

# 港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 890 Dec. 1997

空港舗装下に埋設された大口徑可撓性管の挙動と設計法の提案

松 横 森 八 藤  
渕 田 満 谷 本  
賢 好 憲  
知 弘 治 高 久

運輸省港湾技術研究所



## 目次

要旨	3
1. まえがき	4
2. 研究の概要	4
2. 1 概要	4
2. 2 研究の目的	4
3. 実物実験	6
3. 1 概要	6
3. 2 実験方法	6
3. 3 現地盤および管周処理土の物性	9
4. 初期静的載荷による管および舗装の挙動	13
4. 1 概要	13
4. 2 地中応力の分布	13
4. 3 管周方向応力	14
4. 4 管軸方向応力	15
4. 5 管直径変化, 本体沈下	15
4. 6 舗装面沈下	15
5. 繰返し載荷における管および舗装の挙動	16
5. 1 概要	16
5. 2 地中応力	16
5. 3 管周方向応力	18
5. 4 管軸方向応力	19
5. 5 管直径変化, 本体沈下	20
5. 6 舗装面沈下	20
6. 有限要素法による数値計算	21
6. 1 概要	21
6. 2 解析条件	21
6. 3 解析結果	22
7. 埋設管の空港舗装下への適用性	29
8. 設計法の検討	30
8. 1 概要	30
8. 2 追加補正係数	30
8. 3 修正設計法の提案	32
9. まとめ	33
10. あとがき	33
謝辞	34

# Behaviors of Large Diameter Flexible Pipes Embedded under Airport Pavements and Their Design Method

Satoru MATSUBUCHI\*  
Hiroshi YOKOTA\*\*  
Kenji MORIMITSU\*  
Yoshitaka HACHIYA\*\*\*  
Norihisa FUJIMOTO\*\*\*\*

## Synopsis

FRPM (Fiber Reinforced Plastic Mortar) pipes are nowadays used for sewage pipes in airports to take their advantages of light weight, easy installation, etc. However those pipes of more than 2000mm in diameter have not been embedded under the pavement in airport to date. To verify their mechanical behaviors, field tests have been executed. In the tests, furthermore, the effect of elasticity of filling materials to behaviors of the pipes has been investigated. The design method of the pipes is proposed based on the test results and analytical results by the finite element method.

The following main conclusions are drawn through the study:

- (1) Embedding more than one pipes with diameter of larger than 2000mm has been confirmed from the view point of structural behaviors.
- (2) Mixed slag and stabilized sand, have been made clear to be used as filling materials.
- (3) A new design method has been proposed to modify the latest proposed method to take the effects into consideration as the elasticity of filling materials, plastic deformation, and numbers of pipes.

Key words: flexible pipe, FRPM pipe, plural pipes, airport pavement

---

\* Research Engineer, Design and Construction Technology Laboratory, Planning and Design Standard Division  
1-1 Nagase 3-chome, Yokosuka 239-0826 Tel 0468-44-5038 Fax 0468-44-1145 Email matsubuchi@cc.phri.go.jp

\*\* Ex-Chief of Design and Construction Technology Laboratory, Planning and Design Standard Division

\*\*\* Chief of Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*\*\*\* Ex-Chief Engineer, Yokohama Investigation and Design Office, The Second District Port Construction Bureau

# 空港舗装下に埋設された大口径可撓性管の挙動と設計法の提案

松 淵 知\*  
横 田 弘\*\*  
森 満 賢治\*  
八 谷 好高\*\*\*  
藤 本 憲久\*\*\*\*

## 要 旨

空港における排水管などへ施工性の優位性などから強化プラスチック複合管 (FRPM 管) が使用されつつある。しかし、管径が 2000mm を越えるような大口径管を空港舗装下に埋設した実績が無いことから、載荷走行試験などの現地実験により適用性の確認を行った。同時に、管を埋め戻す管周材の性状がこれら埋設管の挙動に及ぼす影響についても実験で調べた。また、実験で得られた管の挙動および有限要素法による数値解析の結果から、大口径可撓性管の設計法の検討を行い、提案した。

主要な結論は以下のとおりである。

- (1) 空港舗装下に管径 2000mm の大口径管を複数埋設して用いることは、構造的に問題ないことが確認された。
- (2) 管を埋戻す管周材として、混合スラグ、セメント安定処理、水硬性スラグといった固化処理材を用いることは、管の挙動上からも問題がなかったとともに、舗装面の沈下を防ぐことができた。
- (3) 既往の設計提案手法に、管周材の弾性係数に対する補正、塑性変形に対する補正、複数埋設管埋設に対する補正を加味した新たな設計法を提案した。

キーワード：大口径可撓性管，FRPM 管，複数埋設管，空港舗装

---

\* 計画設計基準部設計技術研究室

239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1 Tel 0468-44-5038 Fax 0468-44-1145 Email matsubuchi@cc.phri.go.jp

\*\* 前 計画設計基準部設計技術研究室長 (現 構造部構造強度研究室長)

\*\*\* 土質部滑走路研究室長

\*\*\*\* 前 第二港湾建設局横浜調査設計事務所建設専門官 (現 第二港湾建設局技術課補佐官)

## 1. まえがき

空港舗装下に埋設される地中埋設管にはボックスカルバートや鉄筋コンクリート (RC) 管などの剛性が高く不撓性で重量の重い構造が使用されている。その場合、堅固なコンクリート基礎が要求されるなど、施工性、工期、経済性等の面からいくつかの問題点が指摘されていた。そこで、東京国際空港の沖合展開事業において、一般にコンクリート基礎を必要とせず、施工期間を短縮でき、さらに比較的成本の安価な可撓性管の利用について検討が開始された。昭和 61~62 年度に実施工への使用が検討された強化プラスチック複合管 (可撓性 FRPM 管、管径 900mm、単管敷設) について、実断面試験による適用性の確認、埋設管などの各変化因子の測定・解析、および有限要素法による検討がなされた。その結果に基づき、空港舗装下における可撓性管の設計法が提案され施工された。

しかし、その後東京国際空港の新 C 滑走路下の排水管では、管径が 2000mm の可撓性 FRPM 管を複数埋設する必要性が生じ、新たな検討が求められた。このようなことから、空港舗装下への大口徑の可撓性管を複数埋設することの可能性の検証、管周材としてスラグなどの固化処理材を用いることについての評価などに関して平成 4~6 年度にかけて実施した現地実験結果を解析して考察した。また、昭和 63 年に提案された管径 900mm 程度までを対象とした FRPM 管の設計法について、今回の現地実験結果と有限要素法による数値解析結果に基づき、大口徑埋設管へ適用範囲を広げるための修正を行い、新たな設計法を提案した。

## 2. 研究の概要

### 2.1 概要

FRPM 管の空港への適用性については、大きな活荷重のかかる空港での地中埋設管として使用できるかという点の検討が昭和 63 年頃より始められた。しかし、FRPM 管の設計指針などが無かったため、当時の下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針<sup>1)</sup>を基に検討が進められた。その後 FRPM 管の使用実績は下水道などの施設において増加し、FRPM 管の設計指針として下水道プラスチック複合管道路埋設指針<sup>2)</sup> (以降「埋設指針」と呼ぶ) が刊行されている。さらに、空港舗装下へ埋設する共同溝、配水管等の設計に用いる空港配水施設、地下道、共同溝設計要領<sup>3)</sup> (以降「設計要領」と呼ぶ) には、とう性管 (FRPM 管) に作用する鉛直土圧の計算法については「埋設指針」を参考にしてもよいと記述されている。

本研究は、過去に行われた FRPM 管の施工実績を基にして東京国際空港の沖合展開事業において口径 2000mm の FRPM 管を空港舗装下へ複数埋設することの可能性を検討することを目的として始めたものである。検討の参考とした埋設指針は、どちらも航空機荷重のような荷重の大きさや応力分布については検討されていない。そこで、過去に深海らが FRPM 管について提案した設計の考え方を基に研究を進めることとした。具体的な検証の実施内容を以下に示す。

- ① 東京国際空港用地内に大口徑 FRPM 管を複数埋設した実規模実験場を設け、静的載荷および繰り返し載荷実験を行ない適用性の確認を行った。
- ② 砂、混合スラグ、セメント安定処理 (加水処理したスラリー系の固化処理工法で流動化処理とも呼ばれる)、水硬性スラグといった埋戻材の違いによる FRPM 管の変位や応力変化、舗装面等の沈下、土圧の変化などを測定して解析を行い、適用性の確認を行った。
- ③ 有限要素法による三次元弾性解析にて FRPM 管の応力・変形量、地中応力、舗装面沈下量等を求めた。
- ④ 大口徑 FRPM 管の空港地中埋設管としての適用を検討する場合の構造設計法について、管周の埋戻材や複数埋設等の影響を考慮して検討した。

### 2.2 研究の目的

#### (1) FRPM 管の設計法の検討

一般に埋設管の設計法における基本的な因子は、管の構造上の耐力、埋戻し土等による死荷重、管に作用する活荷重の 3 つによって成り立っているが、深海らは実験と有限要素法による数値計算によって航空機荷重を対象として検討した場合は、活荷重による断面設計が過大となっていることを指摘し、新しい構造断面設計の手法を提案した。その提案では、管の断面設計における 3 つの基本因子のうち、

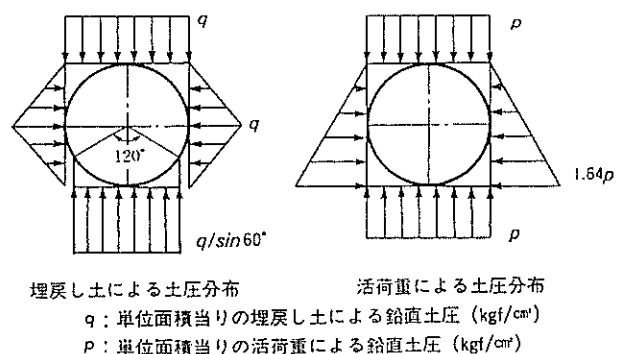


図-1 土圧分布

管の構造上の耐力は管固有の能力値であり機械的に定めた。死荷重は特に空港に限った特殊性があるわけでは無いため、一般的に用いられる通常の弾性理論から誘導された考え方で求められた荷重を埋設管に作用する死荷重とした。活荷重だけは空港舗装下という特殊な大型荷重についての検討ということで、有限要素法による数値計算とともに実際の大きさの管の埋設実験を行い、構造検討に必要な管の曲げモーメントやたわみの求め方について提案を行った。

現在の埋設指針における断面設計法は以下に示すとおりである。なお、この設計法は深海らがFRPM管についての検討を行っていた当時から変更されている。

図-1に示す土圧分布に基づき、たわみ率と曲げ応力度を次式で求める。

$$V = [\delta / (2R)] \times 100 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\delta = (K_1 \cdot q + K_2 \cdot p) \cdot R^4 / EI \quad \dots (2)$$

ここで、

V：たわみ率 (%)

$\delta$ ：埋戻し土と活荷重によるたわみ量の総和 (cm)

R：管厚中心半径 (cm)

q：埋戻し土による鉛直土圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

p：活荷重による鉛直土圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

K<sub>1</sub>：埋戻し土によるたわみ係数

K<sub>2</sub>：活荷重によるたわみ係数

EI：管長1 cmあたりの曲げ剛性 (kgf·cm<sup>2</sup>/cm)

$$\sigma = (K'_1 \cdot q + K'_2 \cdot p) \cdot R^2 / Z \quad \dots (3)$$

ここで、

$\sigma$ ：曲げ応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

K'<sub>1</sub>：埋戻し土による曲げモーメント係数

K'<sub>2</sub>：活荷重による曲げモーメント係数

Z：管長1 cmあたりの断面係数 (cm<sup>3</sup>/cm)

すなわち、図-1に示した鉛直土圧を基にし、その値に対し係数を乗じるという方法で、管頂および管底の2カ所に対して、たわみ率および曲げ応力度の計算を行うことで断面設計を行っている。

この方法は、深海らが設計法を提案した当時に参考とした「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針」<sup>3)</sup>に示された弾性理論解と基本的な考え方に変わりはなく、係数を見直したことで、たわみおよび曲げ応力度を管頂部だけでなく管底でも検討するように追加しただけと考えて良い。

深海らが管に作用する活荷重に対して提案した設計手法は<sup>4)</sup>、管周辺において活荷重によって発生する鉛直地中応力が弾性理論解により計算された応力と大きく異なること

を有限要素法による数値シミュレーションと実験により確認し、実測により求めた数値を基本とした提案したものである。この方法を以下に示す。

管に発生するモーメントの算定方法は、基本断面を管径900mm、埋設深度100cm、砂路床(路床弾性係数1000kgf/cm<sup>2</sup>)での基本曲げモーメント45kgf·cmに対する補正係数を与えて求めるものである。補正係数としては、埋設深度に対して式(4)、管径に対して式(5)で求められる。

$$\left. \begin{aligned} k_{\text{埋設深度}} &= (90/h+0.1)^2 \quad (h \leq 100\text{cm}) \\ k_{\text{埋設深度}} &= (90/h+0.1) \quad (h > 100\text{cm}) \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

ここで、h：埋設深さ (cm)

$$k_{\text{管径}} = (R-40)^2 / 500 + 0.95 \quad \dots (5)$$

また、載荷荷重の相違による補正は、モーメントと荷重が正比例しているため、実際の荷重とLA-1荷重との比により求められる。埋戻し管周材の違いによる補正係数は、基本砂路床(路床弾性係数1000kgf/cm<sup>2</sup>)を1とし、粘性土中への砂路床(路床弾性係数160kgf/cm<sup>2</sup>)を1.4としている。さらに、舗装構造の違いによる補正は、標準舗装(弾性係数2000kgf/cm<sup>2</sup>)を1とし、サンドイッチ舗装(弾性係数12000kgf/cm<sup>2</sup>)を0.55としている。

前述と同様の管での管のたわみ量の算定方法は、基本たわみ量を2.18mmとして、モーメントと同様に補正係数を与えている。埋設深度に対する補正は、式(6)で、管径に対する補正は式(7)で求められる。

$$\left. \begin{aligned} k_{\text{埋設深度}} &= (530/(h+210)-0.706)^2 \quad (h \leq 100\text{cm}) \\ k_{\text{埋設深度}} &= (530/(h+210)-0.706) \quad (h > 100\text{cm}) \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

とした。埋設管の管径Rに対する補正係数は、

$$k_{\text{管径}} = (R-40)^2 / 500 + 0.95 \quad \dots (7)$$

載荷荷重の相違による補正は、モーメントと同様に行うが、埋戻し管周材の違いによる補正は、基本砂路床(弾性係数1000kgf/cm<sup>2</sup>)を1とし、粘性土中への砂路床(弾性係数160kgf/cm<sup>2</sup>)を1.6としている。舗装構造の違いによる補正は、標準舗装(弾性係数2000kgf/cm<sup>2</sup>)を1とし、サンドイッチ舗装(弾性係数12000kgf/cm<sup>2</sup>)を0.75としている。

本研究においては、深海らの提案式の基本的な考え方を変更せずに、新しい検討項目を係数として追加補正することで設計法の検討を行う。

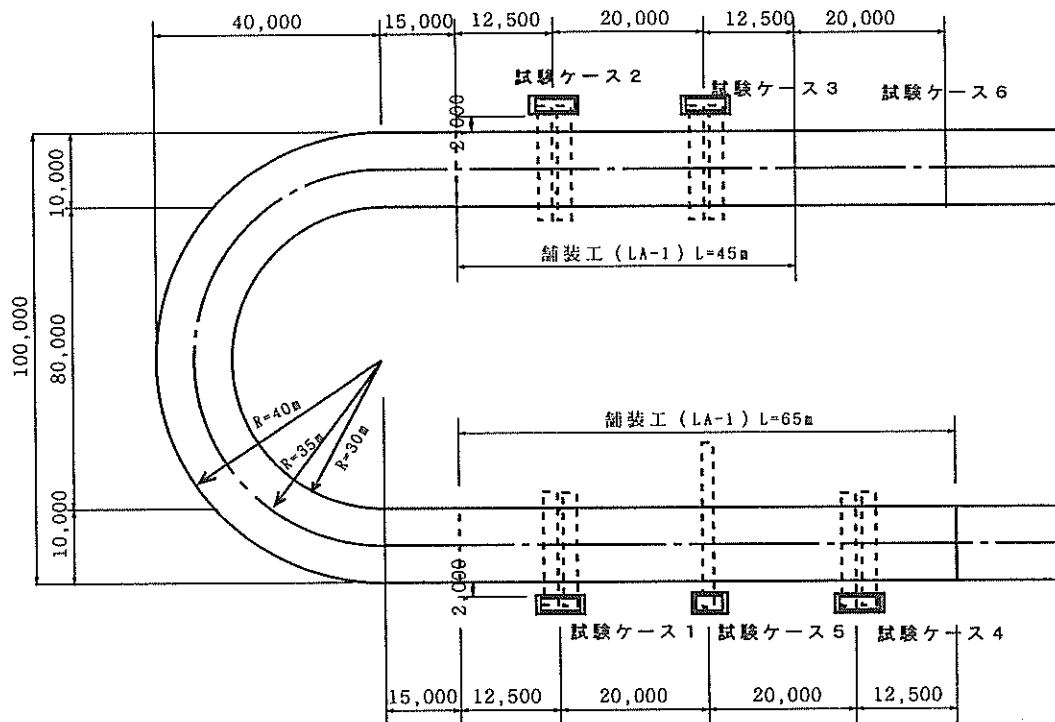


図-2 試験平面図

表-1 試験ケース

試験ケース	埋設管の状態 (本数)	管周処理	備考
1	併設管	砂 360° 巻	管周処理方法の違いによる施工性および挙動を把握
2	併設管	混合スラグ 360° 巻	
3	併設管	セメント安定処理 360° 巻	
4	併設管	HMS180° 巻+砂	
5	単独管	砂 360° 巻	圧縮沈下が発生した場合の管の挙動把握
6	管無し	砂	地盤挙動の基準値

### 3. 実物実験

#### 3.1 概要

B-747を想定した航空機荷重 (LA-1) を対象荷重とし、実断面規模の現地試験を行い、地中応力の分布、管周方向応力、管軸方向応力、管直径変化および本体沈下、舗装面沈下、継手部変化等の各項目について検討した。また、三次元の有限要素解析により求めた挙動の推定と実測データとの比較により確認した。

#### 3.2 実験方法

##### (1) 実験場所

実験場所は東京国際空港沖合埋立地内にて行った。

##### (2) 実験ケース

図-2に実験平面図を示す。1~6の各実験ケースは同図に示した周回道路部に配置した。表-1に各ケースの概要

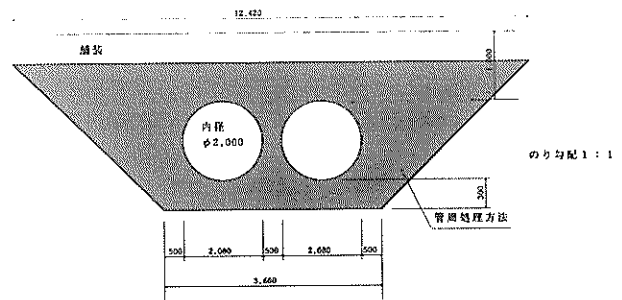


図-3 横断面図 (ケース 1~4)

を示す。

ケース 1~4 は内径 2000mm、長さ 4000mm の外圧管 2 種の FRPM 管を地表面に平行に 2 本並設した。ケース 1~3 は、それぞれ、砂、混合スラグ、セメント安定処理といった管周材の違いによる複数埋設管の挙動や舗装面沈下量の違いを調べ、ケース 4 では管を直置きした場合と下部 180° の部分のみを水硬スラグで基礎巻き立てした場合の管の挙動や舗装面沈下を調べた。ケース 5 は 2 本の並設と同規格の単管を砂で埋設し、地表面に対し沈下を想定して

