

港湾技研資料

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

No. 875 Sept. 1997

高地下水位下における空港アスファルト舗装の構造設計

八 谷 好 高
中 村 健
梅 野 修 一
野 田 工
工 藤 隆 志

運輸省港湾技術研究所



目次

要旨	2
1. はじめに	4
2. 舗装と水の関わり	4
2.1 構造	4
2.2 材料	5
3. 舗装材料の耐水性	6
3.1 アスファルトコンクリート	6
3.2 路床・路盤材料	9
4. 舗装構造の耐水性	11
4.1 試験舗装計画	11
4.2 載荷試験	13
4.3 試験結果	15
5. 地下水を考慮した舗装設計の考え方	21
5.1 路床の設計	21
5.2 路盤の設計	22
6. 結論	26
7. おわりに	27
参考文献	27

Structural Design of Airport Asphalt Pavements with High Groundwater Level

Yoshitaka HACHIYA*
Takeshi NAKAMURA**
Shuichi UMENO***
Takumi NODA****
Takashi KUDO*****

Synopsis

Many airport construction projects have been and will be carried out on the reclaimed ground due to a lack of the land. As this site generally has a high groundwater level, not only subgrade but base course might be submerged. Besides this, the similar condition might be brought by both the surface water infiltrating from the cracks and the seepage water penetrating from the surroundings. When heavy loads applied repeatedly to the pavement in the submerged condition, much severer damages will be caused.

Therefore, the influence of the water on the pavement performance must be clarified and then the structural design method for airport asphalt pavements must be established under the high groundwater level. First, the mechanical properties of both asphalt concrete and soil materials were examined in laboratory tests. Then, the bearing capacities of several experimental pavements under various groundwater conditions were examined. Finally, the structural design procedure was developed by the use of the multi-layer linear elastic theory.

The following conclusions were obtained.

- (1) The asphalt concrete surface course deteriorates much severely as the groundwater level increases in the base course. Increase of its thickness improves the durability.
- (2) The bearing capacity of both granular base course materials and subgrade material decreases with an increase of the groundwater level. Its stabilization is an effective countermeasure.
- (3) The load carrying capacity of the asphalt pavement decreases as the groundwater level increases, especially in case of having granular base course. When the pavement is fully submerged, the elastic modulus of subgrade, base course decreases to 80%, 70% of that under the unsoaked condition, respectively.
- (4) In case that the groundwater level rises into the subgrade, the subgrade design CBR must be lowered; 80% of the usual value in the completely submerged condition.
- (5) When the groundwater level is susceptible to rise into the base course, the asphalt stabilized material must be used as the base course. Furthermore, the subbase material should be partially replaced with the asphalt stabilized material.

Keywords: groundwater, asphalt pavement, structural design, pavement materials, soft ground

Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport (1-1, Nagase 3, Yokosuka 239, JAPAN)
Phone: +81 468 44 5026, Fax: +81 468 44 4471, E-mail: hachiya@phri.go.jp

* Chief, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Member, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division

*** Chief, Technology Development Section, Kobe Investigation and Design Office, Third District Port Construction Bureau (Former Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division)

**** Miyazaki Port and Airport Construction Office, Fourth District Port Construction Bureau (Former Member, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division)

***** Tokyo Airport Construction Office, Second District Port Construction Bureau (Former Member, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division)

高地下水位下における空港アスファルト舗装の構造設計

八谷好高*・中村 健**・梅野修一***・野田 工****・工藤隆志*****

要旨

近年、空港建設における立地条件の悪化から、基本施設舗装を埋立により造成された地盤上に建設せざるを得ない事例が増えている。このような地盤では一般的に地下水位が高いため、舗装が建設された場合にはその路床のみならず路盤までもが地下水面下に位置することが危惧される。また、このような地盤以外でも、舗装表面のひび割れからの雨水の浸透や周辺地盤からの水の流入などにより舗装が浸水状態になる場合もある。水浸状態に置かれた舗装に交通荷重が繰返し載荷されることにより舗装の損傷が著しくなり、補修時期も早まることになるので、地下水位が高い場合の舗装材料の耐荷性、耐久性について十分な検討をし、設計法として整備する必要がある。

本研究では、まず、舗装を構成する材料ならびに舗装構造設計に関する現行規定をまとめる。そして、アスファルトコンクリートと粒状材について、材料自体の耐水性の評価を行ってから、耐水性向上対策について言及する。さらに、構造を変えた試験舗装を製作して地下水位を変化させながら載荷試験を実施することによって、舗装構造の耐水性を調査し、水浸状況下における空港アスファルト舗装の構造設計法を構築した。

一連の研究の結果、以下のような結論が得られた。

- (1)アスファルトコンクリート表・基層はその下方の路盤が水浸状態となった状態で交通荷重を受けることによりその下方から剥離現象を呈し始め、載荷回数が増加するにつれて剥離が上方へと進行する。これは水位の上昇に伴って著しくなる。アスファルトコンクリートの剥離対策としては増厚することが有効である。
- (2)粒状路盤材ならびに路床材料の支持力は、水浸状態が進行するにつれて低下する傾向がみられ、特に繰返し載荷条件下ではその傾向が明らかである。これは路床材料で著しく、次にRC-40、C-40の順となる。その対策としては安定処理化が有効である。
- (3)路床・舗装は、地下水位が上昇するにつれて荷重支持力が低下し、しかも粒状材路盤を有する舗装ほど著しいものとなる。この点を完全水浸（冠水）後の弾性係数の水浸前のものに対する比率により定量化すると、路床、路盤の場合で、80%、70%となる。
- (4)高い地下水位下で路床までが水浸することが想定される場合には、通常の方法により算定される設計CBRを、水浸状態に応じて100%～80%に低減する必要がある。
- (5)路盤までが水浸状態になる場合には、上層路盤にアスファルト安定処理材を用いるほかに、下層路盤の一部を安定処理化する必要がある。この場合の下層路盤の構成について、構造等価型、強化型舗装の両方を示した。

キーワード：地下水、アスファルト舗装、構造設計、舗装材料、軟弱地盤

運輸省港湾技術研究所（〒239横須賀市長瀬3-1-1）

電話：0468-44-5026, Fax：0468-44-4471, E-mail：hachiya@phri.go.jp

* 土質部滑走路研究室長

** 土質部滑走路研究室研究官

*** 第三港湾建設局神戸調査設計事務所技術開発課長（前土質部主任研究官）

**** 第四港湾建設局官崎港湾空港工事事務所（前土質部滑走路研究室）

***** 第二港湾建設局東京空港工事事務所（前土質部滑走路研究室）

1. はじめに

近年、空港建設における立地条件の悪化から、基本施設舗装を埋立により造成された地盤上に建設せざるを得ない事例が増えている。このような地盤では一般的に地下水位が高いため、舗装が建設された場合にはその路床のみならず路盤までもが地下水面下に位置することが危惧される。また、このような地盤以外でも、舗装表面のひび割れからの雨水の浸透や周辺地盤からの水の流入などにより舗装が浸水状態になる場合もある。最近では、路床・路体には透水性があまり良好とはいえない材料を用いざるを得ないことが多いため、舗装内への浸透水がそのまま残ってしまう危険性も大きい。道路舗装に比べて幅員が非常に広い空港舗装では、舗装に浸透してきた水を排除することが著しく難しい¹⁾。

水浸状態に置かれた舗装に交通荷重が繰り返し載荷されることにより舗装の損傷が著しくなり、補修時期も早まることになる。このような地下水位が高い状況下における空港舗装の構造設計法について現時点では明確な規定がないこともあって、必ずしも合理的な設計がなされているとはいえない恐れが強い。

このようなことから、地下水位が高い場合の舗装設計法を整備する必要があるものと考えた。この場合、舗装内への水の浸水・滞水状況によっては、材料の耐水性を向上させることだけで対策が可能となることもあろう。そこで、アスファルト舗装の表層・基層を構成するアスファルトコンクリートならびに路盤材料として用いられる粒状材料についての室内試験も実施した。

本研究では、まず、舗装を構成する材料ならびに舗装構造設計に関する現行規定をまとめる。そして、アスファルトコンクリートと粒状材について、材料自体の耐水性の評価を行ってから、耐水性向上対策に言及する。さらに、構造を変えた試験舗装を製作して、地下水位を変化させながら載荷試験を実施することによって、舗装構造の耐水性を調査し、水浸状況下における空港アスファルト舗装の構造設計法を構築する。

2. 舗装と水の関わり

2.1 構造

路床・舗装内に水が浸入して湿潤状態となった状態で交通荷重が繰り返し加わると、舗装が早期に破壊することとなる。路床や舗装が乾燥状態に保たれればその上の舗装が安定であることは、古代ローマにおいて側溝を設けた道路が建設されていることからわかるように、古くか

ら認められている。舗装内が滞水した状態で交通荷重を受けると、舗装構造には損傷が生ずる。これは、ポットホール、ヒービング（膨れ上がり）、層間剥離、平坦性低下といった現象となって現れる。

このような舗装の破壊を防止するためには、舗装内への浸水を防ぐことが肝要である。路床ならびに舗装内部で水分が増加する要因としては図-1に示すように以下の6項目²⁾が挙げられているが、①～③を対象として、雨水を舗装内に直接浸透させないための表面排水と浸透水を排除するための地下排水が一般的に採られている。なお、④～⑥の問題に対しては、これらの排水対策が機能しないため、不透水性膜の施工といったことにより対処している³⁾。

- ① 隣接地盤からの浸水
- ② 地下水位の上昇
- ③ 舗装表面からの浸水
- ④ サクションによる水分移動（側方より）
- ⑤ サクションによる水分移動（下方より）
- ⑥ 水蒸気の移動

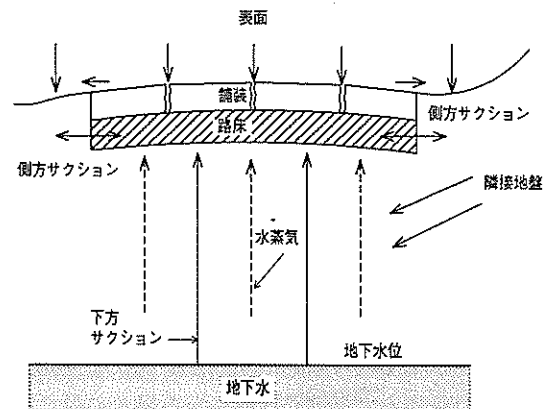


図-1 舗装・路床内水分増加の要因

空港の場合、その用地が広大であり、しかも周囲には高所が少ないことから、舗装内への水の浸透要因は③の表面からの雨水の浸入と②の地下水位の上昇が主たるものであろう。

前者はひび割れからの水浸が主たるもので、表面水の最大70%が幅0.8mm以下のひび割れを通して浸水するとの報告⁴⁾もあることから、対策としてはひび割れ部の補修や表・基層内の層間付着を確実なものとするのが肝要である。

地下水位が上昇する危険性は空港舗装のように幅員の広い舗装において極めて高く、現に路床のみならず舗装までもが滞水状態となった事例が報告されている⁵⁾。この問題に対しては、地下排水層を設けるといったことに

より対応可能である。その例として、埋立地盤上に建設された東京国際空港では、地盤の透水性の低さが原因で、地下水位が路床内にまで上昇することが予測されたため、舗装を建設するにあたって特別な地下排水対策を講じている⁶⁾。

このような直接的な排水対策のほか、舗装の構造設計法自体によっても高地下水位には対処可能である。

一つは、舗装内への浸水が避けられない状況となったとしても、舗装内に浸透してきた水を速やかに排除して、その影響を大幅に軽減することである。その対策として次のような項目が挙げられている⁷⁾。

- ① 透水性が良好な材料を路盤に使用する
- ② 舗装構成層の下方のものほど透水性の良好な材料を使用する
- ③ 路床・路盤の表面勾配を確保する

もう一つは、地下水位と舗装の間に距離を置いて、地下水からの水分（水蒸気）移動を防止することである。その例として、米国では道路を対象として、舗装下面（路床面）と地下水位の間の距離を道路の等級によって1~3ft.（約30~90cm）確保するとしている設計法もある⁸⁾。

さらには、舗装内に水が浸透するとの状況下において舗装を建設しなければならない場合の構造設計法についても整備されている。それは、AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)によるものであり、これは粒状材料を路盤に用いる場合に、その含水状態、排水状態を考慮して舗装構造を決定する方式を採用している⁹⁾。

これによれば、アスファルト舗装厚は(1)式により求められる。この式中の層係数は材料の構造的価値を表す係数であり、粒状材料にあつてはその含水状態に応じて異なった値をとり（表-1）、湿潤状態と乾燥状態では2倍程度違うこともある。層係数の修正係数は、その排水程度に応じて層係数を修正するために用いられ、表-2に示すように、排水の質（表-3）と舗装が飽和に近い含水状態にある時間割合の関数として規定されている。すなわち、排水時間が短いほど、また飽水時間が短いほど舗装の構造的価値は高いものとされる。

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (1)$$

ここで、SN: 構造係数、

a_i : 層係数、

D_i : 各層の厚さ、

m_i : 層係数の修正係数。

表-1 AASHTO設計法における層係数

層	含水状態	層係数の計算値
上層路盤	乾燥	0.099~0.216
	やや湿潤	0.024~0.141
	湿潤	0.000~0.116
下層路盤	やや湿潤	0.103~0.144
	湿潤	0.088~0.129

表-2 層係数を修正するための係数

排水の質	飽水状態の時間割合			
	1%以下	1~5%	5~25%	25%以上
優	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
良	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
並	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
不良	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
悪	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

表-3 排水の質

排水の質	排水時間
優	2時間以内
良	1日
並	1週間
不良	1月
悪	排水されない

表-4 アスファルトコンクリートの材質規定

項目	表層		基層	
	75	50	75	50
突固め回数 (回)	75	50	75	50
マーシャル安定度 (kgf)	900以上	500以上	900以上	500以上
フロー値 (1/100cm)	20~40	20~40	15~40	15~40
空隙率 (%)	2~5	3~5	3~6	3~6
飽和率 (%)	75~85	75~85	65~8	65~80
残留安定度 (%)	75以上	75以上	75以上	75以上

2.2 材料

舗装が浸水した状態で供用された場合、舗装の構造上のみならず舗装を構成する材料自体にも破損が生ずる。ここではアスファルトコンクリートと粒状材料に分けて示す。

(1) アスファルトコンクリート

空港アスファルト舗装の表層・基層に使用されているアスファルトコンクリートの材質については表-4のように規定されている^{10), 11)}。この表に示した項目のうち、残留安定度（非水浸状態におけるマーシャル安定度に対する水浸後のものの比率）は耐水性を考慮して設けられたものであり、75%以上と規定されている。

アスファルトコンクリートはアスファルトと骨材の混合物であり、アスファルトについては、空港舗装の場合、一般的には、JIS K 2207「石油アスファルト」に規定さ

れているストレートアスファルト（40-60，60-80，80-100，100-120）を使用することになっている。また、骨材については、最大粒径を20mmと13mmとする場合のそれぞれで粒度範囲が規定されている。これらの使い分けについて、空港舗装では明確な記述はみられないため、道路舗装のもの¹²⁾を引用すると、アスファルトは60-80が標準的なものであり、わだちぼれ対策用としては40-60を、寒冷地では80-100を用いることとしている。また、骨材については最大粒径20mmの場合が耐流動性、耐摩耗性、すべり抵抗性に優れ、13mmの場合が耐水性、ひびわれ抵抗性に優れているとされる。

