

港湾技研資料

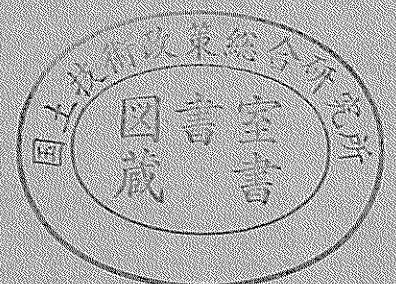
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No.920 Dec. 1998

貧配合コンクリート路盤を有する空港アスファルト舗装の構造設計

八 室 殷 中 高 阿 今	谷 園 村 橋 部 井	好 正 建 泰	高 徳 軍 健 修 寛 男
---------------------------------	----------------------------	------------------	---------------------------------

運輸省港湾技術研究所



目次

要旨	3
1. はじめに	4
2. 試験舗装	5
2.1 舗装計画	5
2.2 舗装製作	6
2.3 載荷試験	8
3. 試験結果	8
3.1 静的載荷試験	8
3.2 繰返し載荷試験	10
3.3 FWD試験	11
3.4 繰返し走行載荷試験	11
3.5 まとめ	12
4. 構造解析	12
4.1 逆解析	12
4.2 逆解析結果の検証	15
5. 構造設計方針	19
5.1 力学特性の設計用値	19
5.2 構造設計の方針	20
6. 結論	21
7. おわりに	22
参考文献	22

Structural Design for Airport Asphalt Pavements with Lean Concrete Base

Yoshitaka HACHIYA*
Masanori MUROZONO**
Jianjun YIN***
Takeshi NAKAMURA****
Osamu TAKAHASHI*****
Hiroshi ABE**
Yasuo IMAI*****

Synopsis

The process for developing a structural design method for airport asphalt pavements with lean concrete base from experimental tests was described. First, the structural and functional capabilities of the pavement structure were investigated. It was revealed that joint is the critical loading position, and that both a thicker asphalt surface course and a crusher-run subbase are beneficial. Then, the structural parameters were studied through back-calculation and calibration. By using the elastic-layered system theory, the design principle was developed considering the influence of the joint and the fatigue property of the lean concrete base. Finally, applications of the design principle were investigated.

From the experimental pavements, the following items are observed.

- (1) In the test section where the equivalency factor of lean concrete layer was assumed as 4.0, an indication of structural failure was observed.
- (2) From the structural view point, a thick asphalt concrete layer, granular layer must be placed above, below the lean concrete layer, respectively.
- (3) As joints are necessary to be installed at the lean concrete layer, the loading condition at joint is critical to the structural design.

Based on the test results, the following points are the design principle for the pavement.

- (1) Of the composite slab theory and the multi-layer elastic theory, the latter is suitable to the structural model of the pavement.
- (2) Horizontal strains at the bottom of the lean concrete layer is the failure criteria of the pavement. In its structural design principle, the strains are evaluated in consideration of the joints, material characteristics and their fatigue properties.
- (3) The lean concrete thickness does not depend on the thickness of asphalt concrete layer and granular layer, but depends on the material strength and the load transfer efficiency at joint.

Keywords: lean concrete, airport asphalt pavement, structural design, elastic-layered system, structural parameter, fatigue

* Chief, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport (1-1, Nagase 3, Yokosuka 239-0826, JAPAN, Phone: +81 468 44 5026, Fax: +81 468 44 4471, E-mail: hachiya@cc.phri.go.jp)

** Member, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division

*** STA Fellow (Lecturer, Department of Highway, Xian Highway University, China)

**** Former Member, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division

***** Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

***** Former Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

貧配合コンクリート路盤を有する空港アスファルト舗装の構造設計

八 谷 好 高*
室 園 正 徳**
殷 建 軍***
中 村 健****
高 橋 修*****
阿 部 寛**
今 井 泰 男*****

要 旨

貧配合コンクリート路盤を有する空港アスファルト舗装の構造設計法について、試験舗装を用いた開発過程を示している。まず、試験舗装の構造的・機能的特性について検討し、その結果として、貧配合コンクリート路盤の目地部載荷がクリティカルであること、路盤上の厚いアスファルトコンクリート層とその下方の粒状下層路盤を用いることが構造上有利であることがわかった。次に、構造設計時のパラメータについて試験データを逆解析することにより推定し、実測値と対比することによって検証した。そして、多層弾性理論を用いて、目地部載荷、コンクリートの疲労性状等を考慮した構造設計の方針を明らかにし、最後にその適用性について検討した。

- (1) 貧配合コンクリート層の等価値を4.0と仮定した区画では繰返し載荷試験の比較的早い時点で構造的破壊の徴候がみられた。
- (2) 貧配合コンクリート層の上部には厚いアスファルトコンクリート層を、下部には粒状材層を設けることが構造上有利となる。
- (3) 貧配合コンクリート層には目地を設ける必要があり、この位置における載荷状態が構造設計における注目点となる。

試験舗装に対する載荷試験結果を解析して、貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装の構造設計方針を明らかにした。

- (1) 舗装構造のモデルとしては、Winkler支承ならびに弾性支承上の複合版モデル、多層弾性体モデルの中では、後者の適用性が高い。
- (2) 貧配合コンクリート層下面のひずみが舗装構造上の破壊規準となる。構造設計の方針は、これに注目して目地の影響、材料強度ならびに疲労特性を取込んだ形式である。
- (3) 貧配合コンクリート層の厚さは、材料強度と目地の荷重伝達機能に依存しており、アスファルトコンクリート層や粒状材層の厚さにはあまり影響されない。

キーワード：貧配合コンクリート、空港アスファルト舗装、構造設計、多層弾性理論、構造パラメータ、疲労

* 運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室長
(〒239-0826横須賀市長瀬3-1-1, 電話：0468-44-5026, Fax：0468-44-4471, E-mail：hachiya@cc.phri.go.jp)

** 土質部滑走路研究室

*** STAフェロー（中国西安公路交通大学）

**** 前土質部滑走路研究室

***** 土質部主任研究官

***** 前土質部主任研究官

1.はじめに

わが国の空港アスファルト舗装の現行構造設計法はいわゆるCBR法に拠っている。CBR法は本来粒状材路盤を有するアスファルト舗装を対象にしたものであることから、空港アスファルト舗装構造設計法では安定処理材料を路盤に使用する場合には等価値という概念（当該材料の粒状材料に対する構造的価値）を導入することによって舗装構造が決定されるようになってきている。この等価値には1972年に港湾技術研究所で実施された大規模な試験施工の結果¹⁾が反映されている。当時の研究結果では貧配合コンクリートを路盤に使用する場合の等価値についても提案されているものの（表-1）、空港舗装構造設計要領に取込まれるまでには至っていない。

セメントを使用した安定処理路盤材料は、そのままでは路盤材料として使用できない土質材料を改良するものと、より高強度化を図ることによって積極的に利用しようとするものの二通りがある。貧配合コンクリートは後者に属し、しかも従来は路盤の安定処理化が必ずしも求められていなかったこともあって、それを使用しなければならないという事例は少ないと考えられていたことがその理由であろう。しかし、現行の空港アスファルト舗装構造設計法では、大型航空機が乗入れる空港にあっては安定処理上層路盤を用いる必要があるとされた²⁾ので、今後は貧配合コンクリートが用いられる機会もでてこよう。

一方、資源の有効利用の観点から舗装の解体に伴って発生する材料の再利用が、近年、社会的に強く要請されている。これらの発生材料のうちコンクリートがらについては、下層路盤用粒状材料（クラッシャーラン）としての利用方策をすでに取りまとめている³⁾が、貧配合コンクリートとすることによってさらなる利用促進が可能となるものと考えられる。

再生骨材を使用したコンクリート（再生骨材コンクリート）については、表-2に示すように建設省が規準（案）を設けている⁴⁾。表中の再生粗骨材、再生細骨材については表-3のような品質規格となっている。これは、

再生骨材コンクリートはセメント水比を大きくしても普通コンクリートほど強度が大きくなることや経済性といったことを考慮して決定されたものである。現行のJIS A 5308「レディーミクストコンクリート」では、呼び強度16N/mm²以上のものについて規定しているが、1986年版では呼び強度135kgf/cm²のものについても規定されていた。

貧配合コンクリートを舗装に用いる場合には舗装内の荷重分散を考えれば、上層路盤とすることが適切であろう。コンクリート舗装の場合にはコンクリート版を上層、貧配合コンクリート版を下層として、複合版舗装とみなした設計が可能である⁵⁾のに対し、アスファルト舗装の場合には合理的な設計法は確立されていないと考えられる。そこで、本研究ではこの点について検討を加えることとした。

本資料は、貧配合コンクリートを上層路盤に用いた空港アスファルト舗装の構造設計法について取りまとめたものである。まず、試験舗装に対する載荷試験結果を解析した結果、貧配合コンクリート路盤の目地部がこの舗装構造上の弱点であることがわかった。また、貧配合コンクリート路盤の上方に厚いアスファルトコンクリート層を、下方に粒状材下層路盤を設ける必要のあることもわかった。次に、たわみならびに貧配合コンクリート路盤のひずみを逆解析することにより舗装構造の設計用値について検討した。これに目地の荷重伝達機能ならびに貧配合コンクリートの疲労特性も加えて、貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装の理論的構造設計の方針を明らかにした。そして、最後に具体的な設計方法をまとめている。

表-1 1972年に提案された貧配合コンクリートの等価値

一軸圧縮強度 (MPa, 材齢7日)	等価値
5-8	2.0
8以上	3.0

表-2 再生骨材コンクリート規準（案）

種類	粗骨材	細骨材	設計規準強度 (MPa)
I	再生粗骨材1種	普通骨材	18 - 21
II	再生粗骨材2種	普通あるいは再生細骨材1種	16 - 18
III	再生粗骨材3種	再生細骨材2種	- 16

表-3 再生骨材の品質規格

項目	再生粗骨材			再生細骨材		
	1種	2種		1種	2種	
吸水率 (%)	3以下	3以下	5以下	7以下	5以下	10以下
安定性	12以下	40以下	12以下	-	10以下	-

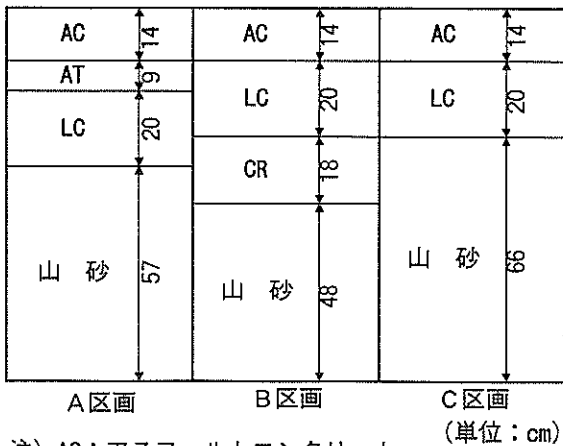
2. 試験舗装

貧配合コンクリートを路盤に用いた試験舗装を3種類製作して載荷試験を実施した。

2.1 舗装計画

路盤に用いる貧配合コンクリートの強度として13.5N/mm² (材齢28日)を採用した。これは、上記のように、以前のJIS規格 (JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」) に含まれていたことから、市中のコンクリートプラントにて容易に製造可能であると考えたためである。1.に述べた野比実験場における試験結果からは、材齢7日における圧縮強度が8N/mm²を超える貧配合コンクリートでは等価値として3.0を採用するとの結果が得られていることを参考にして、ここでは等価値として3.0と4.0の2種類を考えた。