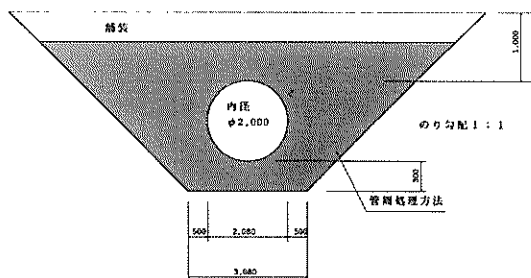


図-4 横断面図 (ケース 5)

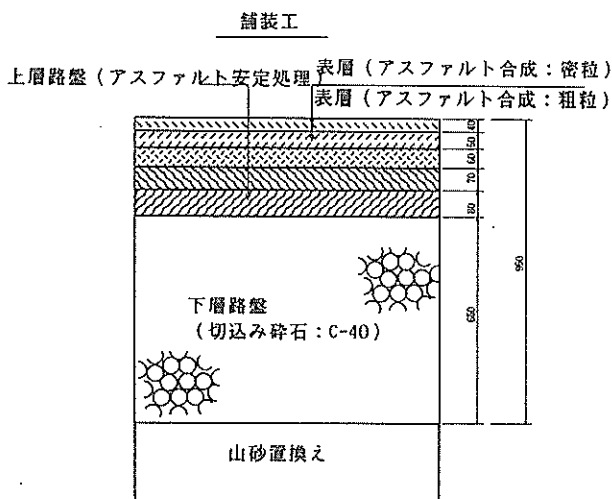


図-5 アスファルト舗装断面図

表-2 FRPM管の物性値

	外圧管 2 種 (JSWAS K-2)
直管部内径および厚さ	2,000mm, 40mm
弾性係数 (円周方向)	150,000kgf/cm <sup>2</sup>
曲げ剛性 (円周方向)	800,000kgf/cm <sup>2</sup>
曲げ強さ (円周方向)	2,200kgf/cm <sup>2</sup>

表-3 管周材の配合

処理剤の種類	混合スラグ	セメント安定処理	水硬スラグ (HMS)
配合等の材料条件	水砕スラグ : 鋼製スラグ 40 : 60	1 m <sup>3</sup> 当たりの配合 加水 : 505 kgf 土中水 : 166 kgf 土 : 688 kgf 固化材 : 225 kgf 調整含水比 : 130% 泥水の密度 : 1.379tf/m <sup>3</sup> スラリーの密度 : 1.584tf/m <sup>3</sup>	JIS 5015 に準じる

表-4 計測内容

載荷種別	走行車の周回数	載荷重量 (tf)	対象計測ケース	備考
静的載荷	0	0	1,2,3,4,5,6	載荷時, 載荷後に計測を実施
		20		
		40		
		60		
繰返し載荷	0	86.8	1,2,3,4,5,6	所定走行回数完了後に静的載荷を実施
		10		
		100		
		1000		
		2000		
5000				
10000				

表-5 管周処理土の試験

対象土	実施時期	試験内容
現地盤	(工事前)	密度, 粒度, 1 軸圧縮試験, 3 軸圧縮試験
管周処理土	養生 1 ヶ月	平板載荷試験, 締固め試験, 1 軸圧縮試験, 3 軸圧縮試験, 孔内載荷試験, N 値の確認
	走行開始前	
	最終周回後	

傾斜を持たせた。ケース 6 は管を埋設せずに、地盤や舗装面の挙動の基準値とした。図-3 にケース 1~4 の横断面を、図-4 にケース 5 の横断面を示す。

埋設方法は施工後の管周埋戻材のゆるみの発生を防止するため矢板等の山留工法を用いずに、オープンカット工法により施工した。施工断面は施工性を考慮し極力小さな断面になるよう、掘削底面幅は管径に対し 50cm の作業の余裕幅を持たせた断面とした。

図-5 に LA-1 荷重の反復回数 10000 回を想定したアスファルト舗装断面を示す。

(3) 使用材料

表-2 に実験で用いた FRPM 管の物性値 (規格値) を

示す。

表-3 に埋戻しに用いた管周材の配合を示す。また、表-4 に現地盤および管周処理土の実験内容を示す。管周処理土のうち混合スラグ、水硬性スラグについてはサンプリングができなかったことから孔内載荷試験および N 値による確認を追加した。また、砂については走行車による繰返し載荷によって締固めが進行し、物性値が変化することが考えられたため、図-14 に示す 2 カ所の位置において N 値を測定した。図中の A, B は繰返し載荷の影響のある無しを考慮し舗装中央と舗装外とした。

(4) 実験内容

計測は、表-5 に示す時点において、静的載荷および繰



返し載荷を実施した。

また、載荷は港湾技術研究所所有の原形走行車を使用し、総重量が 86.8tf (LA-1 荷重相当) になるようにした。

各測定時点では、載荷時の地中応力 (土圧), 管に発生するひずみ, 管の変形量, 管の沈下量, 舗装面の沈下量の測定を行った。

図-6 および図-7 に横断面方向の土圧計の設置位置を示す。取り付け深さは舗装面直下の GL-1.0 m, 管側部 GL-2.0 m, 掘削底面 GL-3.3 m であった。

図-8 および図-9 に管周方向のひずみゲージの取り付け

け位置を示す。ゲージは 30 度毎に 12 個取り付けられた。

図-10 および図-11 に、縦断面方向の目地部の目開き計の取り付け位置, 管本体沈下量測定箇所, 内空変位測定箇所および管軸方向ひずみ測定箇所を示す。

図-12 および図-13 に舗装路面での載荷位置と路面のレベル測定地点を示す。静的載荷試験における載荷時および除荷時の路面レベル測定時は載荷点 A に載荷した。また、繰り返し載荷試験においても規定周回載荷後, 点 A において静的載荷時と同様に載荷を行い沈下測定を行った。

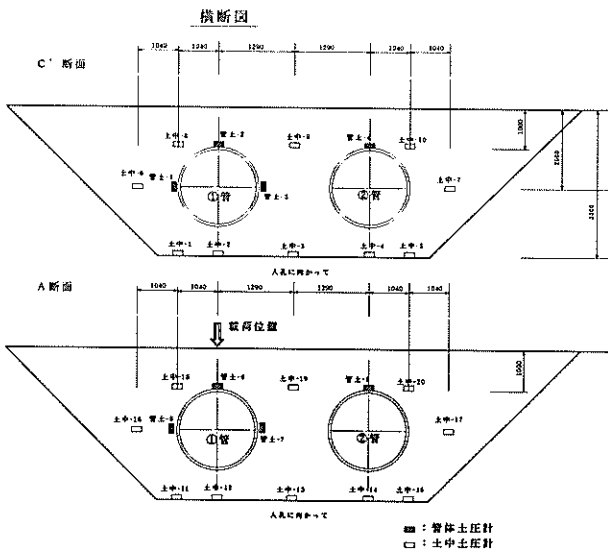


図-6 土圧計取付け位置 (ケース 1~4)

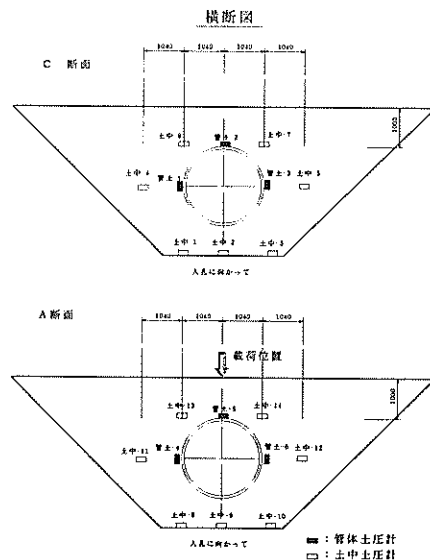


図-7 土圧計取付け位置 (ケース 5)

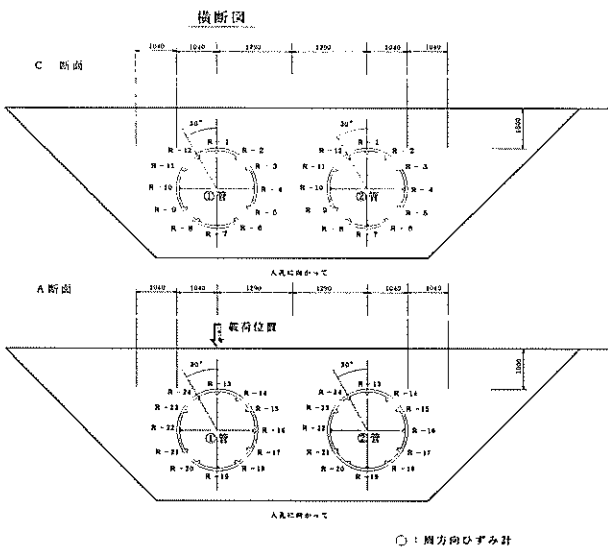


図-8 ひずみゲージ取付け位置 (ケース 1~4)

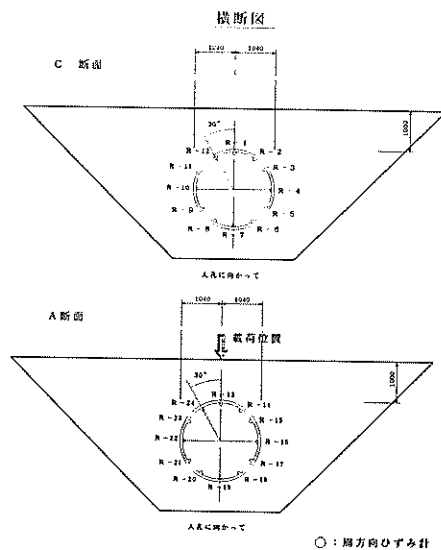


図-9 ひずみゲージ取付け位置 (ケース 5)

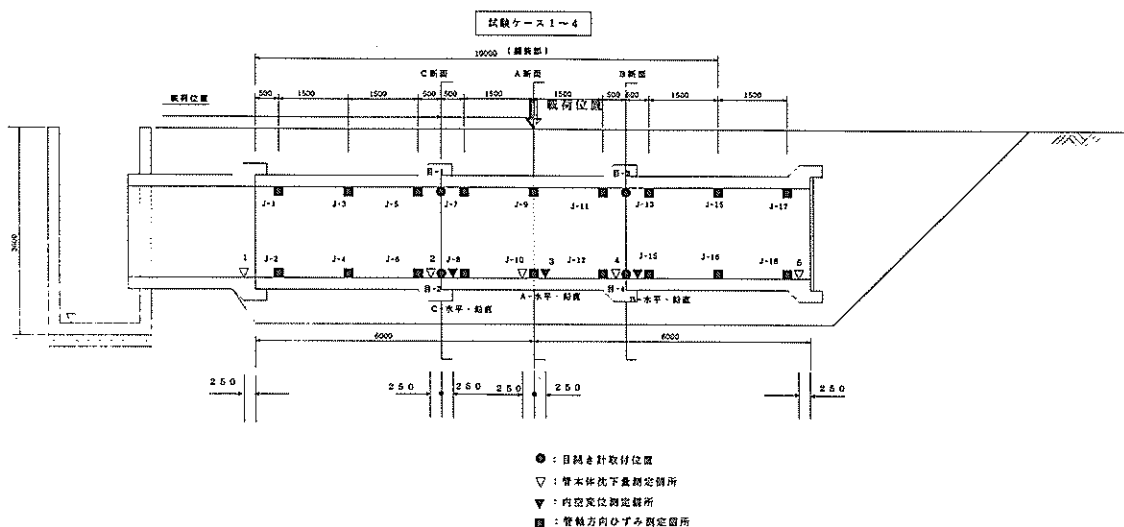


図-10 管変位測定器取付け位置 (ケース 1~4)

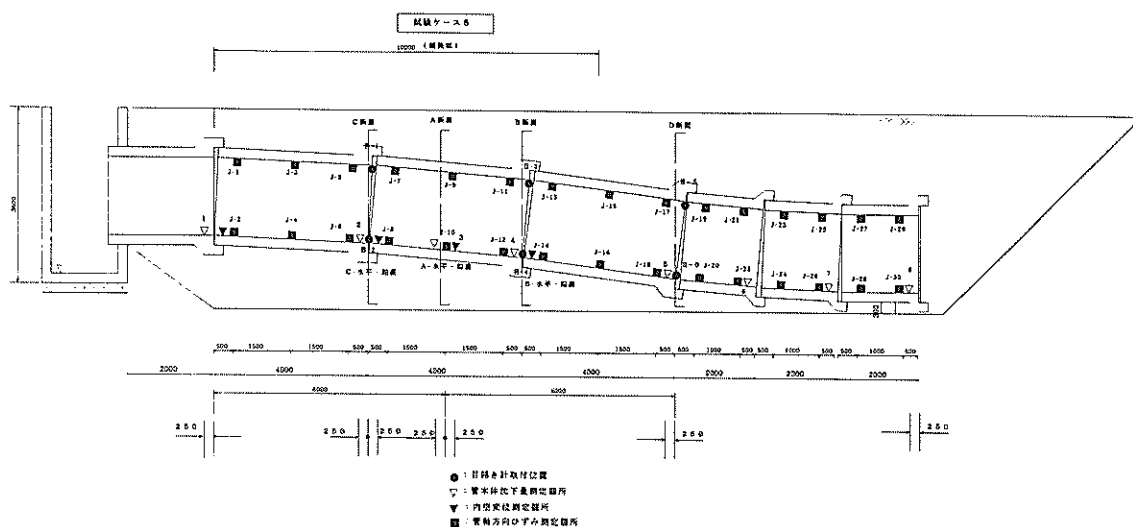


図-11 管変位測定器取付け位置 (ケース 5)

### 3.3 現地盤および管周処理土の物性

表-6 に現地盤の物性試験結果を示す。地層は地表面から細砂層、建設残土層、浚渫埋立土に分けられる。細砂は地盤改良工事の時にサンドマットおよび載荷盛土として施工された層（粒子の均一な細砂が主体の山砂で部分的シルト分を多く含み色調は黄褐色）で、その下には建設残土層（粘性土および砂質土を主とし、瓦礫、コンクリートガラを混入する不均一な土層である色調は暗灰色）、さらに浚渫埋立土層という土層構成であった。

管周処理土の物性試験を施工時（施工後 29 日）と載荷試験前（施工後 75 日）と繰返し載荷試験終了後（施工後 5

ヶ月）の 3 回にわたり、図-14 に示す位置で行った。

表-7~9 にセメント安定処理土についての試験結果を示す。また、表-10 および表-11 に締め固め試験と平板載荷試験から得られた管周処理土の物性値を表-12 に変形係数を示す。ここで、資料の採取ができなかった処理材については、孔内水平載荷試験および標準貫入試験を実施して推定した結果を示している。なお、 $N$  値と地盤の変形係数  $E$  の関係には多くの式が提案されているが、ここでは道路橋示方書<sup>5)</sup>の提案式である、 $E=28N(\text{kgf/cm}^2)$ を用いた。

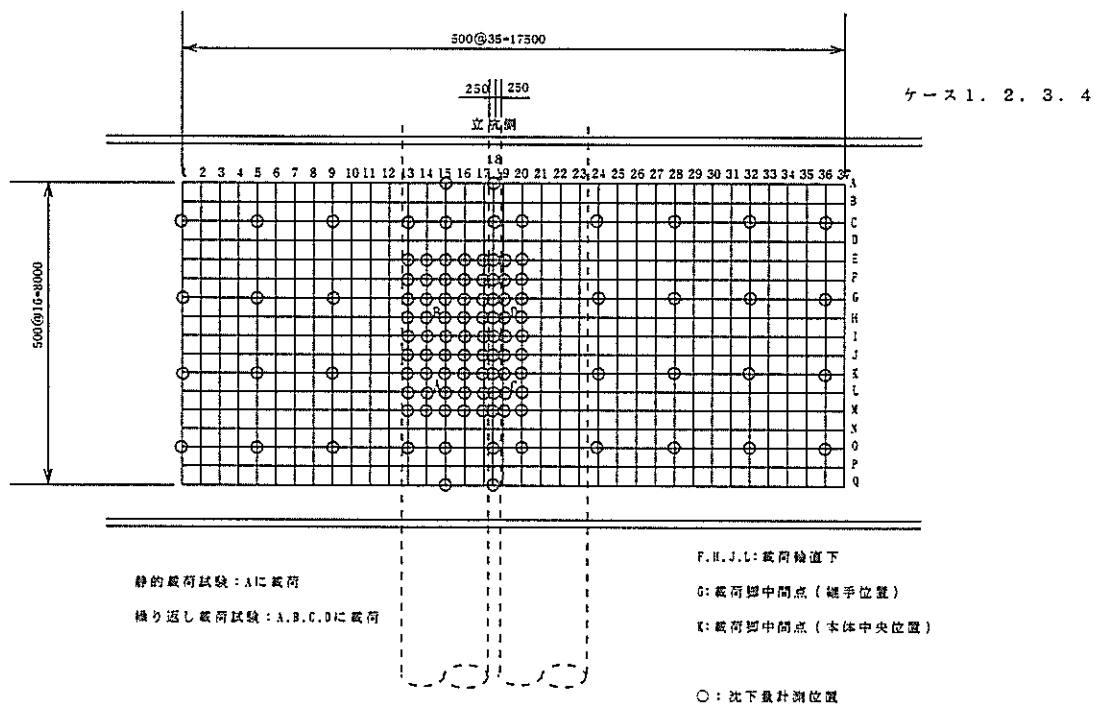


図-12 舗装面沈下量測定位置 (ケース 1~4)

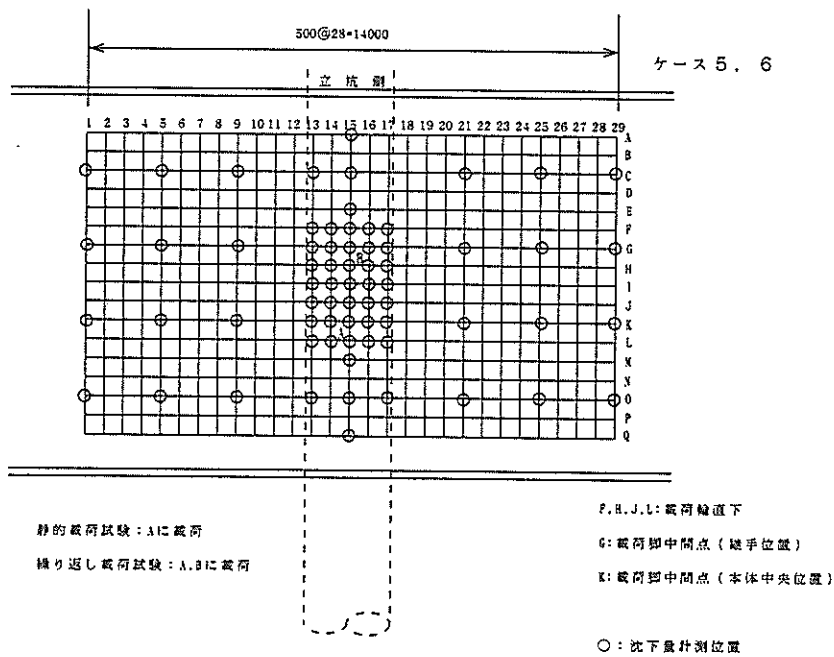
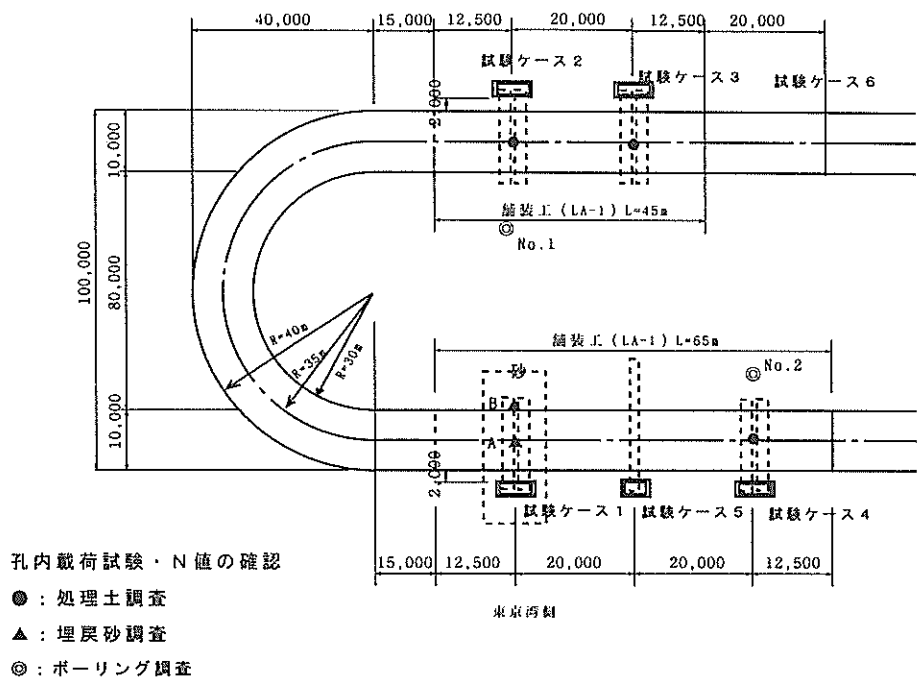