アスファルトコンクリートについては、空港アスファルト舗装の場合、次の点が要求事項として挙げられている¹⁾ だけであり、耐水性に関するものはない。

- ① 交通がほとんどない箇所では、老化が懸念されるので、アスファルト量を多くしたり、耐老化性のアスファルトを用いる。
- ② 大きな静止・緩速走行荷重が集中する箇所では、わだちぼれが懸念されるので、骨材寸法を大きくする、アスファルト量を少なくする、または低針入度アスファルトや改質アスファルトを使用する。
- ③ 航空機が高速走行する箇所では、走行安全性を確保するために、十分大きなすべり抵抗を保持できるアスファルトコンクリートを使用する。

水の存在が主たる要因でアスファルトコンクリートにもたらす損傷としては、剥離（ストリップング）現象^{*1}が知られている。剥離現象は世界各地で問題となっているアスファルトコンクリートの破損形態であり、わが国の場合は1965年頃の九州地方の国道におけるものが知られている。この事例では、剥離がアスファルトコンクリート層下部から発生して上部へ進行していることから、その原因を路盤中の水分と特定し¹³⁾、地下水位が高い、上層路盤の塑性指数が大きい場合に発生しやすいことを指摘している^{14), 15)}。

このような剥離現象の原因は、アスファルトコンクリート中の空隙が侵入してきた水により飽和され、交通荷重の載荷や温度上昇により間隙水圧が発生することが主たるものであると考えられている^{1), 16)}。これは、アスファルトコンクリートの締め固めが不足するとアスファルトコンクリート中に浸水しやすくなること、骨材に汚れが付着したり、骨材の乾燥が不足するとアスファルトと骨材が十分に付着できなくなることにより促進される。こ

*1 骨材とそれを包んでいるアスファルトとの間に水分が入ってアスファルトが骨材から徐々にはがれていく現象

のようなことから、剥離防止策として、一般的には次の点が示されている^{12), 17)}。

- ① 消石灰、セメントや剥離防止剤を添加する
 - ② 洗浄、プレコーティング等によりアスファルトの骨材への付着性を高める
 - ③ 親水性骨材を除去する
 - ④ 骨材との付着性のよいアスファルトを使用したり、アスファルト量を増加する
- (2) 未処理路床・路盤材

舗装を直接支持する路床は、舗装の下面から下方1～2mの部分の地盤であり、CBRが2%以上という材料規定がある。

路盤として用いられる粒状材のうち、下層路盤用材料については、修正CBRが20%以上、最大粒径が50mm以下、425 μ mふるい通量分の塑性指数が6以下と規定され、また、上層路盤用材料としては修正CBRが80%以上、最大粒径が40mm以下、425 μ mふるい通過分の塑性指数が4以下と規定されている。なお、通常骨材のほかに、コンクリートがらが主成分である再生クラッシュランも下層路盤として使用可能とされている¹⁸⁾。

安定処理していない路床・路盤材料は骨材が結合材によって結びつけられた材料ではないため、アスファルトコンクリートの場合のような材料そのものに対する耐水性向上対策はみられない。路盤材料については、AASHTOの道路設計法にあるように、構造的価値を低減することによって水の影響を考慮可能となっている。しかし、路床については構造設計法においても考慮されているような点は特にはみられず、排水措置を十分に講ずることや安定処理化により水対策を行っているものと判断される。

3. 舗装材料の耐水性

舗装が水浸状態におかれた場合の材料そのものの耐水性について、アスファルトコンクリート、路床・路盤材料に分けて検討する。

3.1 アスファルトコンクリート

(1) 試験方法

アスファルトコンクリートの耐水性を検証するために、水浸ホイールトラッキング試験^{*2}を実施した^{19), 20)}。水浸ホイールトラッキング試験は、通常、図-2に示すような

*2 アスファルトコンクリートの剥離現象を室内で再現するために開発された試験法で、実際とよく対応しているとされる。

50mm厚のアスファルトコンクリートと100mm厚のセメント安定処理材層から成る供試体（幅、長さは300mm）を水浸状態に置き、接地圧6.4kgf/cm²の車輪（ソリッドタイヤ）を6時間繰返し走行させることによりアスファルトコンクリートの剥離抵抗性を調べるものである²⁾。この試験では、直角（トラバース）方向にも車輪を移動させながら、走行（トラッキング）させることにより載荷を行う。このときのトラッキング速度は毎分21往復、トラバース速度は毎分10cmである。

今回の試験では、上記の標準的な供試体のほかにアスファルトコンクリートを厚くしたものも用いている。また、水浸の影響を詳しく調べるために、供試体に対する水位を変えて試験を実施した。また、剥離防止効果を検証するために、フィラーとして消石灰を添加した材料についても試験している。試験条件を表-5にまとめた。

路盤に用いたセメント安定処理材は、セメント添加率（土質乾燥質量に対するセメント質量の百分率）を5.0%として一軸圧縮強度20kgf/cm²を確保した。供試体の作製にあたっては、材料をミキサにて混合後、所定の型枠に投入してローラコンパクタを用いて締固め、そして、型枠ごとビニール袋で覆って、80℃の恒温容器内に入れて12時間養生した。

アスファルトコンクリートとしては空港基本施設の表層用材料（タイプI用、最大粒径13mm）を使用した。アスファルトとしてはストレートアスファルト60-80を用い、配合試験の結果、最適アスファルト量は5.9%となった。消石灰を添加する場合には、石粉の50%を消石灰にて置換えた。なお、残留安定度が79.1%であることから、今回用いた材料は耐水性に問題のないものである。

供試体の作製にあたっては、所要材料をアスファルトミキサにて混合し、縦・横300mm、厚さ50mmの型枠内に投入してローラコンパクタで締固め、室内で放冷後脱型した。供試体が100mm厚の場合は、100mm厚の型枠内にあらかじめ作成した50mm厚の供試体を置いてから、その上に50mm厚の供試体を打継いだ。表-6には供試体の密度と締固め度をまとめている。

このようにして作製したセメント安定処理材とアスファルトコンクリートを厚さ150mmの鋼製型枠内に設置し、それらの温度を60℃にして14時間気中養生する。そして、温度を60℃に保ったまま所定の水位となるように供試体を水浸した状態で水中養生を1時間実施して、試験に供した。

試験結果は剥離率としてまとめた。この剥離率は、図-3に示すように、試験終了後供試体を中央部分にて折り

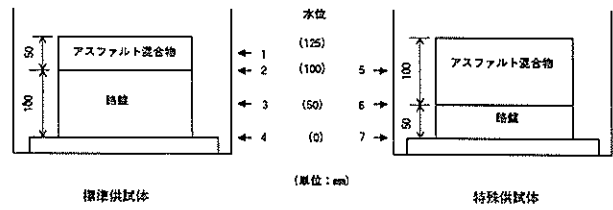
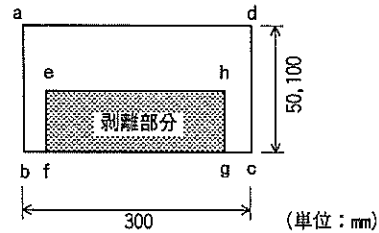


図-2 水浸ホイールトラッキング試験用供試体



剥離率(%) = $\frac{efgh}{abcd} \times 100$

図-3 剥離率の計算方法

表-5 水浸ホイールトラッキング試験の条件

条件	層厚 (cm)		水位 (cm)	試験時間 (時間)	備考
	アスファルト	路盤			
1	5	10	12.5	6	消石灰添加
2			12.5		
3			10		
4			5		
5			0		
6	10	5	10	6	
7			10	3	
8			10	12	
9			5	6	
10			0	6	

表-6 供試体密度と締固め度

試験条件	密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)	試験条件	密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
1	2.335	99.8	6	2.332	99.7
	2.326	99.4		2.350	100.4
	2.356	100.7		2.327	99.4
2	2.341	100.0	7	2.321	99.2
	2.348	100.3		2.345	100.2
	2.355	100.6		2.333	99.7
3	2.339	100.0	8	2.328	99.5
	2.325	99.4		2.334	99.7
	2.352	100.5		2.341	100.0
4	2.351	100.5	9	2.336	99.8
	2.335	99.8		2.339	100.0
	2.338	99.9		2.326	99.4
5	2.333	99.7	10	2.337	99.9
	2.346	100.3		2.332	99.2
	2.345	100.2		2.338	99.9

曲げた断面でみた場合の剥離部分の全断面に対する百分率として計算される。これはトラッキング方向とトラバース方向の両方について求めた。

(2) 試験結果

水浸ホイールラッキング試験後のアスファルトコンクリート供試体の断面の例を図-4、図-5に示した。両図ともアスファルトコンクリート層厚が50mmで水位が層の中間高さに位置する場合(条件1)で、それぞれトラッキング方向、トラバース方向のものである。繰返し走行により供試体下部から剥離が進行してくる状況がわかる。

図-6には、アスファルトコンクリート層を5cmとした場合の水位と剥離率の関係を示してある(6時間載荷)。全体的には水位が上がって来るにつれて、剥離の範囲が拡大することがわかる。特に、アスファルトコンクリート層の一部までもが水浸するようになると(水位: 12.5cm)、その程度は著しいものとなる。

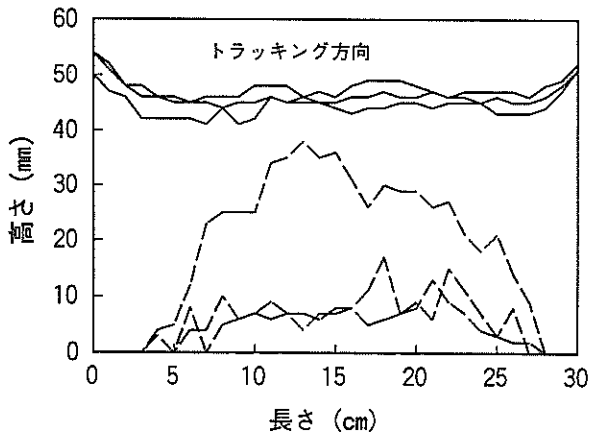


図-4 試験後の供試体断面 (トラッキング方向)

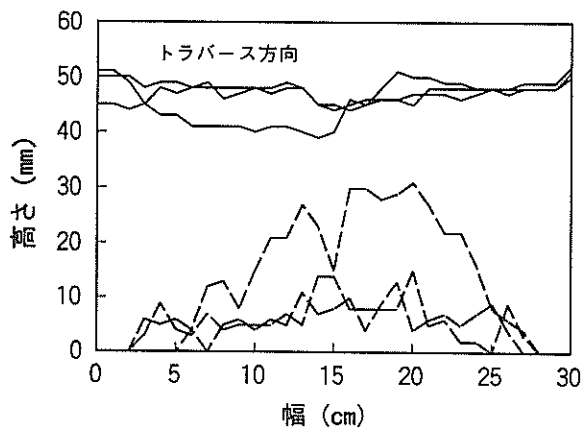


図-5 試験後の供試体断面 (トラバース方向)

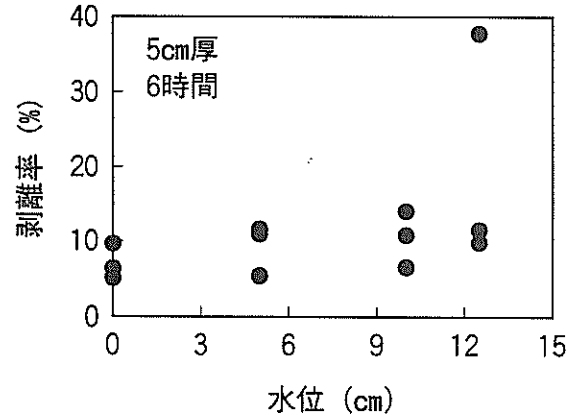


図-6 水位による剥離率の違い

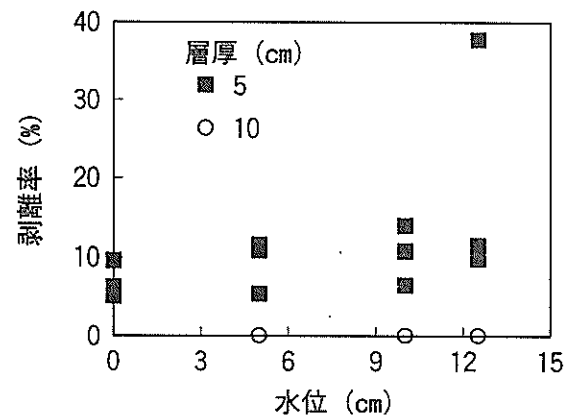


図-7 層厚による剥離率の違い

この剥離対策として、一般的なものとされている消石灰添加に加えて、アスファルトコンクリート層を厚くすることにより内部に発生する応力を抑えて、剥離現象の発生を防止する方法についても試験を行った。このうち、前者については、添加したとしても剥離率でみれば大きな違いはないものの、変動は小さくなる傾向が認められた。これに対して、アスファルトコンクリート層を厚くすることは、耐剥離性の向上をもたらすようである。この点は、アスファルトコンクリート層の厚さを5cm、10cmとした場合の剥離率を比較した図-7から明らかに認められる。

ここで用いた水浸ホイールラッキング試験において接地圧を6kgf/cm²と4.5kgf/cm²の2種類として試験を実施したところ、前者では試験時間6時間で剥離が供試体底面から発生して表面にまで達したのに対し、後者では8時間走行しても供試体下部の一部にしか剥離がみられなかったとの報告¹⁹⁾がある。航空機車輪の接地圧は今回試験に用いたものの2倍以上にも達することから、空港舗装においてはこのような剥離現象が生ずる危険性は極めて高いものと推察される。したがって、空港舗装にお

るアスファルトコンクリートの剥離対策としては、増厚することにより発生応力を減少させる方法をまず第一に考えるべきであろう。

3.2 路床・路盤材料

(1) 試験方法

a) 試料

検討の対象とした路床・路盤材料は、前者で1種類、後者で2種類である。具体的にいえば、前者ではC-40の規定を満たさない低品質な粒状材、後者では一般的な碎石（通常碎石，C-40）ならびにコンクリート舗装の解体にともなう生ずる碎石（再生碎石，RC-40²²⁾）である。

路盤材として使用した通常碎石は関東地方で一般的に入手可能な材料であり、最適含水比は12.8%，最大乾燥密度は1.57g/cm³である。再生碎石は、コンクリートから主体のクラッシュランで、関東地方の一般的な骨材再生プラントから2種類を入手した。RC-40(1)の最適含水比は10.8%，最大乾燥密度は1.81g/cm³であり、RC-40(2)は、それぞれ、12.0%，1.88g/cm³である。

路床材料としては、山砂と碎石（C-40）を1:4の割合で混合したものを使用した。この材料の最適含水比は6.3%，最大乾燥密度は2.29g/cm³である。この材料に対しては、セメントによる安定処理も行った（添加率は土質材料の乾燥重量に対して1.5%である）。

b) 供試体の作製

通常碎石と再生碎石については、供試体をJIS A 1210「突固めによる土の締固め試験方法」で規定された突固め方法のE法（ランマー質量4.5kg，落下高さ45cm，モールド内径15cm，3層突き固めで1層あたりの突固め回数92回）に準じて作製した。そして、供試体の上に質量5kgの載荷板を載せ、室温20±3℃の恒温恒湿室で各水浸深さごとに（5cm，9cm，冠水）4日間水浸した。これは路床材料の場合も同様である。