試験舗装区画は図-1に示す3種類である。いずれの区画も、設計航空機荷重LA-1, 設計カバレッジ5,000回, 路床CBR10%との条件で構造設計がなされている (規準舗装厚92cm)。また、4cm厚の表層, 10cm厚の基層, 20cm厚の貧配合コンクリート (LC) 層は各区画共通である。



注) AC: アスファルトコンクリート
 AT: アスファルト安定処理
 LC: 貧配合コンクリート
 CR: クラッシャーラン

図-1 試験舗装構造

LC層の等価値は、A, B区画で3.0, C区画で4.0とみなしている。A区画では下層路盤にLC層, 上層路盤にアスファルト安定処理層を用いている。B区画では上層路盤にLC層, 下層路盤に切込碎石層を設けている。C区画ではLC層のみを路盤として用いている。

各区画は、その平面図を図-2に示すように、幅5m, 長さ10mの広さを有する。LC層にあつては区画長手方向の中間位置に目地を設けた。この目地は、貧配合コンクリートと舗装用普通コンクリートの乾燥収縮性状に関する室内試験に基づいて、設けることを決定したものである。図-3にはその試験結果を示してある。この図は幅150mm, 高さ150mm, 長さ530mmの供試体をガラスビーズを敷き詰めた上に置き、標点距離500mmの長さ変化 (伸縮量, -は収縮量) を表している。貧配合コンクリート, 普通コンクリートはほぼ同じか、貧配合コンクリートのほうが収縮量が大きいといった乾燥収縮傾向を示している。

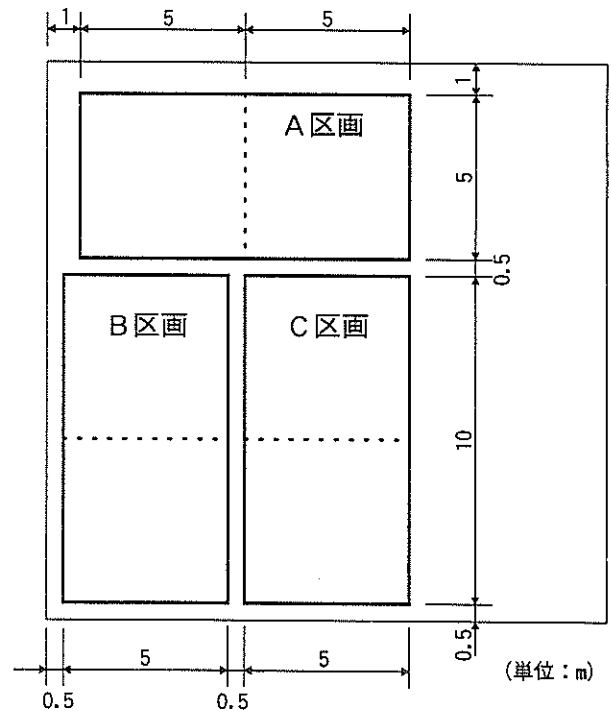


図-2 試験舗装平面図

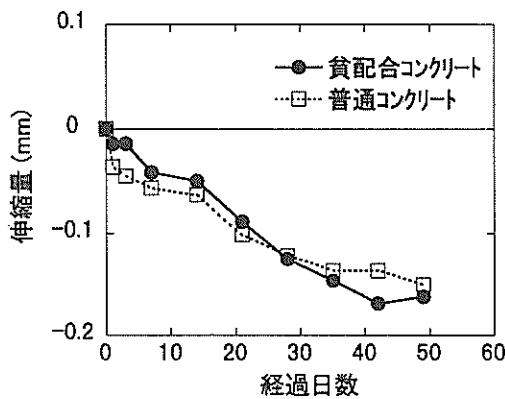


図-3 乾燥収縮性状

表-4 再生切込碎石の物理的性質

項目	路床	下層路盤
自然含水比 (%)	16.1	9.2
塑性指数	NP	NP
最適含水比 (%)	16.5	10.2
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.754	1.866
修正CBR (%)	25	114

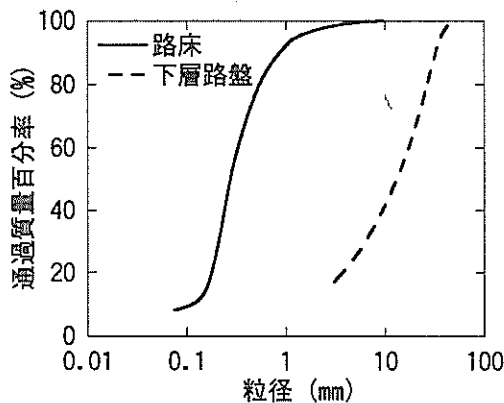


図-4 路床ならびに下層路盤材

2.2 舗装製作

試験舗装は港湾技術研究所原型載荷実験槽内に製作した。この実験槽内には以前に製作した試験舗装があるため、まず表面から1m以浅の部分を撤去してから試験舗装を製作した。

試験舗装には以下に示す材料を使用した。

路床に用いた山砂ならびにB区画の下層路盤に用いた再生切込碎石 (RC-40) の物理的性質を表-4に、粒径加積曲線を図-4に示す。

表-5 貧配合コンクリートの配合

セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
195	152	867	1,082	1.95

(単位: kg/m³)

表-6 アスファルトコンクリートの力学特性

項目	表層	基層	上層路盤
最適アスファルト量 (%)	5.8	4.8	4.5
空隙率 (%)	3.9	4.0	5.5
飽和度 (%)	81.2	72.1	65.2
安定度 (kN)	12.7	12.5	12.8
70-値 (1/100cm)	34	33	30

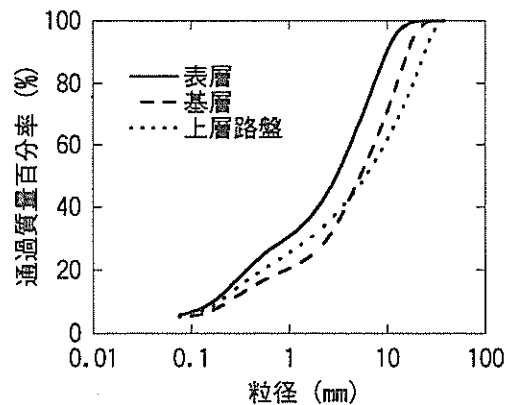


図-5 アスファルトコンクリートの骨材の粒径加積曲線

貧配合コンクリートについては、最大寸法25mmの粗骨材を使用し、呼び強度13.5N/mm²、スランプ8cmとなるように配合を定めた。配合における単位量は表-5に示すとおりであり、水セメント比は78%、細骨材率は44.8%となっている。

A区画の上層路盤に用いたアスファルト安定処理材には再生骨材率を80%とした再生アスファルトコンクリートを使用した。表層、基層には通常アスファルトコンクリートで、それぞれ、空港土工工事共通仕様書に規定されている表層タイプI、基層タイプIのものを使用した。これら3種類の材料のマーシャル試験結果を表-6に、骨材の粒径加積曲線を図-5に示す。

試験舗装は、これらの材料を用いて、空港土工工事共通仕様書⁶⁾、空港土木施設施工要領⁷⁾に記された方法に従って製作された。

路床については、1層厚が20cmを超えないようにして転圧・施工された。施工管理試験結果として得られた締固め度、支持力係数、現場CBRについて表-7に示した。

表-7 路床の施工管理試験結果

項目	区画		
	A	B	C
締固め度 (%)	94.0	93.7	93.4
支持力係数 K_{75} (MN/m ³)	59	71	57
現場CBR (%)	10.6	10.9	10

表-11 アスファルトコンクリートの締固め度

層	区画		
	A	B	C
表層	99.0	98.8	98.6
基層	98.7	97.6	98.4
上層路盤	98.5	—	—

(単位: %)

表-8 貧配合コンクリートの管理試験結果

項目	区画		
	A	B	C
スランプ (cm)	12.5	11.8	11.5
空気量 (%)	4.0	3.9	4.0
温度 (°C)	11	11	10

表-12 支持力係数

層	区画		
	A	B	C
アスファルト安定処理材	127	—	—
貧配合コンクリート	269	427	241
粒状材	—	84.3	—

(単位: MN/m³)

表-9 材齢28日における強度

強度	A	B	C
圧縮	22.8	23.0	23.3
曲げ	3.2	3.2	3.6

(単位: N/mm²)

表-10 アスファルトコンクリートの厚さ

層	区画		
	A	B	C
表層	4.0	4.0	4.1
基層	10.1	10.5	10.6
上層路盤	8.7	—	—

(単位: cm)

◎: 土圧計 ▲: ひずみ計 ◆: 亀裂変位計

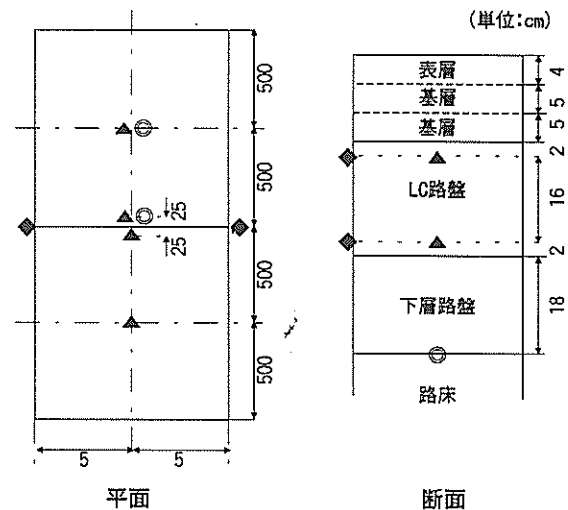


図-6 計測器の設置箇所

B区画の再生切込碎石下層路盤は1層にて施工した。材料の乾燥密度は1.821g/cm³、含水比は9.7%であり、締固め度は97.6%であった。

貧配合コンクリート路盤は2日間に分けて施工した(初日にA, B区画, 翌日にC区画)。現場配合強度は18N/mm²とした。貧配合コンクリートの日常管理試験結果は、表-8に示すように、全体的に示方配合設計時よりも大きめのスランプとなった。打設してから28日経過後に実施した強度試験は、表-9に示すように、かなり高めの値が得られている。

アスファルトコンクリートは、基層を2層としたほかは、1層にて施工した。施工後にコアを採取して、施工厚と締固め度の確認を行っている(表-10, 表-11はそれぞれ厚さ, 締固め度)。また、抽出アスファルト量は、表層, 基層, 上層路盤のそれぞれで5.6%, 4.9%, 4.4%, となっている。