図-13 舗装面沈下量測定位置 (ケース 5)

表一六 現地盤の物性試験結果

ボーリングNo	試料No	深度 G.L-m	地層	物理特性										力学特性	
				自然含水比 W <sub>n</sub>	湿潤密度 ρ <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子の密度 ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	間隙比 e	飽和度 S <sub>r</sub> %	粒度組成 (%)				三軸圧縮試験 粘着力 C <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		
									粘土分	シルト分	砂分	礫分			
1	1-1	3.00-3.60	堆 積 土	24.9	1.978		0.701	95.7	10	19	37	34	0.58		
	1-2	4.50-5.05		35.6	1.726	2.697	1.119	85.8	14	26	40	21	0.63		
	1-3	6.40-6.95		34.1	1.733	2.626	1.032	86.8	24	36	37	3	0.57		
	1-4	7.00-7.30		28.1		2.649			9	20	27	44			
	1-5	8.00-9.00		65.8	1.461	2.728	2.096	85.6	16	38	42	4	1.68		
	1-6	9.00-9.25		67.8		2.722			22	24	44	10			
	1-7	9.60-9.90		32.1	1.901	2.675	0.859	100.0	15	58	27	0	1.67		
2	2-1	3.00-4.00	残 積 土	40.4	1.795	2.693	1.106	98.3	24	30	41	5	0.21		
	2-2	4.50-5.50		32.1	1.787	2.748	1.031	85.5	20	24	40	16	0.61		
	2-3	5.50-6.50		17.8		2.741			7	15	22	56			
	2-4	6.80-7.25		27.8	1.855	2.774	0.911	84.6	21	22	46	11	0.76		
	2-5	7.40-8.40		36.3	1.836	2.757	1.047	95.6	20	26	47	7	0.64		
	2-6	8.40-9.25		33.1	1.792	2.740	1.035	87.6	24	26	45	5	0.51		
	2-7	9.60-10.15		68.9		2.662			24	26	40	10			
	2-8	12.50-12.95		22.9		2.668			6	16	35	43			
平均値				37.8	1.786	2.704	1.094	90.6	17	27	38	18	0.79		



図一四 地盤物性調査位置

表一七 セメント安定処理土試験結果 (1)

測定番号	深度 G.L-m	一軸圧縮試験					三軸圧縮試験					施工時	
		含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	一軸圧縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	破壊歪 (%)	変形係数 E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	圧縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	破壊歪 (%)	変形係数 E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		粘着力 (kg/cm <sup>2</sup> )
ケース 3	1.1-2.0	78	1.619	43.78	0.50	11600							
		56	1.703	51.23	0.46	14100							
		61	1.651	36.96	0.46	12600							
		66	1.531	28.28	0.43	9360							
平均値	2.0-3.0					88	1.477	11.46	0.51	7290	3.78	17.28	
						75	1.567	28.14	0.67	9760			
						94	1.534	20.77	3.31	7370			
平均値		65	1.626	40.06	0.46	11915	86	1.526	20.12	1.50	8140	3.78	17.28

表-8 セメント安定処理土試験結果 (2)

試験項目		走行前	
		試験値	平均値
一軸 圧縮 試験	含水比 %	33~75	58
	湿潤密度 g/cm <sup>3</sup>	1.58~1.68	1.61
	一軸圧縮強さ kgf/cm <sup>2</sup>	37.5~49.2	45.2
	変形係数 kgf/cm <sup>2</sup>	14200~16600	15500
三軸 圧縮 試験 UU	含水比 %	58~67	62
	湿潤密度 g/cm <sup>3</sup>	1.63~1.66	1.65
	圧縮強さ kgf/cm <sup>2</sup>	27.7~47.8	37.3
	変形係数 kgf/cm <sup>2</sup>	6900~12000	9700
	粘着力 kgf/cm <sup>2</sup>	7.2	-
	内部摩擦角 (度)	23.4	-

表-9 セメント安定処理土試験結果 (3)

試験項目		走行後	
		試験値	平均値
一軸 圧縮 試験	含水比 %	54~69	58
	湿潤密度 g/cm <sup>3</sup>	1.58~1.69	1.61
	一軸圧縮強さ kgf/cm <sup>2</sup>	29.4~44.8	37.1
	変形係数 kgf/cm <sup>2</sup>	4980~14100	8890
三軸 圧縮 試験 UU	含水比 %	45~49	47
	湿潤密度 g/cm <sup>3</sup>	1.62~1.66	1.64
	圧縮強さ kgf/cm <sup>2</sup>	46.9~50.2	48.4
	変形係数 kgf/cm <sup>2</sup>	7360~9300	8160
	粘着力 kgf/cm <sup>2</sup>	20.8	-
	内部摩擦角 (度)	5.6	-

表-10 管周処理土の試験結果 (締め固め試験)

ケース No.	処理材	含水比	湿潤密度	乾燥密度	締め固め度	試験実施
2	混合スラグ	10.2%	2.073 g/cm <sup>3</sup>	1.881 g/cm <sup>3</sup>	91%	施工後 29日
3	セメント安定処理	63.8%	1.522 g/cm <sup>3</sup>	0.929 g/cm <sup>3</sup>	-	施工後 29日
4	水硬性スラグ	8.7%	2.107 g/cm <sup>3</sup>	1.938 g/cm <sup>3</sup>	90%	施工後 6日

表-11 管周処理土の試験結果 (平板載荷試験)

ケース No.	処理材	最大荷重強さ	最大沈下量	地盤反力係数 kgf/cm <sup>3</sup>		試験実施
				K 30	k 75	
2	混合スラグ	7.00 kgf/cm <sup>2</sup>	2.65 mm	27.1	12.3	施工後 29日
3	セメント安定処理	7.00 kgf/cm <sup>2</sup>	0.53 mm	128.0	58.2	施工後 29日
4	水硬性スラグ	5.25 kgf/cm <sup>2</sup>	3.11 mm	17.2	7.8	施工後 6日

表-12 管周処理土の試験結果 (管周処理土の変形係数)

ケース No.	処理材	N値	変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )					試験実施
			一軸圧縮試験	三軸圧縮試験	平板載荷推定	孔内載荷試験	N値から推定	
1	砂	2	—	—	—	—	56	施工後 29日
		1 2	—	—	—	—	336	施工後 75日
2	混合スラグ	—	—	—	580	—	—	施工後 5ヶ月
		4 0	—	—	—	461	1120	施工後 75日
		4 7	—	—	—	460	1316	施工後 5ヶ月
3	セメント安定処理	—	9360~14100	7290~9760	2700	—	—	施工後 29日
		—	14200~16600	6900~12000	—	—	—	施工後 75日
		50/8	4980~14100	7360~9300	—	2730	5250	施工後 5ヶ月
4	水硬性スラグ	—	—	—	360	—	—	施工後 6日
		1 5	—	—	—	122	420	施工後 75日
		3 4	—	—	—	187	952	施工後 5ヶ月

#### 4. 初期静的載荷における管および舗装の挙動

##### 4.1 概要

実断面試験によって得られた結果から、地中応力の分布、管周方向応力、管軸方向応力、管直径変化および本体沈下、舗装面沈下、継手部変化の各項目について整理し解析した。

##### 4.2 地中応力の分布

###### (1) 管に作用する管頂および管側応力

図-15 および図-16 にケース 1~5 の管中央載荷点直下 A 断面と中央から 2 m 離れた継手部 C 断面での載荷荷重と管頂と管側地中応力の関係を示す。A 断面においては、ケース 1~5 すべてのケースで載荷荷重に比例し管頂地中応力が上昇したのに対し、管側では管頂に比べるとあまり変化は見られなかった。それに対し、C 断面ではケース 1 の管側での応力増加以外はほとんど応力が高くならなかった。

図-17 に管周材の違いによる荷重と応力の相関関係を確認するため、載荷荷重と管頂あるいは管側応力を最大荷重載荷時の応力度で正規化した地中応力比の関係を示す。管頂部ではすべてのケースにおいて、荷重と応力がほぼ正比例しており、直線となっていた。それに対し管側部ではケース 2 およびケース 3 では比較的直線に近い関係が見ら

れるが、ケース 1 およびケース 5 では荷重が大きくなるにつれて応力が大きく増えてくる傾向が見られた。ケース 4 は埋戻し方法が他のケースと異なり、管側が管周材の変化面に近いことから安定した関係は読みとれなかった。

###### (2) 土中の地中応力分布

図-18 にケース 1~5 の載荷荷重と A 断面および C 断面における地中深度-1.0 m, -2.0 m, -3.3 m での地中応力の関係を示す。実験における 1 点への載荷とは異なるが、図には比較のために設計要領に示されている, LA-1 荷重下での鉛直地中応力 (管が無い場合) をプロットした。

ケース 1 の場合は、A 断面深度-1.0 m の載荷点直下での応力が他の深さよりも高くなったが、他のケースと異なりその最大値は管頂部ではなく、管頂部の横に設置した土圧計で生じ、その大きさは管が無い場合の 2/3 程度であった。また、C 断面の継手部分の管頂部では、継手部分が雄雌のはめ込み部分であるために一般の断面よりも剛性が高いことによりほとんど応力が生じていなかった。深度-2.0 m では載荷点から 2m ほど離れた C 断面において 2 本埋設した管に挟まれる場所 (管土-3) で、管が無い場合の 4/5 程度の大きな応力が生じていたのに対し、A 断面ではその 1/3 程度の応力しか生じていなかった。深度-3.3 m では A 断面の管直下 (土中-12) のみで計算値以上の応力が生じていた。

ケース 2 の場合、載荷点直下 A 断面でのみ地中応力が発生し、C 断面ではほとんど応力が生じなかった。深度-1.0 m の載荷点直下で最も応力が高く、管が無い場合とほぼ同じ応力が生じた。深度-2.0 m では管が無い場合の 1/2 程度の応力しか生じていなかった。深度-3.3 m では管が無い場合の 3/5 程度の応力が生じていた。

ケース 3 の場合、載荷点直下 A 断面の深度-1.0 m でのみ地中応力が発生したが、その値は管が無い場合の 1/3 程度であった。

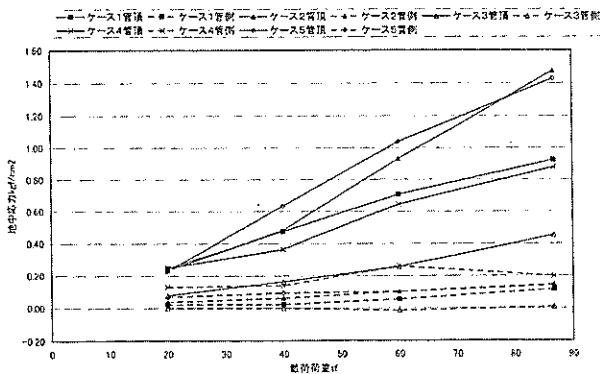


図-15 管周地中応力 A 断面

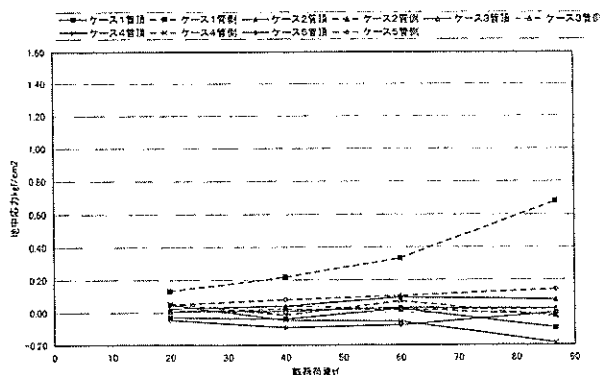


図-16 管周地中応力 C 断面

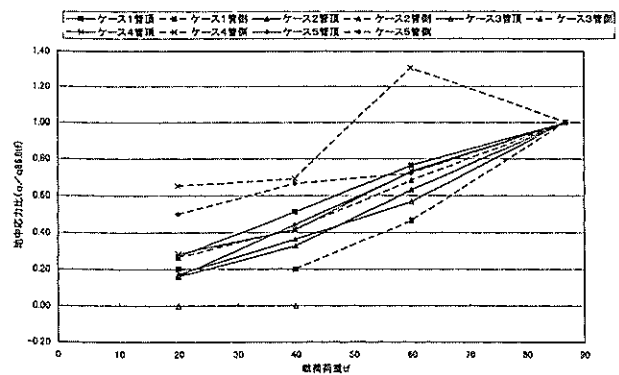


図-17 載荷荷重と地中応力分布

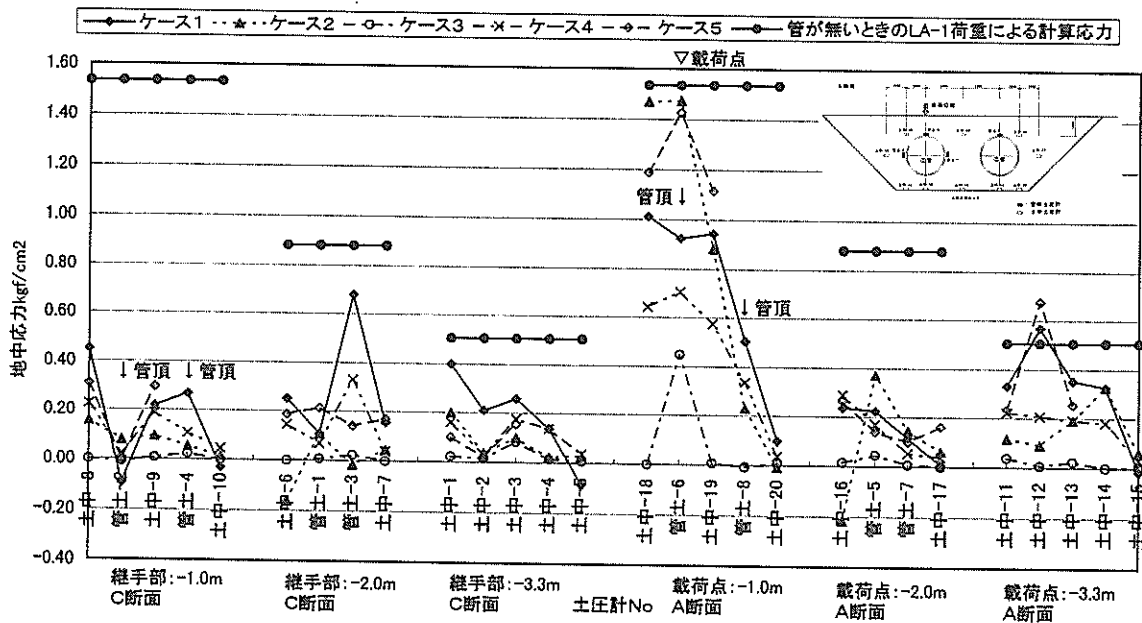


図-18 鉛直地中応力分布

ケース 4 の場合、深度-1.0 m の載荷点直下はケース 1 と同じ傾向で、深度-2.0 m および深度-3.3 m ではケース 2 と同じ傾向の応力が生じていた。

ケース 5 の場合、その傾向はケース 1 と似ており、深度-1.0 m の載荷点直下 A 断面で最も応力が高く、ほぼ管が無い場合と同じ応力が生じた。深度-2.0 m の載荷点直下ではその 1/3 程度の応力しか生じていなかった。深度-3.3 m では A 断面の管直下 (土中-12) のみで計算値以上の応力が生じていた。

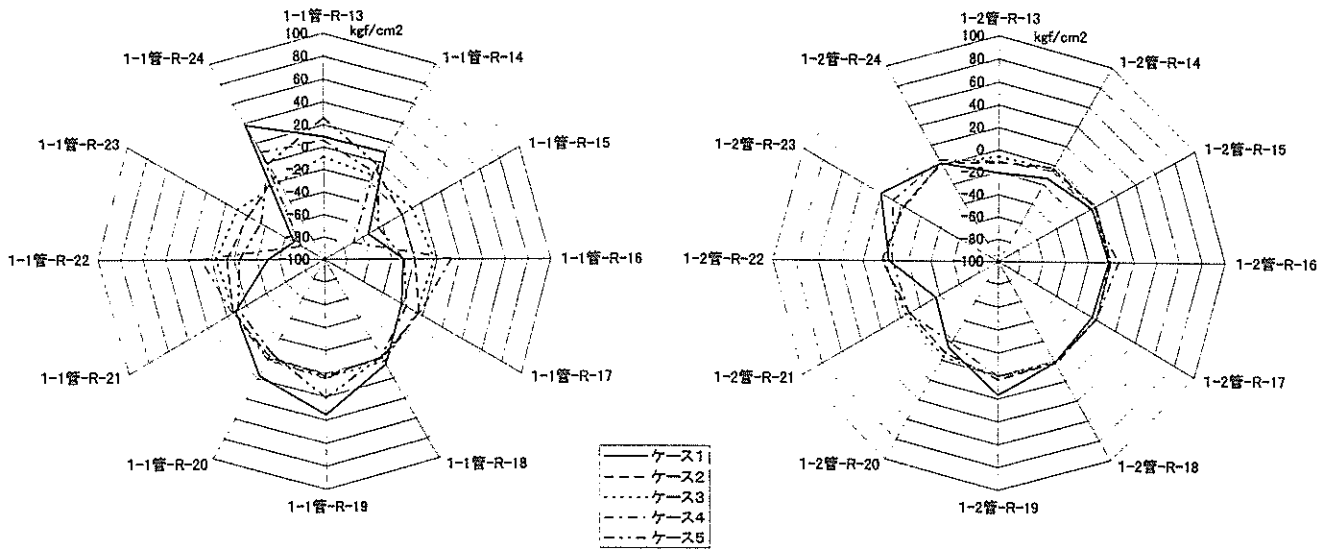
大川らの研究<sup>6)</sup>では、管に作用する地中応力の大きさとその分布形状は、管と埋戻し材料の変形の相互作用として発生していること、また、横長に偏平する剛性の低いたわみ性の管に作用する鉛直地中応力は凹型に管の斜め上に高い応力が生じるのに対し、埋戻し材に対し相対的に剛性の高い管では管頂部および管底に鉛直地中応力が集中することが報告されている。このため、ケース 1 のように管の見かけ上の剛性が高い場合は載荷点直下で凸型の応力分布になると考えられたが、複数埋設の管の間の埋戻しおよび締固めが難しいことと、管に対して剛性が高い舗装の路床が管頂部付近にあることが重なり、管頂部の地中応力分布は見かけ上、管の剛性が低いような分布となっていた。

#### 4.3 管周方向応力

図-19 に 86.8tf 載荷時の載荷点下の A 断面における管周方向の応力分布を示す。管の周方向応力は管周材によって大きく傾向が異なったものとなった。ケース 1 およびケ

