

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

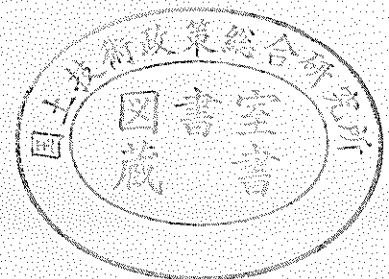
資料係
文献複写
禁持出

VOL. 9

NO. 3

SEPT. 1970

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第9巻 第3号 (Vol. 9, No. 3), 1970年9月 (Sept. 1970)

目 次 (CONTENTS)

1. Numerical Experiments on Wave Statistics with Spectral Simulation
..... Yoshimi GODA..... 3
(波浪の統計的性質に関する数値実験.....倉田良実)
2. 流れの中の風波についての実験的研究 (1)加藤 始・佐野喜久雄..... 59
(Experimental Study of Wind Waves on Water Currents (1st Report)
.....Hajime KATO and Kikuo SANŌ)
3. 静的載荷試験による空港舗装の実験的研究
.....須田 颯・森口 拓・佐藤勝久
吉田富雄・川本晴郎・阿部洋一..... 89
(Experimental Studies on Airport Pavements by Static Loading Tests
.....Hiroshi SUDA, Hiraku MORIGUCHI, Katsuhisa SATO,
Tomio YOSHIDA, Haruo KAWAMOTO and Yoichi ABE)
4. アルミナセメントを使用したプレパックドコンクリートの諸特性について
.....青木義典・関 博・小野寺幸夫.....111
(Basic Properties of Prepacked Concrete Using Alumina Cement
.....Yoshinori AOKI, Hiroshi SEKI and Sachio ONODERA)

3. 静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

須田 潤*・森口 拓**・佐藤勝久***・吉田富雄***

川本晴郎****・阿部洋一*****

要 旨

大型航空機用の空港舗装5種類を、高含水比の関東ローム路床上に製作し、実物大の静的繰り返し載荷試験を実施して、舗装構造の設計上の問題点の検討を行なった。

まず、セメント安定処理材やアスファルト安定処理材を路盤に有するアスファルト舗装を、路床面の土圧や沈下などについて、路盤が粒状材だけからなるアスファルト舗装と比較検討した結果、路床の支持力や弾性沈下に対する安定処理材の貢献度(等価値)がある程度明らかになるとともに、舗装厚の設計において、巨人機(B-747)の設計脚荷重に対する他脚の影響度はそれほど小さくなく、1脚荷重を5~10%程度増して設計するだけでよいなどが明らかになった。そのほか、舗装各層の沈下や歪および舗装の支持力を測定した結果、舗装の設計や、今後の研究のため有意義な資料を得た。

次に、連続鉄筋コンクリート舗装構造を、路床の土圧と沈下、路盤の沈下、コンクリートスラブの応力ならびに舗装の支持力などについて、無筋コンクリート舗装と比較検討した結果、設計条件に対して安全なものであることがわかった。

また、アスファルト舗装とコンクリート舗装の路床面土圧を比較することによって、路床に対して同一効果を有するアスファルト舗装とコンクリート舗装の断面が明らかになった。さらに、これらの試験舗装を解体調査することによって、路盤効果を一部明確にすることができた。

* 土質部 滑走路研究室長

** 土質部 剛性舗装主任研究官

*** 土質部 滑走路研究室研究員

**** 新東京国際空港公団 土木部舗装課 課長代理

***** 新東京国際空港公団 土木部舗装課

3. Experimental Studies on Airport Pavements by Static Loading Tests

Hiroshi SUDA*
Hiraku MORIGUCHI**
Katsuhisa SATO***
Tomio YOSHIDA***
Haruo KAWAMOTO****
Yoichi ABE*****

Synopsis

Five kinds of airport test pavements for large aircraft were made on the subgrade of high water content loam. These pavements were tested by full scale and static repeated loadings.

After the asphalt pavements were compared mutually about the stress and settlement of the subgrade, the effects of cement stabilized and asphalt stabilized materials were somewhat made clear.

Test results also showed that the design load of the jumbo jet (B-747) might be considered to be 1.05 to 1.10 times as much as its gear load. Many results about the settlement and strain of each layer and the bearing capacity of the pavements will be significant data for designs and future studies of pavements.

The design method of the continuously reinforced concrete pavement was confirmed to be safe as the result of comparing it with the nonreinforced concrete pavement about the stress and settlement of the subgrade, the settlement of the subbase, the stress in the concrete slab, and the bearing capacity of the pavement.

When comparing the subgrade stresses of the asphalt pavements with those of the concrete pavements, we found an asphalt pavement section which had the same effect on subgrades.

Investigations during the break up these pavements made clear a part of the effects of some kinds of subbases.

* Chief of Runway Laboratory, Soil Division

** Senior Research Engineer, Soil Division

*** Member, Runway Laboratory, Soil Division

**** Assistant Head, Pavement Section, Civil Engineering Division, New Tokyo International Airport Corporation

***** Member, Pavement Section, Civil Engineering Division, New Tokyo International Airport Corporation

目 次

1. まえがき	93
2. 試験舗装の構造・材料・施工および実験方法	93
2.1 原型載荷槽および路床	93
2.2 試験舗装の構造	96
2.3 試験舗装の材料・施工および施工管理	98
2.4 試験舗装の測定計器	98
2.5 載荷方法	103
2.6 実験の種類および測定項目	103
3. アスファルト試験舗装に関する実験結果	107
3.1 沈下の定義	107
3.2 アスファルト混合物内の温度変化	107
3.3 路床面の土圧および沈下と荷重車輪位置の関係	107
3.4 路床面の土圧	108
3.5 路床および舗装各層の全沈下	108
3.6 路床および舗装各層の弾性沈下	113
3.7 路床および舗装各層の累積塑性沈下と塑性沈下	113
3.8 アスファルト混合物層の水平歪	113
3.9 セメント安定処理層の水平歪	113
3.10 路床および舗装各層の地盤係数 K	113
3.11 舗装の LCN	113
4. アスファルト試験舗装に関する実験結果の考察	124
4.1 弾性計算	124
4.2 車輪の位置と路床面の土圧・沈下	127
4.3 路床面の鉛直土圧	127
4.4 路床面の水平土圧	131
4.5 路床および舗装各層の全沈下	131
4.6 路床および舗装各層の弾性沈下	133
4.7 路床および舗装各層の累積塑性沈下と塑性沈下	138
4.8 アスファルト混合物層の水平歪	139
4.9 セメント安定処理層の水平歪	140
4.10 路床および舗装各層の地盤係数 K	140
4.11 舗装の LCN	141
5. コンクリート試験舗装に関する実験結果	144
5.1 路床の土圧	144
5.2 路床および舗装の沈下	146
5.3 コンクリートスラブのひずみ	146
5.4 LCN 値	146
6. コンクリート試験舗装に関する実験結果の考察	149
6.1 路床および舗装の土圧	149

目 次

6.2	路床および舗装の沈下	151
6.3	コンクリートスラブ内の応力	152
6.4	舗装のLCN	153
6.5	舗装の支持力	153
7.	ま と め	154
8.	あ と が き	155
	謝 辞	156
	参 考 文 献	156

1. まえがき

本研究は、比較的軟弱な粘性土路床（関東ローム）上に製作された大型航空機用舗装（アスファルトおよびコンクリート舗装）に、実物大の静的な繰返し荷重を加えることによってその挙動を調べ、この種の舗装の設計法が妥当なものであるかどうかを検討したものであり、港湾技術研究所と新東京国際空港公団との共同研究として実施された。

従来、空港アスファルト舗装の代表的設計方法として使用されて来たCE法¹⁾（またはCBR法）によって求まる舗装厚は、上層路盤や下層路盤が粒状材からなる場合に適用されるものである。路盤材として、粒状材よりも品質のよいアスファルト安定処理材やセメント安定処理材を使用する場合には、当然、舗装厚を薄くすることができるであろう。道路舗装では、米国における大規模な走行試験²⁾（一般にAASHO試験といわれている。）の結果をもとにして、品質のよい材料を路盤に使用した場合の舗装厚の軽減率を定めている。一般に空港舗装では、航空機の車輪荷重が、自動車車輪荷重よりもはるかに大きい（たとえば大型航空機の1車輪荷重は約20tonであり、1脚にこの車輪が4ケついている³⁾。）ことなどから、路盤材による舗装厚の軽減率は道路よりも低くとなっている⁴⁾、その妥当性は明確でない。ところが最近話題にのぼっている新東京国際空港の路床は、比較的軟弱な関東ローム層⁵⁾であって、この上に作られる滑走路や誘導路などのアスファルト舗装には、材料の節減、沈下量の軽減、耐久性の増大などのために、アスファルト安定処理材や、セメント安定処理材を路盤に使用し、全体の舗装厚を、従来のCE法から求まる厚さよりも薄くした断面を予定している⁶⁾。このように、安定処理層を路盤に使用している薄い舗装構造が比較的軟弱な粘性土を路床とする大型航空機用舗装として適切なものであるかどうかは、従来使用されて来た舗装厚や舗装断面と比較して異なっているという点から考えてみても明らかでない。

一方、エプロンなどには、耐久性ひいては経済性の増大という点から、連続鉄筋コンクリート（CRC）舗装を使用する傾向が現われているが、この断面は、従来使用されて来た無筋コンクリート（NC）舗装の断面よりも、初期経費の増大を防ぐために構造上安全な範囲内において薄くするのが普通である⁷⁾。わが国において、今後本

格的に連続鉄筋コンクリート舗装を使用する場合には、この薄くした断面の強度などについても疑問が残る。

これらの疑問点を解消する最良の方法は、実際に試験舗装を作り、実物大の荷重を走行させて、舗装の挙動を調べることであろう。しかし、現時点においては、諸般の事情から、試験舗装によって、この種の舗装構造の妥当性を早急に確かめることはできない。そこで次善の策として、港湾技術研究所の原型載荷槽⁸⁾に作られている比較的軟弱な関東ローム路床の上に、この種の構造を有する舗装断面を製作し、舗装面に、大型航空機荷重と同等の荷重を、静的に繰返して載荷することによって、これら舗装の設計法の妥当性などを確かめることにした。本報告書は、これらの一連の実験、結果について報告を行なうものである。