なお、路盤の各施工段階において測定した支持力係数 K_{75} を表-12にまとめている。

この試験舗装には、載荷試験時の舗装の挙動を把握するために各種の計測器を設置してある。土圧計は路床上面に、またひずみ計は貧配合コンクリート路盤の上部と下部(ともに表面から2cm内側)に設置した。これは目地近傍ならびに目地の影響を受けない箇所(中央部)である。貧配合コンクリート路盤の目地部(区画の側面)には、上部と下部の2箇所にて亀裂変位計を設置して、目地の上下方向のずれと開閉状況を調べた。このほかに、アスファルトコンクリート層の温度についても計測している。これら計器の設置箇所を、B区画を例にとって図-6に示した。

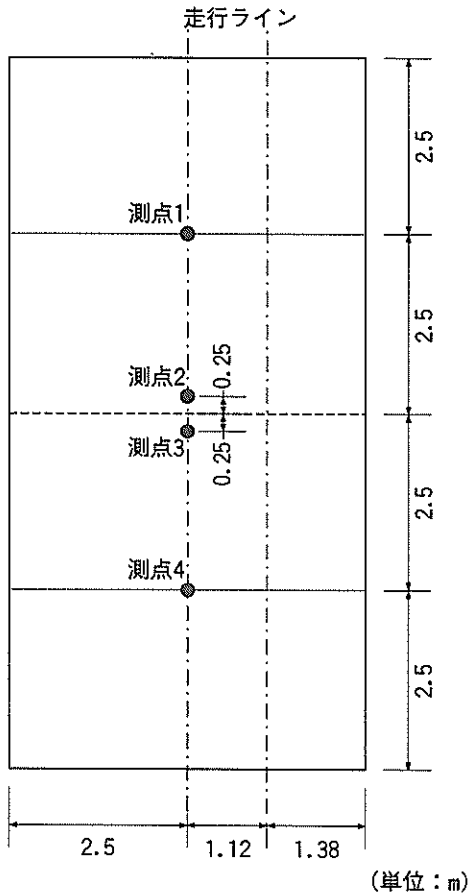


図-7 荷重試験の実施位置

2.3 荷重試験

上記のように計画・施工した試験舗装に対して、以下に示す4種類の荷重試験を実施した。

- (1) 静的荷重試験
- (2) 繰返し荷重試験
- (3) FWD試験
- (4) 繰返し走行荷重試験

試験の実施位置は、図-7に示すように、(1)~(3)については目地近傍と中央部の2箇所であり、(4)についてはB、C区画のみ1測線で実施した。

(1)、(2)においては硬質ゴムを底面に貼付けた鋼製の板を介して荷重を行った。(1)の場合は、荷重を0から282kN(等価単車輪荷重にはほぼ等しい)まで段階的に増加していき、所定の荷重段階で各種データを計測した。

(2)の場合は、上限荷重282kN、下限荷重0kNで、周期1秒の繰返し荷重を行った(正弦波形)。このときの荷重回数は20,000回とし、所定の時点でデータを取得した。

(3)のFWD試験では、荷重を98、147、196kNの3種類として、たわみのほか、舗装に設置した計器を用いてデータの取得を行った。

(4)の繰返し走行荷重試験は、静止時・低速走行時におけるB-747型航空機の主脚の荷重状態を再現可能な荷重装置(自動走行荷重装置)を用いて、10,000回の繰返し走行荷重を行った。ただし、走行速度は最大でも5km/hと、実際のものより遅いものとなっている。

3. 試験結果

試験舗装に対する荷重試験の結果を、静的荷重試験、繰返し荷重試験、FWD試験、繰返し走行荷重試験の順に示し、最後に全体を総括する。

3.1 静的荷重試験

静的荷重試験の結果として、荷重近傍のたわみ曲線を図-8(中央部)、図-9(目地部)に示す。全体的には、A区画では他の区画よりもたわみが小さくなっていること、また、この区画では中央部と目地部におけるたわみの違いがあまりないことがわかる。C区画は中央部の場合にはB区画と差はみられないものの、目地部においてはたわみが最大となっている。

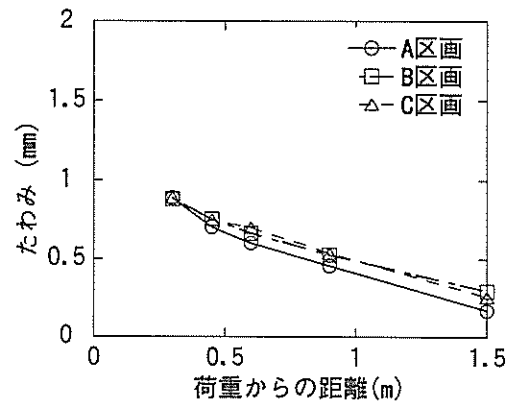


図-8 荷重近傍のたわみ(中央部)

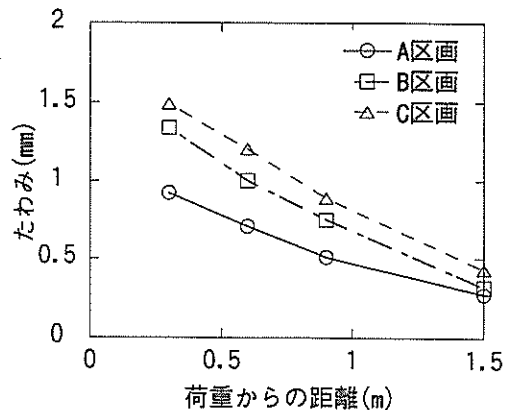


図-9 荷重近傍のたわみ(目地部)

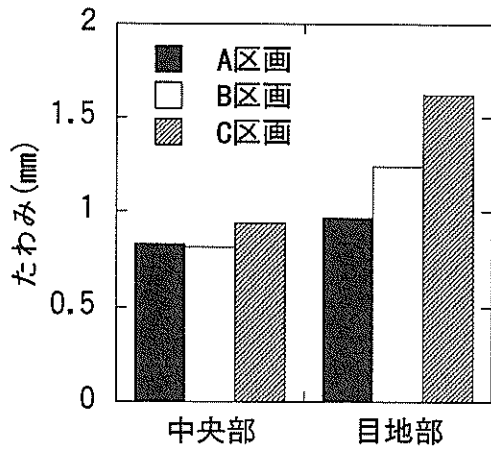


図-10 最大たわみの比較

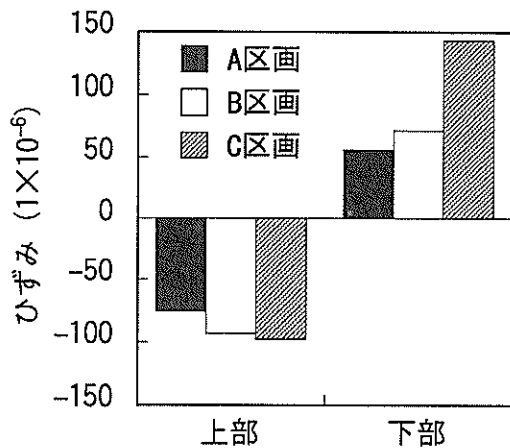


図-11 LC層のひずみ

荷重に最も近い点（載荷板中心から30cmの点）におけるたわみを図-10に示した。中央部と目地部における差はA区画ではほとんどみられないものの、B区画、C区画で明らかにみられ、特にC区画において著しいものとなっている。このように中央部と目地部でたわみの異なる状況がA区画とB、C区画とで異なる理由としては、貧配合コンクリート（LC）層上部のアスファルトコンクリート層の厚さによるものと考えられ、等価値が同一であるA、B区画を比較するとその点が明らかである。C区画がA、B区画よりもたわみが大きくなっていることは等価値の違いである。

中央部におけるLC層上下面の水平ひずみについて図-11にまとめた。ひずみはC区画におけるものが最大で、次にB区画、そしてA区画の順となっている。C区画のひずみが最大となっているのは設計時に想定した等価値に起因するものである。また、A、B区画を比較するとA区

画のほうが小さいことから、この点からみてもLC層の上方にアスファルトコンクリート層を設けることの利点が現れている。

路床上面の垂直応力をみてもこの点は明らかであり、その大きさはC区画>B区画>A区画となっている（図-12）。また、中央部と目地部でも垂直応力は大きく異なり、目地部において大きな値となっている。

LC層の目地近傍におけるたわみデータから荷重伝達率を算定した。その結果（図-13）をみると区画による差は著しいものではなく、各区画とも良好な値を示している。しかし、図-14に示したLC層の目地部における段差（上下方向のずれ）自体には区画による差がみられる。これは、図-9に示したように、たわみそのもので区画による差があるからである。貧配合コンクリート路盤上のアスファルトコンクリート層のリフレクションクラックが発生する危険性はこの段差が大きいほど高いものとなることから、A区画の構造はこの点からも有利である。

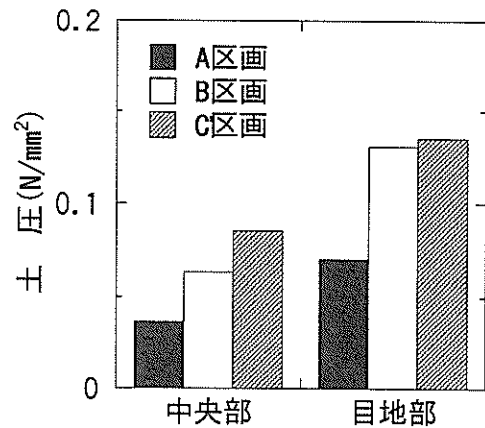


図-12 路床垂直応力

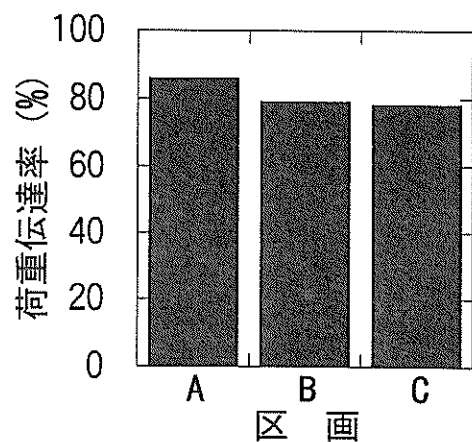


図-13 荷重伝達率

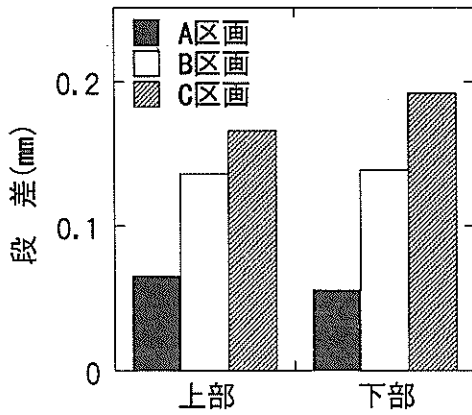


図-14 LC層目地部の上下方向のずれ

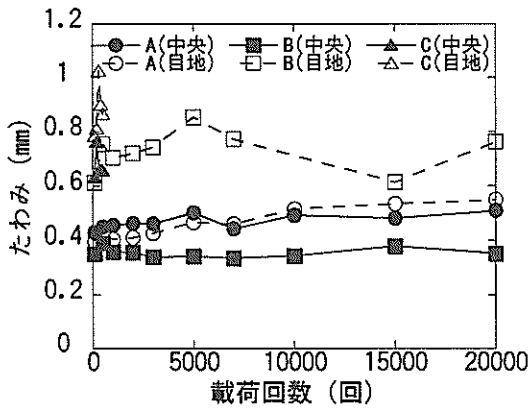


図-15 繰返し載荷にともなう弾性変位の変化

により異なったものになっており、B、C区画のほうがA区画よりも大きな値を示している。B区画はA区画に比較するとアスファルトコンクリート層が薄いことから、この残留変位は、アスファルトコンクリート層の変形によるものではなく、舗装全体の挙動を反映したものであると考えられる。