ース 5 の砂で埋戻しを行った場合は、後述する管の残留変形から示されるように、載荷荷重の増加にしたがって管頂・管側部に管周方向応力が発生し、管が偏平する応力となったのに対し、ケース 2 およびケース 3 のように混合スラグやセメント安定処理土で埋め戻した場合は、管全体にはほぼ同じ圧縮応力が発生していた。応力的には管周材が砂の場合に比べ固化したケースがかなり低い値となった。これは、ケース 2 およびケース 3 の場合は砂と異なり、埋戻し材がひとつのかたまりとして荷重を分担したと考えられること、また、管の変形が管周材によって拘束されたためである。ケース 4 では管の上下で埋戻し材が異なり、下半分は水硬スラグ混合で上半分は通常の砂と別れていたため、下側ではほとんど曲げ応力が発生していないのに対し、上半分は局部的に比較的大きな曲げ応力が発生している状況となった。

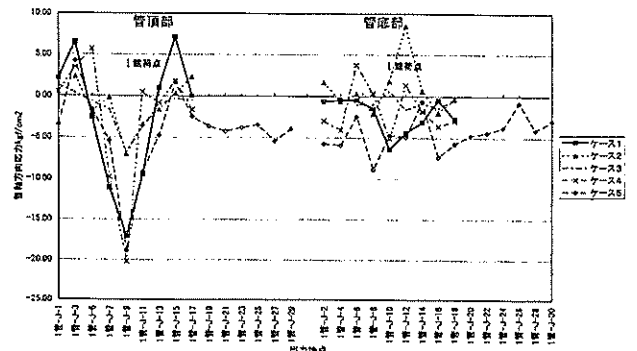
ケース 1 の複数埋設管とケース 5 の単管埋設の応力においてもその傾向は異なった。ケース 5 の応力是对称形であるのに対し、ケース 1 では管に引張応力が生じる場所が、載荷点側の斜め上側を向いていた。また、埋戻しの管の間隔、埋戻し時に管の間で十分な締固めを行うことが難しいことに影響されたと考えられるが、管周方向応力は複数管埋設の方が単管埋設より大きい値となった。また、その値は下水道用硬質塩化ビニル管の道路下埋設に関する研究報告書<sup>7)</sup>に示される FRPM 管の 20℃での許容曲げ強さ 860kgf/cm<sup>2</sup> (設計の許容曲げ応力度は 730kgf/cm<sup>2</sup>) と比較しても十分に小さいものであった。



図一19 管周方向応力分布

#### 4.4 管軸方向応力

図一20 に管頂および管底の管軸方向応力を示す。ケース1, ケース4, およびケース5の砂を埋戻しの管周材として用いたケースの載荷側の管頂では載荷荷重の増加に合わせ、最大で  $20\text{kgf/cm}^2$  程度の圧縮応力が生じていた。その値は下水道用硬質塩化ビニール管の道路下埋設に関する研究報告書<sup>9)</sup>に示されるFRPM管の $20^\circ\text{C}$ での許容引張強さ $550\text{kgf/cm}^2$ 、許容圧縮強さ $770\text{kgf/cm}^2$ と比較しても十分に小さいものであった。管底では載荷荷重の大きさと関係なく応力そのものの発生が小さかった。応力の大きさとしては、管周方向応力の $1/2$ 以下であった。ケース2およびケース3では明らかな傾向といったものは見られず、管頂および管底での応力は発生していなかった。



図一20 管周方向応力分布

#### 4.5 管直径変化、本体沈下

図一21 にA断面での管の水平・鉛直方向の荷重載荷時における直径変化を示す。図中、所定荷重載荷時の変化量と計測のための荷重保持後の変化量を示している。ケース1およびケース5では載荷点下の管において荷重に比例して鉛直に圧縮され、ほぼ同じ変位量で水平方向に広がっていた。ケース4は管周材の影響から変位の大きさに違いはあるものの同様な傾向が見られた。ケース2およびケース3はほとんど変形していなかった。

図一22 に管本体の静的荷重の載荷時および除荷時の沈下量を示す。ケース1およびケース5の管周材が砂の場合荷重に対して沈下量が比例し、かつ、これは塑性変形を起こす場合では、鉛直地中応力の増加のためにあると考えられ、残留変形も大きくなっていった。それに対しケース2およびケース3の固化材を管周材に用いた場合には、荷重の

増加に対し沈下量はあまり変化しなかった。

河端らの研究<sup>9)</sup>によると、等分布荷重を受けている剛性の低い複数埋設管の場合、地中鉛直応力の高い領域は上下斜め $45^\circ$ の位置に生じ、管頂、管底および管側で小さな値となる。それに対し剛性の高い複数埋設管の場合、管頂および管底の応力が高く、上載圧の負担割合が周辺の埋戻し材に比べ管の方が大きくなり、沈下量が多くなること示されている。今回の実験の沈下量から考えても、管周材の変形特性と管の剛性との関係には、この研究と同様の傾向が見られた。

#### 4.6 舗装面沈下

図一23 には図一12 および図一13 の平面図中に示した埋設管横断方向のGラインで $86.8\text{tf}$ の荷重を載荷した後の舗装面の残留沈下量を示す。図一24 には埋設管軸方向の載荷後の残留沈下量分布を示す。ケース1, ケース4およびケース5は載荷点周辺で集中的に沈下が発生した。影響している範囲は載荷位置から管直角方向外側に $2\sim 3\text{m}$ 程度、管



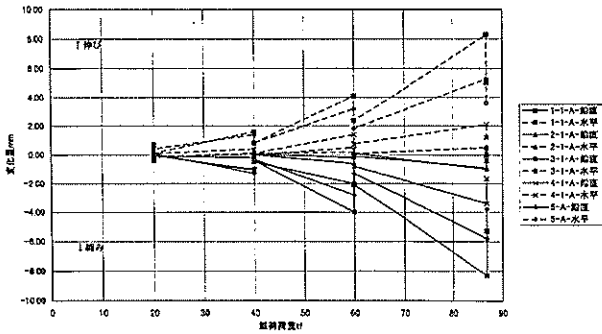


図-21 管径変化量

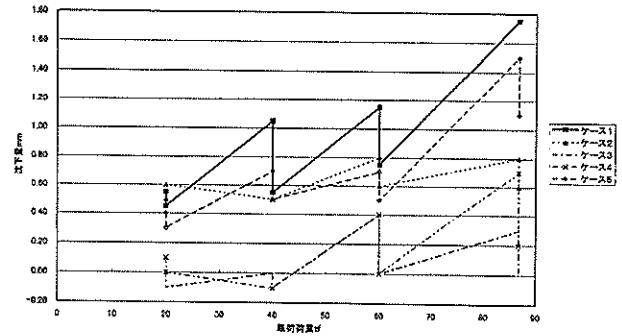


図-22 管沈下量

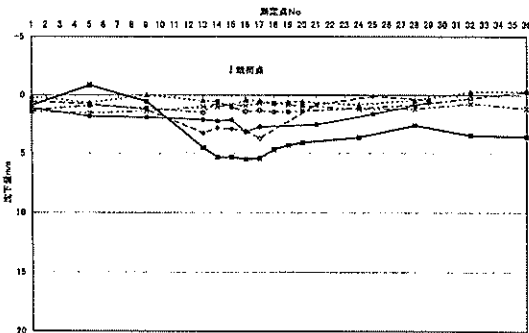


図-23 舗装面横断方向沈下 Gライン

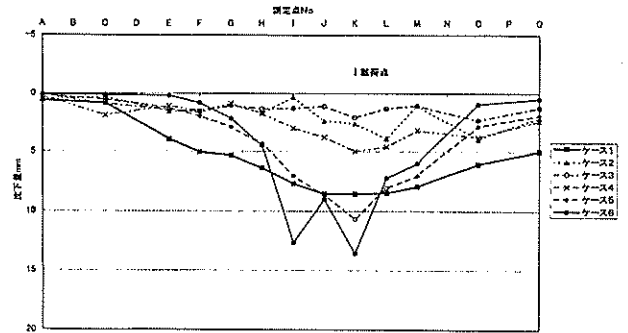


図-24 舗装面縦断方向沈下量 15ライン

平行に2~3m程度であった。載荷時と除荷時の沈下量の差は載荷点近傍以外ではほとんど無く、載荷点周辺2~3mの領域で最大1.5mm程度の差が生じていた。ケース2およびケース3のような固化処理を行った管周埋戻し材を用いたケースでは舗装面の沈下はほとんど生じていなかった。ケース5およびケース6は最大13mm程度の残留沈下が発生した。舗装面の沈下も管本体の沈下と同様に管周材の変形特性と弾性値が支配的であり、ケース1とケース6の比較から分かるように、管の存在による影響はあまり無いと考えられる。

## 5. 繰返し載荷における管および舗装の挙動

### 5.1 概要

ここでは、10周、100周、1000周、2000周、5000周、10000周の繰返し走行を行った後で実施した載荷試験により得られた結果から、繰返し走行により載荷履歴を受けた後の地中応力の分布、管周方向応力、管軸方向応力、管直径変化および本体沈下、舗装面沈下、継手部変化の各項目について述べる。なお、各測定における初期値は、初期静的載荷実験直後、すなわち除荷時の値としている。

### 5.2 地中応力

#### (1) 管に作用する管頂および管側応力

図-25および図-26にケース1~5の86.8tf載荷時および除荷時の管周地中応力と繰返し載荷回数との関係を示す。図-25は載荷点直下のA断面、図-26は継手部C断面に関して、載荷側の管の管頂および管側部の応力をプロットした。繰返し回数の増加によって、ケース2およびケース5の載荷点直下の管頂部地中応力は減少したが、他ではほとんど変化していなかった。また、C断面はいずれのケースでも応力はほとんど変化しなかった。

#### (2) 土圧分布

図-27にケース1~5の1万回繰返し載荷後のA断面およびC断面における地中深度-1.0m、-2.0m、-3.3mの地中応力の関係を示す。これらの図中には比較のために、「設計要領」に示されている方法で求めたLA-1荷重(複輪荷重)下での鉛直地中応力もプロットしている。

ケース1の場合、図-18との比較から、継手部のC断面では繰返し載荷回数による地中応力の変化は深度-2.0mの埋設管に挟まれた管土-3での応力が減少したことと、非載荷管下の土中-4で応力が増加した以外には、繰返し走行前の静的載荷で見られた応力の性状と大きな変化は見られなかった。A断面では、深度-2.0mではほとんど変化が見られなかったのに対し、深度-1.0mおよび深度-3.3mで

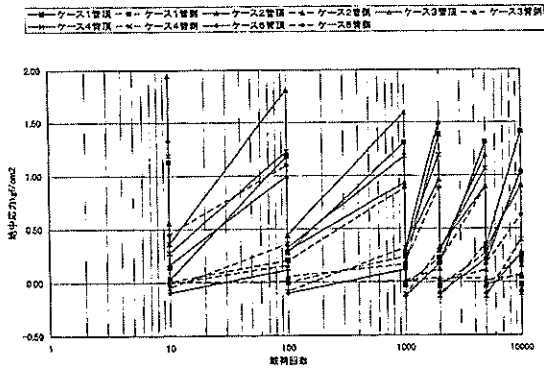


図-25 管周地中応力 A断面

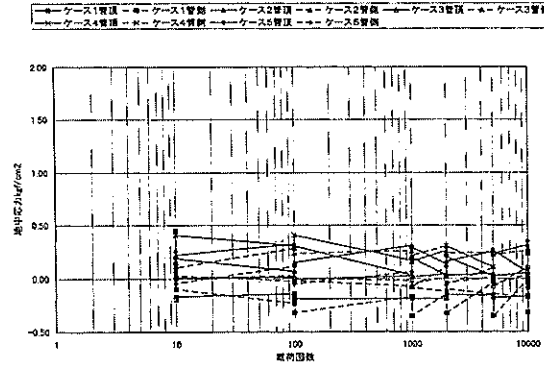


図-26 管周地中応力 C断面

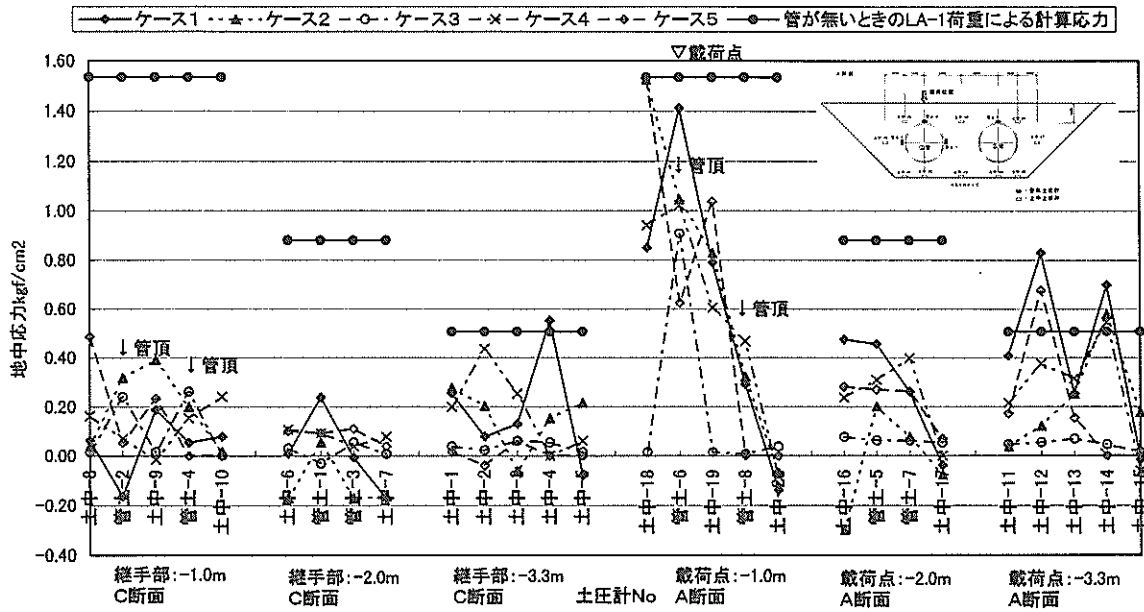


図-27 載荷荷重と地中応力分布

は管の直上および直下で繰返し載荷回数の増加に伴い応力が増加した。深度-1.0mでは管が無い場合とほぼ近い値になり、深度-3.3mでは管が無い場合の1.5倍程度の応力となった。また、深度-3.3mではA断面の載荷側と非載荷側の両方の管直下で管が無い場合以上の応力が見られた。

ケース2の場合、A断面およびC断面とも繰返し載荷回数による地中応力の変化はあまり変化は見られなかった。A断面で載荷点直下で繰返し載荷回数の増加に伴い応力が減少した。また、深度-3.3mではケース1同様に、A断面の載荷側と非載荷側の両方の管直下で管が無い場合以上の応力が見られた。

ケース3の場合、A断面およびC断面とも繰返し載荷回数による地中応力の変化はあまり見られなかった。A断面で載荷点直下で繰返し載荷回数の増加に伴い10~100回の走行の間に応力が増加した。最終的には静的載荷時に比

べて0.4kgf/cm<sup>2</sup>程度の応力減少が見られた。ケース4の場合、A断面およびC断面とも繰返し載荷回数による地中応力の変化はほとんど見られなかった。ケース5の場合、深度-1.0mのA断面載荷点直下で繰返し載荷回数の増加に伴い応力が減少した。

図-28にA断面直下の管頂および管底の地中応力と繰返し載荷回数との関係を示す。ただし、地中鉛直土圧の変化は管周材や載荷回数に関係なくほぼ一定であると言える。ケース2の管頂部が繰返し載荷回数の増加に伴い応力が減少していたことと、ケース1の管頂および管底で砂が締まることによる残留応力が生じたと考えられることによる、応力のわずかな増加が認められた。

試験結果から、繰返し載荷を受けた後の地中鉛直応は、管周材の弾性係数や変形特性に支配され大きさは異なるものの、繰返し載荷回数による変化はあまりなかった。

### 5.3 管周方向応力

図-29 および図-30 に1万回繰返し載荷後の載荷点下のA断面における管周方向応力分布図を示す。周方向の管の曲げ応力は管周材によって大きく傾向が異なった。ケース1およびケース5の砂で埋戻しを行った場合は、繰返し載荷回数の増加にしたがって管が上下に偏平する変化を与える管周方向応力（管頂・管底が引張、管側部で圧縮）が増加した。静的載荷時の場合ケース5の応力が管の中心線に対して対称な分布形であったのに対し、ケース1では管に引張応力が生じる場所が、管の斜め上側を向いていた。しかし、載荷回数が増すにしたがってケース1においても