載荷槽内の既設路床上に舗装の製作を開始したのは、昭和44年4月末、舗装の製作終了が6月末、実験機材の調整および予備実験の終了が7月末であり、本格的な一連の実験は、7月末から11月末までに実施された。実験終了後の舗装の解体調査工事（平板載荷試験など）および路床の各種土質調査は、45年1月末までにすべて完了した。

本報告書では、2.において、試験舗装の構造・材料・施工および実験の方法などについて述べる。3.では、アスファルト舗装についての実験結果を、4.では、それらを考察することにより、舗装構造に関する諸問題を解明して行く。同様に、5.および6.において、コンクリート舗装に関する実験結果とその考察について報告し、最後に、これらのとおりまとめを行なう。

2. 試験舗装の構造・材料・施工および実験方法

2.1 原型載荷槽および路床⁹⁾

本実験を行なった原型載荷槽は、図-2.1に示すように、長さ12m、幅10m、深さ4.5mの槽であって、この中に、約2mの厚さの比較的軟弱な関東ローム路床が作られている。この路床の上に製作される舗装面には、槽の上にかへ渡した載荷梁をオイルジャッキの反力受けとして、200tonまでの静的荷重を加えることができるようになっている。また、槽の中の水位は自由に調節できる。

路床土には、一般に武蔵野ロームと呼ばれている。表-2.1に示すような、横浜市鴨居の関東ロームを使用した。この土の現場縮固め試験を行なった結果、一層の仕

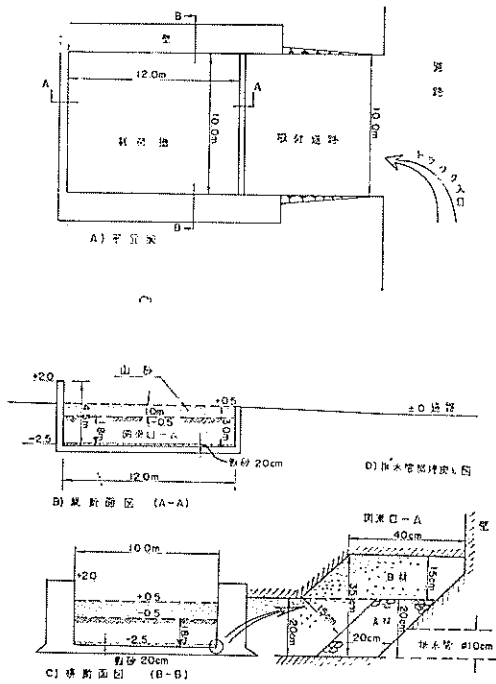


図-2.1 原型載荷槽平面図・断面図

表-2.1 鴨居関東ロームの土性諸元

土 性	試 験 結 果
自然含水比	125%
液性限界	138.5%
塑性限界	70.2%
塑性指数	68.3%
比重	2.753
三角座標分類	粘 土
関東ローム層別分類	武蔵野ローム
突固め試験の湿潤密度 ^{1*}	1.342 gr/cm ³
突固め試験の乾燥密度	0.596 gr/cm ³
突固め試験供試体のコーン指数 ^{2*}	4.6
現場土の湿潤密度 ^{3*}	1.235 gr/cm ³
現場土の乾燥密度	0.622 gr/cm ³
現場土の飽和度	95%

* 1: 自然含水比 125% の土, CBR モールド, 2.5kg ランマー, 3層77回

* 2: コーン底面積 6.45cm², 先端角 30°

* 3: 自然含水比 120.9%

上がり厚を 15cm とするならば, 均一に締固まること
が判明したので, 路床全厚 1.8m を 11層に分けて締固

め施工を行なった。その結果, 路床各層の平均値として, 含水比 92%, 乾燥密度 0.72g/cm³, 飽和度 90% が得られた。また, 路床面における現場 CBR の値は, 4点の平均値が約 4% であった。原型載荷槽および路床の詳細については, 参考文献 3) を参照されたい。

このようにして製作された路床の上に, 厚さ 1m の山砂を置いて, 水位を山砂のほぼ表面近くの高さに保ち, 44年 4月まで約 8カ月間養生した。

次に, 試験舗装を施工するために, 山砂を全部撤去し, ロームの一部も所要の高さまで切り取り, 現場試験と平板載荷試験を実施した。さらに舗装を製作し実験を終了した後に, 舗装を解体して, 路床土について, CBR 試験や平板載荷試験などを再び実施した。これらの一連の路床土質試験の測定位置を 図-2.2 に, また土質試験の結果を 表-2.2 および 図-2.3 に示す。

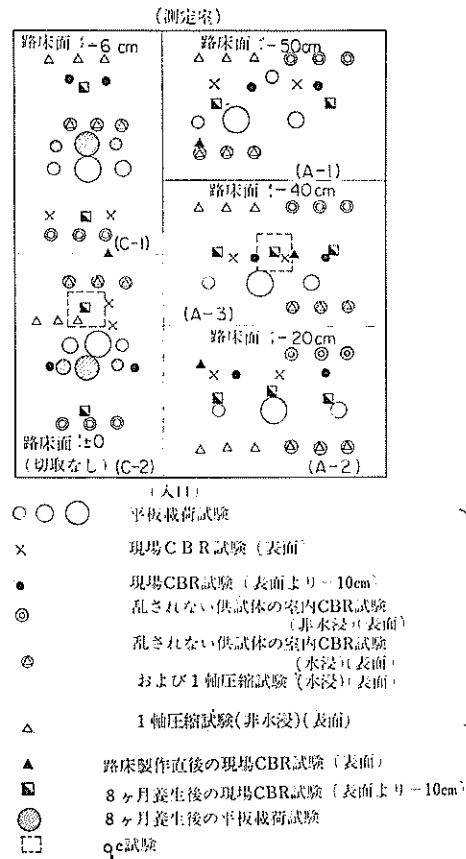


図-2.2 路床土の試験位置

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

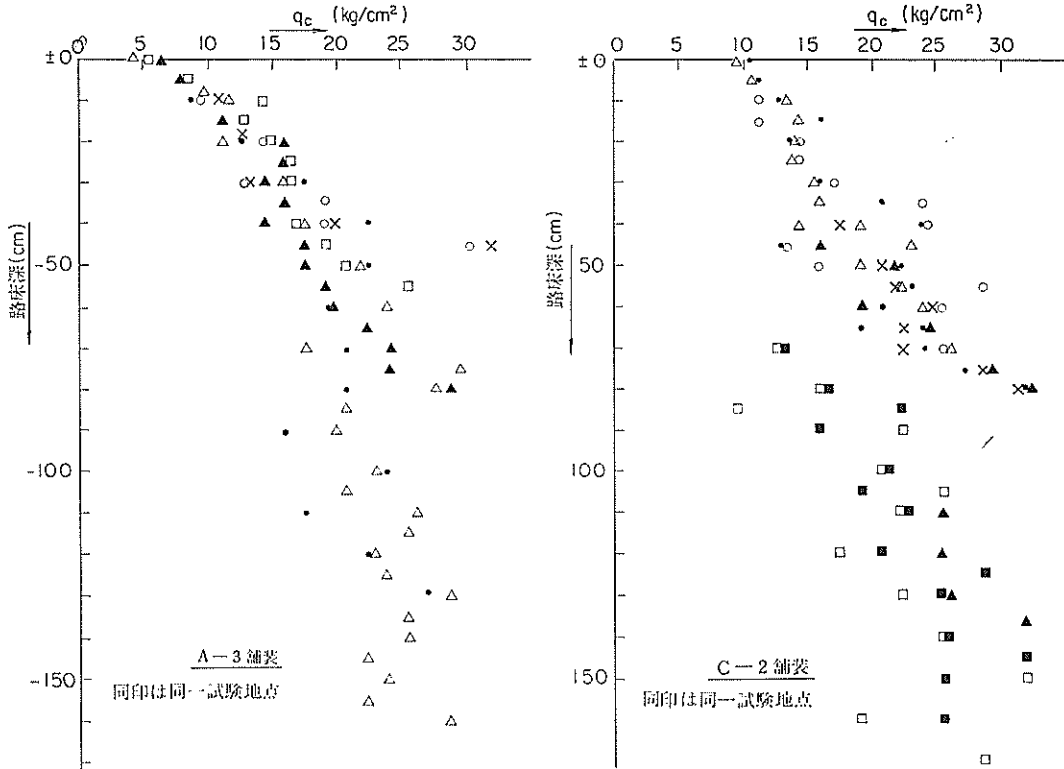


図-2.3 路床土の q_c 試験結果

表-2.2 路床土試験結果一覧表

試験 舗装	8ヶ月養生後の 現場C B R (表面から 10cm下)	解体後現場 C B R		解体後の室内 C B R (表面)		解体後の平板載荷試験			解体後の一軸強度 (kg/cm^2)		路床製作 直後の現 場C B R (表面)
		表面	10cm下	非水浸	水浸	K_{30}	K_{45}	K_{75}	非水浸	水浸	
A-1	5.9 4.5 (5.2)	5.6 (5.6)	4.8 4.6 (4.7)	5.5 2.4 3.3 (3.7)	8.8 4.4 4.6 (5.9)	7.60	6.24	3.04	0.33 0.42 (0.38)	1.54 0.60 1.45 (1.20)	4.0
A-2	2.6 4.0 2.3 (3.0) ◎30cm F 6.2	8.1 7.0 (7.6)	4.4 7.0 (5.7)	5.6 5.3 (5.5)	7.5 4.2 (5.9)	7.92	6.48	3.52	0.22 0.17 (0.20)	0.75 0.56 0.89 (0.73)	5.5
A-3	7.7 7.7 7.6 (7.7)	9.4 7.2 (8.3)	5.1 (5.1)	10.1 4.8 4.2 (6.4)	3.9 7.1 (5.5)	10.2	7.20	4.56	0.49 0.52 0.55 (0.52)	1.09 1.41 1.37 (1.29)	4.0
C-1	4.8 4.9 (4.9)	6.9 7.0 (7.0)	4.9 7.0 (5.9)	6.0 7.8 6.1 (6.6)	7.9 8.0 (8.0)	7.92	8.16	4.16	0.15 0.19 (0.17)	0.81 0.95 0.70 (0.82)	3.5
C-2	3.7 2.7 (3.2)	8.6 10.2 (9.4)	3.7 2.9 (3.3)	8.2 6.3 8.4 (7.6)	10.4 10.3 (10.4)	5.36	5.44	3.36	0.53 0.57 (0.55)	0.98 1.12 1.02 (1.04)	
平均	4.8	7.8	4.9	6.0	7.0	7.80	6.70	3.68	0.38	1.02	4.3

