率を示している。なお、



(a) Case1



(b) Case2

図-19 弾性係数比の経時変化

FEM解析に基づく結果は式(5)に基づき算出した。Case1, Case2両ケースともに、舗装構造解析結果に比べ、FEM解析結果の E_{sg}/E_o の回復が早い傾向にある。多層弾性理論における路床の E_{sg} は線形弾性体であり、模型実験の測定点 (P1-6, P2-6) にあたる箇所での過剰間隙水圧比を代表とした層全体の平均値として扱われている。一方、FEM解析による結果は、加振により発生した過剰間隙水圧の消散に伴うせん断弾性係数の回復傾向に非常に敏感であるためと考えられる。

(3) 解析結果に基づく供用再開判断に関する考察

上記の手法の相違を踏まえ、液状化中、あるいは後のアスファルト舗装の供用再開判断を考察する。滑走路の設計では、路床土のCBR値に基づき舗装構造が決定される。液状化地盤上ではCBRに低減が生じた場合、供用再開可能な許容範囲の把握が必要であると考えられるが、現場で比較的簡易に実測し得る弾性係数やたわみに基づき以下に述べる。

図-19における路床土の弾性係数比では、一旦液状化すると E_{sg} が著しく低減するが、 $\Delta u/\sigma_m'$ が0.7～0.8の範囲に消散すると、急な回復傾向を見せている。このタイミングでは、手法の違いを問わず、弾性係数は数%のオーダーの回復傾向に留まっている。一方、荷重を直接支える舗装構造のたわみの評価では、図-15に示す模型実験の再現解析に基づくたわみ分布傾向は2パターン確認出来ている。支持力不足の場合はV字変形の様相を呈しているが、 $D_r = 40\%$ で $\Delta u/\sigma_m' = 0.44 \sim 0.76$ 、また、 $D_r = 60\%$ では $\Delta u/\sigma_m' = 0.40 \sim 0.61$ の状態、通常のたわみ分布傾向に戻るから、この範囲の過剰間隙水圧の消散状態で、舗装構造全体の荷重支持性能が元に戻ってくると推測される。

通常、たわみが小さいと、路床の支持力は大きく、全体的なたわみ分布傾向が小さいとき、舗装構造の支持性能が高いと考えられる。以上の検討より、過

剰間隙水圧の消散過程において、液状化層全体としては弾性係数が完全に回復せず、数%オーダーの弾性係数の回復だけでも、荷重を支持し得る可能性があると判断される。

6. まとめ

滑走路の要求性能は、走行安全性能と構造安定性能が求められているが、地盤が液状化した後の滑走路を供用再開判断のためには、対象とする支持性能とその評価手法の確立が必要である。今回、模型実験における平板載荷試験、FEM解析による液状化層の支持力検討および多層弾性理論による舗装構造解析といった異なる検討手法により、過剰間隙水圧消散時の舗装あるいは液状化層の支持力について検討した。以下に、得られた知見について述べる。

- 1) 再現解析結果の時刻歴を見ると、加振中の加速度および過剰間隙水圧の傾向は、模型実験結果と概ね調和的であった。また、加振終了後の過剰間隙水圧消散過程については、再現解析結果がやや早い傾向にあった。模型実験は剛土槽であるためせん断変形が拘束され、過剰間隙水圧が消散しきらない部位が生じた結果、過剰間隙水圧消散が早まった可能性があると思われる。なお、地表面沈下については、再現解析と模型実験では挙動が異なり、再現解析では加振時に非排水条件のため沈下が殆ど無いが、実験では加振中にすでに沈下が生じていたため、解析による再現が困難であった。
- 2) 非液状化状態における平板載荷試験の再現解析では、載荷範囲のたわみ、沈下については、模型実験のアスファルト舗装の模型のせん断剛性がやや低かったため、再現がやや困難であった。一方、荷重分散については、モデル中央の載荷範囲直下地盤における鉛直増加応力は、実験結果と非常に調和的であった。
- 3) 相対密度に拘わらず、加振後、過剰間隙水圧が残留している状態では、地表面の載荷重の殆どがアスファルト舗装構造のみに伝達し、沈下量も大きくなった。
- 4) 液状化時のたわみ分布傾向から、過剰間隙水圧比が概ね0.4～0.7程度の範囲まで消散すると、V字状から通常のたわみ形状にアスファルト舗装の変形傾向が変化する。これは、過剰間隙水圧比が高い程、模型実験の境界条件の影響が顕著になるためであるが、同時に舗装構造の支持性能の変化であるとも考えられる。
- 5) 舗装構造解析と模型実験の再現 (FEM) 解析結果の比較から、過剰間隙水圧が残留している状態では、両者の結果は調和しないが、消散が進む過程で次第に両者のたわみ分布傾向が概ね一致した。一方、液状化層とした路床の弾性係数は、過剰間隙水圧比が0.7～0.8の範囲まで消散すると、急な回復傾向を見せる。この段階では、