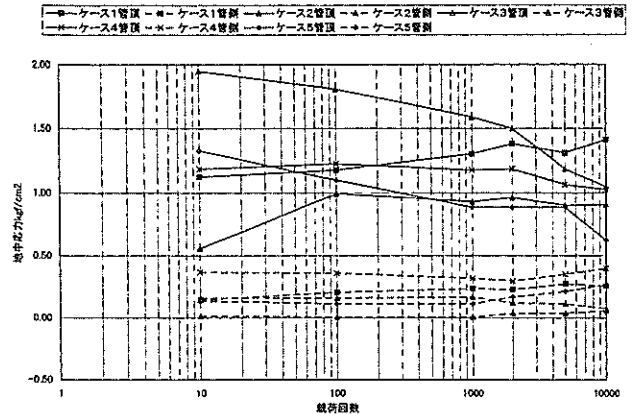


図-28 地中応力と載荷荷重

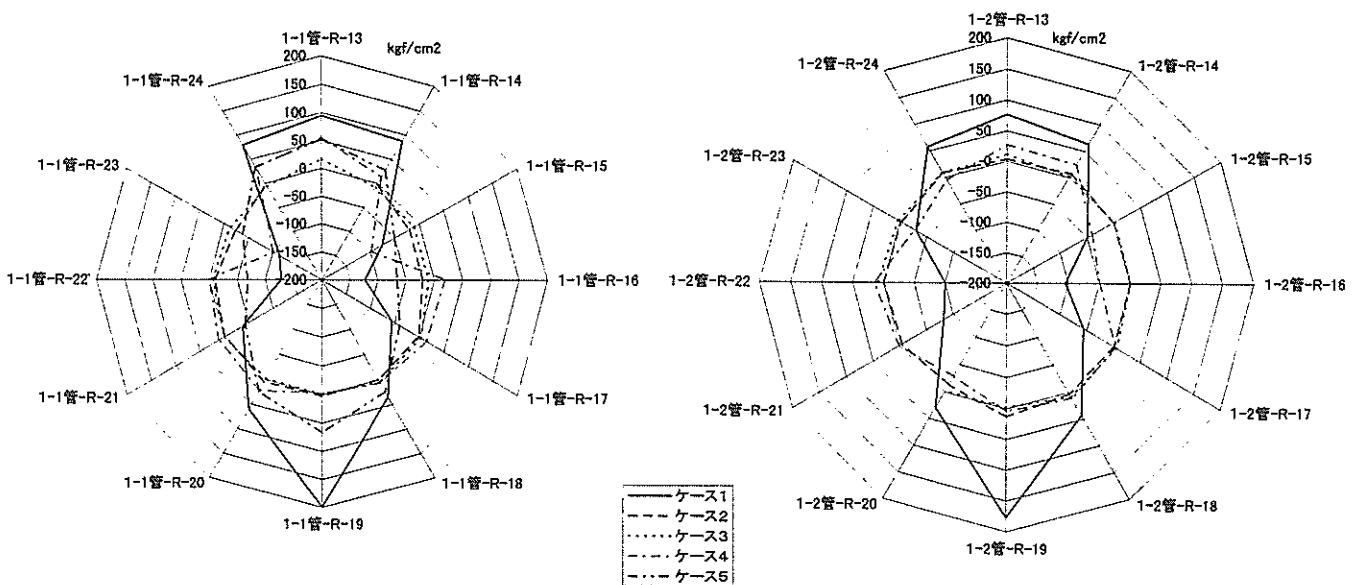


図-29 管周方向応力分布 A断面

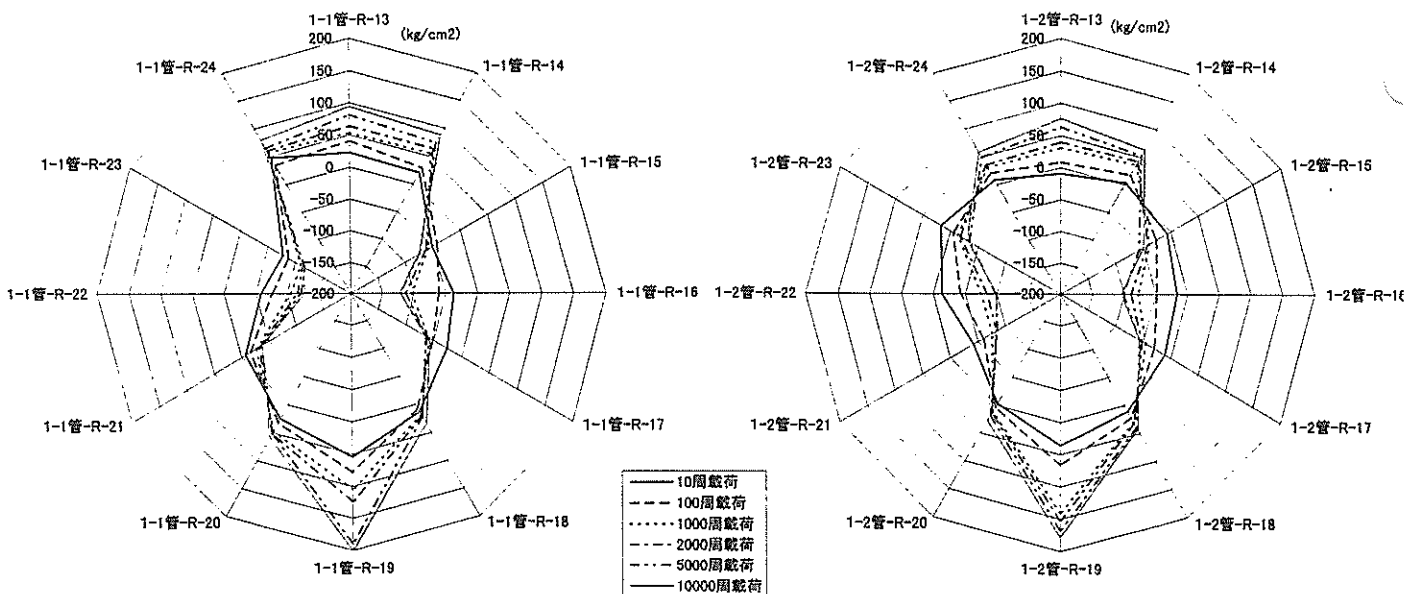


図-30 管周方向応力分布 ケース1 A断面

ケース5のように対称形に近い形になった。また、荷重当初は管頂、管底、管側と同程度の応力が生じていたのに対し、繰返し荷重回数が増えるに従って、他に比べて管底の応力増加の割合が大きくなった。

図-29に示されるとおり、ケース2およびケース3のように混合スラグやセメント安定処理土で埋め戻した場合には、管全体にほぼ均一の圧縮応力が生じていた。応力的には管周材が砂の場合に比べると最大でも約1/8以下の低い値となった。これは、砂と異なり埋戻し材がひとつのかたまりとして荷重を分担したためであると考えられる。ケース4の場合、水硬スラグ混合の下側ではケース2およびケース3のように圧縮応力が生じていた。一方、上側の砂で埋戻された部分では管頂部が中に押され、管の斜め上部に膨らむ変位を与えるような管周方向応力が比較的大きく生じていた。

図-31に最大荷重載荷時と除荷時の応力差をA断面の管頂と管底について整理した結果を示す。大きさは異なるものの、各場所ごとにはほぼ一定の応力差であった。したがって、ケース1で最大周方向応力が生じたA断面の管底部では、載荷時応力が199.7kgf/cm<sup>2</sup>であったのに対し、除荷時との応力差は約3.8kgf/cm<sup>2</sup>であり、応力のほとんどが残留応力であった。

河端の報告<sup>8)</sup>では、等分布荷重を受ける剛性が低い複数埋設管では、地中応力の高い領域は上下斜め45度の位置に生じ、管頂、管底および管側で小さな値となる。一方、複数埋設管で管の剛性が高い場合、管頂および管底の応力が高く、上載圧の負担割合が周辺の埋戻し材に比べ管の方が大きくなるとされている。繰返し載荷後のケース1およびケース5が管底で凸型の応力分布であるのに対し、ケース1~4は半円形応力分布であり、管周材の剛性の違いにより管の応力分布形状が異なっていることが分かる。図-30に示したケース1の場合、管周の地中応力が繰返し載荷

回数の増加と共に少しずつ大きくなり、見かけ上は管の剛性が高いような応力分布となった。その理由は、埋戻し砂が締固められて硬化していること、載荷時と除荷時の管周方向の応力差がほぼ一定であったのに対し、繰返し載荷回数の増加に伴って応力が増加していたことなどから考えて、後述する管の残留変形による管の残留応力が大きかったためであると考えられる。

#### 5.4 管軸方向応力

図-32に1万回繰返し載荷後の管頂および管底の管軸方向応力を示す。管頂部では全てのケースで載荷点直下の管頂部で圧縮側の最大軸応力が生じ、その管とつながった両脇の管の中央部の位置で引張側応力が生じた。管底部では応力そのものの発生が小さく、明確な傾向は見られなかった。応力の大きさとしては、軸方向で最も応力の大きい管頂部の最大応力でも、管周方向に発生する最大応力の1/10程度であった。

図-33に最大荷重載荷時と除荷時の軸方向応力の差を載荷点側の管の管頂と管底について示す。載荷時の応力差

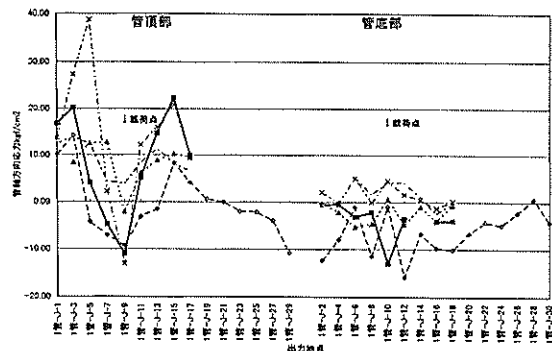


図-32 管軸方向応力分布

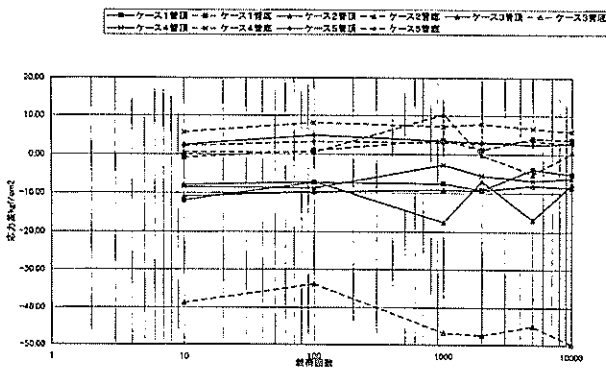


図-31 載荷時の除荷時の管周方向応力差

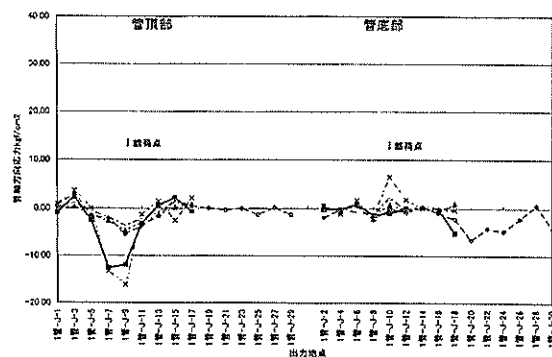


図-33 載荷時の除荷時の管軸方向応力差

は載荷点直下(1-J-9)付近で管頂部に圧縮側の軸応力が生じているが、他の測点では大きな軸応力差は生じなかった。したがって、載荷点直下の管頂付近の軸応力以外はほとんどが残留応力であると考えられる。

### 5.5 管直径変化、本体沈下

図-34 に各走行回数後の管の水平あるいは鉛直方向の管径を静的載荷試験の載荷後の管径と比較した管直径変化を示す。ケース 1 およびケース 5 では載荷毎の埋戻し砂の塑性変形を伴った締固めによって、管径に載荷毎に微少な残留変形が生じ、徐々に上下に偏平していった。載荷時と除荷時の管の変形量の差はほぼ 2mm 程度であり、載荷回数に影響されずほとんど一定であった。ケース 1 において静的載荷試験時の最大変形量が約 8mm であったのに対し、10000 回の繰返し載荷を受けた時点の総変形量は約 31mm となり、20mm 以上の残留変形が生じた。つまり、繰返し載荷による残留変形が管の変形量のかなりの部分を占めていたといえる。

ケース 2、ケース 3 およびケース 4 は繰返し載荷回数の増加に伴う管径の変化は見られなかった。10000 回の載荷後も、ケース 2 およびケース 3 の変化量は 2mm 以内、ケース 4 でも 5mm 以内に収まっていた。

図-35 に管底部の沈下量と繰返し載荷回数の関係を示す。全てのケースで、管の本体の沈下は繰返し載荷回数の増加に伴って増大した。中でもケース 1 およびケース 5 では比較的大きな沈下が生じ、10000 回の載荷後には 8~14mm 程度の沈下が生じた。ケース 5 の沈下量は、管軸方向に縦断勾配を設けて試験を行ったため、施工時の管底部の埋戻し砂層が厚いこと、また斜めに締め固めるために強

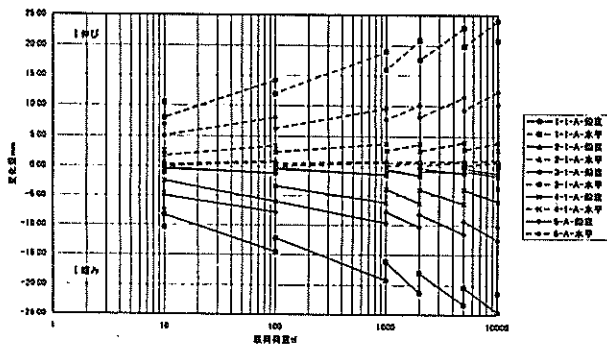


図-34 管径変化量

度に差が生じたか、あるいは可撓性管を斜めに設置してある部分で砂が変形してしまったために、ケース 1 と沈下量の大きさが異なった。それに対し、ケース 2、ケース 3 およびケース 4 での沈下量は 10000 回の載荷後でも 3~6mm 程度であった。最大荷重載荷時と除荷時の管径の差はほとんど見られず、最大でもケース 1 の 0.8mm 程度であった。

静的載荷試験結果と同様、管周材が砂であって管の見かけの剛性が高い場合、管頂および管底の応力が高く、周辺の埋戻し材に比べ管の上載圧の負担割合が大きくなったとともに、沈下量も多くなることが確認された。

### 5.6 舗装面沈下

図-36 に 1 万回繰返し載荷後の埋設管の横断方向の G ライン沈下量(載荷試験の荷重除荷時)を、図-37 に埋設管の縦断方向 1 5 ラインの載荷後の沈下量(載荷試験の荷重除荷時)を示す。

ケース 1 およびケース 5 は、後で示す図-38 の沈下量や図-23 および図-24 との比較から分かるように、繰返し載荷回数の増加に伴って、舗装面の沈下量も増加した。沈下

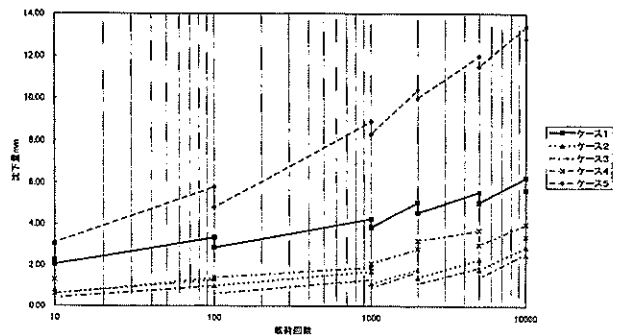


図-35 管沈下量と載荷回数

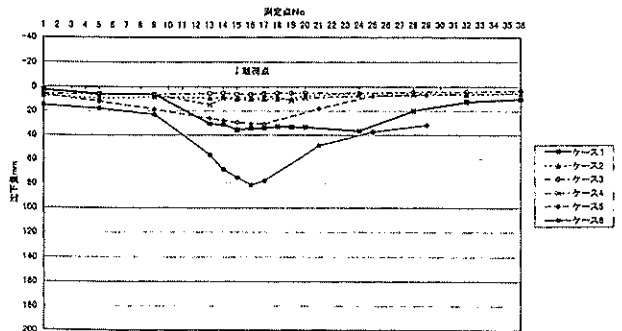


図-36 舗装面横断方向沈下 Gライン

が起きた範囲は管の横断方向（Gライン）では管の両端から約4 m 範囲、管の縦断方向（15ライン）では全体的に沈下が発生した。最大沈下量は載荷試験を行った載荷点付近を中心に、縦断方向と横断方向の双方に約35～50mmの沈下が生じていた。

ケース5と同一断面で管が埋設されていないケース6は、埋戻し材の材料がケース5と異なった砂を用いたこと、ケース6はケース5に比べすでに載荷履歴を受けており、載荷回数が多くなったことから、ケース5と比べ沈下の傾向は類似していたが、相対的な沈下量が80～100mmと大きく、最大沈下量は193mmであった。

ケース2、ケース3およびケース4のような固化処理をおこなった管周埋戻し材を用いたケースでは、舗装面の沈下はほぼ一様であり、いずれのケースでも沈下は20mm以内に収まった。

図-38に、代表例としてケース1の繰返し載荷回数と沈下量の関係および沈下予測線（10000回載荷後の最大沈下量発生地点での沈下履歴から回帰計算にて求めた）を示した。また、各ケースについて同様に沈下予測線を求め、

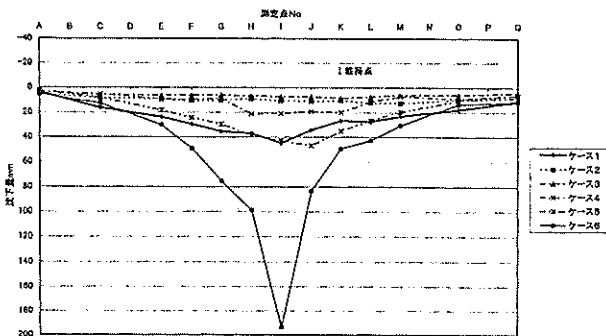


図-37 舗装面縦断方向沈下量 15ライン

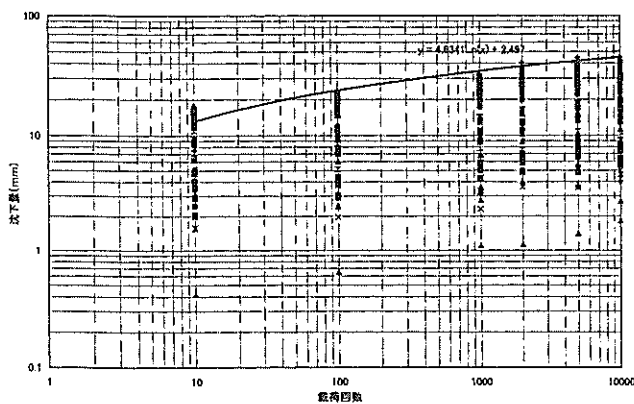


図-38 舗装面沈下量と載荷回数

2万回載荷後の舗装面の予想沈下量を表-13に示す。その結果、1万回の載荷時の最大値とほとんど変わらず、空港舗装のカバレージの点から考えて、試験の沈下量がほぼ最大値と考えてよいといえる。

## 6. 有限要素法による数値計算

### 6.1 概要

現地実験での断面を三次元有限要素法により弾性解析し、航空機荷重下における可撓性管（FRPM管）の応力、変形量などについて検討を行った。また、有限要素解析により求めた挙動の推定と実測データの傾向を比較し検討した。

### 6.2 解析条件

#### (1) 解析モデル

図-39に解析モデルを示す。同図に示すように、縦1.2 m、横2.2 mの範囲を解析の対象とし、1.0 mの奥行きとした。FRPM管は薄肉シェル要素でモデル化し、地盤はソリッド要素とした。また、図-40に示すとおり、A 荷重はFRPM管の継手と継手の中間部に載荷し、B 荷重は管の継手2カ所の直上に載荷した。

#### (2) 材料条件

表-14に解析に用いたFRPM管の物性値を示す。管の

表-13 舗装面予想沈下量

試験 ケース	実測値 (mm)	予想沈下量 (mm)
	1万回載荷最大	2万回載荷
1	45.1	48.4
2	12.5	12.3
3	8.7	7.7
4	28.2	27.8
5	54.8	49.3
6	111.4	115.1

ケース6：舗装の穴状の部分は193.4mm

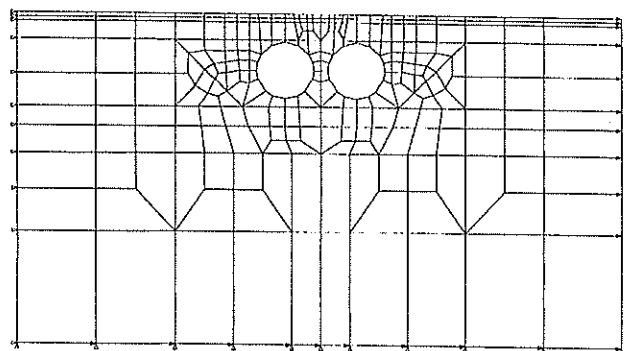


図-39 三次元モデル解析断面図

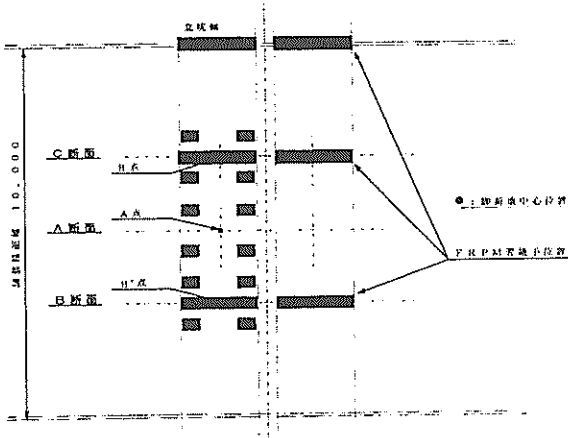


図-40 荷重載荷位置平面図

表-14 弾性係数およびポアソン比

	弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
管軸方向	90,000	0.18
管直角方向	150,000	0.30

表-15 弾性係数及びポアソン比

	弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
アスファルト	7,000	0.35
粒調碎石	3,000	0.30
クラッシャーラン	2,000	0.30
砂	1,000	0.30
粘性土	160	0.35

種類は実験で用いたものと同じ管とし、1類2種の管径2000mm、管肉厚40mmとした。管の弾性係数が管軸方向と管周方向でその値が異なることから、直交異方性材料として扱い、せん断弾性係数を50000kgf/cm<sup>2</sup>とした。

表-15に舗装および地盤の物性値を示す。砂の弾性係数は1000kgf/cm<sup>2</sup>を標準とし、後述する検討CASE-5およびCASE-6では弾性係数を500kgf/cm<sup>2</sup>に低下させた検討も行った。

### (3) 継手のモデル化

FRPM管の接合部は、受口と差し口がゴム接合方式であるため一体変形する。検討対象のFRPM管の許容曲げ角度は2.5°であること、また、管そのものが可撓性であって地盤変形に応じ変形することから、三次元弾性解析を行うにあたり、この継手部をバネにより表現した。