荷重伝達率は、図-17に示すように、繰返し載荷によっても変化することはなく、当初の良好な値を保持している。

LC層の水平ひずみ（弾性ひずみ）について図-18に示した（図中の上、下はLC層上、下部を意味する）。繰返し載荷に伴うひずみの変化は、B、C区画の下面のものを除けば、ほとんどみられないようである。

路床上面の垂直応力について図-19にまとめた。繰返し載荷に伴う変化はほとんど認められない。

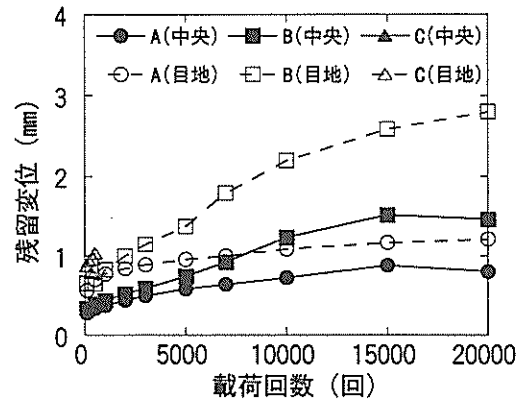


図-16 繰返し載荷にともなう残留変位の変化

3.2 繰返し載荷試験

繰返し載荷試験は、A、B区画では予定どおり20,000回まで実施できたが、C区画では構造的破壊の徴候がみえたので途中で中止した。

繰返し載荷に伴って弾性変位が変化する状況について、載荷板中心から30cm離れた点のものを図-15に示した（弾性変位は載荷試験の除荷時における回復変位）。A、B区画においては、20,000回程程度の繰返し載荷では弾性変位に変化は現れないようである。弾性変位の値そのものをみれば、載荷位置による違いは明らかであり、静的載荷試験と同様に、目地部のほうが中央部よりも大きいものとなっている。これはB、C区画において著しい。

繰返し載荷試験中の残留変位について図-16に示した。この場合は、弾性変位と異なり、区画によらず繰返し載荷の進行につれて増加していく傾向がみられ、特に目地部において著しいものとなっている。値そのものは区画

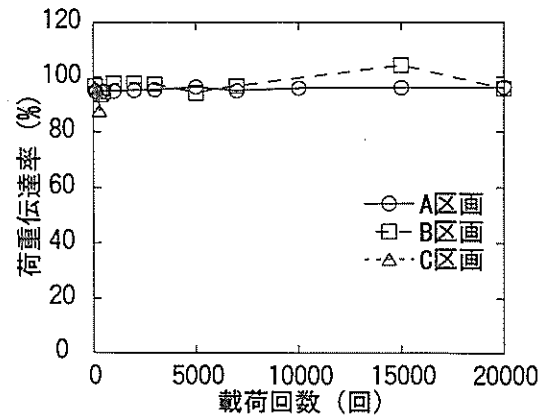


図-17 繰返し載荷にともなう荷重伝達率の変化

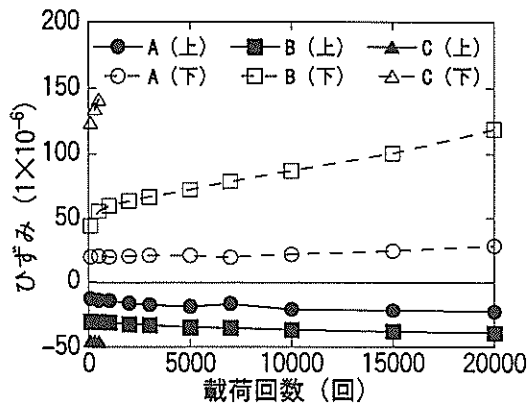


図-18 繰返し載荷にともなうLC層ひずみの変化

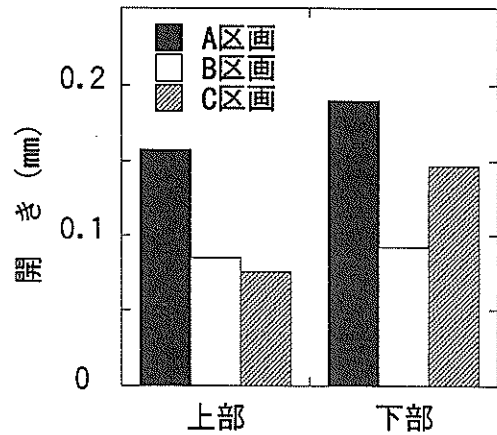


図-21 LC層目地の開き

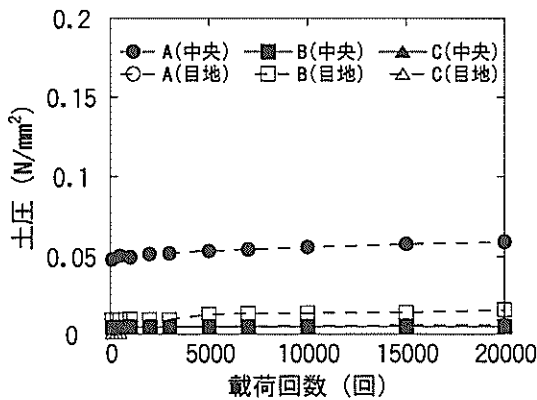


図-19 繰返し載荷にともなう路床垂直応力の変化

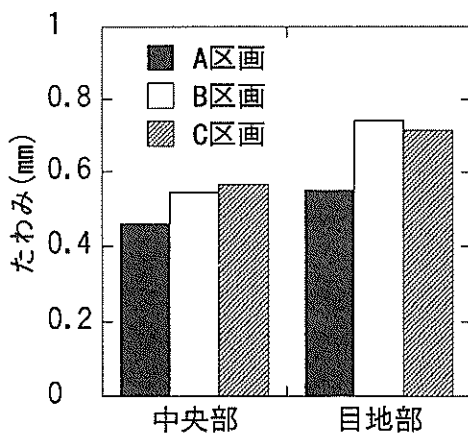


図-20 FWDによる最大たわみ

3.3 FWD試験

FWDにより測定された載荷板中心のたわみ（最大たわみ）を図-20に示す。静的載荷試験時と同様に、中央部のほうが目地部よりも値が小さく、またA区画のほうがB、C区画よりも値が小さくなっている。

LC層の目地部に設置した亀裂変位計により測定した目地の開閉状態について図-21に示した。目地の開きは荷重伝達機能と密接な関係があり、目地幅が狭いほど荷重伝達機能は良好と判定される。上部よりも下部の開きが大きいこと、区画の中ではA、C区画が大きくなっていることがわかる。これらの区画では、LC層が路床上に直接施工されたものであることから、下層路盤を設けることが目地開きの点では有利であるものと考えられる。

3.4 繰返し走行載荷試験

繰返し走行載荷試験はB、C区画のみで実施している：

図-22には路床上面の垂直応力を示した。走行載荷の進行につれて垂直応力が増加すること、特に目地部においてそれが著しいことが認められる。また、垂直応力の値には区画による違いも明らかになっており、C区画のほうがB区画よりも大きくなっている。

横断方向の残留変形の状況（わだちぼれ）を、B、C区画について、図-23、図-24にまとめた（3測線の平均値）。走行につれて徐々に増加していく点が明らかになっている。特に、C区画においてはその点が顕著になっており、最大で20mmを超えていることがわかる。横断形状の測定はLC層目地直上とそれから1.5m程度離れた点で行ったが、測定位置の差はみられなかった。

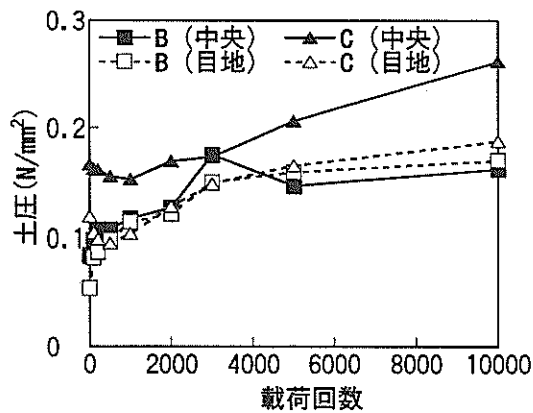


図-22 繰返し走行にともなう垂直応力の変化

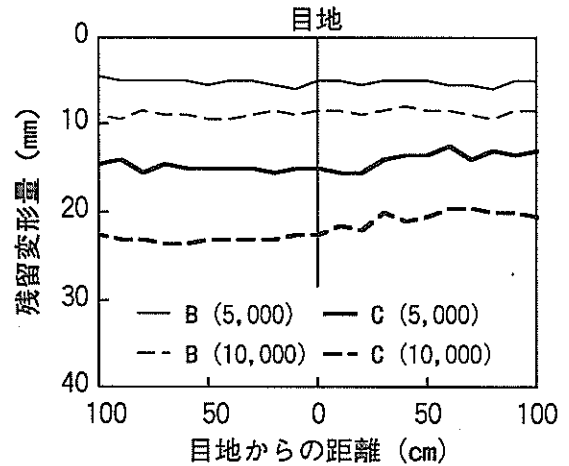


図-25 縦断方向残留変形状況

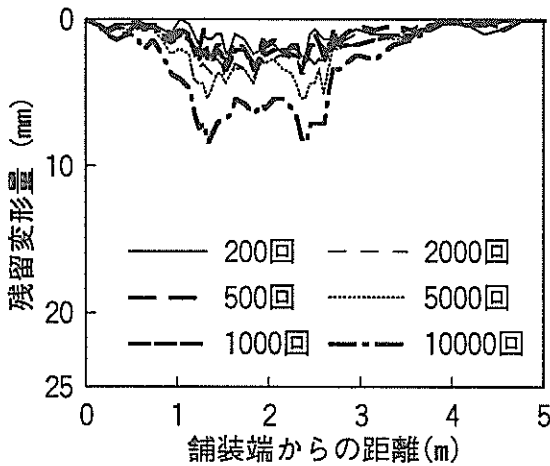


図-23 横断方向残留変形状況 (B区画)

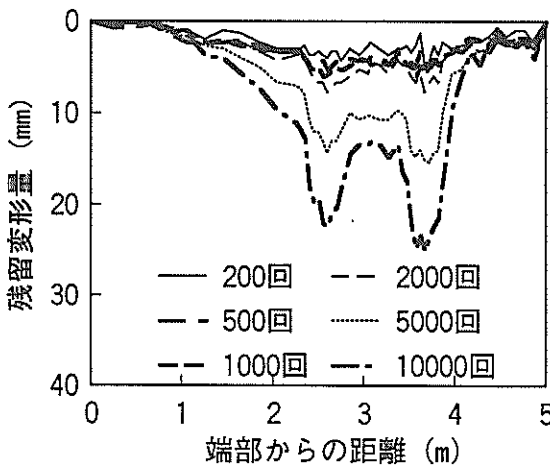


図-24 横断方向残留変形状況 (C区画)