注 (1) * 印は8ヶ月養生後の値

注 (2) () は平均値

これらの試験位置はすべて異なっているので、個別に値を比較することはあまり意味がない。そこで巨視的に試験結果を眺めると、次のことが考察される。

a) 図-2.3 は、路床製作直後の q_0 試験結果であるが、これによれば、路床面から 40 cm の深さ程度までは q_0 の値が直線的に増大し、それより深くなると q_0 の値はほぼ一定である。すなわち、製作された路床面の表面付近は、下の部分よりも軟かい。

b) 表-2.2 において、8 ヶ月養生後の路床の CBR は、かなりばらついているが、A-1, A-3 のように、切り取り路床面が深いものでは、路床面が浅い A-2, C-1, C-2 よりも大きい CBR となっていて、 q_0 の値を裏付けている。

c) 実験終了後の路床面の CBR は、いずれの舗装の下でも増大している。しかし路床面下 10 cm の CBR は舗装を製作する前の CBR と大差ない。これは、舗装の自重や、実験時の繰り返し載荷重による路床の縮まりかたが、路床面付近に限定されていることを示しているようである。

d) 舗装解体後の平板載荷試験による地盤係数 K 値は、舗装製作前の K 値よりも増大している。これは、舗装の自重と実験時の繰り返し載荷重によって路床面が縮まったためと考えられる。

e) 資料⁶⁾によれば、関東ロームにおける q_0 と CBR の関係は $CBR=q_0/2.5$ であった。図-2.3 における q_0 の値と、表-2.2 における CBR の値を較べるならば、上式の関係が適用できそうである。したがって図-2.3 の q_0 から、路床の下側部分(ほぼ q_0 が一定値となる部分)の CBR を推定するならば $CBR=7\sim 10$ となる。この値は、表-2.2 中の A-2 舗装の 30 cm 下の CBR が 6.2, C-2 舗装の 60 cm 下の CBR が 7.6, 6.9, 5.8 と較べ

て見ても妥当なようである。

f) 以上のような考察から、実験を始める前の路床の CBR は、図-2.4 のようであったものと推定される。

g) 平板載荷試験において、載荷板の直径を変化させた場合の地盤係数の比は、平均して K_{30}/K_{75} の場合約 2.1, K_{30}/K_{75} の場合約 1.8 であり、理論値および米国内における実験値⁷⁾と比較して大差ない。

このような土質を有する関東ローム路床上に、5 種類の舗装を製作して実験を行なったが、実験中は、地下水位を -80 cm に保った。(図-2.4 参照)

2.2 試験舗装の構造

試験舗装は、4 m×6 m の広さを有するもの 5 種類で、そのうちアスファルト舗装 3 種、セメントコンクリート舗装 2 種である。各舗装の断面図、平面図を図-2.5, 図-2.6 に示す。

図において、A-1, A-2, A-3 はそれぞれアスファルト舗装、C-1, C-2 はそれぞれコンクリート舗装である。大型航空機用試験舗装としては、新東京国際空港の第一期工事に使用を予定されている断面を採用した。すなわち、A-3 は、滑走路末端部や誘導路の舗装、A-2 は滑走路中間部の舗装である。いずれも、アスファルト安定処理層やセメント安定処理層を有している。これに対して A-1 舗装は、路盤に粒状材だけを使用した断面であって、CBR 設計曲線から求める舗装厚をそのまま適用することのできる断面である。A-1 舗装の厚さは、DC-8-63 型航空機(総重量 160 ton, 主脚数 2, 複々車輪, 脚荷重 76 ton, タイヤ内圧 13.9 kg/cm²)が、設計 CBR 4%の路床に対して必要とする舗装厚(ただし荷重の繰り返し作用回数は 5,000 回)であって、CBR 設計曲線⁸⁾から求まるものである。A-1 舗装は、A-2, A-3 舗装が、従来の標準的な舗装に対してどの程度の強さを有するかを、直接的に比較することのできる、いわば基準舗装ともいえる。C-2 舗装は、エプロンに使用を予定されている連続鉄筋コンクリート舗装である。さらに、A-2, A-3 に対する A-1 舗装と同様に、従来使用されて来た無筋コンクリート舗装として、C-1 舗装を基準断面として採用した。この断面は、コンクリートの設計基準曲げ強度を 45 kg/cm², コンクリートの弾性係数を 281,000 kg/cm², コンクリートのポアソン比を 0.15, コンクリートの安全率を 2.0, ならびに路盤上での地盤係数 K (直径 75 cm 載荷板による。)を 10 kg/cm³ と仮定し、ウェスターガードの中央載荷公式