図-41に継手部のバネ接合模式図を示す。直方向バネは

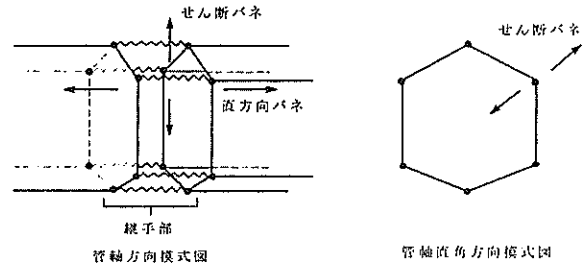


図-41 バネ模式図

表-16 継手バネ定数

直方向バネ (kgf/cm <sup>2</sup> )	5,625, 2,800, 500, 50
せん断バネ (kgf/cm <sup>2</sup> )	9,375, 1,000
継手モデル1断面の接点数	16箇所

管軸方向の軸力を伝達し、せん断方向バネは接線方向の相対変位に応じたせん断力を伝達する。本解析では、軸方向の剛性をバネに置き換えた場合のバネ定数は、管軸方向の弾性係数をFRPM管継手モデルの節点数で除した値とした(管軸方向を1本物として評価)。同様にせん断バネは、管周方向の弾性係数を継手モデルの節点数で除した値とした。継手モデルのバネ定数に、表-14に示したFRPM管の剛性を用いると、継手1断面当たりの節点数は16であるので、鉛直方向のバネ定数は、1本当たり $90,000 \div 16 = 5,625 \text{ kgf/cm}^2$ 、せん断バネのバネ定数は1本当たり、 $150,000 \div 16 = 9,375 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

表-16に計算に用いたバネ定数を示す。解析ケースによって継手剛性を変化させて計算を行った。

### (4) 荷重条件

荷重は「設計要領」に示す92.8tfを用いた。現地試験で載荷した86.8tfと荷重が異なるため、今回の解析が線形解析であることから、解析値に補正値 $\alpha = (86.8/92.8)$ を乗じて、実測値との比較を行っている。

### (5) 解析ケース

表-17に解析ケースを示す。

## 6.3 解析結果

### (1) 継手剛性の検討

管全体の解析を行う前に、管の継手の存在によって、解析結果にどのような影響が出るかを確認した。

#### a) 舗装面沈下量

図-42および図-43に管軸(縦断)方向および管軸直角方向の舗装面沈下量の解析結果と実測値を示す。解析結果から、各解析ケースでの舗装面最大沈下量は継手剛性に関

表-17 解析ケース

ケース名	次元	荷重	継手剛性 kgf/cm <sup>2</sup>	荷重位置
CASE-1	3次元	荷重A	直方向バネ 5,625	載荷位置 A点 管軸上、継手間載荷
CASE-2			せん断バネ 9,375	
CASE-3			直方向バネ 2,800	
CASE-4			せん断バネ 9,375	
CASE-5			直方向バネ 500	
CASE-6	荷重B	(CASE-1~4の検討から決定) 直方向バネ 2 せん断バネ 9,375	載荷位置 A点 管軸上、継手間載荷 管周材(砂)弾性係数低下 1,000→500 kgf/cm <sup>2</sup>	
CASE-6			載荷位置 B, B'点 管軸上、継手部載荷 管周材(砂)弾性係数低下 1,000→500 kgf/cm <sup>2</sup>	

凡例  
 ○—○ 実測値(CASE-1)  
 □—□ CASE-1 砂弾性係数 8625(kgf/cm<sup>2</sup>)  
 △—△ CASE-2 " 2800 " 9375  
 ◇—◇ CASE-3 " 500 " 9375  
 ○—○ CASE-4 " 50 " 1000

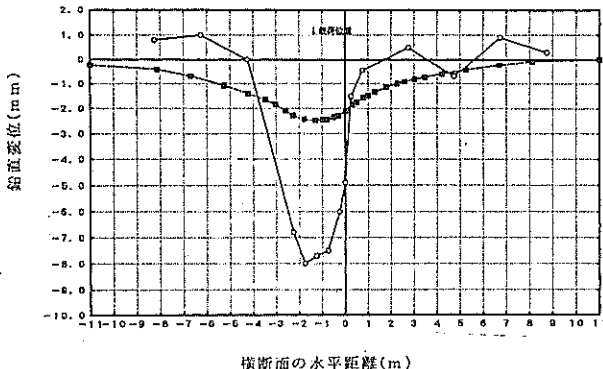


図-42 舗装面横断方向沈下量

凡例  
 ○—○ 実測値(CASE-1)  
 □—□ 管周材(砂) 弾性係数低下 1000→500  
 ◇—◇ 継手剛性から砂 弾性係数低下 全て1/2に低下

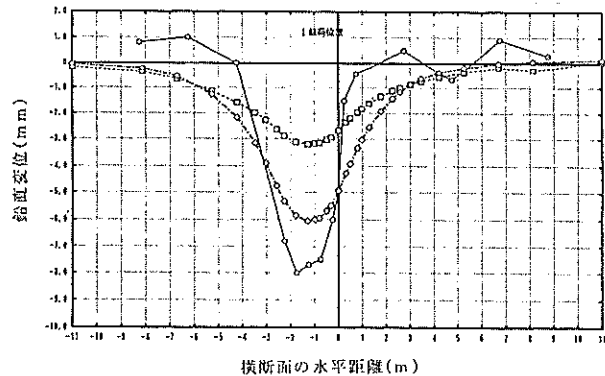


図-43 舗装面横断方向沈下量 (弾性係数変化)

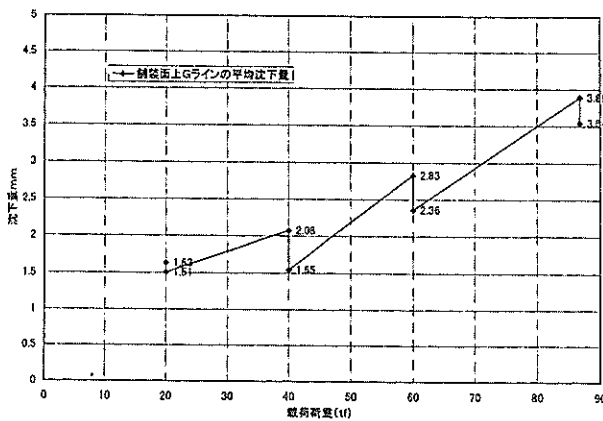


図-44 舗装面沈下と載荷荷重

ならず、ほぼ同様の結果となった。また、図-43には実測値の沈下傾向を線形解析で解析できるかを判断するために、管周材の弾性係数を1/2に低下させた場合と、砂の弾性係数、舗装材から下の地盤材料の弾性係数を全て1/2に低下させた場合の管軸直角方向の舗装面沈下量、および現地試

表-18 最大沈下量

ケース	最大地表面沈下量(mm)	
	載荷位置直下	FRPM管横断方向
CASE-1	2.67	2.47
CASE-2	2.67	2.47
CASE-3	2.67	2.47
CASE-4	2.68	2.49
実測値	10.10	8.63

験実測値を示した。図に示されるように、解析値でも実測値に近い沈下量が生じており、弾性解析によって説明ができると考えられた。しかし、実測値における荷重と沈下量の関係は、表-18に示した解析結果と実測値の最大舗装面沈下量、および図-44に示したケース1舗装面のGラインの平均沈下量に示されるとおり、荷重を20tf、40tf、60tf、86.8tfと増加させて載荷と除去を繰り返すことによって、発生する残留変形が影響していると考えられ、線形弾性解析だけでは十分に表現できなかった。

次に、沈下形状の比較であるが、実測値における沈下範



囲は、載荷位置から3~4mの範囲であったのに対し、数値解析においてはモデル全域に渡り沈下が見られ、荷重の影響が広範囲にわたっていた。ここでも砂の塑性変形を含んだ載荷時の変形形状については、線形弾性解析では十分に表現することは難しいと考えられる。また、解析では1脚当たりの荷重として四輪載荷（等分布荷重）としたが、管軸および横断方向とも、載荷面と載荷面に挟まれた領域はほぼ一様な沈下となった。したがって、数値解析における舗装面の沈下量および沈下形状の実測値との相違は、FRPM管の継手剛性に関わらず、地盤の残留沈下の影響と数値解析で与えた地盤の弾性係数のみが支配的であると考えられる。

b) 管の変形

図-45に縦断方向の管頂部変位の解析結果と実測値を、図-46に縦断方向の管底部変位の解析結果と実測値を示す。

解析により求めた管の変位は、実測値に対して約1/9~

1/11と、舗装面の変位と比較した場合よりもさらに小さい値となった。これは、荷重の載荷・除荷を繰り返すことにより管自体にも残留変位が生じ、数値解析での弾性係数と、実地試験における実際の弾性係数との差が生じたためであると考えられる。管自体の弾性係数は、現地試験における管周材転圧の良・不良によって生じる弾性係数の低下に比べれば、ほとんど同じであると考えられる。したがって、解析値と実測値との相違は、表面変位と同様に舗装構造および管周材部分の弾性係数の差によるものと考えられる。

管の変形モードは、実測値と同様に上下方向の変位量と水平方向の変位量がほぼ等しい値を示した。また、解析より得られた管軸直角方向の最大変位量は1mm以下で、JIS A 5350に規定する基準たわみ量（φ2000mmで102mm）に比較して極めて小さかった。管軸方向の変位は、CASE-1~4の継手の剛性を変化させて検討したが、全てのCASEで同様な変位形状及び変形量を示し、継手の剛性に

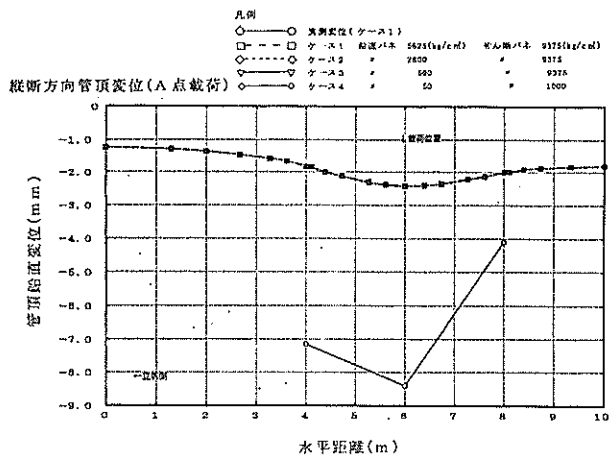


図-45 管頂部沈下量

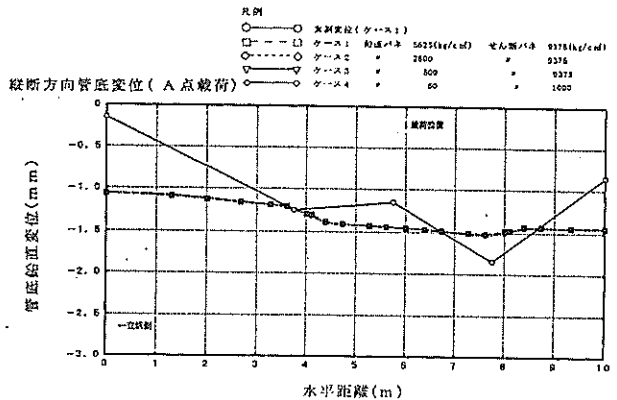


図-46 管底部沈下量

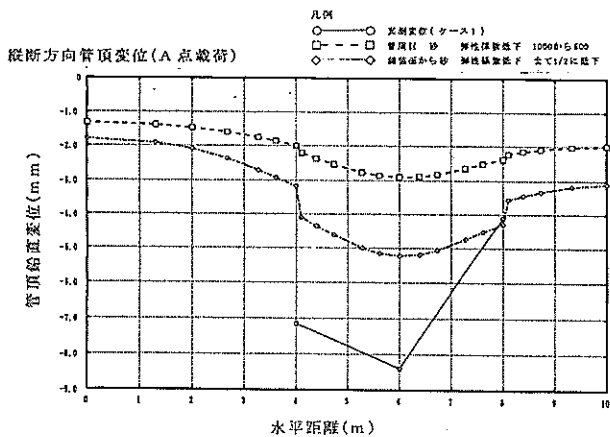


図-47 管頂部沈下量 (弾性係数変化)

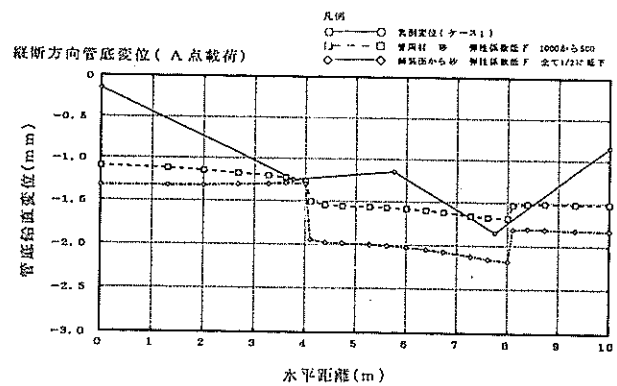


図-48 管底部沈下量 (弾性係数変化)

より管の変形に与える影響は無いと考えられた。

図-47 および図-48 に継手の直方向バネ・せん断方向バネを微小な値で入力し、継手における変位を容易にして、さらに管の変位形状を確認しやすくするため、管周辺の弾性係数を変化させたモデルを対象とした解析結果を示す。舗装面から管周材までの各弾性係数を 1/2 に低下させたモデルにおいては、荷重直下の中央管の継手に変位が集中し、約 0.5mm の沈下を計算したが、管全体の沈下形状は、図-45 および図-46 と同様な傾向を示していた。載荷面から管に伝わる鉛直応力の分布形状は、沈下形状を見る限り広範囲に分布していた。舗装構造の弾性係数を低下させることで載荷位置直下における管の沈下量が増すことから考えると、管周材の弾性係数が舗装構造部分に比べて小さいために、荷重分散の大半が舗装内で受け持たれ、管周辺に広く分散したためであると考えられる。

これらのことから、解析における管の変形は、管周材および管を支持する地盤の弾性係数が支配的であり、継手剛性の変化が管の変形に与える影響は小さいと考えられる。したがって、管の変形に着目する限り、継手を無視した 1 本物の構造とすることで十分であるといえる。

表-19 管の目開き量

測定箇所	検討ケース (mm)				実測値 (mm)
	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	
C断面 管頂部	0.0021	0.0039	0.0129	0.023	0.61
C断面 管底部	0.0033	0.006	0.0178	0.027	0.96
B断面 管頂部	0.0003	0.0008	0.0046	0.0093	0.23
B断面 管底部	0.0047	0.0086	0.0259	0.0451	0.66

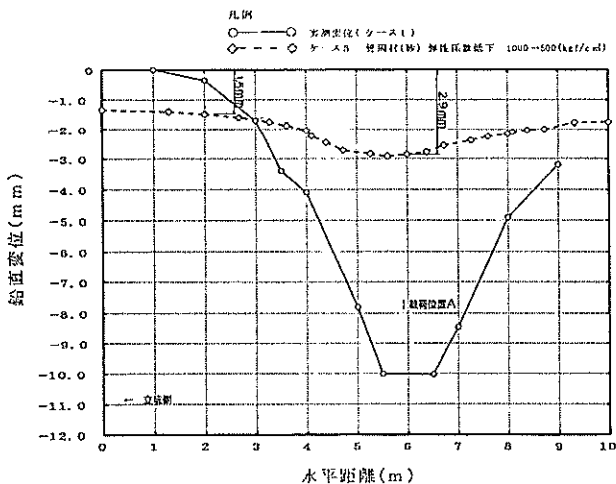


図-49 舗装面縦断方向沈下量 (CASE-5)

### c) 継手部目開き

表-19 に管継手部の目開き量解析結果と実測値を示す。目開き量の検討は、継手モデルの直方向バネを変化させて行ったが、全ての CASE で実測値を大きく下回る値となった。

また、解析での結果目開きは実測と同じく、管頂部分よりも管底部分が大きく開くという傾向があった。さらに、横断方向のバネ定数を低下させると目開き量は増加し、バネ定数を約 1/100 に低下させた場合で、約 10 倍の目開き量であった。

実測値と解析値との相違点については十分明らかになっていないが、管変形が一樣な変位形状であることから、継手部の目開きは、バネ定数 (剛性) よりも管周辺地盤の弾性係数による影響がより支配的であると考えられる。

そこで以上 a), b), c) の検討結果から、管周材の弾性係数を変化させた場合の管の挙動について詳細検討 (CASE-5 および CASE-6) を行う。その際のバネ定数を表-17 に示す。管継手部では、受け口と差し口が接合する方式であるため、継手接合区間における剛性が標準部よりも高く、発生するせん断力そのまま伝達されると考えた。また、管継手部軸方向は、ゴム輪による摩擦のみが作用するため、解析上は完全スライドに近いモデルとして考えた。

### (2) 荷重試験と解析結果

#### a) 舗装面沈下量

図-49 および図-50 に、CASE-5 の管軸 (縦断) 方向および管軸直角 (横断) 方向の舗装面沈下量の解析結果と実験値 (ケース 1) を示す。管周材の弾性係数を 1/2 に低下させた場合の舗装面沈下量は 2.9mm となり、図-42 に示した CASE-1~4 での 2.67mm の沈下量に比べ、あま

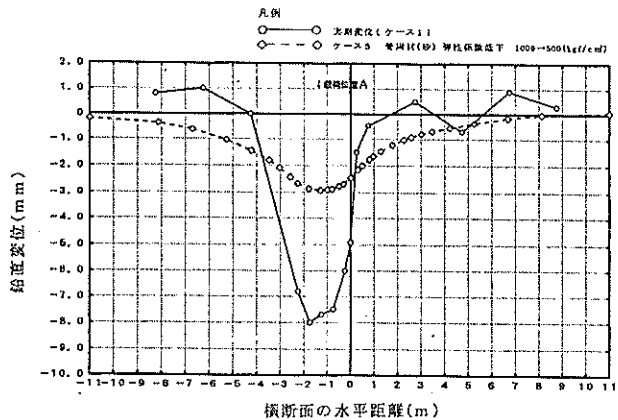


図-50 舗装面横断方向沈下量 (CASE-5)

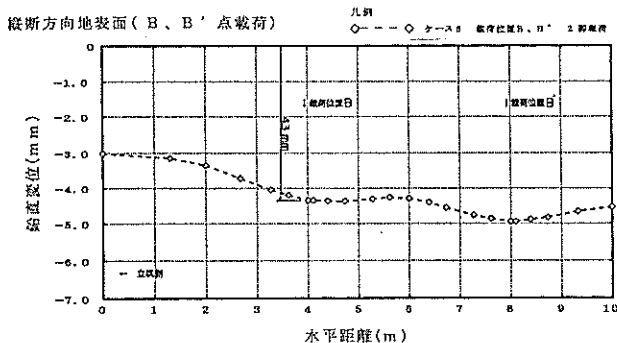


図-51 舗装面縦断方向沈下量 (2脚載荷)

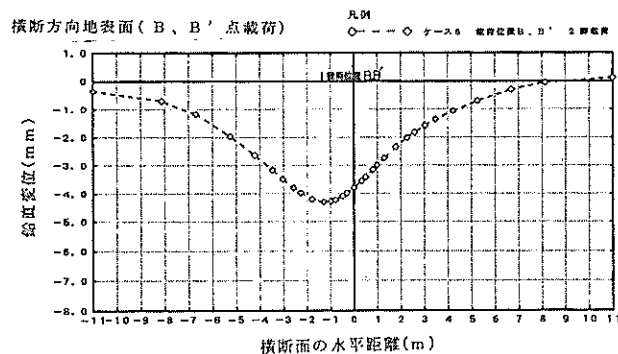


図-51 舗装面横断方向沈下量 (2脚載荷)

り差のない結果となった。

図-51 および図-52 に、2脚載荷の CASE-6 の管軸(縦断) 方向および管軸直角方向の舗装面沈下量の解析結果を示す。弾性地盤理論では、地盤条件が同じであれば、発生する沈下量は荷重と比例関係にあるため、CASE-6 に発生する沈下量は CASE-5 の載荷位置直下と載荷位置から 4m 離れた位置の沈下量の和となった。