セメント安定処理材の場合は、上記と同様に作製した供試体の上下面をパラフィンで被覆し、3日間恒温恒湿室内で養生した。そして、その後パラフィンを取除き、各水浸深さごとに4日間水浸養生した。表-7には、供試体の乾燥密度と含水比をまとめた。

c) 試験

上記の方法で作製した供試体に対して、2種類の試験を実施した。一つはCBR試験，もう一つは繰返し載荷試験である。

CBR試験はJIS A 1211「CBR試験方法」で規定された方法に準拠して実施した。すなわち、直径50mmの貫入棒を1mm/minの速度で供試体に貫入させて貫入量が

2.5mmあるいは5mmに達したときの荷重を求め、標準荷重（貫入量2.5mm，5.0mmのそれぞれに対して，1,370kgf，2,030kgf）に対する百分率としてCBRが得られる。

繰返し載荷試験は、CBR試験と同様に直径50mmの貫入棒を供試体に繰返し貫入させることによった。その場合の荷重は貫入量2.5mmのときの荷重の80%とし、周期1秒で10,000回繰返して載荷した。この試験では載荷にともなう貫入量の変化に着目した。

(2) 試験結果

a) CBR試験

通常碎石の場合は、図-8に示すように、CBRは水位の増加につれて低下し、非水浸状態で140%程度あったCBRが、冠水状態になると1~2割低下してしまうことがわかる。これに対して、再生碎石の場合、CBRは水浸深さの増加により徐々に減少するが、供試体が完全に水没した状態でも、非水浸の場合に比べて数パーセント低下するにすぎない。図-8にまとめた2種類のRC-40適合材料の試験結果からは、種類が違えばCBR自体は異なるものの、水浸によるCBRの低下程度には同じような傾向がみられている。

表-7 供試体密度と含水比

材料	乾燥密度 (g/cm ³)			含水比 (%)		
	最大	最小	平均	最大	最小	平均
C-40	—	—	—	14.0	11.0	12.5
RC-40(1)	1.88	1.80	1.83	13.1	10.9	12.1
RC-40(2)	1.92	1.78	1.86	13.8	10.9	12.0
路床材	2.27	2.17	2.22	7.4	6.0	6.7
路床材 (安定処理)	2.45	2.19	2.35	8.0	3.2	5.7

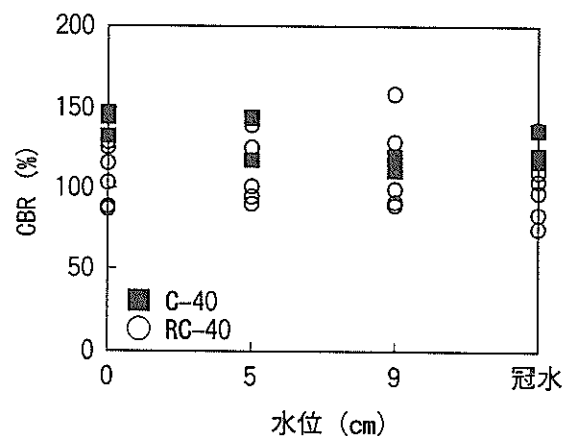


図-8 水位によるCBRの違い（路盤材料）

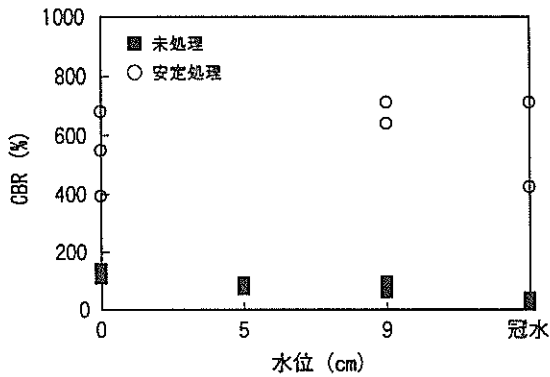


図-9 水位によるCBRの違い (路床材料)

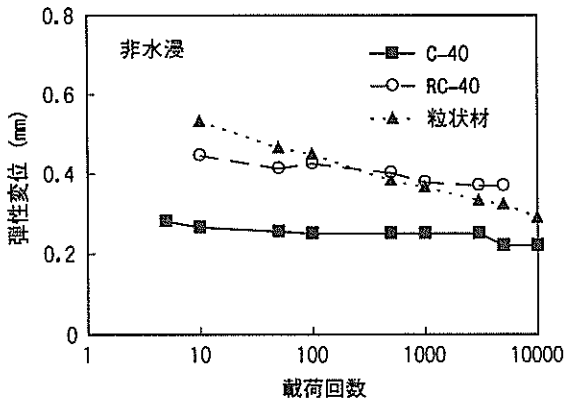


図-10 繰返し載荷に伴う弾性変位の変化 (非水浸)

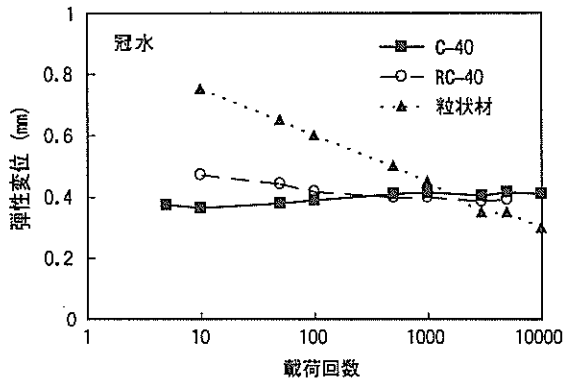


図-11 繰返し載荷に伴う弾性変位の変化 (冠水)

路床材料の場合として、図-9にCBRと水浸深さの関係を示した (安定処理した場合も含む)。未処理供試体のCBRについてみれば、水浸しない状態では120%程度であったが、供試体が完全に水浸した状態では30%程度と非水浸の場合の1/4にまで低下することがわかる。これに対して、安定処理した場合についてみれば、水浸深さ

が増加しても強度の低下は認められず、CBRで600%程度が保持できていることがわかる。したがって、C-40、RC-40といった規格から逸脱する材料 (路床材) は水浸によりCBRが極端に低下するものの、安定処理することによってそれを防止できることになる。

b) 繰返し載荷試験

繰返し載荷試験の結果として、図-10、図-11に繰返し載荷にともなう弾性変形量^{*}の変化状況を示した (それぞれ、非水浸、冠水状態)。これらの図から、繰返し載荷が進行するにつれて弾性変形量は低下するが、C-40に比べてRC-40と路床材料で弾性変形量の低下程度が大きく、特に路床材料が著しいことがわかる。

繰返し載荷にともなう弾性変形量の変化が水浸程度によって異なる状況について図-12に示した (C-40の場合)。水浸程度が進行するにつれて弾性変形量が増加し、冠水状態では非水浸時の2倍程度にまでなることがわかる。

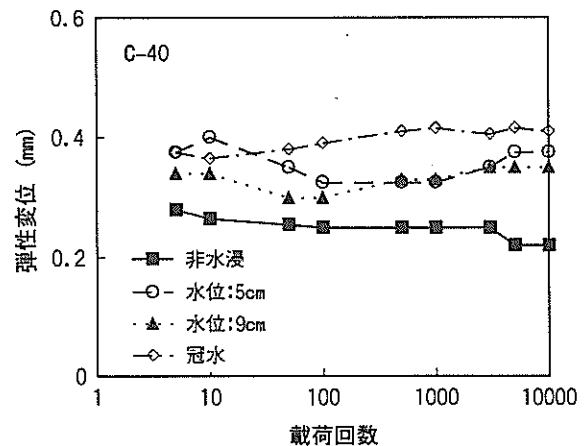


図-12 水位による弾性変位の違い (C-40)

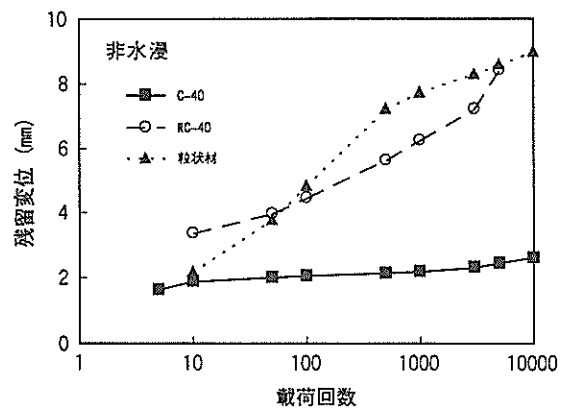


図-13 繰返し載荷に伴う残留変位の変化 (非水浸)

^{*} CBR試験用供試体の高さは127mmであるので変位量1mmは0.8%のひずみ量に相当する。

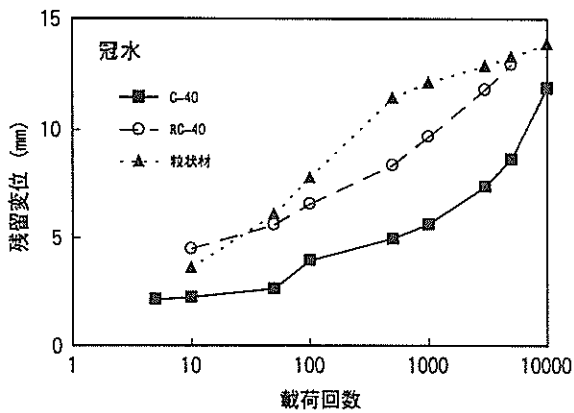


図-14 繰返し載荷に伴う残留変位の変化 (冠水)

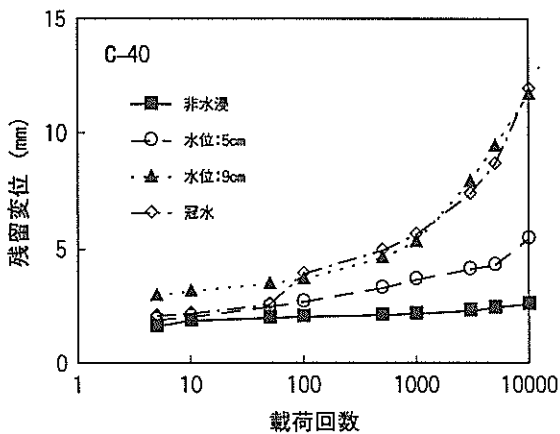


図-15 水位による残留変位の違い (C-40)

残留変形量については、非水浸、冠水のそれぞれの場合を図-13、図-14にまとめた。3種類の材料は、いずれも繰返し載荷につれて残留変形量が大きくなり、この中でも路床材料が最も残留変形量が大きく、次にRC-40、C-40となっている。水浸前後における残留変形量の違いをみれば、いずれの材料も水浸することにより残留変形量は増加することが明らかである。特に、C-40の場合は、非水浸状態では繰返し載荷が進行しても残留変形量はほとんど変化しないが、水浸状態になれば繰返し載荷の進行につれて残留変形量は大きくなってしまふ。

図-15には、水浸程度によって残留変形量が異なってくる状況について示した(C-40)。載荷回数と残留変形量の関係については水浸深さの影響が顕著にみられ、水浸程度が進行すれば変形量も増加すること、特に、繰返し載荷回数が大きくなるとその程度が著しくなることがわかる。

4. 舗装構造の耐水性

舗装構造の耐水性については、製作した試験舗装に対して、地下水位を種々の深さに調整した上で、載荷試験を実施して、その力学的挙動を調べた。

4.1 試験舗装計画

(1) 試験舗装の構造

試験舗装を製作した原型載荷実験槽は、図-16に示すように、幅17m、奥行き17m、深さ4mの寸法の土槽を有している。この槽の側面および底面には防水塗装が施されており、舗装の水位が制御できようになっている。

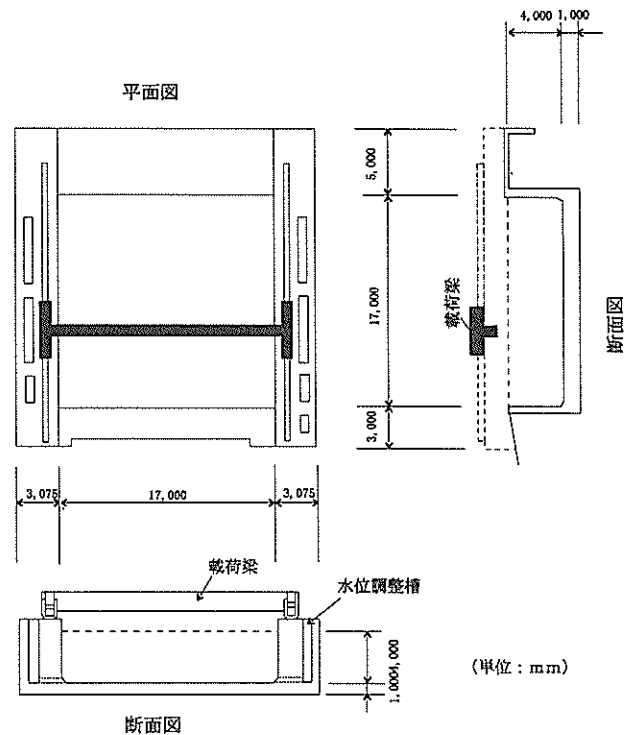


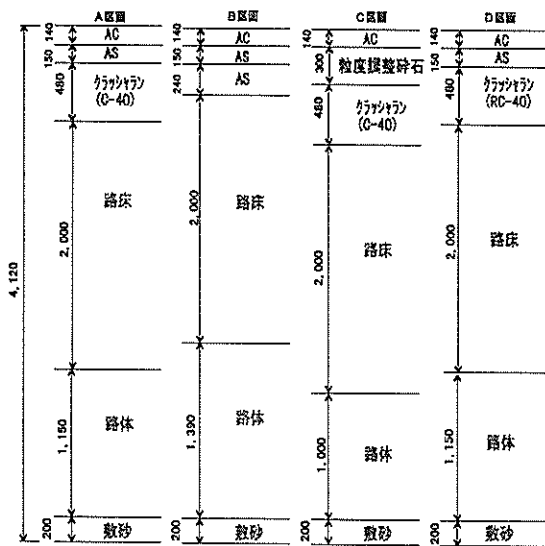
図-16 原型載荷実験槽

試験舗装として、4種類 (A~D区画) を計画した。各区画は幅7.5m、奥行き7.5mの広さを有し、その構造は図-17に示すように、いずれも、路床の設計CBR9%、設計荷重の区分LA-1 (代表機種B-747-400)、設計反復作用回数3,000回の条件で空港アスファルト舗装構造設計要領に従って設計された。

このうち、C区画は上層路盤に粒度調整碎石、下層路盤にクラッシュラン(C-40)を用いた標準断面 (基準舗装断面) である。すなわち、基準舗装厚は92cmで、表層厚4cm、基層厚10cm、上層路盤厚30cm、下層路盤厚48cmの構成となっている。これに対して、他の区画では上層

路盤と下層路盤の構成を以下のように変更している。A区画では上層路盤に厚さ15cmのアスファルト安定処理材を、B区画では上層路盤、下層路盤ともにアスファルト安定処理材（それぞれ15cm、24cmの厚さ）を、D区画では上層路盤にはアスファルト安定処理材、下層路盤には再生クラッシュラン(RC-40)を用いている（舗装厚はA区画と同じ）。

いずれの区画においても200cm厚の路床を設けた。そして、その下方には路床と同一の材料を使用した路体、さらに最下層には地下水位制御のための透水層となる20cm厚の敷砂を設けた（いずれの区画においても断面の厚さは412cmと同一である）。