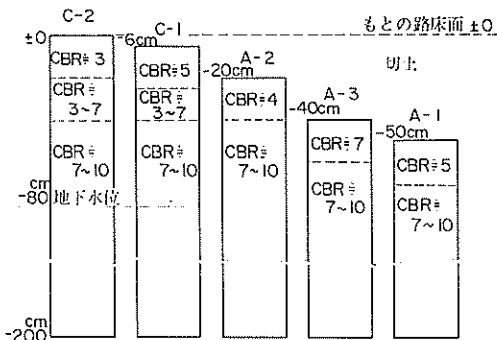


図-2.4 実験開始前の路床土の CBR

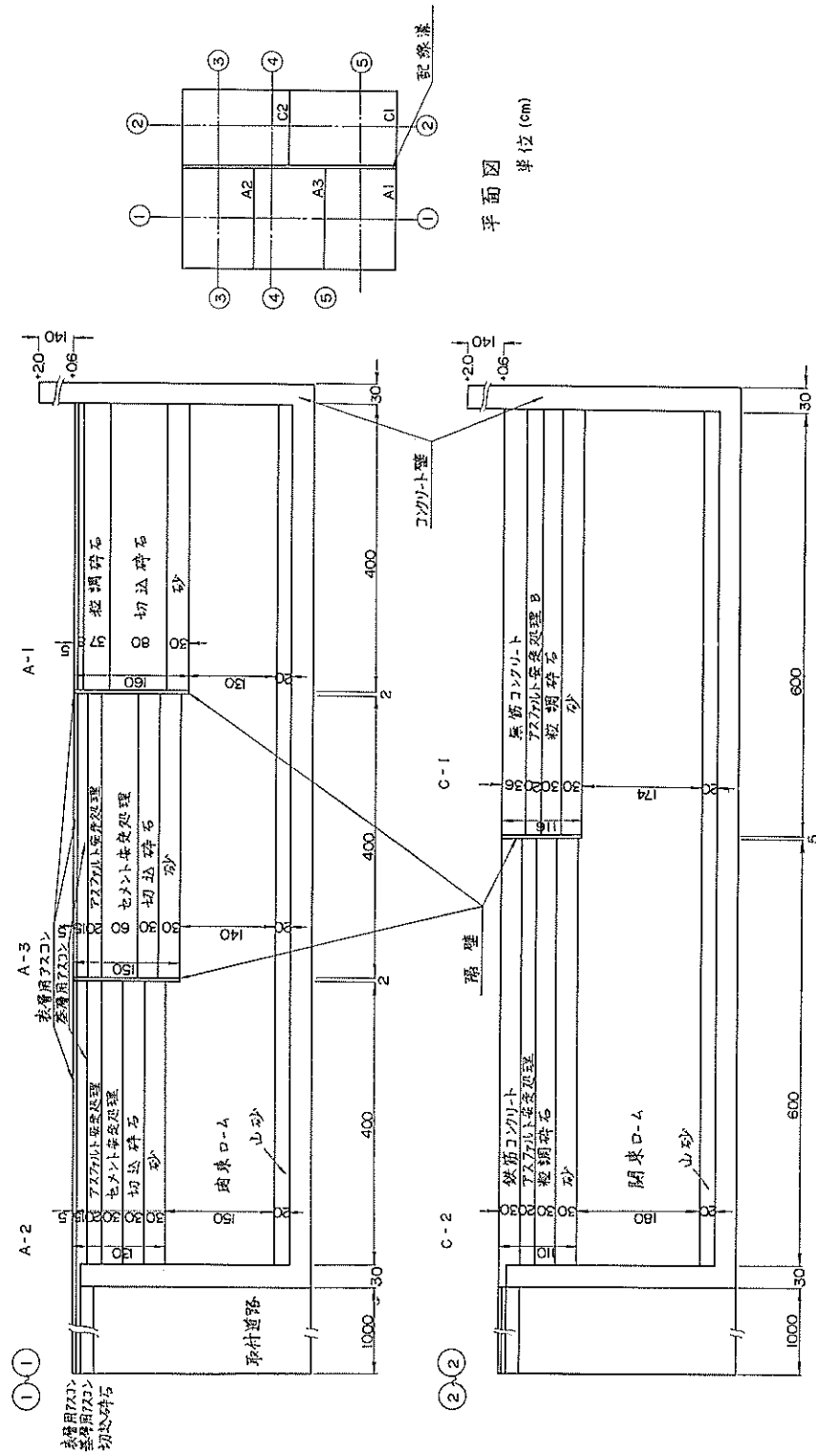


図-2.5 試験舗装縦断面図

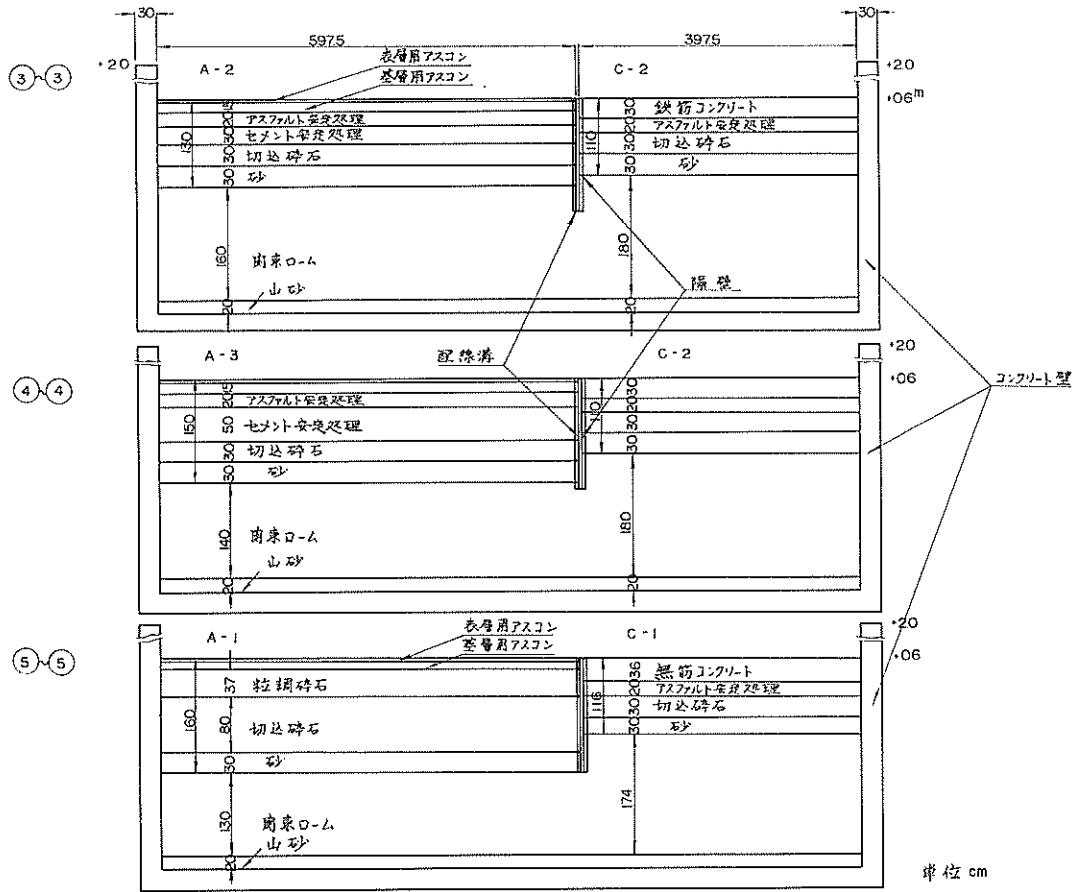


図-2.6 試験舗装横断面図

に基づいて計算した場合、DC-8-63 型航空機が必要とする舗装断面である。なお CRC 舗装断面は、NC 舗装断面の場合と同一条件のもとに設計されたもので、コンクリートスラブ厚さは、NC 舗装のその 83.3% である。鉄筋量は、縦方向鉄筋はコンクリート断面積の 0.6%、横方向鉄筋は、コンクリート断面積の 0.09% で、スラブ厚さの中央にこれら鉄筋を設置した。これらコンクリートスラブの厚さおよび鉄筋量は、現在妥当であるとされている標準的な値を適用した。

このように、試験舗装断面としては、空港舗装にとって、設計方法の確立していない断面 (A-2, A-3, C-2) と、これらの舗装強度を直接的に比較することのできる、従来から使用されて来た断面 (A-1, C-1) の二種類を設けることにした。

2.3 試験舗装の材料・施工および施工管理

試験舗装の仕様書の作成および施工管理は、資料⁴⁾にもとづいて実施したが、その要点を記すならば表-2.3 に示すとおりである。管理試験の結果は、仕様をすべて満足している。

2.4 試験舗装の測定計器

試験舗装に荷重を加えた場合、各舗装の内部にどのような応力や変位が生じるかを知ることによって、直接的あるいは間接的に舗装の強度を判定するために、各舗装の内部には次のような測定計器を埋設した。

アスファルト舗装：歪計，沈下計，土圧計，温度計。
コンクリート舗装：歪計，沈下計，土圧計，鉄筋計。

これらの計器の深さ方向の配置を図-2.7 および図-2.8 に、また平面配置を図-2.9 に示す。

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

表-2.3 試験舗装の材料仕様

仕様書基準		管理試験結果	備考																																				
路床 (関東ローム)		荷重 5 kg における現場 CBR (表面平均) A-1 5.2% A-2 3.0 A-3 7.7 C-1 4.9 C-2 3.2 平板載荷試験 C-1 $\begin{cases} K_{30}=4.64 \text{ kg/cm}^2 \\ K_{45}=3.44 \text{ " } \\ K_{75}=2.16 \text{ " } \end{cases}$ C-2 $\begin{cases} K_{30}=6.00 \text{ " } \\ K_{45}=4.00 \text{ " } \\ K_{75}=2.72 \text{ " } \end{cases}$	平均含水比 92.6% 平均乾燥密度 0.721% 平均飽和度 90.3%																																				
下層路盤 (山砂)		現場密度試験 C-1 1.442 g/cm ³ C-2 1.412 g/cm ³ A-2 1.697 g/cm ³ $\gamma_a=1.800 \text{ g/cm}^3$ O.M.C.=14% 比重 2.706 P.L. N.P. 修正 CBR 13.5% 14.0																																					
下層路盤 (切込碎石)	各層仕上り密度 CBR (55回) の (JIS A 1211) 95% 以上	CBR 密度 $(\gamma_a)=2.13 \text{ g/cm}^3$ O.M.C. 5.5% $2.13 \times \frac{95}{100} = 2.023 \text{ g/cm}^3$ <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>A-1</th> <th>A-2</th> <th>A-3</th> <th>C-1</th> <th>C-2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1層目</td> <td>2.095</td> <td>2.148</td> <td>2.157</td> <td>2.188</td> <td>2.129</td> </tr> <tr> <td>2層目</td> <td>2.146</td> <td>2.122</td> <td>2.078</td> <td>2.163</td> <td>2.183</td> </tr> <tr> <td>3層目</td> <td>2.074</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>4層目</td> <td>2.184</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>5層目</td> <td>2.108</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> (単位 g/cm ³) 参考 $\begin{cases} \text{修正 CBR} & 66.0, 72\% \\ \text{PI (0.4 以下)} & 3.4 \\ \text{比重} & 2.760 \\ \text{吸水} & 1.70\% \end{cases}$		A-1	A-2	A-3	C-1	C-2	1層目	2.095	2.148	2.157	2.188	2.129	2層目	2.146	2.122	2.078	2.163	2.183	3層目	2.074					4層目	2.184					5層目	2.108					ロスアンゼルス すりへり減量 50% 以内 修正 CBR (JIS A 1211) 60% 以上 比重 2.5 以上 0.4mm フルイ 通過分 P.I. 6% 以下
	A-1	A-2	A-3	C-1	C-2																																		
1層目	2.095	2.148	2.157	2.188	2.129																																		
2層目	2.146	2.122	2.078	2.163	2.183																																		
3層目	2.074																																						
4層目	2.184																																						
5層目	2.108																																						
中間路盤 (アス舗装)	セメント安定処理 材令70日強度 (1日水浸6日養生) $q_u=30 \text{ kg/cm}^2$ 以上 各層仕上り密度 突固め試験 (JISA 1210, 25回) の最大密度の 96% 以上	1軸圧縮強度 <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>1層目</th> <th>2層目</th> <th>3層目</th> <th>4層目</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A-2</td> <td>53.5</td> <td>37.7</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>A-3</td> <td>46.3</td> <td>54.1</td> <td>50.2</td> <td>51.3</td> </tr> </tbody> </table> 35.7 (単位 kg/cm ²) 突固めの試験 $(\gamma_a)_{\max}=2.125 \text{ g/cm}^3$ $2.125 \times \frac{96}{100} = 2.040 \text{ g/cm}^3$ <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>1層目</th> <th>2層目</th> <th>3層目</th> <th>4層目</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A-2</td> <td>2.131</td> <td>2.104</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>A-3</td> <td>2.084</td> <td>2.216</td> <td>2.148</td> <td>2.122</td> </tr> </tbody> </table> (単位 g/cm ³)		1層目	2層目	3層目	4層目	A-2	53.5	37.7			A-3	46.3	54.1	50.2	51.3		1層目	2層目	3層目	4層目	A-2	2.131	2.104			A-3	2.084	2.216	2.148	2.122	ロスアンゼルス すりへり減量 50% 以内 比重 2.5 mm 以下 2.0 以上 2.5 mm 以上 2.3 以上 吸水量 2.5 mm 以下 5% 以下 2.5 mm 以上 2% 以下						
	1層目	2層目	3層目	4層目																																			
A-2	53.5	37.7																																					
A-3	46.3	54.1	50.2	51.3																																			
	1層目	2層目	3層目	4層目																																			
A-2	2.131	2.104																																					
A-3	2.084	2.216	2.148	2.122																																			