解析では、管以外の弾性係数を種々変化させて検討を行ったが、舗装面の沈下に及ぼす影響は、管を含めた管周材の見掛けの弾性係数が支配的であったと考えられる。また、管自体の弾性係数に比べて砂の弾性係数が非常に小さいことから、管の有無が舗装面の沈下に与えた影響は少ないと考えられる。

今回の解析の目的は実測値との整合性を求めるものではないが、今後の検討を進める上で、解析値と実測値との相違点の要因を考える。地盤が均質等方性であると考え、一定荷重に対する舗装面の沈下量は弾性係数に反比例する。沈下量と弾性係数との関係を数式で表してみる。まず、任意の載荷面に対する舗装面沈下量を弾性地盤理論<sup>9)</sup>を用いて算出する。等方等質弾性地盤における長方形載荷による載荷面隅角部の舗装面沈下量 $(\omega)_{z=0}$  は、次式で与えられる。

$$(\omega)_{z=0} = \frac{b P (1-\nu^2) \left\{ m \log_e \frac{\sqrt{m^2+1}+1}{m} + \log_e (\sqrt{m^2+1}+m) \right\}}{E} \quad \dots\dots (8)$$

ここで、

$a, b$ : 載荷幅

$m = a/b$

$P$ : 単位面積あたりの鉛直荷重

$\nu$ : 地盤のポアソン比

$E$ : 地盤のヤング係数

式(8)を変形して、沈下量  $D$  を求めると次式となる。

$$D = \frac{\alpha P (1-\nu^2)}{E} \quad \dots\dots (9)$$

$$\alpha = b K_D$$

$$K_D = m \log_e \frac{\sqrt{m^2+1}+1}{m} + \log_e (\sqrt{m^2+1}+m) \quad \dots\dots (10)$$

荷重  $P_0=20\text{tf}$  における初期の弾性係数および沈下量をそれぞれ、 $E_0$  および  $D_0$  とし、 $P_1=86.8\text{tf}$  を載荷したときの弾性係数および沈下量をそれぞれ  $E_1, D_1$  とする。ただし、ポアソン比  $\nu$  は一定と仮定する。式(9)にこれを代入し、それぞれの沈下量を表す。

$$D_0 = \frac{\alpha K_D P_0 (1-\nu^2)}{E_0} \quad \dots\dots (11)$$

$$D_1 = \frac{\alpha K_D P_1 (1-\nu^2)}{E_1} \quad \dots\dots (12)$$

$\alpha$  は載荷状況により一義的に定まる値であるので、式(11) および式(12)を整理すると、

$$\frac{D_0 E_0}{P_0} = \frac{D_1 E_1}{P_1} \quad \dots\dots (13)$$

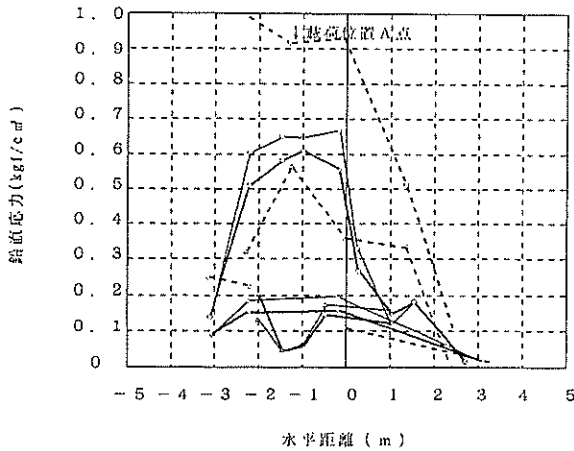
$$E_1 = \frac{P_1}{P_0} \times \frac{D_0}{D_1} E_0 = \frac{86.8}{20.0} \times \frac{1.0}{8.6} E_0 \doteq \frac{1}{2} E_0 \quad \dots\dots (14)$$

となる。よって、弾性地盤理論から言えば、初期の載荷重 20tf における弾性係数  $E_0$  に対し、最終載荷重 86.8tf において 8.63mm が生じる弾性係数  $E_1$  は約 1/2 に低減されているといえる。ただし、現地試験における地盤は、FRPM 管を含む不均一かつ多層構成となっており、解析においても同様のことが言えるため、一概に弾性地盤理論による検討結果のみを用いて解析値と現地地盤試験結果との相違点を説明できたとは言えない。しかし、仮にここで行った検討のように今回の地盤を弾性変形と仮定して地盤の弾性係

数を 1/2 に低減させた場合の舗装面の沈下量は、従前に検討した図-43 にも示したとおり、比較的解析値と同様の傾向を示した。

b) 鉛直地中応力

図-53 に埋戻し材が砂であるケース 1 の管軸直角方向の深度毎の実測地中応力と、解析から求めた CASE-1 およ



鉛直地中応力の分布形状

(凡例)

- 1.2 m 附近地中鉛直応力分布 (CASE-5)
- 2.2 m " "
- 3.2 m " "
- 1.2 m 附近地中鉛直応力分布 (CASE-1)
- 2.2 m " "
- 3.2 m " "
- - - 1.0 m 実断面実験 (ケース 1)
- - - 2.0 m " "
- - - 3.2 m " "

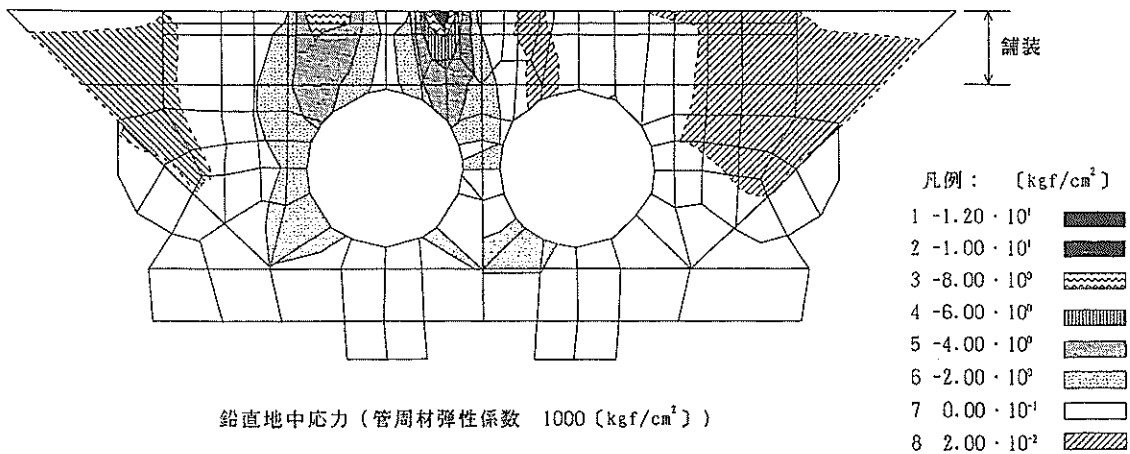
図-53 鉛直地中応力比較

び CASE-5 の深度毎の鉛直地中応力を示す。また、図-54 には CASE-1 で求めた鉛直地中応力を 8 段階に分割した分布状況を示す。

解析により求めた地中鉛直応力は、深度-1.2 m 付近で荷重位置下に管幅程度に渡って、最大値である  $0.6 \sim 0.7 \text{ kgf/cm}^2$  となった。管側から管底斜め下に向かって同程度の応力が分布し、深度-3.2 m の管底部では非常に小さな値となった。また、管周材の弾性係数が高い CASE-1~4 の方が、CASE-5 より高い応力値を示し、応力の広がりも大きい傾向を示した。数値解析において、鉛直地中応力は継手剛性が変化しても管の変形に差が生じないことから、管の剛性によって鉛直地中応力が影響を受ける程度は小さく、管を含めた管周材の見掛けの弾性係数によりその分布状況が変化したものと考えられる。なお、ここには示していないが、二次元モデルで管周材の弾性係数を変化させて管側部における鉛直地中応力の分布形状の変化を見ると、管周材の弾性係数が高い場合は、管側部においても高い応力を計算するという傾向があった。

解析結果では、深度-1.0 m で実測値の最大地中応力が  $0.9 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$  に対し、荷重位置下に管幅程度にわたって実測値より小さな応力となった。深度-2.0 m の管側の応力は荷重位置直下の管側で  $0.1 \sim 0.25 \text{ kgf/cm}^2$  程度の応力であり、実測値とほぼ一致した。深度-3.2 m の荷重位置側の管直下では、実測値と異なり、解析では  $0.5 \text{ kgf/cm}^2$  以下の小さな応力を計算した。

河端らの研究<sup>8)</sup>によると、埋戻し材の変形特性が可撓性管の挙動を支配しており、通常の線形弾性地盤であれば管の剛性の低下に従ってたわみ量は増大しその反力として地中の応力集中は大きくなると考えられるが、実際にはたわみの進行に伴う埋戻し材料の硬化により管側から上下 30



鉛直地中応力 (管周材弾性係数  $1000 \text{ (kgf/cm}^2)$ )

図-54 地中応力分布形状

～40度の範囲で分散されるとされている。また、管周辺の鉛直地中応力は管剛性や埋設間隔に大きく依存し、管の剛性が比較的低い場合は、管頂および管底部よりも管の上下斜め45度方向に高い地中応力が発生するとしている。図-53および図-54に示した鉛直地中応力から考えると、解析結果は管の剛性相対的に低い場合に相当するような挙動を示していたが、実験では逆に埋戻し砂に対し見かけ上は管の剛性が高い場合に相当する挙動を示していた。このことから、ケース1の埋戻し砂の弾性係数は解析で用いた1000kgf/cm<sup>2</sup>よりも実際は小さく、十分に締固められていなかったことが考えられる。

c) 管直径変化

表-20に、CASE-1～5の管縦断方向の管頂と管底部の変位量およびケース1の実測値を示した。解析による変位量の傾向は、CASE-5で、弾性係数を低下させる事で管側部の拘束力が弱まり、水平方向の変位が増加したため管の上下方向変位と水平方向変位がほぼ同様の値となった以外は大きな変化は無かった。実測との比較では管の沈下量は比較的近い解析となったが、管の変位量は実測の方が大きかった。これは、前述と同様、ケース1の埋戻し砂の弾性係数は解析で用いた1000または500kgf/cm<sup>2</sup>よりも実際は小さく、管の底面を除いた周辺部が十分に締固められていなかったことが考えられる。

d) 管軸方向応力

図-55に管縦断方向の管頂部を、図-56に同方向の管底部の軸方向応力の解析結果(CASE-5)と実測値(ケース

1)を示す。CASE-5における軸力は載荷位置直下の管頂では圧縮、管底では引張応力が生じていた。また、管頂においては継手部の鉛直方向バネ値に応じた軸力が伝達されるため、継手部に境に応力に変化がみられた。また、モデルの両端において管頂と管底部に応力の差が大きいのは、モデルの境界条件として管の軸方向の変位を拘束しているためと考えられた。

管底部では、継手部において極端な軸応力の変化は見られず、ほぼ一様であった。これは、管周材の管底部では、載荷による鉛直応力が分散され、同時に管頂から管周を伝わって伝達される軸力が均一に分散したためと考えられる。しかし、実測値ではほとんど軸応力が生じず、載荷による鉛直応力は管周材および管本体の上側によって分散され、計算結果ほど管底に伝わってこなかった。

管頂の実測値においては、継手部での軸応力の変化が見られなかった。これは、載荷による応力分布が継手を含めた広範囲に渡り均一に分散されたためと推定される。管の変形同様、管の軸応力に対しても、管周材および管を支持する地盤の弾性係数が支配的であり、継手剛性の変化が管の変形に与える影響は小さかったといえる。

e) 管周方向曲げ応力

図-57にケース1のA断面の実測応力分布、埋設指針に示される方法から求めた応力分布および解析結果(CASE-5)の応力分布を示す。(以下計算値と呼ぶ) 応力値の計算値の絶対値が他に比べ極めて大きいことから、応力の分布形状を比較するため1/10に縮小している。応力の分布状態は、計算値で管頂に凸形、管底では半円形の応力分布であったのに対し、実測では管頂に凸形でなく、管底に凸形の分布となっていた。また、数値解析では卵形の分布となった。解析のように、管に対して管周材の剛性が高い場合は凸形の分布とならないことから、ケース1は管周材に対して管の剛性が高かったといえる。したがって、管周方向応力は地中応力の大きさと、管に対する管周材の剛性の

表-20 管の直径変化

ケース	検討ケース (mm)					実測値 (mm)
	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	
管頂部沈下	2.411	2.411	2.413	2.422	2.819	-
管底部沈下	1.452	1.452	1.449	1.452	1.646	1.75
上下方向変位	-0.959	-0.959	-0.964	-0.970	-1.117	-8.3
水平方向変位	0.739	0.740	0.742	0.746	1.218	8.3

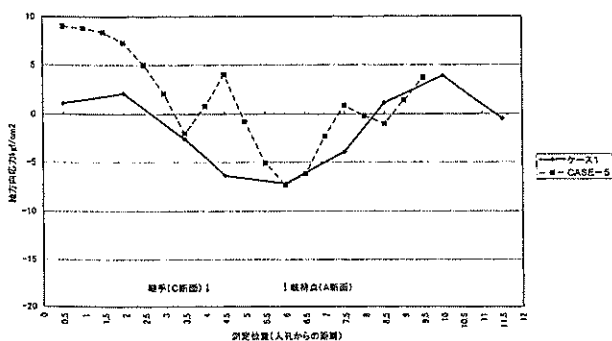


図-55 管頂軸応力比較

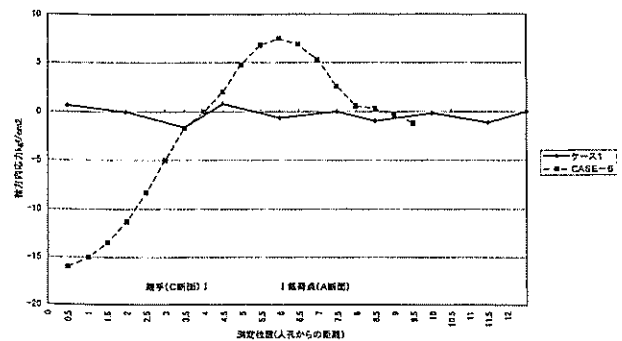


図-56 管底軸応力比較

大小によって変化することは明らかであり、埋設指針に示された方法から求めた応力分布と必ずしも同じような分布形状とならない場合があることが示唆された。

以上のような検討から、活荷重によって管周辺に作用する地中鉛直応力は、埋設指針に示される弾性理論解析により定めた分布とは異なり、管の剛性と管周材の剛性に影響された分布となると考えられる。

### 7. 埋設管の空港舗装下への適用性

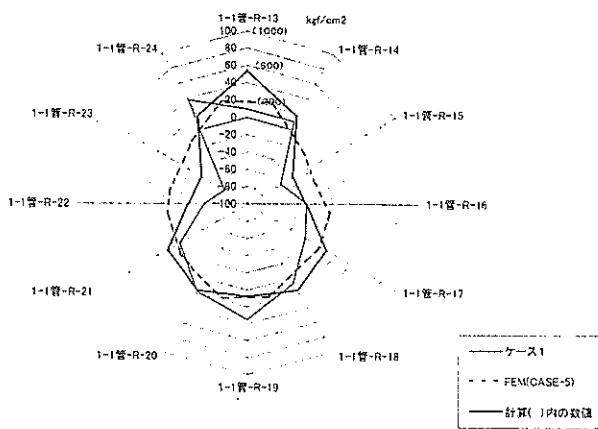
FRPM 管本体の空港埋設管としての適用性については、すでに深海らによってある程度確認されている。今回のような 2000mm の大口径管の場合でも、当初懸念されていたような管の破壊や大変形は起こらず、管の埋設部における舗装強度低下も見られなかった。また、複数埋設管におい

ても従前の検討と同様、航空機荷重に対し十分に余裕を持った断面であることが確認された。

表一21 に今回の実験から明らかとなった管周材の空港舗装下への適用性について述べる。FRPM 管の曲げ応力度およびたわみ率は、LA-1 相当荷重を載荷して行った全ての実験ケースでそれぞれ許容値に収まっていた。また、管の周りの地中応力は載荷荷重と比例関係にあることが静的載荷試験等から確認されたため、仮に対象荷重を LA-0 を想定した場合でも LA-1 荷重の 1.82 倍の値であり、十分許容値に入ると考えられる。

舗装面の沈下は、ケース 1 およびケース 5 の砂で埋戻した場合、1 万回の載荷で約 50mm 程度生じており、空港舗装補修要領（案）に示されている、わだち掘れに対する補修の要否の目標値（滑走路 10mm 未満、誘導路 17mm 未満、エプロン 22mm 未満）と比較しても、かなり大きな沈下となっていた。したがって、砂を管周材として用いる場合は、締固めを強固に施工しない限り滑走路等への適用は難しいと考えられた。それに対し、ケース 2 およびケース 3 の固化材を用いた管周材による埋め戻しの場合、1 万回の載荷で約 9～12mm 程度の沈下であり、滑走路等の舗装下への適用は問題無いと考えられる。

また、管本体の重量が重い場合一般的に用いられる管周材の埋め戻し方法として、ケース 4 で検証した管の下部 180° を水硬性スラグ（HMS）、上部 180° を砂で巻き戻す施工は、舗装面の沈下量が約 30mm 程度と比較的大きく、管周材の境界付近において応力集中が見られた。一部では許容値を越える値も測定され、さらに、舗装面の沈下量も大きく、管周材が砂のみの場合と比較しても大きな優位性が認められないため、管の下部にのみ固化処理した管周材を用いる施工方法は舗装下に用いるには大きな利点は得ら



図一57 管周曲げ応力比較

表一21 管周材空港への適合性

ケース	管周材			航空機荷重が作用する区域		
	種類	管数	処理	滑走路	誘導路	エプロン
1	砂	2本	360°	舗装沈下：最大 45mm で不適（実験の締固め程度の場合） たわみ率：1.57% < 4% で適 曲げ応力：199.7 < 730kgf/cm <sup>2</sup> で適		
5		1本	360°	舗装沈下：最大 55mm で不適 たわみ率：0.82% < 4% で適 曲げ応力：123.8 < 730kgf/cm <sup>2</sup> で適		
2	混合スラグ	2本	360°	舗装沈下：最大 13mm で適 たわみ率：0.03% < 4% で適 曲げ応力：41.9 < 730kgf/cm <sup>2</sup> で適		
3	セメント 処理	2本	360°	舗装沈下：最大 9mm で適 たわみ率：0.09% < 4% で適 曲げ応力：41.1 < 730kgf/cm <sup>2</sup> で適		
4	HMS	2本	180° +砂	舗装沈下：最大 28mm で問題あり（半分砂の場合） たわみ率：0.30% < 4% で適 曲げ応力：103.8 < 730kgf/cm <sup>2</sup> で適だが問題あり （HMS と砂の境界に応力集中が発生）		

れないと考えられる。ただし、水硬性スラグ (HMS) の単独使用は、他の固化材と同様に、適用性が高いと考えられる。

実験において混合スラグ、水硬スラグ、セメント安定処理土と3種類の管周材を用いたが、構造的には管の許容値に収まり、沈下もほとんど生じないことから管周材として3種類とも適当であると判断される。しかし、実際の施工においては、航空機荷重により通常地盤の滑走路が沈下するのに従った結果生じる固化材部分間との段差を考慮し、周辺の通常地盤とのバランスを考えた管周材の選択が必要となると考えられる。