目地近傍における縦断方向残留変形量について図-25にまとめた。LC層に目地があることによる影響はほとんどみられないことがわかる。

3.5 まとめ

以上に記述した載荷試験結果は次のようにまとめることができる。

- (1) C区画は繰返し載荷試験開始後早い時点で構造的破壊の徴候がみられたため試験を中止した。このことから、LC層の等価値としては4.0は過大であると考えられた。
- (2) A区画は、全体的にみるとB区画に比較して荷重応答に優れていることから、LC層上には厚いアスファルトコンクリート層を設けることが有利になるものと思われる。また、LC層の目地開きではB区画が有利となることから、LC層の下方に下層路盤を設けることも構造的に有利となろう。
- (3) 荷重に対する舗装の応答が、目地部、中央部といった載荷位置によって異なることから、LC層を有する舗装の構造設計においては目地部の挙動を考慮しなければならないことになる。

4. 構造解析

3.で示した載荷試験結果に基づいて貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装の構造解析を行い、構造設計に用いる特性値について検討を加えた。

4.1 逆解析

ここで対象としている舗装は、アスファルトコンクリ

ート層が上部に施工された比較的剛性の高い貧配合コンクリート路盤が下層路盤以下の層で支持されていると考えられることから、複合版舗装としての取扱いが可能となる。この場合は複合版の支持方法としてWinkler支承と弾性支承の2通りが考えられるので、両者の適用性について検討した。このほかに、アスファルト舗装の構造解析に一般的に利用される多層弾性理論も用いることにした。

(1) 複合版理論

この方法では、上記のようにアスファルト表・基層がその上面に施工された貧配合コンクリート版が路盤以下に支持された舗装構造としてモデル化される。路盤以下はWinkler支承もしくは弾性支承として取扱われることになる。したがって、載荷試験結果を逆解析するためには、複合版の力学特性を表す曲げ剛性 D と、路盤以下の力学特性を表す支持力係数 k (Winkler支承) もしくは弾性係数 E_0 ・ポアソン比 μ_0 (弾性支承) が必要となる。

複合版 (平板) が路盤以下で支持されている構造は、一般的に (1)式の基礎方程式で表わされる。

$$D\nabla^2\nabla^2w(r) = p(r) - q(r) \quad (1)$$

ここに、

D : 平板の曲げ剛性 ($= \frac{E_c \cdot h_c^3}{12(1-\mu_c^2)}$, E_c , h_c , μ_c は平

板の弾性係数, 厚さ, ポアソン比)

∇^2 : 軸対象条件下のラプラス演算子 ($= \frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr}$),

$w(r)$: たわみ,

$p(r)$: 荷重強度,

$q(r)$: 路盤以下の反力.

Winkler支承は, (2)式のように, 多数の独立した鉛直方向の線形ばねでモデル化され, その力学特性は支持力係数 k で表される。弾性支承は, (3)式のように, 等方等質の弾性半無限連続体としてモデル化され, その力学特性は弾性係数 E_0 , ポアソン比 μ_0 により表される。

$$w(r) = \frac{q(r)}{k} \quad (2)$$

$$w(r) = \frac{2(1-\mu_0^2)}{E_0} \int_0^\infty \bar{q}(\xi) J_0(\xi r) d\xi \quad (3)$$

ここに、

$\bar{q}(\xi)$: 路盤反力の $q(r)$ のBessel変換,

k : 路盤支持力係数,

E_0 : 路盤弾性係数,

μ_0 : ポアソン比.

この解法ならびにこれを用いた逆解析方法については、従来より多くの研究がなされてきているが、その方法の複雑さや解釈のあいまいさ等のため、本研究にそのまま適用できる方法はみあたらないのが現状である。そこで、まず、たわみを表わす回帰式を算定し、次にこれを用いた逆解析手法を開発することにした。

全荷重 P , 載荷半径 a の円形等分布荷重が載荷された場合のたわみは、Winkler支承, 弾性支承の場合、それぞれ(4), (5)式で表される。

$$w_k(r) = \frac{P}{\pi k a^2} \cdot \bar{w}_k(r, l_k) \quad (4)$$

$$w_e(r) = \frac{P \cdot (1-\mu_0^2)}{E_0 \cdot l_e} \cdot \bar{w}_e(r, l_e) \quad (5)$$

ここに、 $\bar{w}_k(r, l_k)$, $\bar{w}_e(r, l_e)$ は、それぞれWinkler支承, 弾性支承の場合のたわみ係数で、(6), (7)式で表される。

$$\bar{w}_k(r, l_k) = \frac{a}{l_k} \int_0^\infty \frac{J_0(\frac{r}{l_k} \xi) \cdot J_1(\frac{a}{l_k} \xi)}{1+\xi^4} d\xi \quad (6)$$

$$\bar{w}_e(r, l_e) = \frac{2l_e}{\pi a} \int_0^\infty \frac{J_0(\frac{r}{l_e} \xi) \cdot J_1(\frac{a}{l_e} \xi)}{\xi(1+\xi^3)} d\xi \quad (7)$$

(6)式, (7)式は数値積分することにより解くことが可能である。式中の l_k , l_e は、それぞれWinkler支承, 弾性支承の場合の剛比半径 ((8), (9)式), J_0 , J_1 はBessel関数である。

$$l_k = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} \quad (8)$$

$$l_e = \sqrt[3]{\frac{2D(1-\mu_0^2)}{E_0}} \quad (9)$$

(6)式, (7)式で表されるたわみ係数 $\bar{w}_k(r, l_k)$, $\bar{w}_e(r, l_e)$ は、それぞれ all_k と rll_k , all_e と rll_e に関する多項式として、(10)式, (11)式で回帰される。両式は、厳密解

$$\begin{aligned} \bar{w}_k(r, l_k) = & 0.3683 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^{1.9714} - 0.00058915 \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right) + 0.010789 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right) \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right) - 0.1209 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^2 \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right) \\ & + 0.22984 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^3 \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right) - 0.22841 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^{2.1026} \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right)^2 + 0.13219 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^{2.0822} \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right)^3 \\ & - 0.033879 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^{2.0835} \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right)^4 + 0.0042492 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^{2.091} \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right)^5 - 0.00020943 \cdot \left(\frac{a}{l_k}\right)^{2.098} \cdot \left(\frac{r}{l_k}\right)^6 \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \bar{w}_e(r, l_e) = & 0.38624 - 0.012605 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right) - 0.059544 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right)^2 - 0.042044 \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right) + 0.077774 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right) \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right) \\ & - 0.023741 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right)^2 \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right) - 0.12652 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right)^{0.094472} \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right)^2 + 0.065273 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right)^{0.071838} \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right)^3 \\ & - 0.014594 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right)^{0.067112} \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right)^4 + 0.0015227 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right)^{0.065626} \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right)^5 - 0.000059238 \cdot \left(\frac{a}{l_e}\right)^{0.064908} \cdot \left(\frac{r}{l_e}\right)^6 \end{aligned} \quad (11)$$

に対して97%以上の信頼度を有していることが確かめられている ($rl_k \leq 3.5$, $rl_e \leq 6$ の場合)。

(4)式, (5)式ならびに(10)式, (11)式からわかるように, 荷重からの距離が異なる2点におけるたわみが求められれば, 剛比半径 l_k (または l_e), すなわち, 平板の曲げ剛性 D と路盤以下の力学特性 k (Winkler支承), E_0 (弾性支承) が算出できる。この過程は, (12)式, (13)式として定式化でき, この解法としてここではNewton-Rapson法を採用した (図-26)。

$$F(l_k) = \bar{w}_k(r_1, l_k) - \frac{w_k(r_1)}{w_k(r_2)} \cdot \bar{w}_k(r_2, l_k) = 0 \quad (12)$$

$$G(l_e) = \bar{w}_e(r_1, l_e) - \frac{w_e(r_1)}{w_e(r_2)} \cdot \bar{w}_e(r_2, l_e) = 0 \quad (13)$$

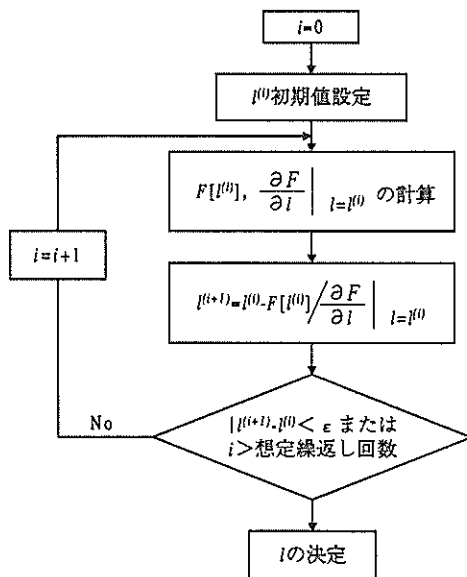


図-26 Newton-Rapson法

以上に示したたわみの実測値 (m点) を用いて舗装の力学特性を逆解析する方法は, 図-27のようなフローチャートで表される。

ここでは, 平板がアスファルトコンクリート表・基層と貧配合コンクリート上層路盤となるので (図-28), この場合の曲げ剛性 D とアスファルトコンクリート表・基層表面から中立軸までの距離 h_0 は(14)式, (15)式で表される。

$$D = \frac{E_c \cdot [(h - h_0)^3 - (h_1 - h_0)^3]}{3(1 - \mu_c^2)} + \frac{E_a \cdot [(h_1 - h_0)^3 + h_0^3]}{3(1 - \mu_a^2)} \quad (14)$$

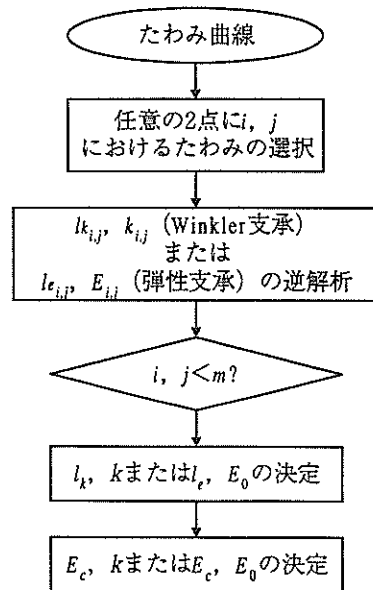


図-27 逆解析法

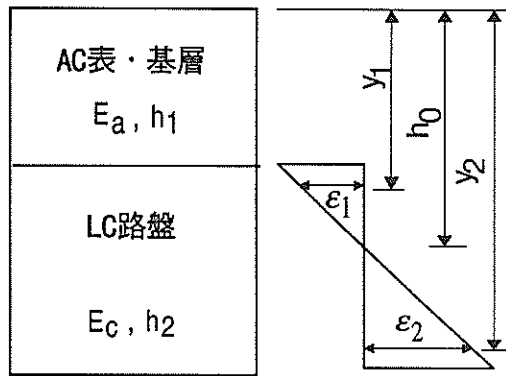


図-28 複合版モデルの構造概念図

$$h_0 = \frac{\epsilon_2 \cdot y_1 - \epsilon_1 \cdot y_2}{\epsilon_2 - \epsilon_1} \quad (15)$$