表-2.3-2

仕様書基準	管理試験結果	備考
中間路盤 (コンクリート版下)	アスファルト安定処理	ロスアンゼルス すりへり減量 40% 以内 0.4mm フルイ通 過分 P.I. 9% 以下 比重 2.5 以上 吸水量(JISA 1110) 2.5mm 以下 1% 以下 2.5mm 以上 3% 以下
	アスファルト量 (80/100) $4.3 \pm 0.2\%$ マーシャル基準値 安定度 (kg) 350 以上 フロー値 (1/100cm) 15-30 空隙率 (%) 10 以下 仕上り密度 マーシャル基準密 度 (50回) の 94% 以上とする。	
	アスファルト量 4.26, 4.10, 4.21% (抽出試験) マーシャル試験結果 1層目 安定度 (kg) 1,380 1,320 1,080 1,265 1,005 1,325 フロー値 (1/100 cm) 32 20 28 35 28 29 空隙率 (%) 5.6 5.1 2層目 安定度 (kg) 1,125 1,155 1,170 1,125 1,290 1,080 フロー値 (1/100 cm) 24 28 30 28 28 38 空隙率 (%) 5.4 5.0 3層目 安定度 (kg) 945 990 1,050 1,095 960 930 フロー値 (1/100 cm) 22 30 29 35 24 28 空隙率 (%) 5.8 5.6 マーシャル (50回) 基準密度 2.340 g/cm ³ $2.340 \times \frac{94}{100} = 220 \text{ g/cm}^3$ 6 回実施密度は 2.444, 2.422, 2.344, 2.299, 2.397, 2.422 参考 ロスすりへり減量 16.3% 比重 2.760 2.706 吸水量 3.0% P.I. N.P. なお C-1, C-2 で平板載荷試験実施結果 C-1 C-2 $K_{30} = 42.72 \text{ kg/cm}^3$ $K_{30} = 43.12 \text{ kg/cm}^3$ $K_{45} = 35.20 \text{ kg/cm}^3$ $K_{45} = 22.80 \text{ kg/cm}^3$ $K_{75} = 9.44 \text{ kg/cm}^3$ $K_{75} = 14.88 \text{ kg/cm}^3$	
上層路盤	粒調碎石	ロスアンゼルス すりへり減量 40% 以内 修正 CBR (JISA 1211) 85% 以上 比重 2.5 以上 0.4mm フルイ 通過分 P.I. 4% 以下 吸水量 (JISA 1110) 2.5mm 以下 3% 以下 2.5mm 以上 1% 以下
	各層仕上り密度 (CBR 55回) の 95% 以上	
	CBR (55回) の基準密度 2.242 g/cm ³ $2.242 \times \frac{95}{100} = 2.13 \text{ g/cm}^3$ A-1 断面のみ粒調碎石 1層目 2.234 g/cm ³ 2層目 2.194 g/cm ³ O.M.C. 6.6% 3層目 2.160 g/cm ³ 4層目 2.196 g/cm ³ 参考 比重 2.762 吸水 1.6% P.I. N.P. 修正 CBR 8.9%	
上層路盤	アスファルト安定処理	ロスアンゼルス すりへり減量 40% 以内 比重 2.5 以上 0.4mm フルイ 通過分 P.I. 9% 以下
	ストレート アスファルト (80/100) アスファルト量 4.5% 以上 マーシャル基準値	
	アスファルト抽出試験 4.49, 4.76% マーシャル試験 1層目 安定度 (kg) 975 1,035 1,020 1,155 1,215 1,125 フロー値 (1/100 cm) 23 28 29 36 28 31 空隙率 (%) 6.1 5.4 2層目 安定度 (kg) 1,080 1,020 1,050 990 1,170 1,095 フロー値 (1/100 cm) 28 37 31 33 29 26 空隙率 (%) 4.5 4.7	

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

表-2.3-3

仕様書基準		管理試験結果							備考	
	安定度 (kg) 500 以上 フロー値 (1/100cm) 17-30 空隙率 (%) 8 以下 各層仕上り密度 マーシャル基準密 度 (50回) の 96% 以上	3層目 安定度(kg) 1,020 915 1,050 1,260 1,080 810 フロー値 (1/100 cm) 35 28 35 33 28 32 空隙率 (%) 4.1 4.5 マーシャル (50回) 基準密度 2.345 g/cm ³ $2.345 \times \frac{96}{100} = 2.250 \text{ g/cm}^3$ 2.355 2.408 2.455 2.439 2450 2.412 参考 ロスすりへり 17.8% 比重 2.733 吸水量 粗 0.3% 細 0.74% P.I. N.P.								吸水量 (JISA 1110) 2.5mm 以下 2% 以下 2.5mm 以上 1% 以下
	表層セメントコンクリート	$\sigma_{ss} = 45 \text{ kg/cm}^2$ 以上 骨材の最大寸法 40 mm スランブ 3 cm 以下 空気量 3.5±0.5%	コンクリートの曲げ強度 (kg/cm ²) (標準養生供試体 3本の平均値) 材令 7日 材令 28日 C-1 45.2 57.0 C-2 47.4 63.2 スランブ 平均 C-1 2.1, 2.9, 2.6, 2.4; 2.5 cm C-2 1.5, 1.9, 2.8, 2.4; 2.2 cm 空気量 平均 C-1 4.0, 3.3, 3.2, 3.1; 3.4% C-2 3.7, 3.3, 3.6, 3.2; 3.5% コンクリートの配合 単位量 (kg/m ³) 水セメント 細骨材率 水 セメント 砂 碎石 AE剤 (%) (%) (m ^l) 37.4 33.2 131 350 627 1273 140 骨材 比重 吸水量 (%) 細骨材 2.59 1.60 粗骨材 2.61 0.75 鉄筋 熱間圧延異形棒鋼 4種 (SD 40)							セメント舗装 要綱参考
基層アスコン		アスファルト ストレート 80/100 マーシャル基準値 安定度 800 kg 以上 フロー値 20-40 (1/100 cm) 空隙率 5% 以下 飽和度 75-80 (%) 突固め回数 75回	安定度 (kg) 1,020 870 840 1,050 1,095 990 フロー値 (1/100 cm) 18 24 25 26 23 25 空隙率 (%) 3.9 3.3 飽和度 (%) 77 79.6 安定度 (kg) 1,005 1,305 1,290 1,260 1,185 1,230 フロー値 21 28 22 30 27 25 空隙率 4.5 3.2 飽和度 74.1 80.0 安定度 1,395 1,125 1,410 1,230 1,275 1,185 フロー値 38 38 26 32 28 30	ロスアンゼルス すりへり減量 表層 25% 以下 基層 30% 以下 比重 粗骨材 1.5% 以下 細骨材 3% 以下						

表-2.3-4

仕様書基準	管 理 試 験 結 果	備 考
使用アスファルト量 5.5~7.0% 仕上り密度 マーシャル 基準密度の 97% 以下	空隙率 3.2 3.8 飽和度 80.0 79.2 アスファルト量 5.75 5.81 5.92 (55%) 密度 マーシャル基準密度(75回) 2.344 g/cm ³ $2.344 \times \frac{97}{100} = \underline{2.270 \text{ g/cm}^3}$ A-1 A-2 A-3 1層目 2.355 2.350 2.348 2層目 2.383 2.376 2.372 3層目 2.374 2.368 (単位 g/cm ³)	
表層 アス コン	安定度 (kg) 1,005 1,320 1,050 1,140 1,230 1,185 フロー値(1/100 cm) 31 32 32 35 32 29 空隙率 (%) 2.5 2.2 飽和度 (%) 84.4 86.5 マーシャル基準密度 (75回) 2.354 g/cm ³ $2.354 \times \frac{98}{100} = \underline{2.31 \text{ g/cm}^3}$ A-1 2.358 A-2 2.362 (単位 g/cm ²) A-3 2.366	
特殊アスファルト プレミアム 80/100 マーシャル基準値 安定度 900 kg 以上 フロー値 30-45 (1/100 cm) 空隙率 3% 以下 飽和度 80-90(%) 突固め回数 75回 使用アスファルト量 6.0~7.0% 仕上り密度 マーシャル 基準密度の 98% 以上		