## 8. 設計法の検討

### 8.1 概要

実断面実験および三次元 FEM から求めた結果から、呼び径 2000mm の FRPM 管の複数埋設の場合の断面設計法を検討する。その際、埋設指針に示される計算式を基に弾性理論解により求めた地中鉛直応力に実験で求めた補正係数を乗じて設計を行う方法と、深海らによる提案式に本研究で求めた項目を補足して設計法の修正提案式を考える方法の2とおりが考えられる。設計法の一般化を考えた場合には、当然埋設指針を基として鉛直地中応力を基に検討を行うべきであるが、FRPM 管の周辺における鉛直地中応力分布は弾性理論解から求まる設計法とは異なった分布であることが本研究において確認されており、それを反映させ

る必要がある。したがって、空港舗装下での FRPM 管の断面設計においては、深海らによって提案された設計法を基にした修正を行うこととする。深海らの提案式に今回新しく補正係数として追加するのは、管周材の違いに対する項目、複数埋設管に対する項目、航空機荷重の見直しによる項目である。また、深海らの提案式は弾性挙動を対象とした検討から求められており、管周材が砂の場合の塑性変形についての補正はなされていない。しかし、埋戻し材の変形特性や弾性係数が FRPM 管の挙動を支配していることが本研究における実験からも明らかであった。そのため、管周材が砂の場合については繰返し載荷による塑性変形等についての補正も行うこととする。

### 8.2 追加補正係数

#### (1) 管周材の弾性係数による補正

図-58 に縦軸に弾性係数、横軸には曲げ応力比 (1万回の繰返し載荷後のケース1の応力を基本としてケース2およびケース3の結果を正規化した値) を示す。同図には、過去に深海らが提案した管周材の補正係数を1とした値、砂の弾性係数を  $1000 \text{ kgf/cm}^2$  とした値、本実験での施工後1ヶ月 (施工後5ヶ月の1万回載荷後のケース1で正規化) の砂の弾性係数、施工後5ヶ月の砂の弾性係数の3種類のデータを記入している。弾性係数は表-12 に示したとおり、道路橋示方書に示される式である  $E=28N$  から求めた。

#### a) 弾性値に対する曲げ応力補正

図-58 に示した繰返し載荷回数1万回後のデータから、

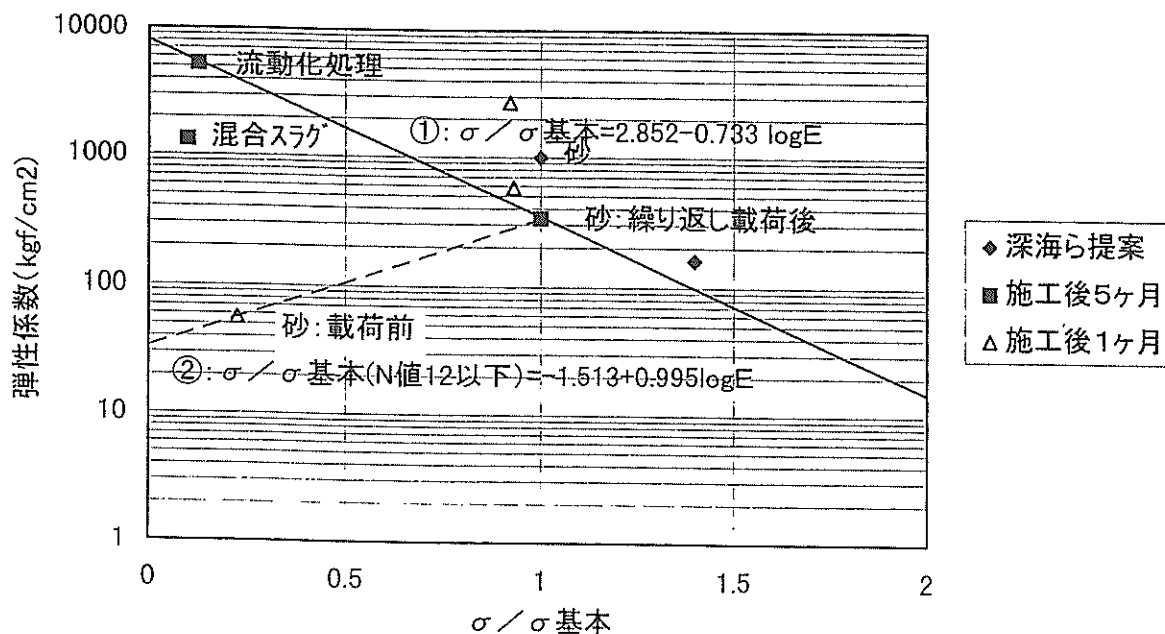


図-58 曲げ応力比と弾性係数

同図中の①に示す補正値を求めた。深海らの提案に合わせて、静的載荷試験による弾性挙動値を基に補正値を求めるべきであるが、管周材の補正値の基本となる弾性係数が繰返し載荷回数に大きな影響を受けていたことから、管および管周材の挙動がほぼ安定したと考えられる1万回の載荷後のケース1の弾性係数を基本と考えた。

そこで、ケース1での砂の補正係数を1とし、ケース2およびケース3の各の弾性係数との2点を結ぶ直線から関係式を求め、係数が危険側になるケースを選択し、補正係数式①とした。深海らが補正係数を求める際に基本とした砂の弾性係数は1000kgf/cm<sup>2</sup>であり、今回の実験で得られた10000回載荷後のN値から求めた弾性係数は336kgf/cm<sup>2</sup>と、両者に開きがあるものの、三次元FEM解析結果からも示されたとおり、鉛直地中応力および管周応力の実測値と計算値の関係から考えて、砂を管周材として用いた場合の弾性係数は500kgf/cm<sup>2</sup>以下と考えられるため、深海らの提案値との差を調整せずそのまま補正値とした。

b) 塑性変形に対する曲げ応力補正

図-58に示した静的載荷試験時である施工後1ヶ月のデータから、同図②で示す補正値を求めた。繰返し載荷による挙動でも示したとおり、管周材が砂の場合、繰返し載荷回数の増加とともに弾性係数が増加し、同時に管の残留変形量と残留応力も増加していた。したがって、施工当初の締め固めが本実験のように(N値で2程度)のゆるい場合には、締め固めの程度(弾性係数)に応じて②に示した値

で割戻した補正を行い、管および管周材の挙動がほぼ安定したと考えられる1万回の載荷後のケース1の弾性係数とすることで、塑性変形後の曲げ応力補正とした。

c) 弾性値に対するたわみ補正

図-59に縦軸に弾性係数、横軸に図-58と同様の処理をして得られたたわみの比を示す。ここに示した①の式は、a)で述べたものと同じように、弾性係数に対する修正式である。

d) 塑性変形に対する曲げ応力補正

図-59に示した②の式は、繰返し載荷回数による塑性変化による管の残留曲げ応力の増加を示した修正式である。

(2) 複数埋設時の補正

埋設管が複数であることで、単管で埋設する場合と管の挙動が異なることについては、実験結果からも明らかである。これまでの研究からは埋設管の挙動に関する多くの問題が解明されていないのが現状で、複数埋設管についての設計法として確立された方法は無い。そこで、空港舗装下に複数埋設されたFRPM管の断面設計に対しては、実験結果に基づきケース1とケース5の曲げ応力およびたわみ量から補正値を求める。

繰返し載荷試験結果からケース2およびケース3の固化処理を行った埋戻し材では図-19および図-29を比べると明らかなように、静的載荷時と1万回の載荷後を比較しても管周方向応力にほとんど変化は無く、さらに応力の偏りもみられないうえに、鉛直地中応力の変化もほとんど見られなかった。したがって管の埋設本数によって複数埋設

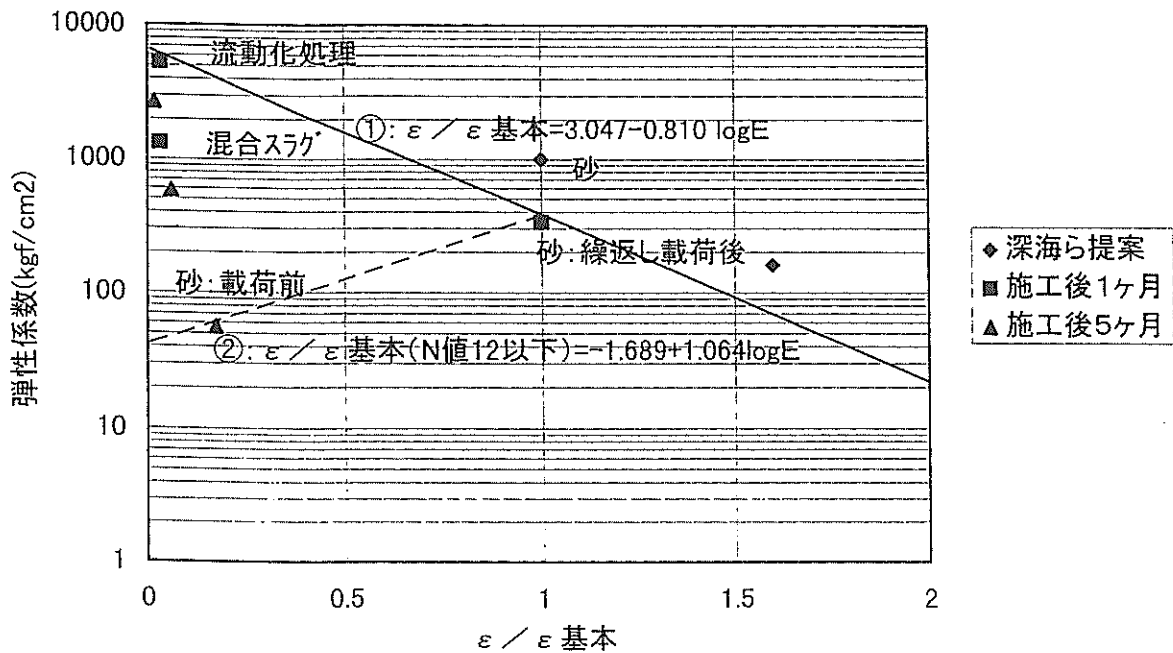


図-59 たわみ率と弾性係数



時に対する補正は不要であると判断し、砂により埋戻しを行う場合のみについて複数埋設の補正を行うものとする。複数埋設時に対する補正值は、静的載荷試験の最大載荷荷重におけるケース5の応力およびたわみを基本とし、ケース1の結果を正規化した値とし、表-22にその結果を示す。

(3) 航空機荷重の変更による補正值の修正

深海らの検討以後に航空機荷重が見直され、設計要領に示される航空機荷重による鉛直地中応力が変更されたため、深海らが提案した荷重に対する補正係数を変更に合わせ修正を行う。表-23にその結果を示す。

8.3 修正設計法の提案

本研究で求めた管周材の弾性係数による補正および複数埋設時の補正を深海らの提案式への追加項目として用いる。言い替えれば、空港舗装下にFRPM管を埋設する場合の構造設計手法は埋設指針の提案式を基本式とし、この式の中で活荷重によるたわみおよび曲げ応力を求める際に深海らの提案法を修正する形として今回提案する補正係数を用いればよい。

(1) 修正した提案式

修正を行った提案式を現行の埋設指針にあてはめると下記に示した式となる。

$$V = [\delta / (2R)] \times 100 \quad \dots\dots (15)$$

ここで、

V: たわみ率 (%)

R: 管厚中心半径 (cm)

$\delta$ : 埋戻し土と活荷重によるたわみ量の総和

$$\delta = (K1 \cdot q + \text{たわみ提案式}) \cdot R^4 / EI$$

q: 埋戻し土による鉛直土圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

K1: 埋戻し土によるたわみ係数

EI: 管長1cmあたりの曲げ剛性

(kgf · cm<sup>2</sup>/cm)

表-22 複数埋設の補正

	補正值	
	曲げ応力	たわみ率
複数埋設	1.345	1.635

活荷重に対してのたわみ提案式

$$\delta \text{提案} = \delta_0 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times 1/\alpha_6 \quad \dots\dots (16)$$

ここで、

$\delta_0$ : 基本たわみ量

$\alpha_1$ : 管の埋設深度に対する補正

$\alpha_2$ : 埋設管の管径に対するの補正

$\alpha_3$ : 載荷荷重に対する補正

$\alpha_4$ : 管周材の違いによる補正

$\alpha_5$ : 複数埋設に対する補正

$\alpha_6$ : 塑性変形に対する補正 (砂の場合)

b) 曲げ応力度  $\sigma$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

$$\sigma = (K'1 \cdot q + \text{曲げ提案式}) \cdot R^2 / Z$$

ここで、

K'1: 埋戻し土による曲げモーメント係数

Z: 管長1cmあたりの断面係数 (cm<sup>3</sup>/cm)

活荷重に対しての曲げ提案式

$$\sigma \text{提案} = \sigma_0 \times \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times \beta_4 \times \beta_5 \times 1/\beta_6 \quad \dots\dots (17)$$

ここで、

$\sigma_0$ : 基本曲げモーメント

$\beta_1$ : 管の埋設深度に対する補正

$\beta_2$ : 埋設管の管径に対するの補正

$\beta_3$ : 載荷荷重に対する補正

$\beta_4$ : 管周材の違いによる補正

$\beta_5$ : 複数埋設に対する補正

$\beta_6$ : 塑性変形に対する補正 (砂の場合)

(2) 現行設計法との比較

表-24に現行設計と提案式による試算結果および今回の実測値を示す。同表に示す実測値は1万回の繰返し載荷を行った後の最大測定値であり、管周材が砂の場合は管周材の塑性変形によるたわみおよび曲げ応力の増加分を含んでいる。

FRPM管の断面設計条件は次のとおりである。

載荷荷重: LA-1: 1.535 または 1.764kgf/cm<sup>2</sup>

(-1.0m): LA-0: 2.79kgf/cm<sup>2</sup>

FRPM管: I類2種, 呼び径2,000mm

舗装: 標準舗装 (反復回数10000回を想定した)

表-23 航空機荷重による補正

航空機荷重	深海ら検討時		修正された値		補正值
	総重量	深さ1mの鉛直地中応力	総重量	深さ1mの鉛直地中応力	
LA-1	350 tf	1.45kgf/cm <sup>2</sup> (基本)	400 tf	1.535kgf/cm <sup>2</sup>	1.059
	200 tf	1.63kgf/cm <sup>2</sup>	250 tf	1.764kgf/cm <sup>2</sup>	
LA-0	680 tf	2.79kgf/cm <sup>2</sup>	680 tf	2.79kgf/cm <sup>2</sup>	1.924

表-24 現行設計と提案式

対象荷重	管周材	たわみ率 (%)			曲げ応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )		
		許容たわみ率 (4%)			許容曲げ応力度 (730 kgf/cm <sup>2</sup> )		
		実測値 86.8tf	現行設計	提案式	実測値 86.8tf	現行設計	提案式
L A-1 92.8tf	砂 (複数管)	1.57	3.84	2.62	199.7	544.1	404.9
	砂 (単管)	0.82	3.84	2.23	123.8	544.1	319.2
	混合スラグ	0.03	-	1.91	41.9	-	170.9
	セメント安定処理	0.09	-	1.43	41.1	-	90.1
L A-1 116.2tf	砂 (複数管)	-	4.23	2.77	-	614.7	454.7
L A-0 158.74tf	砂 (複数管)	-	5.55	3.44	-	930.9	677.7

アスファルト舗装断面)

管理設数：2本

埋設深度：-1.0 m

管周材：砂 (N値=5)：単重 1.7tf/m<sup>2</sup>

：混合スラグ：単重 2.0tf/m<sup>2</sup>

：セメント安定処理土：単重 1.5tf/m<sup>2</sup>

表に示した比較から、本研究の提案式で求めた FRPM 管の構造設計値は実測値と現行設計計算値の間にあり、実測値に対しほぼ2倍程度の安全率を有した提案値であることがわかる。

## 9. まとめ

本研究から得られた主な結果は以下のとおりである。

(1) 空港舗装下に口径 2000mm の大口徑 FRPM 管を埋設することに関し、管の構造面からの検討では1万回の繰返し載荷後において、たわみおよび曲げ応力とも管の許容値内に収まっており適用に問題がないことが確認された。

(2) 実断面試験の結果が1万回の繰返し載荷後において、管本体のたわみおよび曲げ応力が許容値内に収まっていること、舗装面の沈下量が最大 12mm 程度であり、空港滑走路のわだち掘れに関する補修要否の目標値 10mm とほぼ等しい結果となったことから、混合スラグ、水硬スラグおよびセメント安定処理材は FRPM 管の埋戻し材として適していると判断された。

(3) 有限要素法による三次元数値解析から、活荷重により可撓管に作用する地中鉛直応力は埋設指針に示される弾性理論解により求めた作用応力と応力の分布が異なっていることが確認された。

(4) 現地実験および FEM 解析結果からの考察の結果、過去に提案されている空港における FRPM 管の設計手法に対し以下の修正を行えば、十分適用可能であること

が確認された。また、その際の補正値の求め方を提案した。

- ① 管周材にスラグ等の固化材を用いた場合の補正
- ② 管周材が砂の場合の繰返し載荷荷重による管周材の塑性変形に対する補正
- ③ 管周材が砂の場合の管を複数埋設する場合の補正
- ④ 航空機荷重の変化に対する補正

## 10. あとがき

今回の研究では大口徑 FRPM 管の実断面での適用性の検証、埋戻し材としてスラグ等の固化材の適用性の確認といった、管の実用化を目的とした実証試験と有限要素法による数値解析を行った。これらの結果を踏まえ深海らによって過去に提案された FRPM 管の構造設計式を基にした修正提案式を求めることができた。しかし、この提案式は限定された条件下での FRPM 管の設計手法の提示であり、一般に適用できるような設計法とするためには可撓管に作用する鉛直地中応力の分布をさらに分析し、管の挙動において支配的な要因である埋戻し管周材の剛性および変形特性と管本体の剛性の関係を明確にし、定量化していかなければならない。また、本研究の舗装構造は1種類の標準舗装であり、舗装表面の沈下量については計測したものの舗装構造本体を対象とした検討は実施しておらず、舗装が管の挙動にどう影響したかがまたその逆はどうであったかが不明確なまま残されている。今後は、別の方向からアプローチしさらに検討を加えていく必要があると考えられる。

先に述べたように設計手法の検討においては、まだ問題点も多く残されているが、FRPM 管を空港舗装下に用いることについて今回の検討結果から確認することができた。今後も FRPM 管の使用においては継続して検討を加え、より信頼性の高い設計手法の構築して行くことが必要である。

(1997年9月30日受付)

## 謝辞

ここで取り上げた東京国際空港での現地実験は第二港湾建設局東京空港工事事務所により行われたものであり、実験を実施された担当者の方々に厚く御礼申し上げます。また、実験結果の解析にあたっては、財団法人沿岸開発技術研究センターが開催した東京国際空港排水溝 FRPM 管現地試験検討会（座長：梅原靖之元常務）のメンバーおよび関係者の方々に貴重なご示唆をいただきましたことに感謝いたします。

## 参考文献

- 1)財団法人国土開発技術研究センター：下水道用硬質ビニル管道路埋設指針，昭和 58 年 3 月
- 2)財団法人国土開発技術研究センター：下水道強化プラスチック複合管道路埋設指針，平成元年 3 月
- 3)財団法人空港振興財団：空港配水施設・地下道・共同溝設計要領，平成 8 年 11 月
- 4)深海正彦，佐藤勝久，小林正樹：航空機荷重作用下における空港埋設管の挙動，港湾技術研究所報告，Vol.28，No.1，1989 年 3 月，pp.77～116
- 5)社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編IV 下部構造編，平成 8 年 12 月，p.239
- 6)大川秀雄：集中荷重によるたわみ性埋設管の挙動土質工学会論文報告，Vol.24，No.2，pp.153～160，昭和 59 年
- 7)財団法人国土開発技術研究センター：下水道用硬質ビニル管の道路下埋設に関する研究報告書，昭和 55 年 10 月，p.79
- 8)河端俊典他：たわみ性パイプの二条埋設時の基本的挙動について，農業土木学会論文集，第 153 号，pp.101～109，平成 3 年 6 月
- 9)最上武雄：土質力学，技報堂出版，1973 年 6 月

港湾技研資料 No.890

1997.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright ©(1997)by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所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。