AC:アスファルトコンクリート (単位: mm)
AS:アスファルト安定処理

図-17 試験舗装の構造

表-8 試験舗装の施工方法

層	使用機械	転圧回数	施工厚・層数
表層	振動ローラ (1, 4, 6tf) タイヤローラ (10tf)	3往復	4cm・1層
基層			5cm・2層
上層路盤			7.5cm・2層
下層路盤			15cm・2層
路床	振動ローラ	2往復	12cm・2層
路体	振動ローラ (1, 4tf)		20cm (最大)
敷砂	振動ローラ (1tf)	20cm・1層	

(2) 試験舗装の製作

試験舗装に使用した材料は空港アスファルト舗装構造設計要領の基準を満たすものである。試験舗装の施工方法について表-8に示す。

(3) 施工管理試験

表-9は現場密度試験から得られた乾燥密度と締固め度を示したものである。上層路盤、下層路盤では締固め度95%以上、路床では締固め度90%以上となっており、空港土木工事共通仕様書に記載された基準を満たしている。同様に、アスファルト混合物の密度について表-10に示した。路盤については基準値である締固め度95%を満足しているものの、表・基層においては基準値98%を若干ではあるが、満足していないものもあるようである。

各層の支持力係数、路床での現場CBR試験結果は表-11に示すように、設計CBR9%を若干上回っているものの、区画による違いがあまりなく、設計どおりのものが得られたものと思われる。

表-9 土質材料層の密度と締固め度

位置	区画			
	A	B	C	D
上層路盤	-	-	1.77 (99.4)	-
下層路盤	1.68 (98.1)	-	1.69 (98.8)	1.89 (97.5)
路床上面	1.63 (92.9)	1.63 (92.5)	1.64 (93.2)	1.64 (93.5)
路床中間面	1.64 (93.1)	1.63 (92.6)	1.64 (93.5)	1.61 (91.3)
路体	1.62 (92.3)	1.63 (92.7)	1.65 (93.8)	1.66 (94.2)

(単位:g/cm³, ()は締固め度(%))

表-10 アスファルト混合物層の密度と締固め度

位置	区画			
	A	B	C	D
表層	2.364 (99.0)	2.353 (98.5)	2.331 (97.6)	2.323 (97.3)
基層	2.392 (99.7)	2.370 (98.8)	2.336 (97.4)	2.330 (97.2)
上層路盤	2.372 (99.6)	2.374 (99.7)	-	2.351 (98.7)
下層路盤	-	2.339 (98.4)	-	-

(単位:g/cm³, ()は締固め度(%))

表-11 路盤支持力係数とCBR

種類	位置	区画			
		A	B	C	D
K (kgf/cm ³)	上層路盤	81.3	56.7	77.1	66.9
		23.4	20.5	20.6	20.5
	下層路盤	55.7	41.6	57.2	24.0
		19.5	17.1	22.0	8.7
	路床上面	14.7	15.6	20.3	14.9
		7.5	7.7	8.5	8.0
路床中間面	13.6	13.1	15.9	14.2	
	7.3	5.8	6.6	5.5	
路体	13.2	11.0	15.7	11.2	
	5.0	5.1	6.7	5.4	
CBR (%)	路床上面	13.0	12.6	13.5	13.5
	路床中間面	11.5	11.1	12.3	10.8

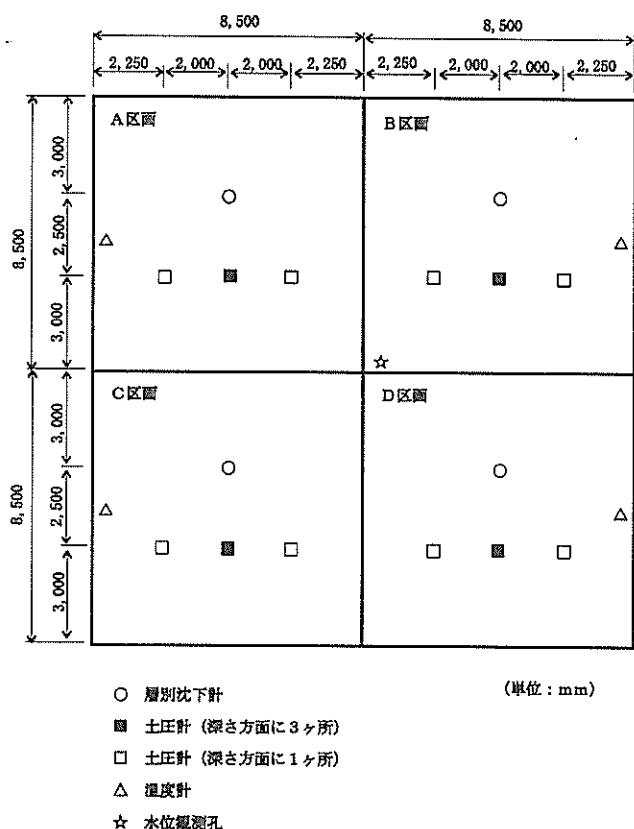


図-18 試験舗装における計器配置

(4) 測定計器の設置

荷重に対する舗装の挙動を調べるために、層別沈下計、土圧計、温度計を図-18に示すように設置した。各区画とも、土圧計は路床上面、路床中間面、路体上面に、また、沈下計は下層路盤、路床面、路体上面に設置した。温度計についてはアスファルト混合物層の上・中・下面に埋設した。なお、舗装完成後、地下水位を制御する際の確認孔として使用するために図中に示す位置に直径66mm、深さ4mの地下水位観測孔を1本設置した。

4.2 載荷試験

(1) 試験方法

a) 試験条件の設定

上記4種類の舗装に対して次のような5段階の地下水位を設定した。

- ① 地下水がない状態
- ② 路床中間面まで水浸
- ③ 路床上面まで水浸
- ④ 下層路盤上面まで水浸
- ⑤ 上層路盤上面まで水浸

ただし、各区画で舗装構成が異なっているため、水位条件が同一であっても絶対的な水位の高さは区画によって異なっている。

b) 載荷方法と荷重の設定

試験舗装に対する載荷試験として、静的載荷試験、繰返し載荷試験、FWD(Falling Weight Deflectometer)を用いた衝撃載荷試験を実施した。

i) 静的載荷試験

この試験は、直径50cmの載荷板を介して舗装面に静的に荷重を与えるものである。この場合の最大荷重は、荷重強度がB747-400型航空機の主脚車輪の接地圧と等しくなるように設定し(28.8tf)、荷重が負荷されていない状態から最大荷重まで段階的に増加した。

ii) 繰返し載荷試験

この試験では、繰返し載荷に対する舗装の挙動の変化状況を把握した。この場合の載荷周期は1秒、波形は正弦波、最大荷重は静的載荷試験と同様に28.8tfとし、各試験箇所について5,000回の繰返し載荷を行った。なお、上層路盤上面まで水浸させた状態においては、繰返し載荷回数を20,000回としている。

iii) 衝撃載荷試験

この試験は衝撃荷重に対する舗装の挙動を調べるもので、荷重はFWDを用いて与えた。荷重は10、15、20tfの3種類である。

c) 計測方法と内容

静的および繰返し載荷試験では、たわみは固定式の梁に取付けた変位計により計測した。FWDによる衝撃載荷試験では装置に備え付けられた装置によりたわみの計測を行った。土圧ならびに温度は、舗装の製作時に埋込まれた計測器を用いて測定した。

これらの測定は、静的載荷では最大荷重に達するまで5tfごとに行った。繰返し載荷では、100、500、1,000、2,000、3,000、5,000回(水位が上層路盤面上にある場合は10,000、20,000回も)の時点で挙動を観測した。繰返し載荷試験と衝撃載荷試験においては最大負荷時におけ

表-12 アスファルト混合物層の温度

区画	地点	水位				
		なし	路床中間面	路床上面	下層路盤上面	上層路盤上面
A	表層上面	10.0~18.2	23.9~24.0	27.5~28.3	28.1~29.7	21.5~24.5
	表層下面	9.8~17.6	23.4	27.0~27.2	27.2~28.9	21.1~24.2
	基層中間面	9.9~16.9	22.9~23.0	26.5~26.6	26.8~28.2	21.0~23.9
	基層下面	10.0~16.3	22.5	26.0~26.2	26.6~27.6	21.1~23.6
	上層路盤中間面	10.1~16.0	22.1~22.2	25.4~25.9	26.5~27.2	21.4~23.3
	上層路盤下面	10.1~15.2	21.5~21.6	24.6~25.4	26.4~26.9	21.8~23.1
B	表層上面	10.3~16.9	21.8~23.4	29.5~31.8	22.4~29.3	22.6~25.2
	表層下面	10.1~16.3	21.5~23.2	28.6~30.8	22.0~28.5	22.4~24.4
	基層中間面	10.0~15.9	21.3~23.2	27.9~30.0	21.9~28.1	22.2~23.9
	基層下面	9.9~15.7	21.2~23.1	27.4~29.4	21.9~27.8	22.1~23.5
	上層路盤中間面	9.7~15.1	20.7~22.7	25.8~28.5	21.8~26.6	21.3~22.9
	上層路盤下面	9.8~14.9	20.6~22.6	25.4~28.1	22.0~26.4	21.3~22.8
	下層路盤中間面	10.0~14.6	20.4~22.4	24.5~27.3	22.7~25.9	21.7~22.9
	下層路盤下面	10.6~14.3	20.2~22.1	24.0~26.9	23.1~25.6	22.0~22.9
C	表層上面	10.0~18.5	18.6~22.1	26.4~27.0	28.0~28.9	21.4~22.9
	表層下面	9.9~18.3	18.7~22.2	26.1~26.5	27.6~28.2	21.1~22.8
	基層中間面	9.8~18.1	18.8~22.3	25.3~25.9	27.1~27.6	21.1~22.9
	基層下面	9.8~17.7	18.9~22.4	24.3~25.4	26.7~27.0	21.1~22.9
D	表層上面	12.2~16.5	23.0~24.5	26.8~29.0	23.0~29.4	23.0~23.3
	表層下面	11.4~15.6	22.8~23.6	26.2~28.0	22.5~28.5	22.4~23.2
	基層中間面	11.1~15.3	22.8~23.0	26.0~27.3	22.5~27.8	22.0~23.3
	基層下面	10.8~15.0	22.3~22.7	25.8~26.6	22.3~27.2	21.8~23.3
	上層路盤中間面	10.5~14.9	21.8~22.5	25.5~26.2	22.4~26.8	21.8~23.3
	上層路盤下面	10.2~14.7	21.1~22.1	24.9~25.8	22.5~26.5	21.9~23.2

(単位:℃)

る計測である。

(2) 解析手法

載荷試験の期間が約半年に及んだために舗装の温度条件は同一にはならなかった。アスファルト混合物のステイフネス（弾性係数）は温度によって変化するため、試験結果を検討する場合にはその補正が必要となる。これについては、まず、試験で得られたたわみデータを逆解析することにより各区画の各水位段階における舗装各層の弾性係数を求め、そして、アスファルト混合物層の弾性係数として区画ごとに統一した値を用いて、たわみを計算・補正した。試験期間中における舗装内温度を表-12に示す。

各層の弾性係数の推定にあたっては、多層弾性理論による舗装の逆解析プログラム（LMBS）²³⁾を使用した。計算における層構成は、上からアスファルト混合物層（アスファルト安定処理層を含む）、粒状材路盤、路床・路体の3層の構成とした。路床・路体以外は、たとえばアスファルト混合物層が表層・基層（・路盤）で構成されているといったように、仮定した層内で必ずしも同一の材料特性を有するものから成っているわけではないが、計算のしやすさを考えて、このように層数を減じている。

この逆解析においては、まず各層の弾性係数を未知数として逆解析手法を適用した（3未知数）。次に、逆解析の精度を向上させるために、アスファルト混合物の弾性係数としてシェル石油の方法²⁴⁾により推定される値を用いることにより、逆解析時の未知数を減少する方法を実施した（未知数は粒状材路盤、路床・路体の弾性係数）。

逆解析の精度をさらに向上させるために、対象となる層の弾性係数のみを未知数とした逆解析も実施した。この場合、アスファルト混合物層の弾性係数は上記のシェル石油の方法により算定する。水浸による路床・路体の弾性係数の変化を解析する場合には路床・路体の弾性係数が未知数となるが、そのときに必要となる路盤の弾性係数としては、地下水位が路床上面より下方にある場合に得られたものの平均値を用いた。同様に、水浸による路盤の弾性係数の変化を解析する場合、すなわち、路盤の弾性係数を未知数とする場合には、路床・路体の弾性係数として地下水位が路床上面より上方にある場合に得られたものの平均値を用いた。

アスファルト混合物層の弾性係数が異なれば、舗装構造と載荷条件が同一であっても舗装の応答として得られる計算結果は異なったものとなる。そこで、地下水位の

変化や舗装構造の違いが舗装の挙動に及ぼす影響を明らかにするためには、アスファルト混合物の弾性係数の違いによりもたらされる影響を排除することが必要となる。ここでは、アスファルト混合物層の弾性係数として地下水なしでの逆解析結果の値を用いて、たわみ、土圧を計算した。この解析には多層弾性理論プログラムBISAR²⁵⁾を用いた。

各水位における試験時のアスファルト混合物層の弾性係数について図-19、図-20、図-21にまとめた（それぞれ、静的載荷時、静的載荷除荷時、衝撃載荷時）。試験時の温度の違いによる影響は顕著であるが、静的載荷試験においては載荷ならびに除荷時間の変動が大きいので、衝撃載荷試験時のものよりも値は変動している。

なお、静的載荷については、負荷のない状態から29tfまで増加するまでの所要時間が区画や試験水位によって必ずしも同一とはできなかったため、以下では主として除荷時におけるたわみの回復分のデータを使用した（除荷に要する時間は1分程度）。

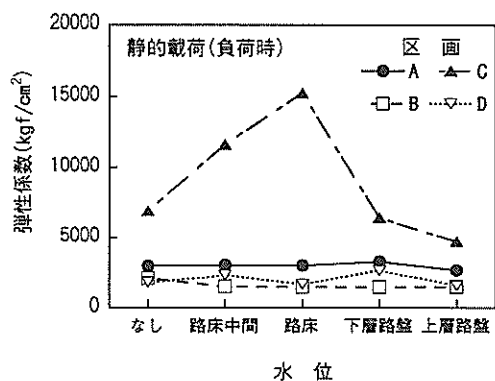


図-19 アスファルト混合物の弾性係数（静的負荷時）

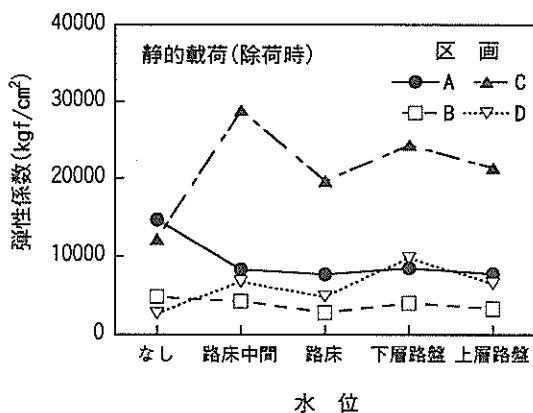


図-20 アスファルト混合物の弾性係数（静的除荷時）

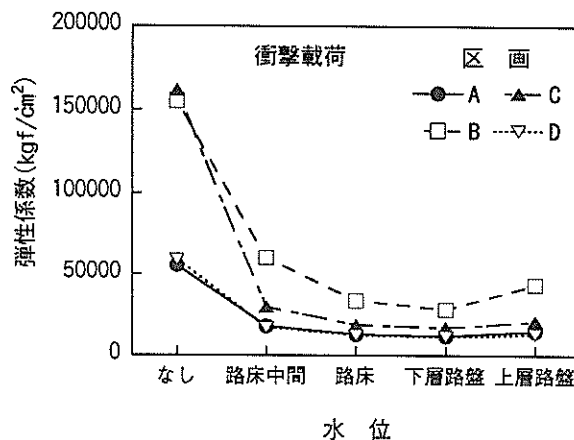


図-21 アスファルト混合物の弾性係数（衝撃載荷）

4.3 試験結果

(1) たわみならびに土圧

地下水位を変えた場合の静的載荷試験における荷重近傍のたわみ分布を各区画ごとに図-22（A区画）、図-23（B区画）、図-24（C区画）、図-25（D区画）に示す。全体的にみて、水位が上昇するにつれてたわみも増加する傾向のあることがわかる。地下水がない状態におけるたわみには、図-26に示すように、区画による差がみられなかったが、舗装が浸水するとたわみ形状には区画による差が生じ、アスファルト安定処理路盤を用いていないC区画のたわみが最大となる。