ここに、

E_a, E_c : アスファルトコンクリート表・基層, 貧配合コンクリート路盤の弾性係数,

h_1, h_2 : アスファルトコンクリート表・基層, 貧配合コンクリートの厚さ,

h : 複合版の厚さ, $h = h_1 + h_2$

μ_a, μ_c : アスファルトコンクリート表・基層, 貧配合コンクリート路盤のポアソン比,

h_0 : アスファルトコンクリート表・基層表面から中立軸までの距離

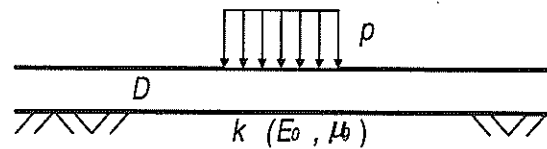
$$\left(= \frac{E_c \cdot h_2^2 + 2E_c h_1 h_2 + E_a \cdot h_1^2}{2(E_c \cdot h_2 + E_a \cdot h_1)} \right).$$

これらの式に、たわみ曲線を逆解析して得られた D と貧配合コンクリートの実測ひずみを代入することによって、 E_a と E_c が得られる (μ_a, μ_c には一般的な値を使用)。

(2) 多層弾性理論

多層弾性理論はアスファルト舗装の構造解析において一般的に用いられる解析法で、舗装は複数の半無限弾性体層から構成されるとみなしている。ここで対象とした舗装構造を解析するために、この舗装をアスファルトコンクリート層, 貧配合コンクリート層, 粒状材路盤以下からなる3層構造と考えた。

実測されたたわみから舗装各層の力学定数を逆解析するにあたっては、弾性係数のみを算出することにして、ポアソン比については一般的な値を用いた。この逆解析には姫野による計算プログラムLMBSを用いた⁹⁾。



4.2 逆解析結果の検証

(1) 逆解析結果

逆解析により得られた舗装の力学特性について図-29 (E_a), 図-30 (E_c), 図-31 (k), 図-32 (E_0) に示した。これらからは以下のような知見が得られる。

- ① 逆解析により得られる力学特性は、用いる逆解析手法により大きく異なる。
- ② E_a, E_c は、Winkler支承上の複合版モデルによれば他の2方法よりも大きな値が得られる。
- ③ 逆解析により得られた下層路盤以下の力学特性値は平板載荷試験結果と比較すると、モデルによらず大きい値となっている。特に、弾性支承上の複合版モデル, 多層弾性体モデルではその違いが顕著になっている。

試験舗装に対する載荷試験で得られたLC層のひずみを、上記の方法により得られた力学特性値を用いて計算した値と比較した結果を図-33に示す。この図は静的載荷試験結果であり、計算値に対する実測値の比である。その結果、逆解析手法によらず計算値が大きくなるものの、その程度は逆解析手法のみならず、A, B, C区画といった舗装構造によっても異なることがわかった。

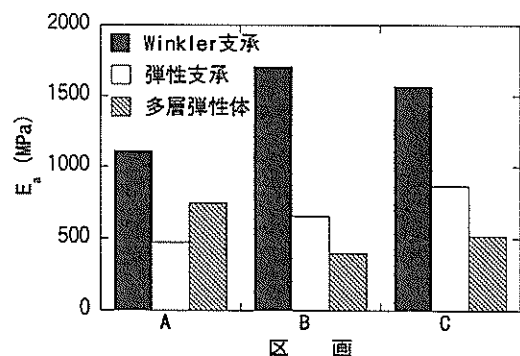


図-29 逆解析による E_a

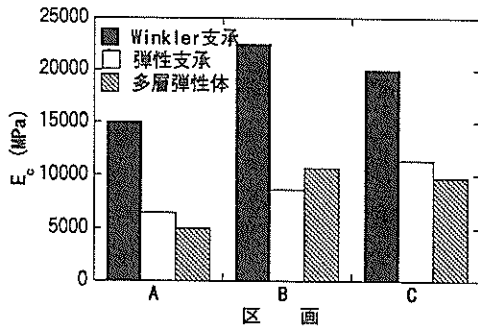


図-30 逆解析による E_c

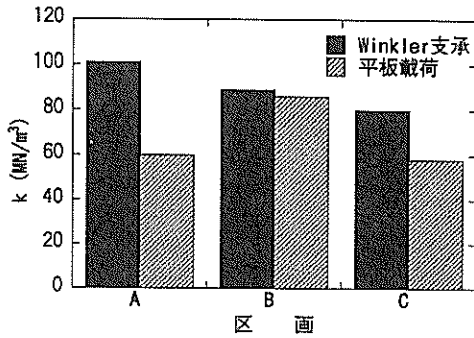


図-31 逆解析と平板載荷試験結果 (k)

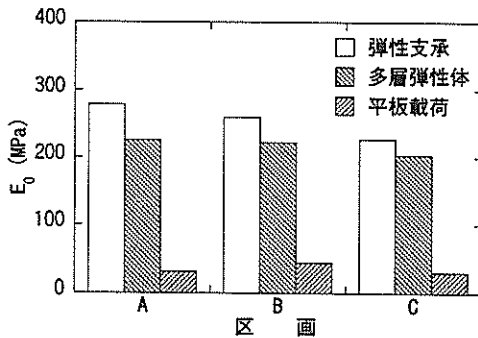


図-32 逆解析と平板載荷試験結果 (E_0)

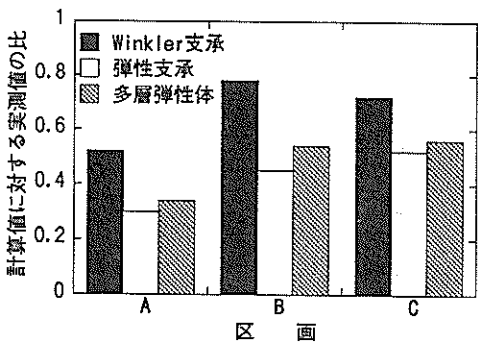


図-33 LC層ひずみの実測値と計算値

(2) 解析結果の検証

上記のように、たわみならびにひずみの逆解析結果として得られた力学特性値を用いて計算したひずみは実測値と大きく異なる場合のあることがわかった。これには、計器の設置方法、載荷試験方法、構造解析理論等、多くの要因が関わっているものと考えられる。そこで、ここでは計算値が実測値と等しくなるように、逆解析により得られる舗装の力学特性値を修正することを試みている。

a) 複合版モデル

Winkler 支承または弾性支承上の複合版モデルにおいては、貧配合コンクリート路盤のひずみが(16)式で表される。

$$\varepsilon_r = \frac{M_r}{D(1+\mu)} y \quad (16)$$

ここで、

ε_r : 貧配合コンクリート路盤ひずみ、

μ : 複合版のポアソン比、

D : 複合版の曲げ剛性、

y : 中立軸からの距離、

M_r : 曲げモーメント。

曲げモーメントは、Westergaardによる計算式からもわかるように、剛比半径と直接的に関係している。逆解析時に使用するたわみは、(17)式、(18)式に示したように、 l と k (Winkler 支承) または l と E_0 (弾性支承) の関数として表される。このたわみ自体には、 k または E_0 の影響が支配的であるのに対して、たわみを載荷点におけるもの d_0 との比率で表すと l のみの関数となることから、前者、後者をそれぞれたわみ曲線の大きさ、形状を表す指標と考えることができる。その例として、図-34、図-35にはたわみ曲線の値そのもの、値を d_0 に対する比で表したたわみ曲線を示した (荷重200kN、載荷板直径500mm)。

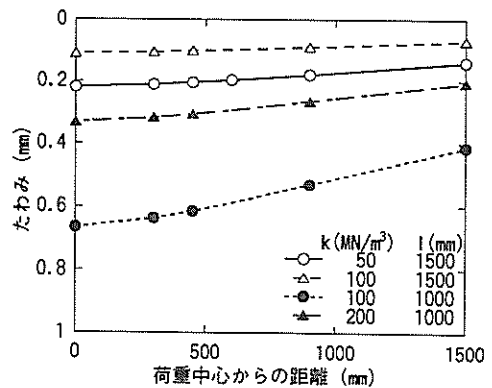


図-34 たわみ曲線

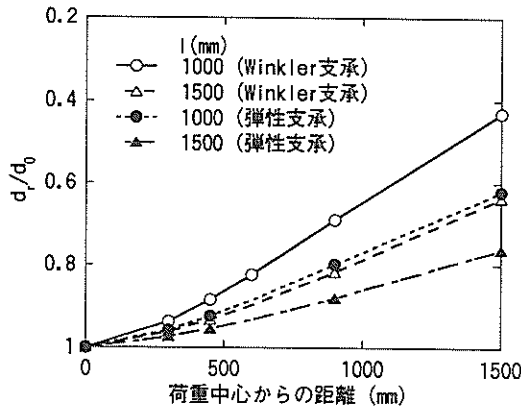


図-35 d_0 に対する比で表したたわみ曲線

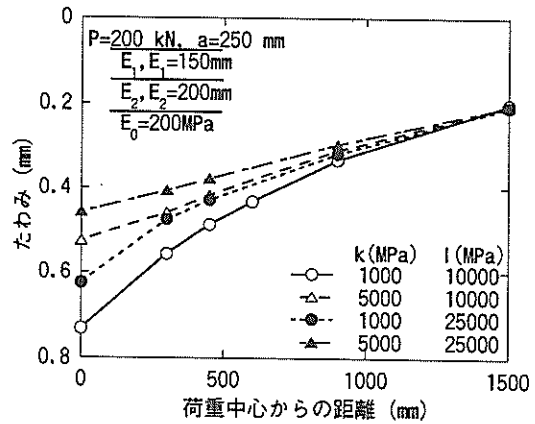


図-36 3層弾性体モデルのたわみ曲線

表-13 曲げ剛性の修正係数 β

支 承	区 画		
	A	B	C
Winkler	0.52	0.78	0.72
弾 性	0.30	0.45	0.52

表-14 弾性係数の修正係数 ζ

区 画	A	B	C
ζ	0.34	0.54	0.56

このことから、たわみ曲線の形状は、その大きさほど測定誤差の影響を大きくは受けないと考えられる。そこで、 l を一定、すなわち曲げモーメントを一定と仮定すれば、上式中の曲げ剛性の値を修正することにより計算値を実測値と等しくできよう。その結果、修正された曲げ剛性は(17)式のように表される。

$$D^* = \frac{D}{\beta} \quad (17)$$

ここに、

D^* : 修正された曲げ剛性、

D : 逆解析された曲げ半径、

β : 修正係数 ($= \frac{\epsilon_r}{\epsilon_r^*}$, ここに ϵ_r , ϵ_r^* は、それぞれ、実測、計算ひずみ)。

静的載荷試験結果から β は表-13の値が得られる。

b) 多層弾性体モデル

貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装を3層弾性体として解析する場合、貧配合コンクリート層のひずみは(18)式で概略計算できる。

$$\epsilon_r = f(P, E_c, \frac{E_a}{E_c}, \frac{E_0}{E_c}, \frac{a}{h_1}, \frac{a}{h_2}) \quad (18)$$