舗装構造解析とFEM解析の手法の相違はあるが、加振前に比べ弾性係数は数%程度のオーダーの回復傾向に留まっている。

- 6) 模型実験、再現解析および舗装構造解析の三者の結果を総合して考えると、過剰間隙水圧が完全に消散した後であれば問題が無いのは勿論であるが、ある程度、過剰間隙水圧比が消散すれば、アスファルト舗装構造としての支持性能が得られるものと判断される。しかし、本来、舗装の支持力はCBRで考えられているため、供用再開を図るにあたり、CBRの低減がどの程度まで許容出来る、あるいはたわみの値等の検討が別途必要であると思われる。

参考文献

- 1) 国土交通省航空局：地震に強い空港のあり方検討委員会報告書，<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/12/120427/01.pdf>，2007.
- 2) (財)港湾空港建設技術サービスセンター：空港土木施設耐震設計要領及び設計例，pp.2-11，2008.
- 3) 中澤博志，菅野高弘：空港における滑走路を対象とした液状化対策に関する実験的研究，土木学会論文集F，Vol.66，No.1，pp.27-43，2010.
- 4) 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，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.68，No.4（「特」地震工学論文集第31-b巻），I_331-I_342，2012.
- 5) 日本工業標準調査会：コンクリートの静弾性係数試験(JIS A 1149:2001)，<http://www.jisc.go.jp/app/pager?id=6500>，2001
- 6) 日本工業標準調査会：割裂引張強度試験(JIS A 1113:2006)，<http://www.jisc.go.jp/app/pager?id=650057>，2006
- 7) 地盤工学会：地盤調査法，第8編 第3章 地盤の平板載荷試験，pp.345-353，1999.
- 8) (財)港湾空港建設技術サービスセンター：空港舗装設計要領及び設計例，例-2 アスファルト舗装設計に用いる各航空機・トーイングトラクターの荷重諸元図表，例-12～例18，2008.
- 9) Iai, 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.
- 10) 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.
- 11) 上原精治，三上博，高橋直樹，山口隆史，兵動正幸：排水条件を考慮した液状化時の砂の体積圧縮係数について（その2），第33回地盤工学研究発表会，pp.723-724，1998.
- 12) 前川亮太，坪川将丈，菅野高弘，中澤博志，水上純一：液状化現場実験における空港舗装の変形及びFWDたわみ測定結果，土木学会舗装工学論文集，Vol.13，pp.157-162，2008.
- 13) 土木学会：舗装工学ライブラリー3，多層弾性理論による舗装構造解析入門，第2章 舗装力学のための線形弾性理論，pp.5-50，2005.
- 14) 土木学会：舗装工学ライブラリー3，多層弾性理論による舗装構造解析入門，第3章 舗装構造とそのモデル，pp.51-68，2005.

NUMERICAL ANALYSIS ON BEARING CAPACITY OF LIQUEFAIED SOIL LAYER BELOW ASPHALT PAVEMENT

Hiroshi NAKAZAWA and Takahiro SUGANO

When an airport facilities, such as a runway and a taxi way, are damaged by an great earthquake, it is assumed that bearing capacity of soil layer below asphalt pavement will decrease with increase in excess pore water pressure and reduction of effective stress. If an airplane runs in such a situation, it is worried that the function of runway will be lost due to remarkable deformation such as differential subsidence caused by a load of airplane. In this study, numerical analysis, intended for the past shaking test of asphalt-liquefiable soil layer model to estimate bearing capacity bafore and after liquefaction, was carried out in process of dissipation of excess pore water pressure. As a results, a series of numerical analysis showed that the reqired performance of asphalt pavement was obtained only by slight recovery of the elastic coefficient in the liquefied soil layer directly with a dissipation of excess pore water pressure ratio.