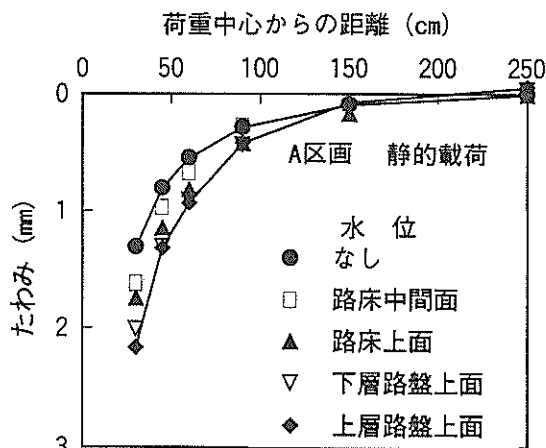


図-22 水位によるたわみ形状の違い（A区画）

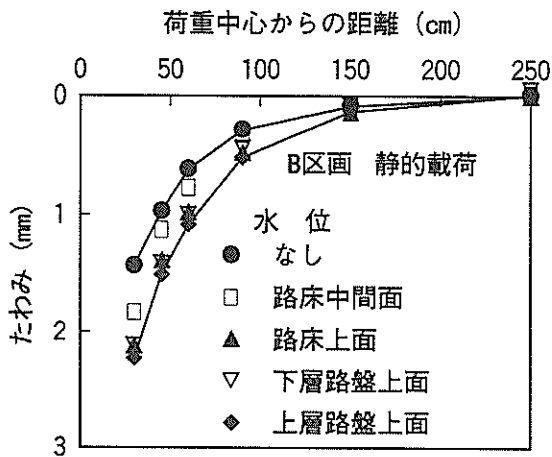


図-23 水位によるたわみ形状の違い (B区画)

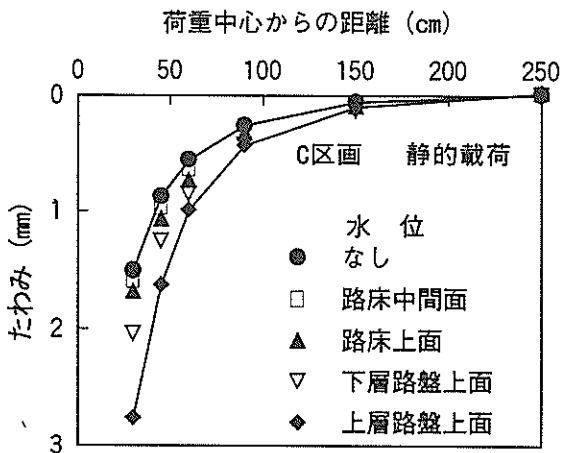


図-24 水位によるたわみ形状の違い (C区画)

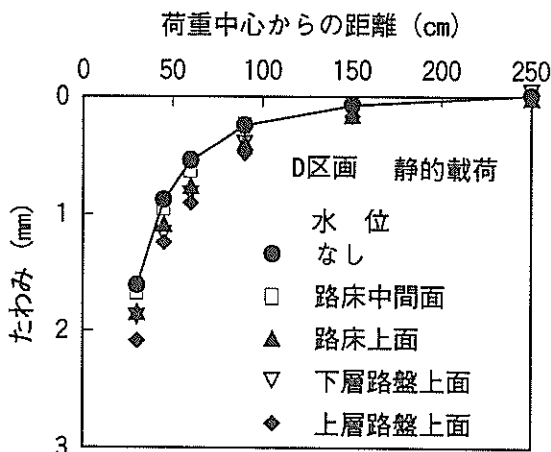


図-25 水位によるたわみ形状の違い (D区画)

各区画ごとに載荷点近傍(中心から30cm)での各水位段階における最大たわみの変化を示したのが図-27である。全体的にみれば各区画とも浸水の進行にともなうたわみ量的変化はおおむね同じであり、上層路盤まで水浸した場合のたわみは水がない場合の約1.5倍となっている。静的載荷試験において荷重29tfを除荷するときに必要な時間は上記のように1分ほどであるため、そのときのたわみは図-28に示すように負荷時のものよりも小さくなるのがわかる。また、区画による最大たわみの違いでは、負荷時と除荷時における傾向が異なったものとなっており、後者におけるC区画のたわみに水浸の影響が顕著にみられる。

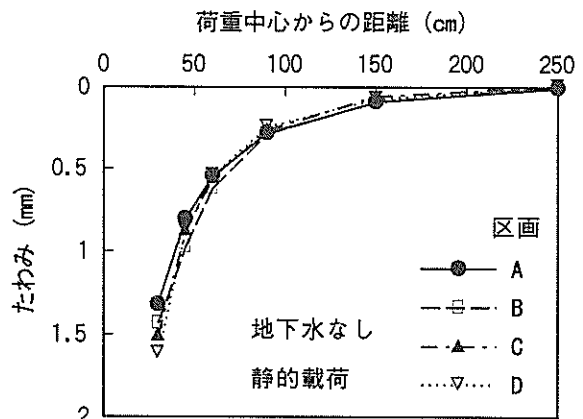


図-26 非水浸時のたわみ形状

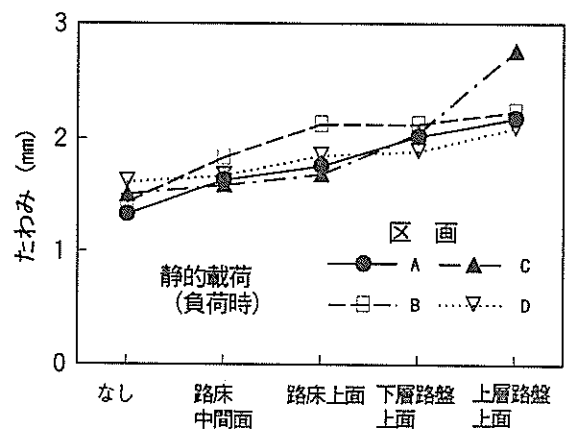


図-27 水位による最大たわみの違い (載荷時)

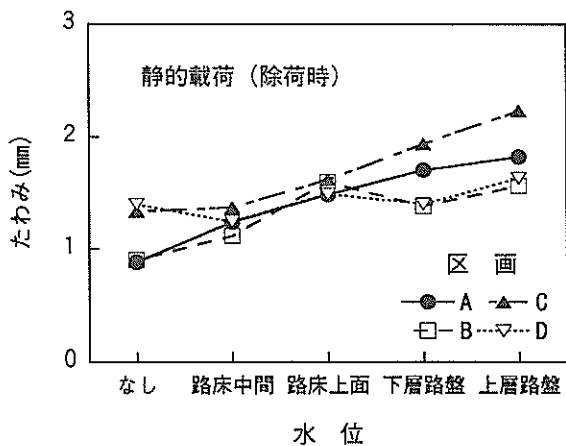


図-28 水位による最大たわみの違い (除荷時)

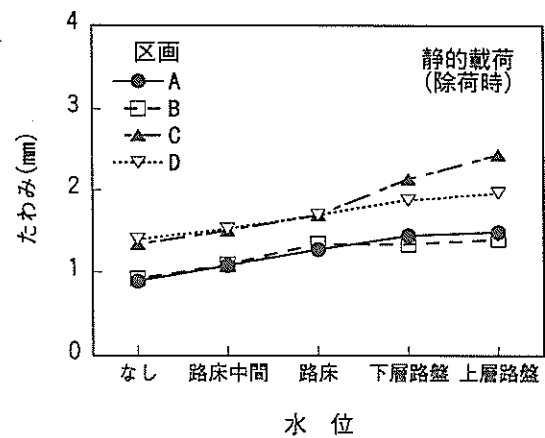


図-30 温度補正をした場合の最大たわみ (除荷時)

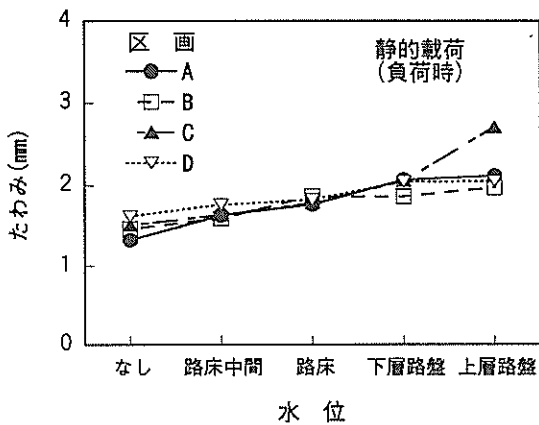


図-29 温度補正をした場合の最大たわみ (載荷時)

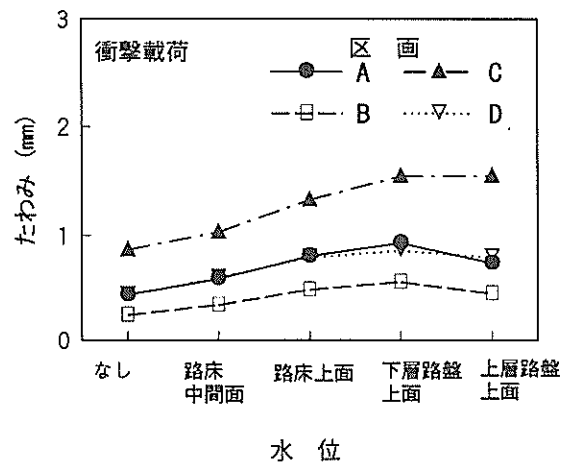


図-31 水位による最大たわみの違い (衝撃載荷)

温度の違いによる影響を排除するために、たわみの逆解析により得られた弾性係数を用いた計算結果として、載荷点近傍（載荷点中心から30cm離れ）でのたわみ計算値が地下水位によって変化する状況を図-29に示した。温度補正を施すことにより、水位の上昇によりたわみが増加する傾向が明らかになっている。静的載荷除荷時について示した図-30からは、C区画は浸水により荷重支持力が低下することが明らかである。区画による違いをより詳細に見ると、水位が、B区画では路床上面以上、A、D区画では下層路盤上面以上になると、それ以下よりたわみの増加が鈍化しているのに対し、C区画では上層路盤が水浸するまでたわみが増加し続ける。たわみの増加が鈍化している位置は、いずれもアスファルト安定処理層の部分であることから、粒状材部分の水浸によってたわみの増加がもたらされるものと考えられる。

FWDによる最大たわみについて、区画ごとに水位による変化を見たのが図-31である。静的載荷同様、どの区画においても水位の上昇につれてたわみが増加しており、粒状材路盤が水浸状態になると非水浸状態に比べて最大で1.5~2倍となっている。区画による違いについて見ると、C区画が最大、B区画が最小、その中間がA、D区画となる傾向は水位によらずに同じである。これは、アスファルト混合物層の厚いものほどたわみが小さくなっていることを意味している。

温度の影響を取除いたたわみ計算値を水位に対して示したものが図-32である。全体的には水位が高いほどたわみ量が大きくなる傾向がみられる。また、C区画が顕著であるが、粒状材の層が厚い区画ほど、たわみの増加量が大きいことがわかり、水位の上昇により舗装が見かけ上弱体化することが推定できる。

荷重直下における舗装深さ方向の土圧分布を図-33（静

的載荷), 図-34 (衝撃載荷) に示す. たわみの場合と同様に, 載荷速度の違いによるアスファルト混合物層の弾性係数の違いを反映して, 静的載荷試験に比べて衝撃載荷試験において区画の違いが顕著に現れている. すなわち, アスファルト混合物層の厚いB区画が最小, C区画が最大, そしてA, D区画がその中間となっている.

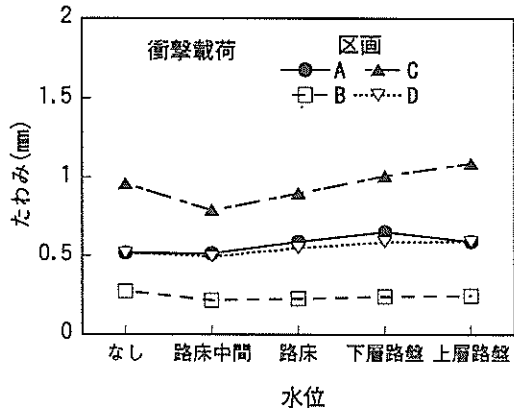


図-32 温度補正をした場合の最大たわみ (衝撃載荷)

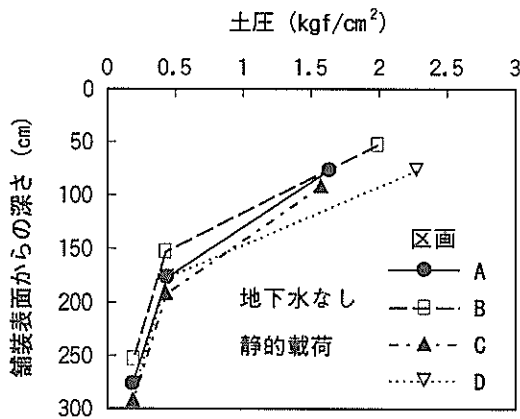


図-33 土圧分布 (静的載荷)

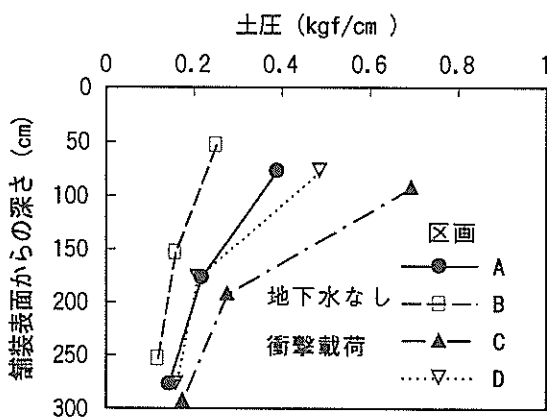


図-34 土圧分布 (衝撃載荷)

水位の上昇によって路床上面の土圧が変化する場合について図-35, 図-36にまとめた (それぞれ, 静的載荷, 衝撃載荷試験における荷重直下のもの). 全体的にみると, 水位の上昇により土圧も増加する傾向が認められるものの, たわみほど顕著ではない.