後述するように、アスファルトコンクリート表・基層の弾性係数は他の構造パラメータと比較すると、ひずみに及ぼす影響が最も小さいことがわかっている。また、荷重からの距離が大きい点のたわみは路床の弾性係数により一義的に定まることもわかっている(図-36)。そこで、 E_a/E_c , E_0 を一定とみなすことによって力学特性値の修正を行った。これらは(19)式で表される。 E_a についても E_c の修正結果に基づいて修正した (E_a/E_c :一定)。

$$E_c^* = 11.20 \cdot E_0 \left(\frac{1}{\zeta} - 1 \right) + \frac{E_c}{\zeta} \quad (19)$$

ここに、

E_c^* : 修正されたLC層弾性係数、

E_c, E_0 : 逆解析されたLC層、路床の弾性係数、

ζ : 修正係数 ($= \frac{\epsilon_r}{\epsilon_r^*}$, ここに ϵ_r , ϵ_r^* はそれぞれ実測、計算ひずみ)。

静的載荷試験結果から、 ζ として表-14に示す値が得られた。

表-15 静的載荷試験結果の逆解析による力学特性値

解析モデル	E_a	E_c	E_0		
			A区画	B区画	C区画
Winkler支承上の複合版	2,100	28,500	194*	114*	110*
弾性支承上の複合版	1,600	21,000	930	581	436
多層弾性体	2,000	22,000	226	222	204

注) *k (MN/m³)

(単位: MPa)

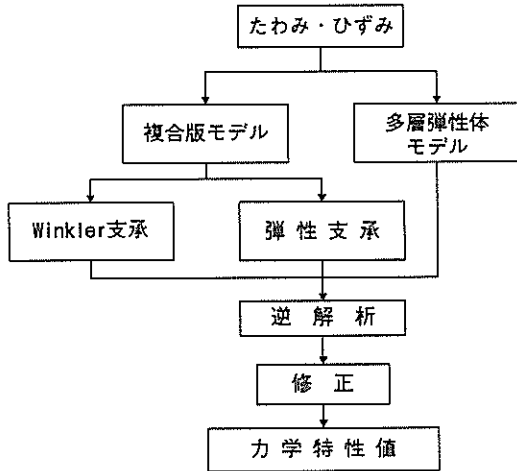


図-37 力学特性値の推定方法

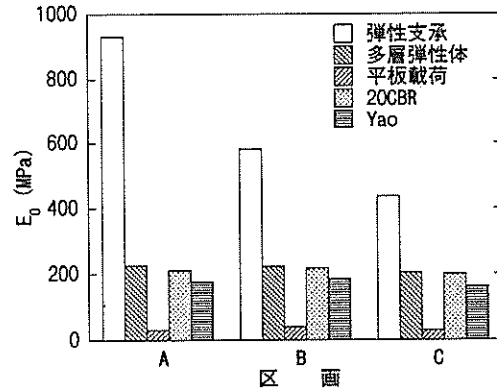


図-40 E_0 の解析結果と既応の研究成果

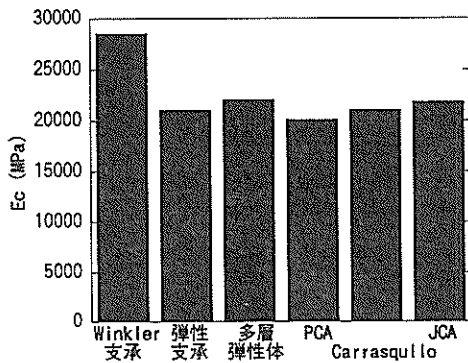


図-38 E_c の解析結果と既応の研究成果

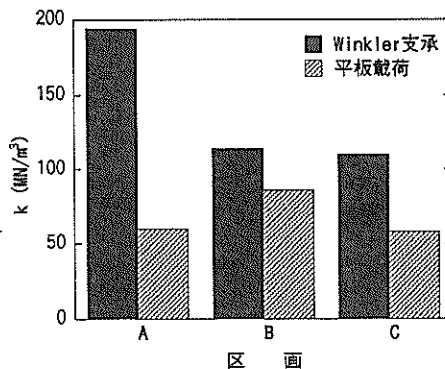


図-39 kの解析結果と平板載荷試験結果

(3) 力学特性値の決定

以上に示したように、貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装の力学特性値を載荷試験結果を用いて逆解析し、LC層のひずみに着目してそれらを修正する手法を開発した。それをフローチャートで示せば、図-37のようになる。

得られた力学特性値は表-15のようにまとめられる。

E_c については他の研究成果と一緒にして図-38にまとめた^{9), 10), 11)}。今回用いた3種類の構造モデルのうちでは、弾性支承上の複合版モデルと多層弾性体モデルによる解析結果が既応の研究とよい一致がみられる。

路床の力学特性値として、 k 値を図-39に、 E_0 を図-40に示した。Winkler支承、弾性支承によらず、複合版モデルでは平板載荷試験結果や既応の研究成果と比較して大きな値が得られるようである。これに対して、多層弾性体モデルはよい一致がみられることから、貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装の構造設計法としては多層弾性体モデルを用いることが妥当であると結論づけられる。なお、平板載荷試験結果から E_0 を算定する際には、剛性板に対する Bonssinesq の式

$$(E_0 = \frac{\pi a}{2} (1 - \mu^2) k, a: \text{載荷半径}) \text{を使用した。}$$

5. 構造設計方針

以上で貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装の構造解析モデルとして多層弾性体モデルが妥当であることがわかった。本章ではその結果を受けて、構造設計方針をまとめることにする。

5.1 力学特性の設計用値

ここでは、舗装の構造設計時に使用する力学特性の設計用値を選定したのち、力学特性が貧配合コンクリート層のひずみに及ぼす影響について明らかにする。そして、構造設計の原則について検討する。

(1) 設計用値の選定

貧配合コンクリート路盤の弾性係数 E_c の算定式として、図-38に示したCarrasulloの式を用いることにした。これは、(20)式に示すように、一軸圧縮強度 σ_c の関数である。

$$E_c = 3321.4\sigma_c^{0.5} + 6895 \quad (\text{MPa}) \quad (20)$$

路盤以下の弾性係数 E_0 として、図-40に示したように、CBRの関数である(21)式を導入した。

$$E_0 = 20 \cdot \text{CBR} \quad (\text{MPa}) \quad (21)$$

アスファルトコンクリート表・基層の弾性係数 E_a については、後述の感度解析からも明らかなように、LC層のひずみに大きな影響を及ぼさない。ここでは、600～2,000MPaの範囲で適切な値を選択することにした。

LC層の曲げ強度 f_r として(22)式で表される圧縮強度の関数式が導入された¹²⁾。

$$f_r = 0.438\sigma_c^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad (22)$$

(2) 感度解析

舗装の構造設計を行うにあたって、各層の特性値がLC層のひずみに及ぼす影響について感度解析をおこなった。この検討には、図-41に示すように、舗装モデルは4層構造で、荷重としてB-747型航空機の主脚を計算条件として用いた。

特性値として用いたものは以下に示す7項目であり、感度解析の結果としては図-42に示すものが得られた。この図の横軸は、図-41に示す標準特性値に対する比を示している。この結果から、 H_c 、 E_c 、 E_0 、 H_c の影響度合いが大きいことが明らかとなっている。

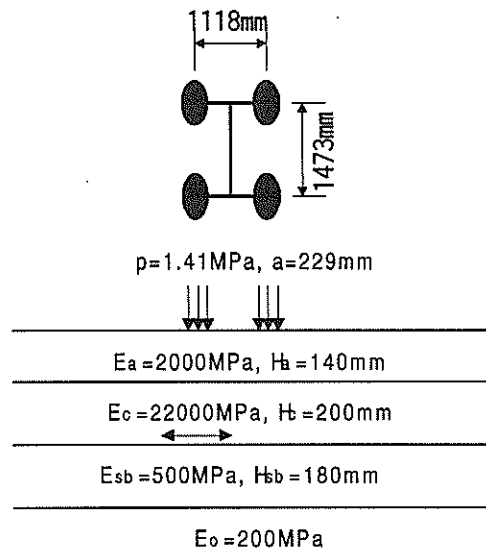


図-41 解析に用いた舗装構造と荷重条件

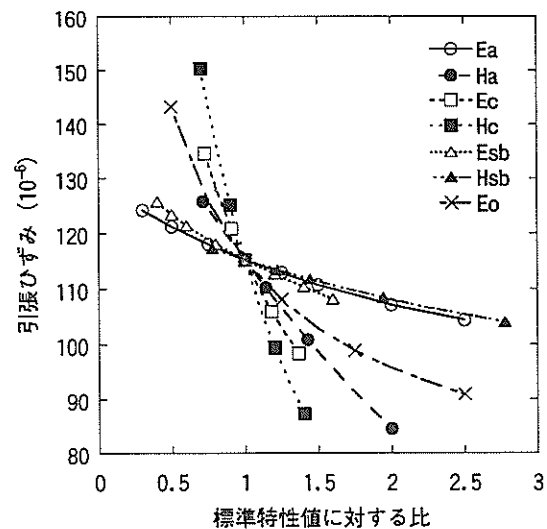


図-42 感度解析結果

- ① H_c : LC層の厚さ
- ② E_c : LC層の弾性係数
- ③ H_a : 表・基層の厚さ
- ④ E_a : 表・基層の弾性係数
- ⑤ H_{sb} : 下層路盤の厚さ
- ⑥ E_{sb} : 下層路盤の弾性係数
- ⑦ E_0 : 路床の弾性係数

(3) 設計の原則

設計用値の選定に引き続いて、それを用いた構造設計の原則について以下に示す。具体的にはLC層の目地の

考え方，LC層の疲労の考え方，そして両者を結びつけた設計基準の3項目である。

a) LC層の目地

LC層のひずみを検討する場合には目地部のものを考えなければならないことは載荷試験結果からも明らかになっている。この場合のLC層目地部におけるひずみは(23)式で表される。式中の β については，荷重伝達率 E_{ff} と密接な関係のあることがわかっている(図-43)^{13), 14), 15)}。

$$\beta = \frac{\sigma_c}{\sigma_i} \quad (23)$$

ここに，

- β : 目地の影響係数，
- σ_c : 目地部ひずみ，
- σ_i : 中央部ひずみ。

b) LC層の疲労

LC層の疲労性状は普通コンクリートやセメント安定処理材料のものと類似であることから，(24)式が採用された。

$$\frac{\sigma}{f_r} = 1 - 0.07 \log_{10} N \quad (24)$$

ここに，

- N : 載荷回数，
- σ : 最大曲げ応力，
- f_r : 曲げ強度。

c) 設計基準

LC層の目地部載荷状態が構造設計における着眼点となるので，破壊規準は載荷時目地部の応力が疲労強度を超えないこととなる。多層弾性理論によって目地部応力が計算できないため，設計規準としては上記2式を組み合わせる形の(25)式が適用できる。

$$\sigma_i \leq (1 - 0.07 \log_{10} N) \cdot \frac{f_r}{\beta} \quad (25)$$

5.2 構造設計の方針

LC層を有するアスファルト舗装の構造設計の方針を以下にまとめる。

ここで考えた標準舗装構造は，アスファルトコンクリート表・基層，貧配合コンクリート上層路盤，粒状材下層路盤，路床からなる4層モデルで，各層の標準的な特性値は表-16に示すとおりである。ここで，表・基層厚を150mmとしたのはリフレクションクラック防止の観点¹⁶⁾から，また粒状材下層路盤厚を300mmとしたのは施工性ならびに経済性の観点から決定された。ここで，設計条件としては，路床CBR10%，設計航空機荷重LA-1 (B-747-400)，設計カバレッジ40,000回が選ばれた。また，目地の影響係数 β としては1.45が用いられた。