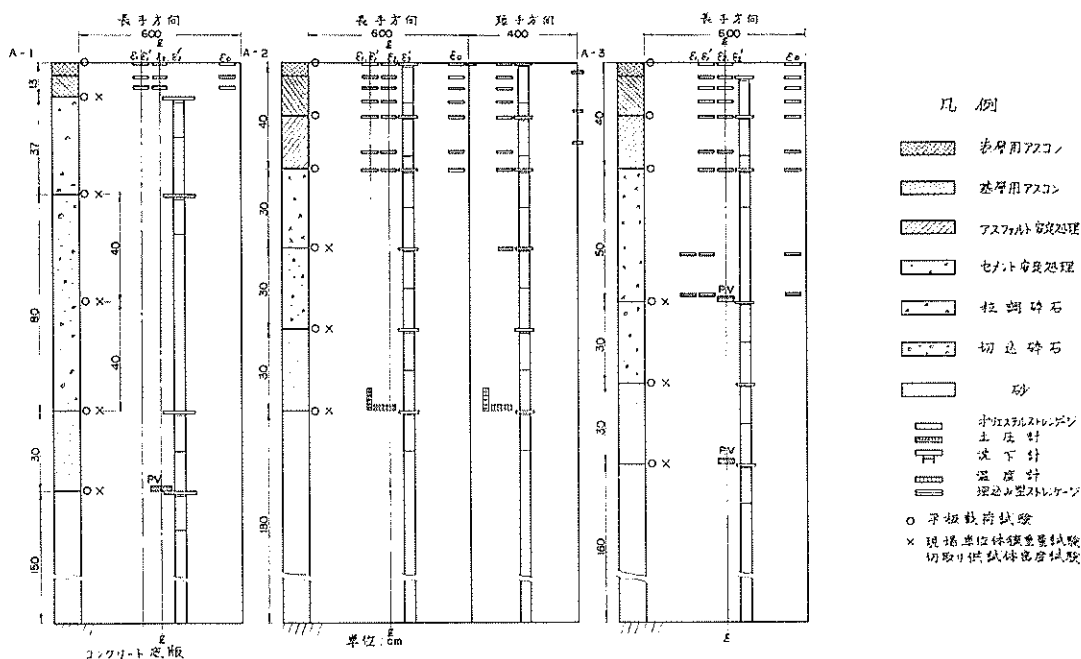


図-2.7 アスファルト舗装における測定計器配置図

静的荷重試験による空港舗装の実験的研究

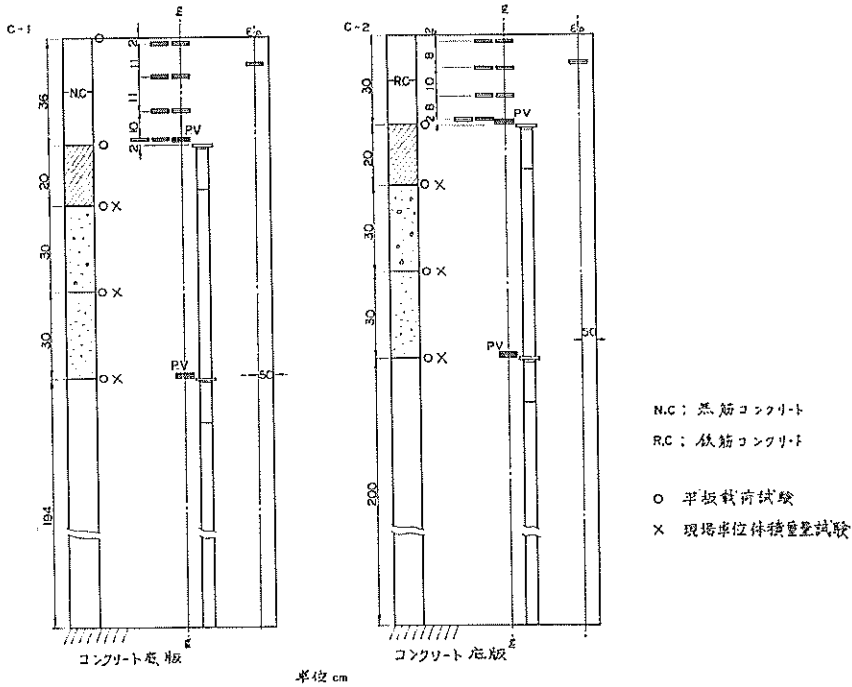


図-2.8 コンクリート舗装における測定計器配置図

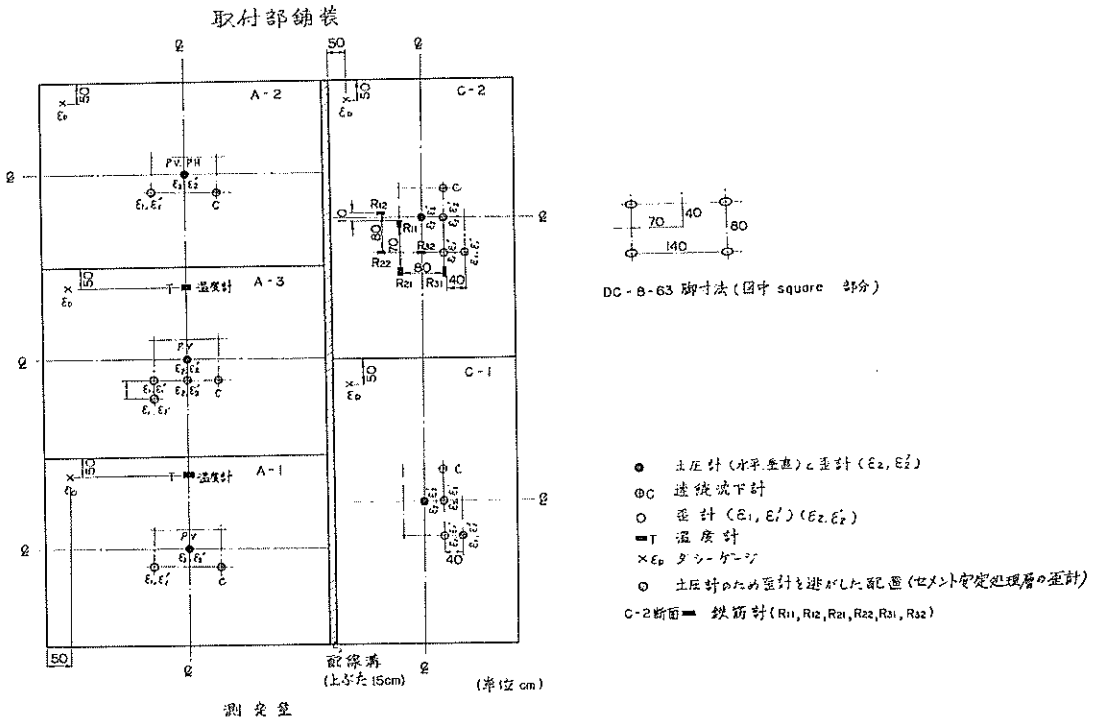


図-2.9 測定計器の平面配置図

表-2.4 使用計器一覧表

舗装種別	測定項目	測定する層	使用計器	主な規格
アスファルト 舗装 {A-1} {A-2} {A-3}	応力	路盤	カールソン型土圧計	定格容量 4 kg/cm ²
		路床	カールソン型土圧計	定格容量 2 kg/cm ²
	沈下	表層・基層	カールソン型継目計	定格容量 20 mm
		路盤・基層各層	カールソン型継目計	定格容量 40 mm
	歪	表層・基層 アスファルト安定処理層	ポリエステルゲージ	耐熱性, 車軸, ゲージ長 67 mm ゲージ抵抗 120Ω, ゲージ率 2.1
		セメント安定処理層	埋込型歪ゲージ	ベース材アクリル樹脂 ゲージ抵抗 120Ω, ゲージ率 1.9
温度	表層・基層 アスファルト安定処理層	カールソン型温度計	測定範囲 -30~+70°C	
コンクリート 舗装 {C-1} {C-2}	応力	路盤	カールソン型土圧計	定格容量 2 kg/cm ²
		路床	カールソン型土圧計	定格容量 16 kg/cm ²
	沈下	路盤	カールソン型継目計	定格容量 20 mm
		路床	カールソン型継目計	定格容量 40 mm
	歪	コンクリート版	埋込型歪ゲージ	ベース材アクリル樹脂 ゲージ抵抗 120Ω, ゲージ率 1.9
	鉄筋応力	縦方向鉄筋	カールソン型鉄筋計	鉄筋径 19 mm, 引張 2000 kg/cm ² 定格容量(圧縮) 1000 kg/cm ²
横方向鉄筋		カールソン型鉄筋計	鉄筋径 16 mm, 引張 2000 kg/cm ² 定格容量(圧縮) 1000 kg/cm ²	

また、各測定計器の型式は、表-2.4 に示すとおりである。なお、土圧計の校正係数は、油圧で実施した検定結果を使用した。

2.5 載荷方法

載荷車輪としては、図-2.10 に示すような、DC-8-63型航空機の実物大試験車輪（1脚）を使用した。すなわち、車輪中心間隔 80 cm、車軸中心間隔 140 cm、タイヤ内圧 14 kg/cm² の複々車輪である。試験脚荷重を 76 ton にした場合の 1 車輪接地面積は 1500 cm² である。（ただし試験脚荷重 76 ton には、自重 3.5 ton は含まれていない。自重のみの場合に計器の読みを零としているから本報告書の脚荷重はすべて自重が含まれていない値で表現してある。）

この車輪の脚の上に能力 200 ton のオイルジャッキをのせて、載荷梁を反力うけとして、荷重を加える。4ケの車輪は、前後左右に自由に回転できようになっているから、脚荷重は 4 つの車輪に等分される。オイルジャ

ッキについているブルドン管式の荷重計は、あらかじめブルーピングリングによって検定を行なった。試験舗装の上に車輪を設置し、オイルジャッキによって舗装に車輪荷重を加えている状態を写真-2.1 に示す。

2.6 実験の種類および測定項目

実験の種類および測定項目は表-2.5 に示すとおりである。この内、アスファルト舗装の測定項目の中の接地圧と接地面積に関する実験結果は、別に報告書⁹⁾としてまとめたのでこれを参照せられたい。

また、実験においては、試験荷重車輪の位置を、測定計器との関係において、種々変化させているが、これを荷重車輪の脚中心位置で表わすならば、図-2.11 のとおりである。

LCN 試験（一種の静的繰返し平板載荷試験）を実施中の試験舗装の全景を写真-2.2 に、また、舗装内の応力や歪を測定中の状態を写真-2.3 に示す。

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

載荷用実物大試験車輪

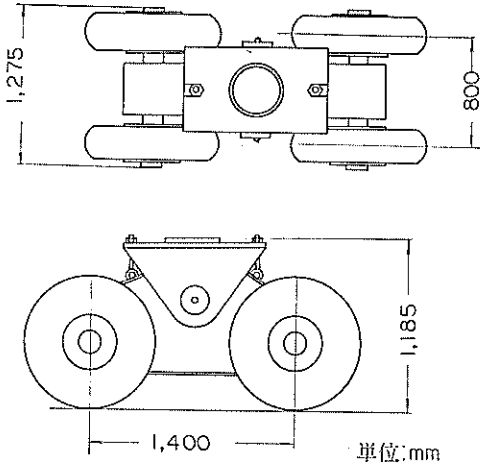


図-2.10 載荷用実物大試験車輪

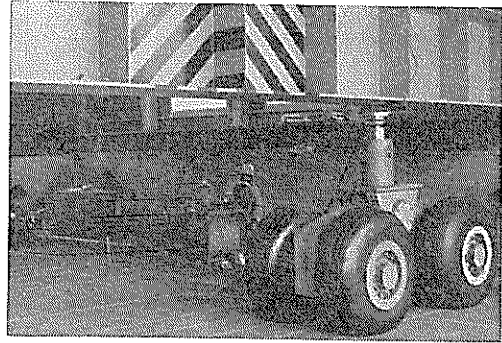


写真-2.1 車輪による載荷状態

表-2.5 試験舗装実験の種類および測定項目一覧表

舗装種別	実験項目	測定項目	測定点数	備考
アスファルト舗装 {A-1 A-2 A-3}	静的載荷試験	歪測定: 表層, 基層, アスファルト安定処理層, セメント安定処理層の歪 土圧測定: 路盤および路床上の土圧 沈下測定: 舗装構成各層ごとの沈下 (弾性, 塑性, 累積沈下など) 温度測定: 表層, 基層, アスファルト安定処理層内の温度	総数 40点	
	繰り返し載荷試験	測定項目: 静的載荷試験と同じ	3点	繰り返し回数 400回
	LCN 試験	舗装の LCN (繰り返し LCN 試験) 航空機の LCN	6点 6点	
	その他	接地圧の変化に伴う接地面積の変化 (タイヤ)	接地圧: 4種類	
コンクリート舗装 {C-1 C-2}	静的載荷試験	歪測定: コンクリート舗装版, アスファルト安定処理層, セメント安定処理層内の歪 土圧測定: 路盤および路床 沈下測定: 路盤および路床 鉄筋計による応力測定	総数 20点	
	LCN 試験	舗装の LCN	3点	
	その他	ひび割れ部におけるスラブ表面のたわみ	2点	