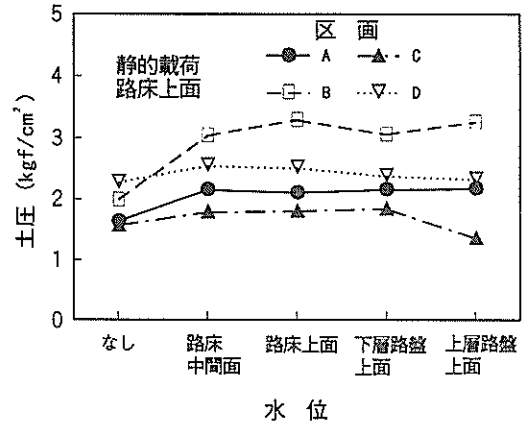


図-35 水位による路床上面土圧の違い (静的載荷)

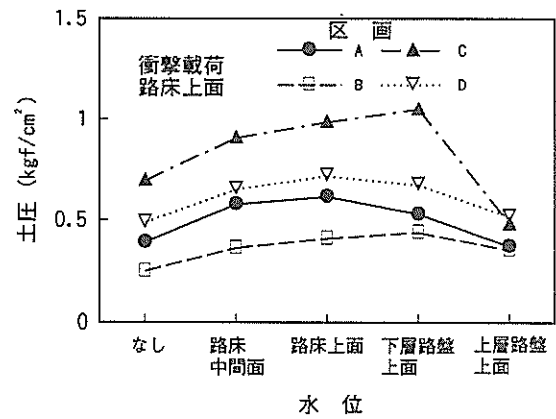


図-36 水位による路床上面土圧の違い (衝撃載荷)

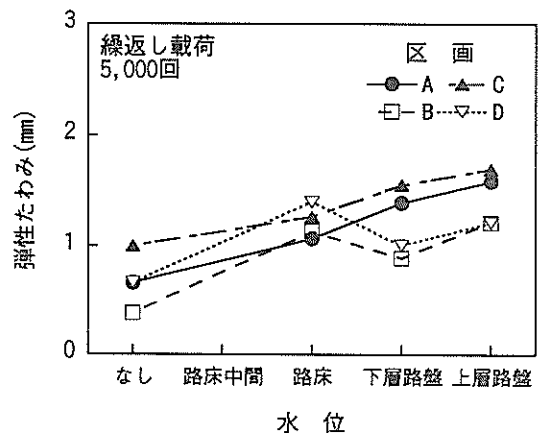


図-37 繰返し載荷 (5,000回) 時の弾性たわみ

繰返し載荷試験の5,000回載荷時における載荷点近傍（荷重中心から30cm）での弾性たわみを図-37にまとめた。繰返し載荷履歴を与える前の値とほとんど差はないが、地下水位が高い場合には5,000回の繰返し載荷で10%程度の若干の増加傾向が認められる。

残留変位（除荷時に残るたわみ）が載荷回数とともに変化する状況について、区画ごとに図-38（A区画）、図-39（B区画）、図-40（C区画）、図-41（D区画）に示す。特徴的なことは、A、C、D区画において上層路盤まで水浸した場合に、繰返しによって著しく残留変位が増大していることである。繰返しの初期（100回）の値に対して5,000回では2.5～3倍、変位にして4～7mmに達している。上層路盤水浸時の舗装の温度は下層路盤まで水浸した時点と同じかむしろ低いことから、この残留変位の増加は地下水位による影響と考えられ、浸水することにより舗装の荷重支持力が低下することとなる。

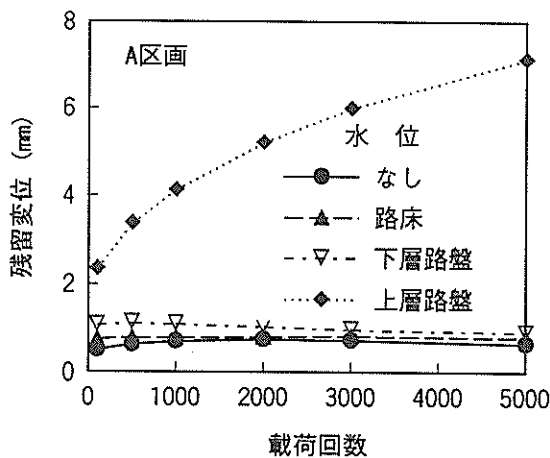


図-38 水位による残留変位の違い（A区画）

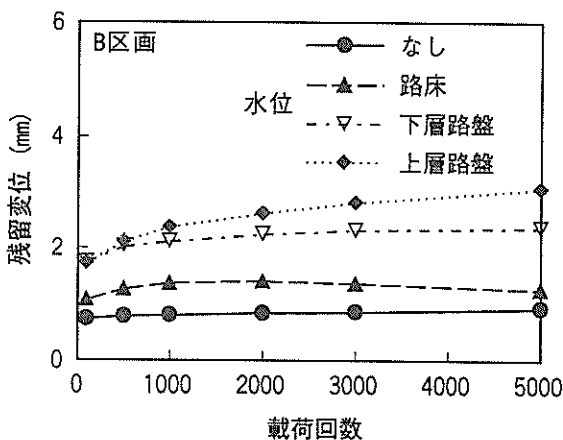


図-39 水位による残留変位の違い（B区画）

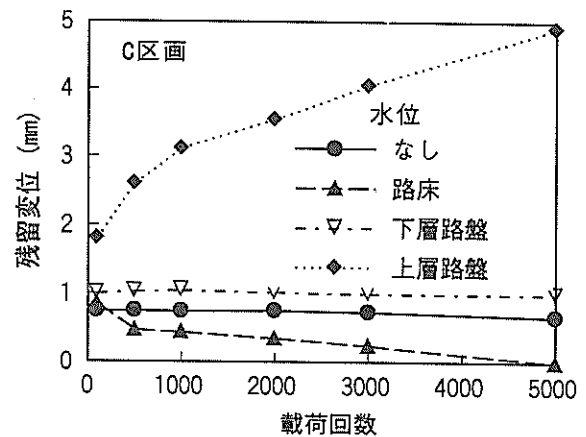


図-40 水位による残留変位の違い（C区画）

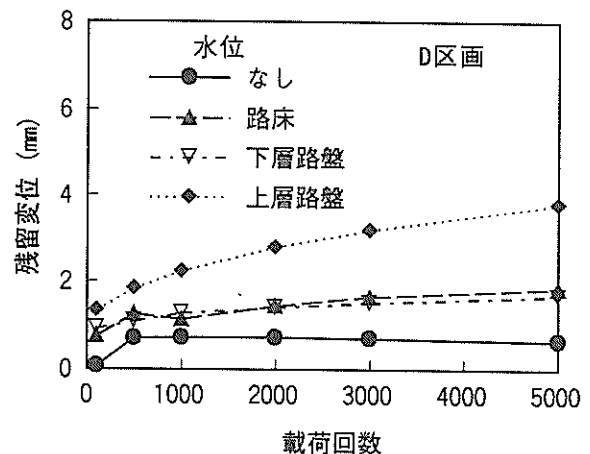


図-41 水位による残留変位の違い（D区画）

(2) 弾性係数

舗装が水浸状態になることによって著しく影響を受ける層は、路床・路体と粒状材路盤であることがわかったので、水浸により弾性係数が変化する状況について路床・路体と粒状材路盤とに分けて示すことにする。

a) 路床・路体

3層の弾性係数を未知数にした場合で、静的載荷時についてまとめたのが図-42である。全体的にみると、水浸するにつれて弾性係数は小さく算定されるようになる。特に非水浸の時点から地下水位が路床上面になるまでの間の低下は著しく、その減少割合は20～50%近くに及んでいる。路床水浸時と上層路盤水浸時の値を比較すると、その減少割合は5～10%程度であり、路床の水浸に比べるとその変化はあまり大きくないことがわかる。

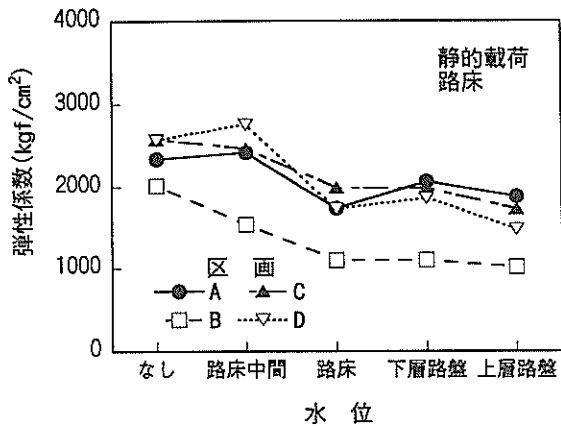


図-42 路床弾性係数の変化 (3層未知数, 静的載荷)

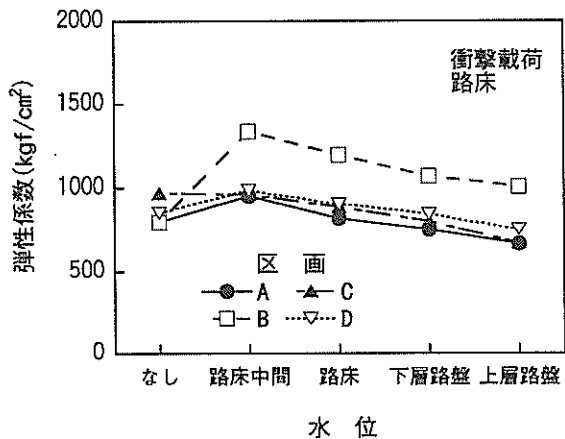


図-43 路床弾性係数の変化 (3層未知数, 衝撃載荷)

同様に、衝撃載荷時について区画ごとに水位による変化を示したのが図-43である。区画によらず、路床中間まで水浸した段階での値が、水位上昇につれて減少していることが認められる。路床中間時からの減少割合は、路床上面の水浸時点で約10~20%、上層路盤の水浸時点では約25~30%となっている。

2層の弾性係数を未知数としたときの路床・路体の弾性係数を図-44に示す(衝撃載荷試験結果)。結果は、3層のものを未知数にした場合と大きく変わるものではないが、地下水の上昇による弾性係数の低下が明確になっている。

路床・路体の弾性係数のみを未知数とした場合の結果を図-45に示す(衝撃載荷試験)。弾性係数の変化状況は、上記の2種類の算定結果と同様の傾向である。

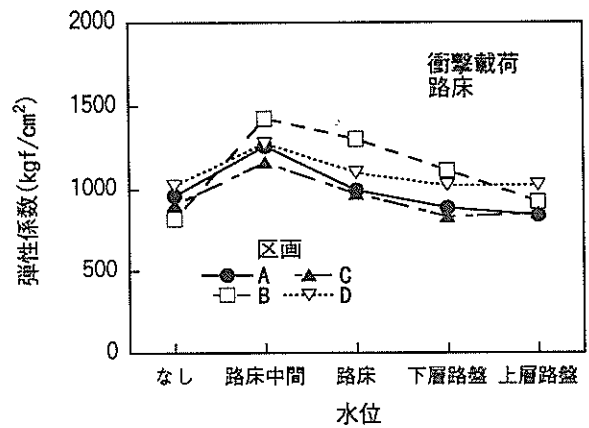


図-44 路床弾性係数の変化 (2層未知数)

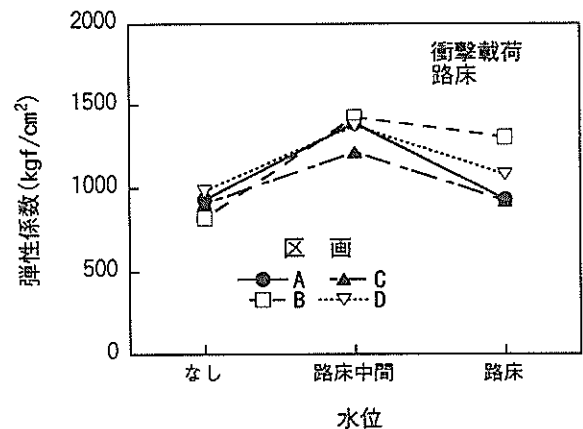


図-45 水位による路床弾性係数の変化 (1層未知数)

b) 路盤

3層の弾性係数を未知数とした場合の解析で得られた粒状路盤材の弾性係数について示したものが図-46である。A, D区画での下層路盤の水浸前後(路床と下層路盤の比較), C区画での上・下層路盤の水浸前後(路床と上層路盤の比較)で、弾性係数が20~40%減少していることがわかる。また、路床の水浸前後(なしと路床の比較)においても弾性係数が10~50%減少する算定結果となった。

同様に、衝撃載荷試験の結果として区画ごとに地下水位による弾性係数の変化を示したのが図-47である。逆解析の対象としている路盤は、A, D区画では下層路盤のみ、C区画では上・下層路盤であるが、いずれもその部分の水浸前より水浸後のほうが弾性係数が10~20%小さく算定された。また、路床の水浸前後においても弾性係数が10~40%減少する結果となった。

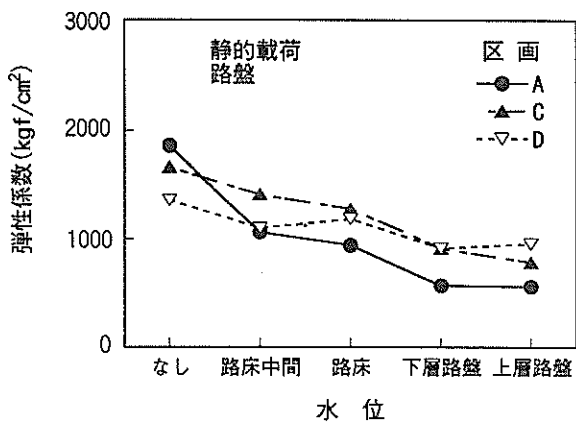


図-46 路盤弾性係数の変化 (3層未知数, 静的載荷)

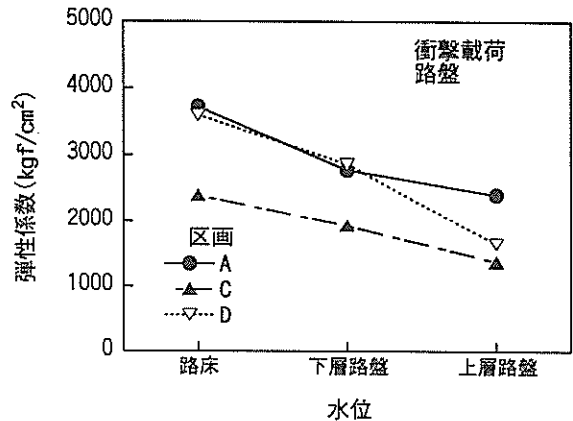


図-49 粒状材路盤弾性係数の変化 (1層未知数)

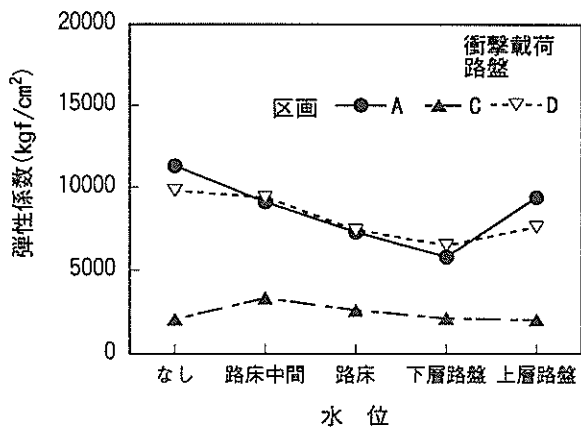


図-47 路盤弾性係数の変化 (3層未知数, 衝撃載荷)