LC層の設計厚は，図-44に示すように，(圧縮)強度によって異なり，LCの設計強度として大きな値を用いることによってLC層が減厚可能となる。

LC層の目地部における荷重伝達率がLC層厚に及ぼす影響について図-45に示した。荷重伝達機能を改善することによって，LC層厚は減少できることがわかる。

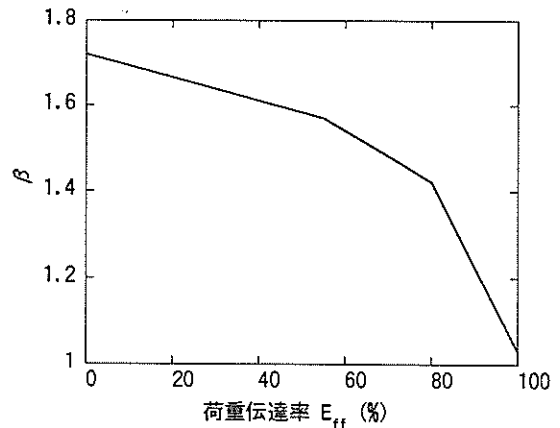


図-43 LC層ひずみに及ぼす目地の影響

表-16 標準舗装構造

層	厚さ (mm)	弾性係数 (MPa)	ポアソン比
表・基層	150	700	0.30
LC上層路盤	t_2	$f(\sigma_c)$	0.15
粒状材下層路盤	300	300	0.30
路床	-	20・CBR	0.35

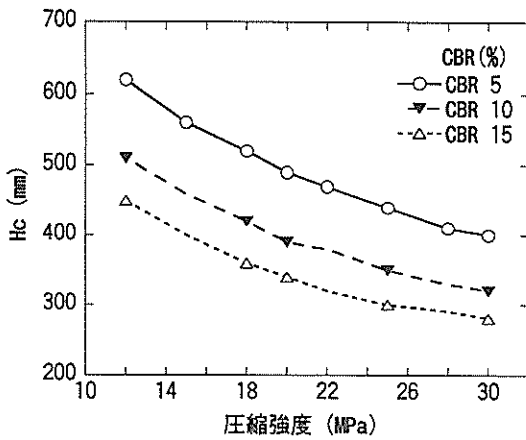


図-44 LCの強度と層厚

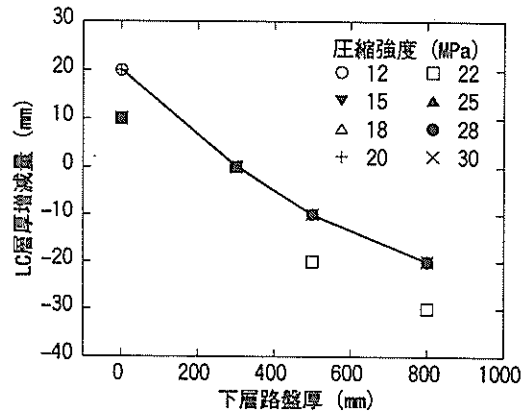


図-47 下層路盤厚とLC層厚

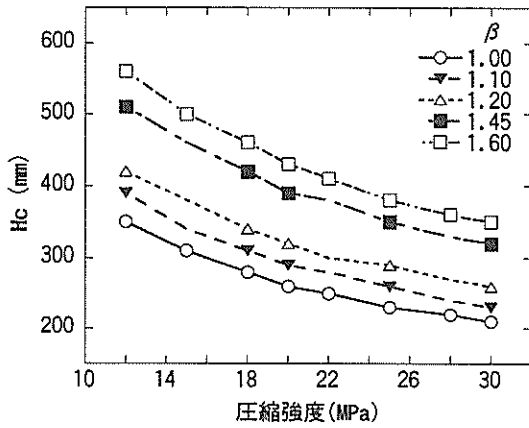


図-45 荷重伝達率とLC層厚

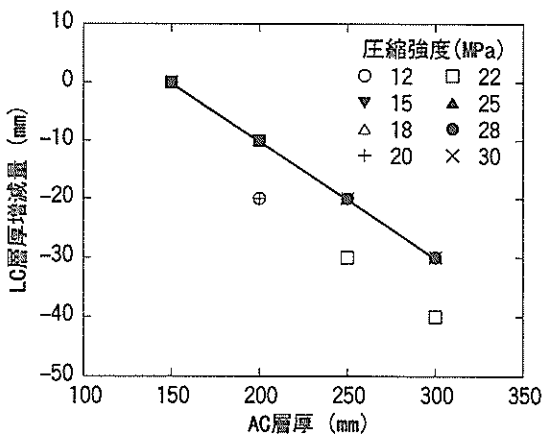


図-46 AC層とLC層厚

アスファルトコンクリート層厚を増加することによってLC層厚を減少できる状況について図-46に示した。アスファルトコンクリート層の増厚の影響は小さく、またLC層の強度の影響はあまり認められない。たとえば、300mmのアスファルトコンクリート層を用いたとしてもLC層は30mm程度減厚できるにすぎない。

粒状下層路盤材厚とLC層厚の関係を図-47に示した。アスファルトコンクリート層の場合と同様に、下層路盤厚はLC層厚にあまり大きな影響を与えないことがわかる。

具体的な舗装厚の算定にあたっては、表に示した構成を標準とし、設計条件に応じてこれらの図を用いて適切なものを選択するということが必要となる。

6. 結論

貧配合コンクリート路盤を有するアスファルト舗装の構造設計に関して、以下のような結論が得られた。

構造を変化させた3種類の試験舗装に対する載荷試験の結果、以下の点が明らかになった。

- (1) 貧配合コンクリート層の等価値を4.0と仮定した区画では繰返し載荷試験の比較的早い時点で構造的破壊の徴候がみられた。
- (2) 貧配合コンクリート層の上部には厚いアスファルトコンクリート層を、下部には粒状材層を設けることが構造上有利となる。
- (3) 貧配合コンクリート層には目地を設ける必要があり、この位置における載荷状態が構造設計における注目点となる。

試験舗装に対する載荷試験結果を解析して、貧配合コ

ンクリート路盤を有するアスファルト舗装の構造設計方針を明らかにした。

- (1) 舗装構造のモデルとしては、Winkler支承ならびに弾性支承上の複合版モデル、多層弾性体モデルの中では、後者の適用性が高い。
- (2) 貧配合コンクリート層下面のひずみが舗装構造上の破壊規準となる。構造設計の方針は、これに注目して目地の影響、材料強度ならびに疲労特性を取込んだ形式である。
- (3) 貧配合コンクリート層の厚さは、材料強度と目地の荷重伝達機能に依存しており、アスファルトコンクリート層や粒状材層の厚さにはあまり影響されない。

7. おわりに

本資料で検討対象とした貧配合コンクリートを使用した例として、コンクリート舗装における上層路盤とする複合版舗装のほか、アスファルト舗装においても転圧コンクリート上にアスファルトコンクリートを施工した形式のものが示されている。この材料はコンクリートからの有効利用方策の一つとも考えられるので、わが国においては使用例がほとんどないが、本研究で得られた成果である構造評価設計法を用いることによってその利用促進も図られよう。

貧配合コンクリートは、その強度をある程度任意に変えることが出来るため、現行の空港舗装構造設計法にあるような最小強度規定を設けることはせず、強度をパラメータとするものを設計の方針とした。実際の採用に当たっては、コンクリートがらの発生状況、材料特性値といった地域の状況を勘案して最適なものを設定すればよい。

試験舗装における貧配合コンクリート層には、その乾燥収縮特性が普通コンクリートと同程度とみなされたことから目地を設けた。これは目地を小間隔に設けることは目地幅を狭くできることになり、舗装の荷重支持力上も有利となると考えたからである。しかし、貧配合コンクリート層施工後速やかにその上層であるアスファルトコンクリート層を施工すれば、貧配合コンクリート層の乾燥収縮は小さく抑えることも可能となるので、厚いアスファルトコンクリート層を用いること等によってリフレクションクラックを防ぐことができれば目地を設ける必要性も小さくならう。この点については今後も検討を続けて行くことにしたい。

(1998年 9月30日受付)

参考文献

- 1) 須田 熙, 佐藤勝久: 空港舗装における路盤の等価値に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.11, No.4, pp.123-189, 1972.
- 2) 運輸省航空局: 空港アスファルト舗装構造設計要領, 航空振興財団, 78p., 1990.
- 3) 八谷好高, 工藤隆志, 塩見雅樹, 万波一朗: 再生材・高強度石灰安定処理材の空港舗装への適用性, 港湾技研資料, No. 804, 26p., 1995.
- 4) 横田 弘, 中島 晋: リサイクル材料の港湾工事への活用に関する検討, 港湾技研資料, No. 824, 49p., 1996.
- 5) Packerd, R.G.: Structural Design of Concrete Pavements with Lean Concrete Lower Course, Proceedings, 2nd International Conference on Concrete Pavement Design, pp.119-131, 1981.
- 6) 運輸省航空局: 空港土木工事共通仕様書, 1993.
- 7) 運輸省航空局飛行場部建設課: 空港土木施設施工要領(改定案), 304p., 1991.
- 8) 姫野賢治, 井上武美; FWDによる舗装の診断, アスファルト, 第35巻, 第175号, pp.9-20, 1993.
- 9) PCA: *Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*, Washington D.C., 1984.
- 10) Carrasquillo, R. L., et al.: Properties of High-strength Concrete Subjected to Short-term Loads, *ACI Journal*, 78(3), pp. 171-178, 1981.
- 11) (社)セメント協会: 空港舗装専門委員会報告書, 205p., 1990.
- 12) Ahmad, S. H., and Shah, S. P.: Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete, *PCI Journal*, 30(6), pp. 92-119, 1985.
- 13) 福手 勤, 八谷好高, 山崎英男: コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能, 港湾技術研究所報告, Vol.21, No.2, pp.207-236, 1982.
- 14) Chou, Y. T.: Rigid Pavement Design for Roads and Streets Elastic Layered Method, *Third International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*, Purdue Univ., pp. 267-278, 1985.
- 15) Barker, W. R.: Introduction to a Rigid Pavement Design Procedure, *Second International Conference on Concrete Pavement Design*, Purdue Univ., pp. 135-148, 1981.
- 16) 運輸省航空局: 空港舗装補修要領(案), 95p., 1984.

港湾技研資料 No.920

1998.12

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 有限会社つばさ印刷技研

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

Copyright ©(1998)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。