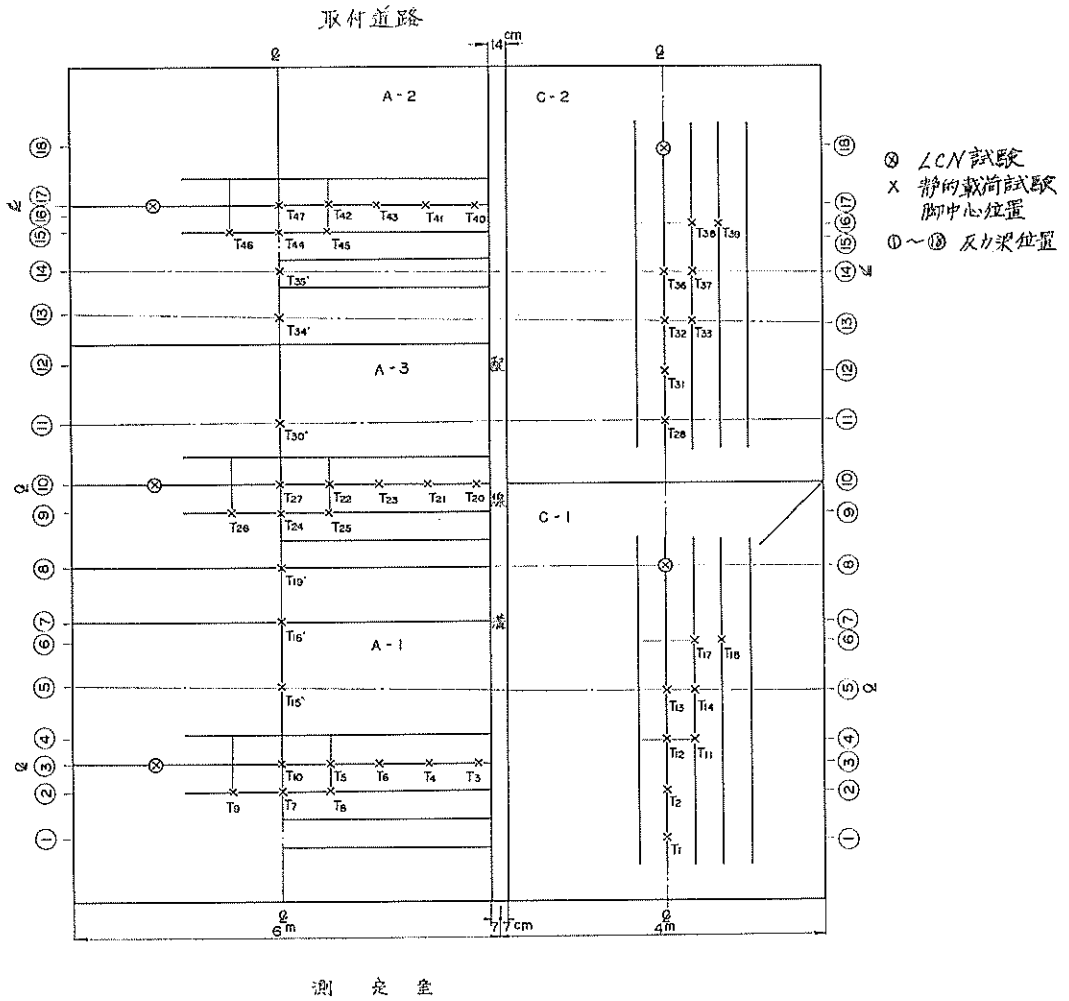


図-2.11 測定時の試験荷重車輪の脚中心位置

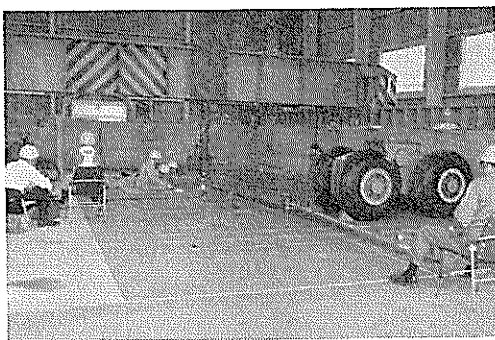


写真-2.2 LCN 試験実施中の試験舗装全景

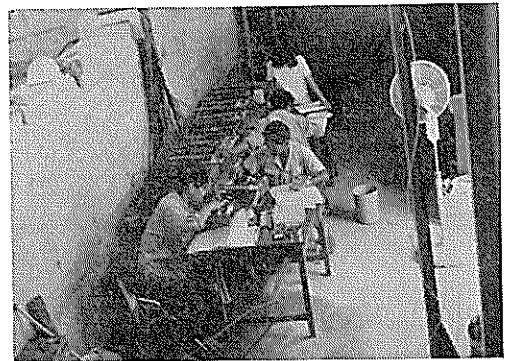


写真-2.3 測定中の状態

3. アスファルト試験舗装に関する実験結果

3.1 沈下の定義

今後、実験の結果を整理するにあたって、舗装の沈下の種類について定義しておく必要がある。舗装に繰り返し荷重を加えた場合、荷重と沈下との関係は図-3.1 のようになる。そこで、各沈下を図-3.1 に示すとおり名づけることにする。

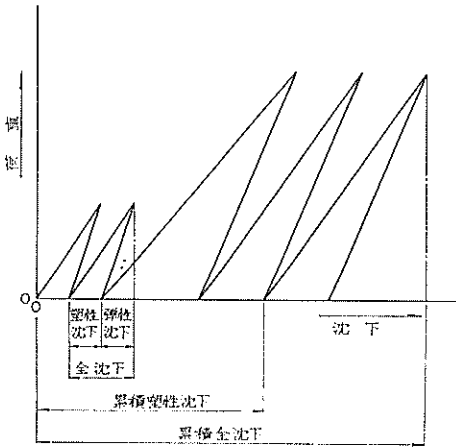


図-3.1 沈下の定義

3.2 アスファルト混合物内の温度変化

今回の実験は、室内で行なわれたために、太陽の直射日光などによる急激な温度変化は、アスファルト混合物内に見られなかった。表-6 は、実験期間中のアスファルト混合物内の温度変化であるが、各深さとも、8月には約27°C、9月には26°C、10月、11月は20°C 付近

表-3.1 アスファルト混合物内の温度変化

舗装区画		A-2		A-3	
温度計番号		T-1	T-2	T-3	T-4
表面からの温度計深さ (cm)		3 cm	3 cm	18 cm	30 cm
測定期間	8 月	27.1	28.5	27.5	27.0
	9 月	26.3	26.1	25.2	25.3
	10 月	19.7	19.9	19.8	20.0
	11 月	19.4	20.8	21.0	21.5

* 月別平均温度

であった。これらのことから、アスファルト舗装の温度変化は、実験の結果に、大きな影響を及ぼしていないものと考えられる。

3.3 路床面の土圧および沈下と荷重車輪位置の関係

路床面における鉛直土圧が、荷重車輪の位置によって

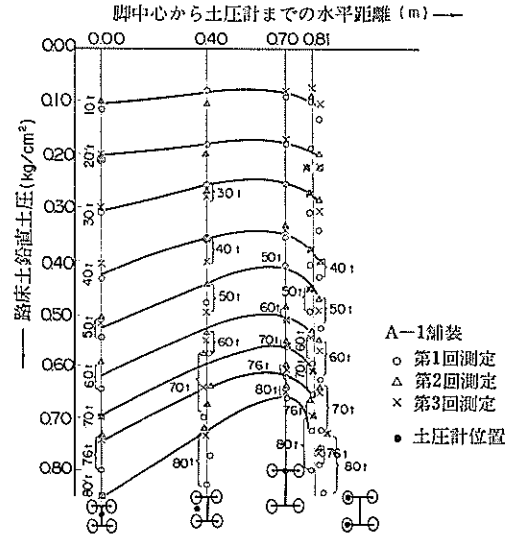


図-3.2 路床面鉛直土圧と荷重車輪位置との関係 (A-1 舗装)

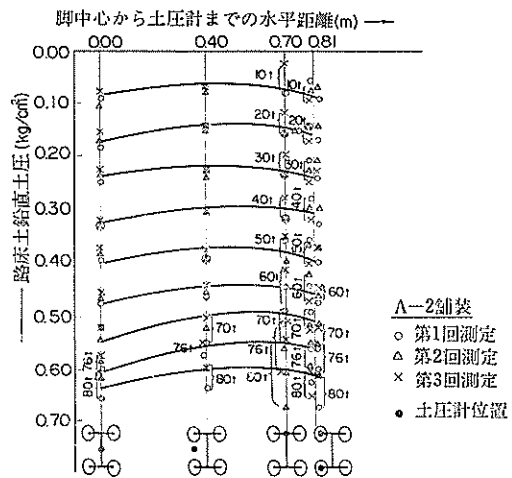


図-3.3 路床面鉛直土圧と荷重車輪位置との関係 (A-2 舗装)

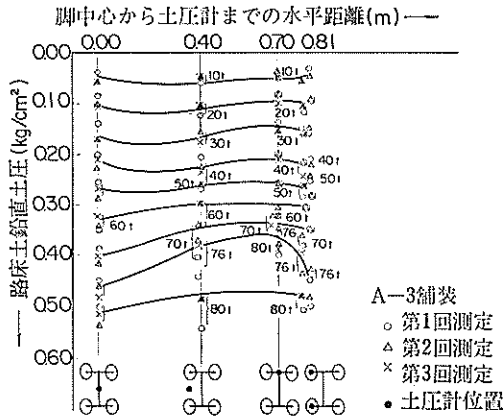


図-3.4 路床面鉛直土圧と荷重車輪位置との関係 (A-3 舗装)