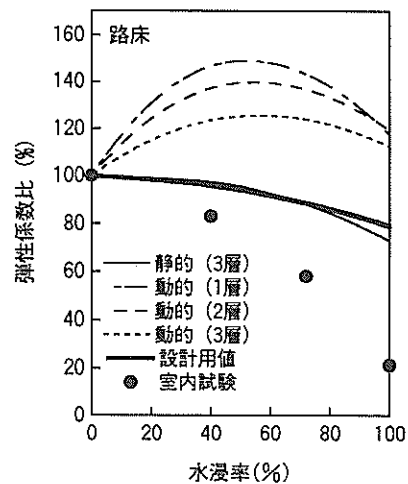


図-50 水浸率と弾性係数比 (路床)

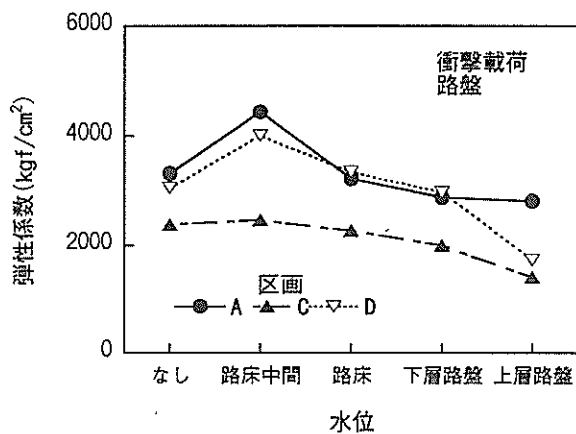


図-48 粒状材路盤弾性係数の変化 (2層未知数)

路盤と路床・路体の2層, 路盤のみの弾性係数を未知数として逆解析した結果を図-48, 図-49に示した。どちらの場合も水位の上昇により弾性係数は大きく低下することがわかる。

5. 地下水を考慮した舗装設計の考え方

5.1 路床の設計

路床の支持力を評価する指標としては, 2. で示したようにCBRが用いられている。このCBRと弾性係数の間には比例関係があり, $E=100\text{CBR}$ で表されるとされる²⁶⁾。これに従って, 今回の載荷試験により得られた弾性係数からCBRを推定し, 水浸に伴う路床支持力の低下度合を定量化することにする。

図-50に, 前章で得られた水浸に伴う路床の弾性係数の変化に関する図を取りまとめ, それらを総括するものとして設計用値を示してある。この図の縦軸は弾性係数の比率 (非水浸時の弾性係数に対する百分率) を, 横軸は水浸率 (水浸部分の厚さの路床全厚に対する百分率) を表している。これから, 路床の半分, 2/3, 全体が水浸する状態になると, 弾性係数比はそれぞれ95%, 90%,

80%となること、すなわちCBRでみれば、それぞれ5%、10%、20%減少すると考える必要のあることがわかる。

したがって、設計期間中の地下水位の状況を推定し、それに応じて、路床の設計CBRを最大20%低減する必要があることになる。

5.2 路盤の設計

(1) 検討方針

水浸により粒状材路盤の弾性係数が変化する状況は、図-51に示すようにまとめられる（縦軸、横軸は、図-50と同様に、水浸部分の厚さの粒状材路盤厚に対する百分率である）。これから、路盤の1/4、半分、全部が水浸する状態になると、そのときの弾性係数は、それぞれ、水浸前の90%、80%、70%となることがわかる。

このような弾性係数の低下は荷重支持力の低下を意味することになるが、路盤が水浸状態となったときにおいても舗装の荷重支持力は水浸前と同程度が確保されなければならない。しかし、通常的设计法による舗装構造ではこれに対応できないため、設計法自体を変更することにより対処する必要がある。ここでは、水浸前の舗装構造として、上層路盤・下層路盤とも粒状材から成るもの、上層路盤をアスファルト安定処理材、下層路盤を粒状材とするものの2とおりを検討の対象とした。

具体的な舗装構造は、設計荷重をLA-1、設計作用反復回数を20,000回として、空港アスファルト舗装構造設計要領に従って決定した（この構造を標準舗装構造と称す）。路床の設計CBRとしては、空港アスファルト舗装構造設計要領に示された範囲を含むように、3、5、10、14、20%を考えた。

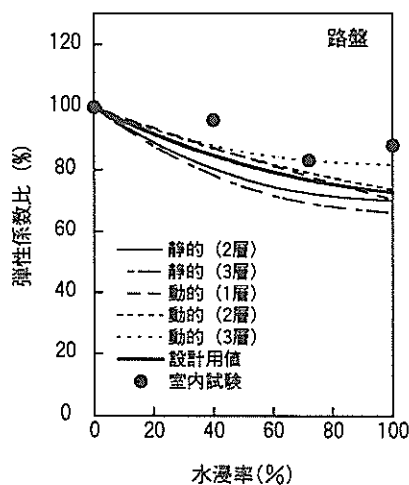


図-51 水浸率と弾性係数比（路盤）

計算に用いた弾性係数は表-13に示すとおりである。このうち、アスファルト混合物の弾性係数については、温度20℃、載荷速度10、2Hz（それぞれ滑走路、誘導路・エプロンを想定²⁷⁾）として求めた。アスファルト安定処理材の弾性係数については、港湾技術研究所が実施した試験舗装における表層・基層とアスファルト安定処理材のマーシャル安定度とフロー値がほぼ同じことから、表層・基層のものと同一の値を採用した。粒状材路盤の弾性係数については、空港舗装におけるFWD試験結果から2,000、3,000kgf/cm²の2種類を用いた。路床の弾性係数は上記のE=100CBRの関係を用いて求めた。

舗装の構造状態を判定するときに注目する指標は、路床上面の鉛直ひずみとアスファルト混合物層下面の水平ひずみの2つが一般的に用いられている²⁴⁾。そこで、路盤が水浸する前のアスファルト混合物層と路床のひずみを基準値とし、水浸後のひずみがこの基準値に等しくなるように舗装構造を変更することとする。このひずみとして、設計荷重LA-1、具体的にはB747-400の主脚1脚が舗装に載荷されたときに生ずるものを前述の多層弾性理論プログラムBISARを用いて計算した。なお、路床鉛直ひずみとしては脚中心と車輪直下での値を比較して大きいほうを採り、水平ひずみとしては車輪直下での値を用いた（いずれも最大値）。

路盤までが水浸する状況に対応するための舗装構造として、以下の3つを考えた。

- ① 上層路盤、下層路盤とも粒状材路盤を用い、それらの厚さを増加させたもの
- ② 上層路盤にアスファルト安定処理材を用いた構造で、下層路盤の一部をアスファルト安定処理化して構造強化を図ったもの（ひずみ基準を満足するように安定処理材厚を増加するが、粒状材厚を低減することにより相殺しているため、舗装全体の構造的価値は同一となる）
- ③ ②と同様であるが、アスファルト安定処理材厚は安定処理材層ひずみの基準を満足するとの観点から決定し、路床ひずみについては粒状材厚を増加させることによって満足するもの（舗装の構造的価値は同一とはならない）

表-13 計算に用いた弾性係数

層	弾性係数 (kgf/cm ²)
表層・基層 安定処理層	51,800 (10Hz), 28,200 (2Hz)
粒状材路盤	2,000, 3,000 (水浸による低減: 10, 20, 30%)
路床	300, 500, 1,000, 1,400, 2,000

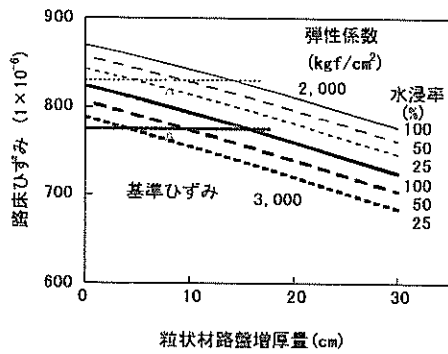


図-52 粒状材の増厚にもなう路床ひずみの低下

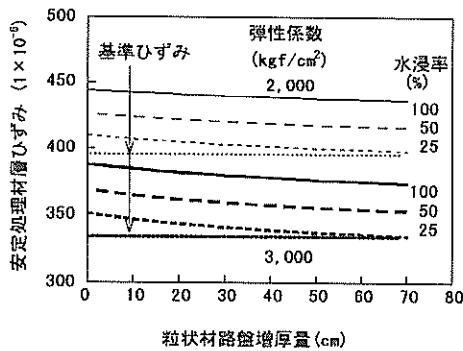


図-53 粒状材の増厚とアスファルト混合物層ひずみ

(2) 粒状材路盤

粒状材路盤厚を標準舗装構造のものから増加することにより、ひずみが増加する状況を図-52、図-53に示す(路床CBR10%、荷重速度2Hzの場合)。図-52、図-53は、それぞれ路床上面の鉛直ひずみ、アスファルト混合物層下面の水平ひずみであり、図中には非水浸時のひずみも基準線として示してある。

図-52では、路盤の弾性係数によらず、増厚することにより路床ひずみが直線的に減少する傾向がみられる。これらのひずみ計算値と基準線の交点が、標準舗装と構造的に等価な水浸後の舗装構造(路盤増厚量)となる。いうまでもなく、路盤増厚量は水浸程度によって異なり、路盤の1/4、半分、全部が水浸すると想定される場合には、それぞれ5、10、15cm程度の増厚が必要となることわかる。

アスファルト混合物層下面の水平ひずみを示した図-53からは、粒状材路盤の増厚によるひずみの変化はほとんど見られない。このことから、粒状材路盤を増厚してもアスファルト安定処理層のひずみを減少させることはできないことわかる。

ここで実施した計算結果のまとめとして、路床鉛直ひずみの基準を満たすために必要となる粒状材路盤の増厚

率を表-14に示した。これは、粒状材路盤を増厚しても基層ひずみの減少はみられないことから、路床ひずみのみに注目してまとめたものであり、粒状材下層路盤を増厚することだけでは路盤の水浸対策として不十分であるといえる。

(3) アスファルト安定処理上層路盤

(2)で示したように、粒状材層の増厚化だけでは水浸状態に対応できないため、上層路盤にアスファルト安定処理材を用いた場合でも、下層路盤のアスファルト安定処理をまず検討しなければならない。

a) 構造的等価舗装

下層路盤の一部にアスファルト安定処理材を用いて等価構造とする場合の、アスファルト安定処理材層厚と路床鉛直ひずみとの関係を図-54に示す(荷重速度2Hz、路床CBR10%)。この図から、路盤弾性係数を2,000、3,000kgf/cm²とした場合にはそれぞれ10、30cm程度のアスファルト安定処理材を設けることにより、標準舗装と等価な構造にできることわかる。

アスファルト安定処理層下面の水平ひずみと安定処理層厚との関係を示したのが図-55である。この図からも、路床ひずみの場合と同様に、下層路盤を一部安定処理化することによりアスファルト安定処理材層のひずみを基準ひずみと等しくできるとわかる。この場合の安定処理材層の厚さは、路床ひずみの観点から必要となるものよりかなり小さくてよく、最大でも5cm程度である。

表-14 粒状材下層路盤の必要増厚率(路床ひずみ基準)

路床 CBR (%)	路盤 水浸率 (%)	荷重速度(Hz)			
		2		10	
		Es (kgf/cm ²)		Es (kgf/cm ²)	
		2,000	3,000	2,000	3,000
3	25	3.8	3.9	3.9	4.1
	50	8.0	8.4	8.3	8.8
	100	12.8	13.5	13.3	14.1
5	25	4.0	4.2	4.1	4.4
	50	8.3	8.9	8.5	9.3
	100	13.1	14.2	13.4	14.8
10	25	5.9	6.0	5.6	6.0
	50	12.2	12.3	11.6	12.5
	100	18.8	19.4	17.7	19.5
14	25	1.0	1.8	0.8	1.7
	50	1.9	3.5	1.5	3.3
	100	2.6	5.2	1.9	4.9
20	25	0.0	0.9	0.0	0.5
	50	0.0	1.6	0.0	0.7
	100	0.0	2.0	0.0	0.5

(単位: %, Es: 粒状材路盤の弾性係数)

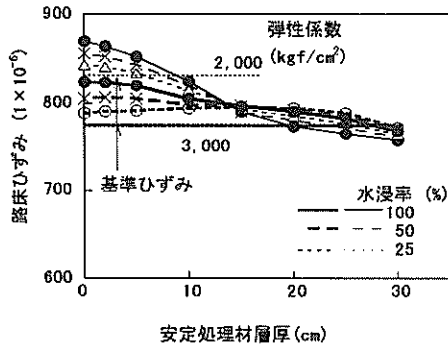


図-54 安定処理化にともなう路床ひずみの低下

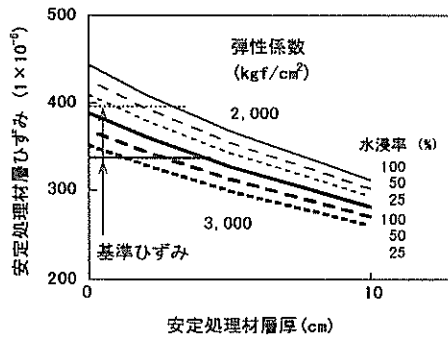


図-55 安定処理材層厚とアスファルト混合物層ひずみ

同様の計算を表-13に示した全ての条件に対して実行し、路床鉛直ひずみとアスファルト混合物層水平ひずみの両方の基準を満足するために必要となるアスファルト安定処理材層の厚さを求めた。この厚さについては、路床のCBRが10%以下では路床ひずみが、それ以上ではアスファルト安定処理材層のひずみが支配的になっている。この材料の等価値2.0を考慮して基準下層路盤厚（基準舗装における粒状材下層路盤厚）からこの厚さを差し引くことにより粒状材層の厚さが求められる。それを表-15にまとめた。

この表から、安定処理材層厚は、路床CBRが小さいほど厚くする必要のあることがわかる。载荷速度の違いをみると、低载荷速度、すなわち誘導路・エプロンを対象とする場合のほうが、安定処理材層を厚くすることが必要となるとの結果も得られる。また、路盤の弾性係数による違いもみられるが、3.で示したように、アスファルト混合物層を厚くすることが有利であることから、設計法としては弾性係数が3,000kgf/cm²のものを採用することとする。図-56、図-57は、それぞれ、滑走路、誘導路・エプロンを対象にした下層路盤の設計曲線である。

表-15 下層路盤の構成（等価構造型）

路床 CBR (%)	基準下層 路盤厚 (cm)	路盤 水浸率 (%)	载荷速度 (Hz)							
			2				10			
			Es (kgf/cm ²)							
			2,000		3,000		2,000		3,000	
安定 処理材	粒状材	安定 処理材	粒状材	安定 処理材	粒状材	安定 処理材	粒状材			
3	194	25	33.9	126.2	63.8	66.5	13.5	167.0	28.9	136.1
		50	40.2	113.5	66.9	60.3	19.7	154.6	35.4	123.1
		100	44.0	106.1	69.1	55.9	23.8	146.4	39.9	114.1
5	128	25	14.8	98.5	26.2	75.5	5.3	117.4	12.3	103.4
		50	19.1	89.8	27.7	72.6	8.5	111.1	16.9	94.2
		100	20.8	86.3	28.7	70.6	10.7	106.7	19.9	88.2
10	65	25	6.0	52.9	29.5	6.1	1.8	61.5	4.7	55.7
		50	7.9	49.2	28.9	7.1	2.8	59.3	6.5	52.1
		100	9.1	46.9	28.1	8.9	3.5	58.1	7.7	49.6
14	45	25	0.9	43.3	適用不可能		0.6	43.8	0.8	43.3
		50	1.7	41.6			1.2	42.6	1.7	41.7
		100	2.6	39.9			1.8	41.4	2.5	40.0
20	24	25	0.7	22.7	1.0	22.1	0.4	23.1	0.6	22.8
		50	1.3	21.4	1.9	20.3	0.9	22.3	1.2	21.6
		100	1.9	20.2	2.7	18.5	1.3	21.4	1.8	20.5

Es : 粒状材路盤の弾性係数

(単位 : cm)

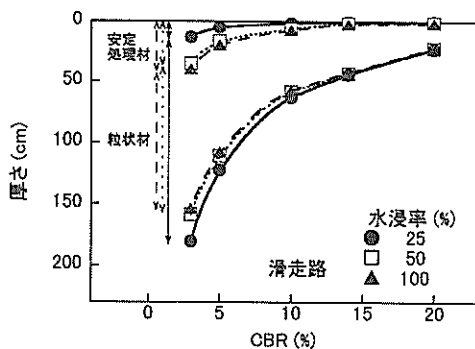


図-56 構造等価舗装の下層路盤構成 (滑走路)

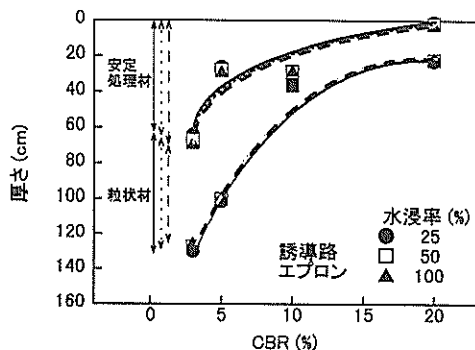


図-57 構造等価舗装の下層路盤構成 (誘導路・エプロン)

b) 構造強化舗装

a)の計算結果からもわかるように、下層路盤にアスファルト安定処理材を導入することは安定処理材層のひずみの低減には有効であるが、路床ひずみについてはその効果が小さい。そこで、アスファルト安定処理材と粒状材の費用を考慮に入れて、安定処理材層のひずみの観点から安定処理路盤厚を決定し、その下方の粒状材路盤厚は路床ひずみの観点から決定する方法について検討した。

このようにして求められた安定処理材厚と粒状材厚をまとめたものが表-16である。a)で得られた結果に比べて、安定処理材が大幅に薄くてよいことがわかる。これに対して、粒状材の厚さは、アスファルト安定処理材厚が小さいことから、かなり大きくしなければならないことはいうまでもない。設計用値としては、構造等価舗装の場合と同様に、耐水性の観点から粒状材層の弾性係数を $3,000\text{kgf/cm}^2$ とするものを採用することにする(図-58, 図-59は、それぞれ、滑走路、誘導路・エプロンを対象にした下層路盤の構成である)。

表-16 下層路盤の構成 (強化構造型)

路床 CBR (%)	基準下層路盤厚 (cm)	路盤水浸率 (%)	載荷速度 (Hz)							
			2				10			
			Es (kgf/cm ²)							
			2,000		3,000		2,000		3,000	
安定処理材	粒状材	安定処理材	粒状材	安定処理材	粒状材	安定処理材	粒状材			
3	194	25	1.4	199.4	1.6	199.9	1.3	198.8	1.5	199.7
		50	3.0	205.0	3.4	206.4	2.8	203.6	3.1	206.0
		100	4.7	211.2	5.4	213.7	4.5	208.5	5.0	212.6
5	128	25	1.4	130.4	1.7	131.1	1.2	129.6	1.5	130.6
		50	2.8	132.9	3.6	134.2	2.5	130.7	3.0	133.3
		100	4.4	134.9	5.6	137.5	3.9	131.2	4.8	135.4
10	65	25	1.1	67.2	1.5	67.1	0.8	65.2	1.1	66.2
		50	2.0	69.3	2.9	69.6	1.6	64.8	2.1	67.5
		100	3.1	70.2	4.3	71.9	2.4	63.4	3.2	67.9
14	45	25	0.9	43.2	1.3	42.9	0.6	43.8	0.8	43.4
		50	1.7	41.6	2.5	40.7	1.2	42.6	1.7	41.6
		100	2.6	39.8	3.7	38.1	1.8	41.4	2.5	40.0
20	24	25	0.7	22.6	1.0	22.0	0.4	23.2	0.6	22.8
		50	1.3	21.4	1.9	20.2	0.9	22.2	1.2	21.6
		100	1.9	20.2	2.7	18.6	1.3	21.4	1.8	20.4

(単位: cm, Es: 粒状材路盤の弾性係数)

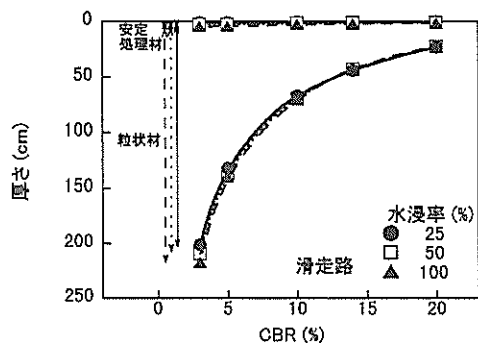


図-58 構造強化舗装の下層路盤構成 (滑走路)

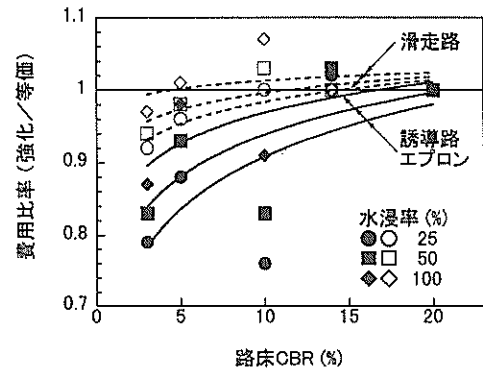


図-61 路盤構成による工費の違い

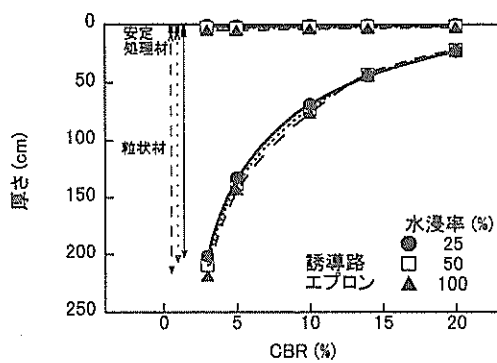


図-59 構造強化舗装の下層路盤構成 (誘導路・エプロン)

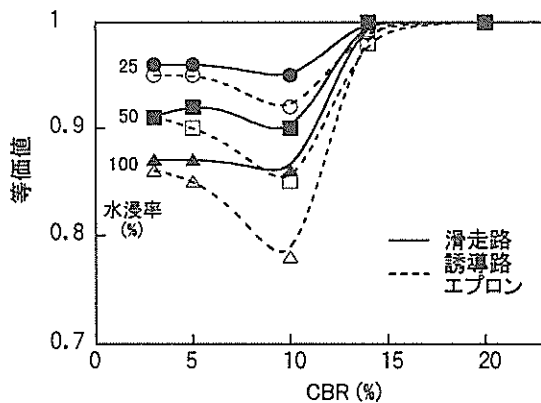


図-60 水浸状態にある粒状材路盤の等価値

水浸状態になることが想定される場合に、粒状材路盤を増厚しなければならない点を定量的に表すために、非水浸状態の場合に対する比率、すなわち、等価値として表現することを考えた。この等価値は、基準下層路盤厚から図-58、図-59に示したアスファルト安定処理材厚に係わる厚さ分を差し引いたものとして得られる粒状材厚を両図に示した所要粒状材厚で除したものと定義される。この等価値が水浸率に応じて変わる状況を図-60に示した。

水浸により等価値が減少することは明らかで、水浸程度が進行するほど、等価値が小さくなるのがわかる。また、路床の違いではCBRが小さいほど等価値も小さいものとなるが、CBR10%程度が最小値を示すようである。

以上の構造強化となる方法ならびにa)で示した等価構造の場合の建設費について概算した。ここでは路盤工の直接工事費(単位厚)として、粒状材:安定処理材=1:3を仮定し、それに層厚を乗じた値を計算した。その結果を等価構造に対する強化構造の比として、図-61にまとめた。路床CBRが小さい場合は強化構造とすることが経済的に有利となり、CBRが小さいほど経済的優位性が高いこと、また、水浸率が小さい場合ほど強化構造を用いるほうが経済性に優れていることがわかる。以上のことは、誘導路・エプロンの場合に顕著に認められる。

6. 結論

路床ならびに舗装が水浸状態となる場合の空港舗装の挙動について調査し、そのような状況下における材料ならびに構造の面からの対策について検討した結果、以下に示す結論が得られた。

- (1) アスファルトコンクリート表・基層はその下方の路盤が水浸状態となった状態で交通荷重を受けることによりその下方から剥離現象を呈し始め、載荷回数が増加するにつれて剥離が上方へと進行する。これは水位の上昇に伴って著しくなる。アスファルトコンクリートの剥離対策としては増厚することが有効である。
- (2) 粒状路盤材ならびに路床材料の支持力は、水浸状態が進行するにつれて低下する傾向がみられ、特に繰返し載荷条件下ではその傾向が明らかである。これは路床材料で著しく、次にRC-40、C-40の順となる。その対策としては安定処理化が有効である。
- (3) 路床・舗装は、地下水位が上昇するにつれて荷重支持

力が低下し、しかも粒状材路盤を有する舗装ほど著しいものとなる。この点を完全水浸（冠水）後の弾性係数の水浸前のものに対する比率により定量化すると、路床、路盤の場合で、それぞれ、80%、70%となる。

(4) 高い地下水位下で路床までが水浸することが想定される場合には、通常の方法により算定される設計CBRを、水浸状態に応じて100%~80%に低減する必要がある。

(5) 路盤までが水浸状態になる場合には、上層路盤にアスファルト安定処理材を用いるほかに、下層路盤の一部を安定処理化する必要がある。この場合の下層路盤の構成について、構造等価型、強化型舗装の両方を示した。

7. おわりに

高地下水位となることが予想される地盤上に空港アスファルト舗装を建設する場合の方策を、材料面ならびに構造面から考察した。路床のCBR試験では、最悪の状態として凍結融解期を想定して、供試体を4日間水浸させた後に貫入試験を実施することからわかるように、舗装ならびに路床からは極力水を排除することが原則である。空港舗装の場合には面積が広いので、そのような方法を探ることが必ずしも得策とはならない場合もあるため、本研究においてその点について検討を加えた。

水の影響が直接的に現れやすいアスファルトコンクリートについては、材料面での技術開発が今後進めば、有効かつ安価な剥離防止剤も出現するものと思われるが、現時点では確実性に欠ける嫌いがあるため、増厚により対処することとした。この点は下層路盤の一部アスファルト安定処理化により現行設計法の範囲でも対応可能であるが、経済性を考慮すればこれにとらわれる必要性は必ずしも高くはない。

なお、安定処理路盤材としてはセメント安定処理材とすることも可能ではあるが、ある程度の厚さを確保しなければならないこと（最小厚についての規定あり）から、ここではアスファルト安定処理化を基本に考えた。また、本研究の成果は、空港舗装以外にも適用可能であることは言うまでもなく、コンクリート舗装の路盤構成を設計する際にも有用なものとなろう。

最後に、本研究を遂行するにあたり第二港湾建設局より多大なご支援をいただきましたことを深く感謝致します。

(1997年6月30日受付)

参考文献

- 1) P.S. Kandhal: Field and Laboratory Investigation of Stripping in Asphalt Pavements: State of the Art Report, Transportation Research Record, No. 1454, pp.36-47, 1994.
- 2) Road Research Laboratory: Soil Mechanics for Road Engineers, Her Majesty's Stationery Office, 541p., 1952.
- 3) (社)日本道路協会：道路土工—排水工指針, 268p., 1987.
- 4) J. B. Macmaster, G. A. Wrong, W. A. Phang: Pavement Drainage in Seasonal Frost Area, Ontario, Transportation Research Record, No. 849, pp. 18-24, 1982.
- 5) A. Casagrande, W.L. Shannon: Base Course Drainage for Airport Pavements, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 77, pp. 1-23, 1951.
- 6) 秋元恵一, 金澤 寛, 辻 安治, 平山義夫, 今井泰男, 稲田雅裕: 東京国際空港新C滑走路の建設, 土木学会論文集, No. 560/VI-34, pp. 43-55, 1997.
- 7) T. F. Fwa: Water-Induced Distress in Flexible Pavement in a Wet Tropical Climate, Transportation Research Record, No. 1121, pp. 57-65, 1987.
- 8) M. K. Elfino, J.L. Davidson: An Evaluation of Design High-Water Clearances for Pavements, Transportation Research Record, No. 1121, pp. 66-76, 1987.
- 9) AASHTO: Design of Pavement Structures, 1993.
- 10) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領, 78p., 1990.
- 11) 運輸省航空局：空港土木工事共通仕様書, 1993.
- 12) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱, 324p., 1993.
- 13) 秋吉成美, 谷本誠一：アスファルト混合物のはく離とその防止対策, 土木技術資料, 第13巻, 第3号, pp.18~24, 1971.
- 14) 南雲貞夫, 秋吉成美, 谷本誠一, 高木勇：アスファルト混合物のはく離とその防止対策(その2), 第15巻, 第3号, pp.16~21, 1973.
- 15) 南雲貞夫, 歳田正夫, 谷本誠一：アスファルト混合物の剥離に関する津奈木試験舗装, 舗装, 第11巻, 第9号, pp.3~11, 1976.
- 16) H. H. Yoon, A. R. Tarrer: Effect of Aggregate Properties on Stripping, Transportation Research Record, No. 1171, pp. 37-43, 1988.
- 17) J. A. Divito, G.R. Morris: Silane Pretreatment of Mineral Aggregate to Prevent Stripping in Flexible Pavements,

Transportation Research Record, No.843, pp. 104-111, 1982.

18) 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.

19) 小島逸平, 古関堅治: 水浸ホイールトラッキング試験によるアスファルト混合物のはく離, 土木技術資料, 第19巻, 第4号, pp.21~26, 1977.

20) 南雲貞夫, 小島逸平: 水浸ホイールトラッキング試験によるアスファルト混合物のはく離性状, 舗装, 第14巻, 第8号, pp.10~15, 1979.

21) (社) 日本道路協会: 舗装試験法便覧, 1069p., 1989.

22) (社) 日本道路協会: プラント再生舗装技術指針, 132p., 1992.

23) 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.

24) Shell International Petroleum Company: Shell Pavement Design Manual, 332p., 1978.

25) D. L. de Jong, M. G. F. Peutz, A. R. Korswager: Computer Program BISAR-Layered Systems under Normal and Tangential Surface Loads, Shell Research B.V., 1973.

26) W. Heukelom, A. J. G. Klomp: Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements during and after Construction, International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.667-679, 1962.

27) Department of the Army, and the Air Force: Flexible Pavement Design for Airfields (Elastic Layered Method), TM5-825-2-1/AFM88-6, Chap. 2, Section A, 1989.

港湾技研資料 No.875

1997・9

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)つばさ印刷技研

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。