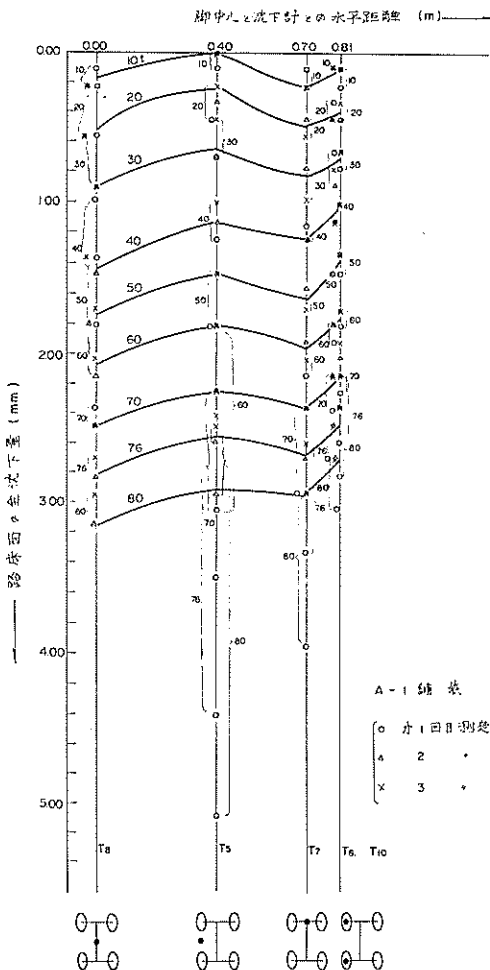


図-3.5 路床面全沈下量と荷重車輪位置との関係 (A-1 舗装)

どのように変化するかを測定したが、その結果を 図-3.2 ~ 図-3.4 に示す。また同様に、路床面における全沈下量と、荷重車輪位置との関係は 図-3.5 ~ 図-3.7 のとおりであった。

3.4 路床面の土圧

路床面における鉛直土圧分布の測定結果を 図-3.8 ~ 図-3.10 に示す。また、A-2 舗装では、路床面における水平土圧も測定したが、その分布状態は 図-3.11 のとおりであった。

3.5 路床および舗装各層の全沈下

路床面および舗装内各層の全沈下量を測定したが、その結果は 図-3.12 ~ 図-3.17 のとおりである。図中には、各層の表面に、その層だけの全沈下量が記されている。ただし、試験脚荷重は 76 ton である。

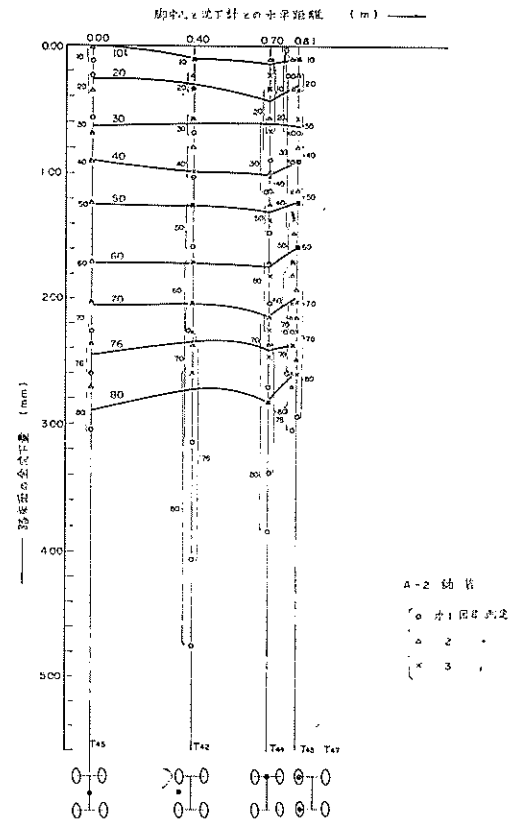


図-3.6 路床面全沈下量と荷重車輪位置との関係 (A-2 舗装)

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

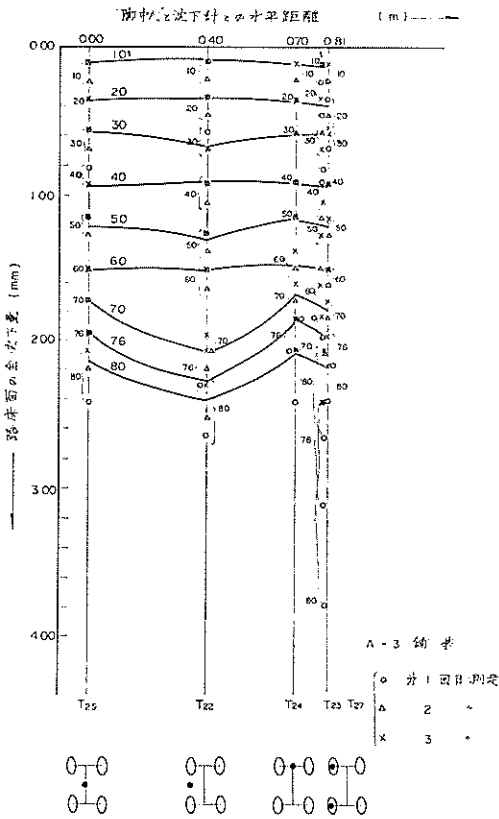


図-3.7 路床面全沈下量と荷重車輪位置との関係 (A-3 舗装)

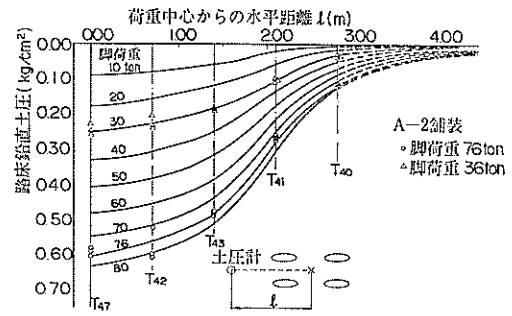


図-3.9 路床面の鉛直土圧分布 (A-2 舗装)

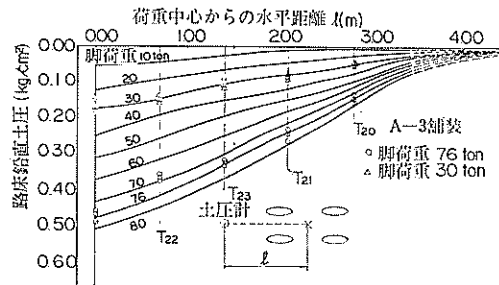


図-3.10 路床面の鉛直土圧分布 (A-3 舗装)

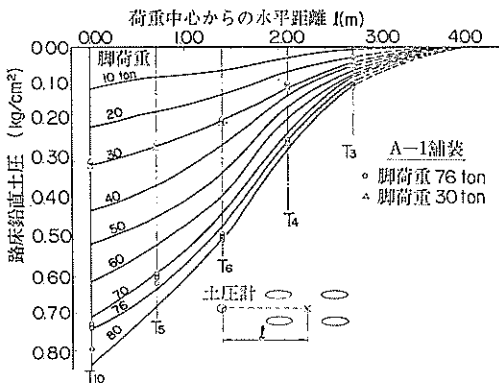


図-3.8 路床面の鉛直土圧分布 (A-1 舗装)

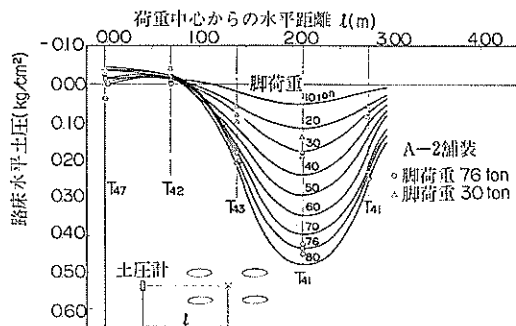


図-3.11 路床面の水平土圧分布 (A-2 舗装)

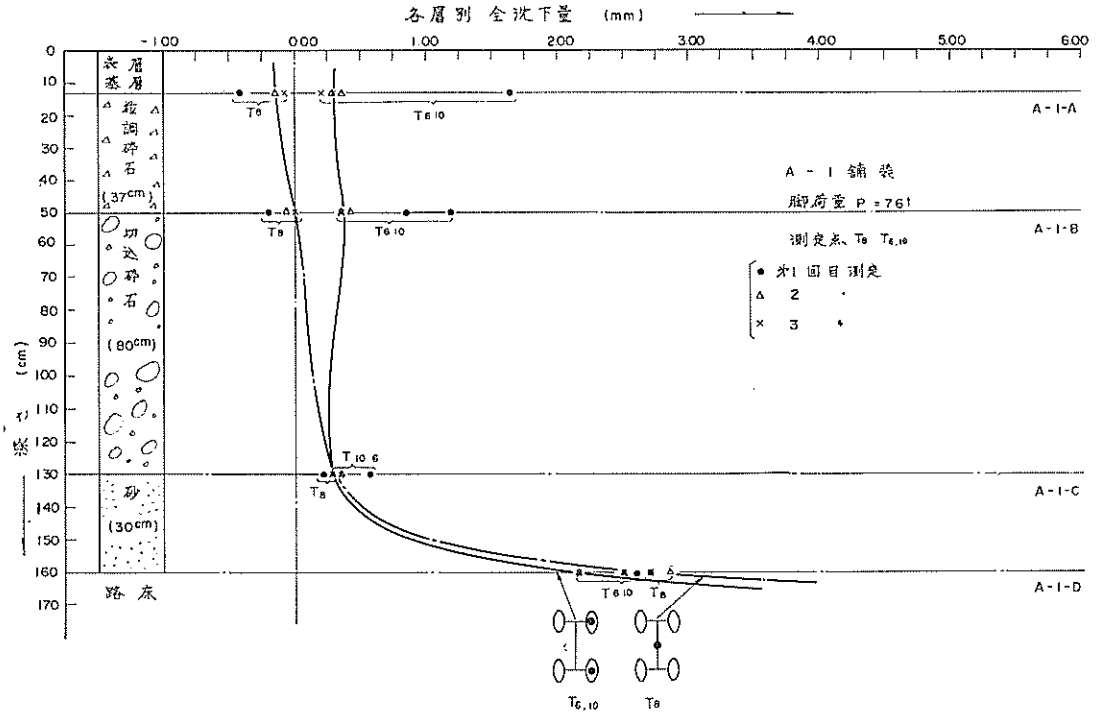


図-3.12 路床および舗装各層の全沈下 (A-1 舗装 (1))

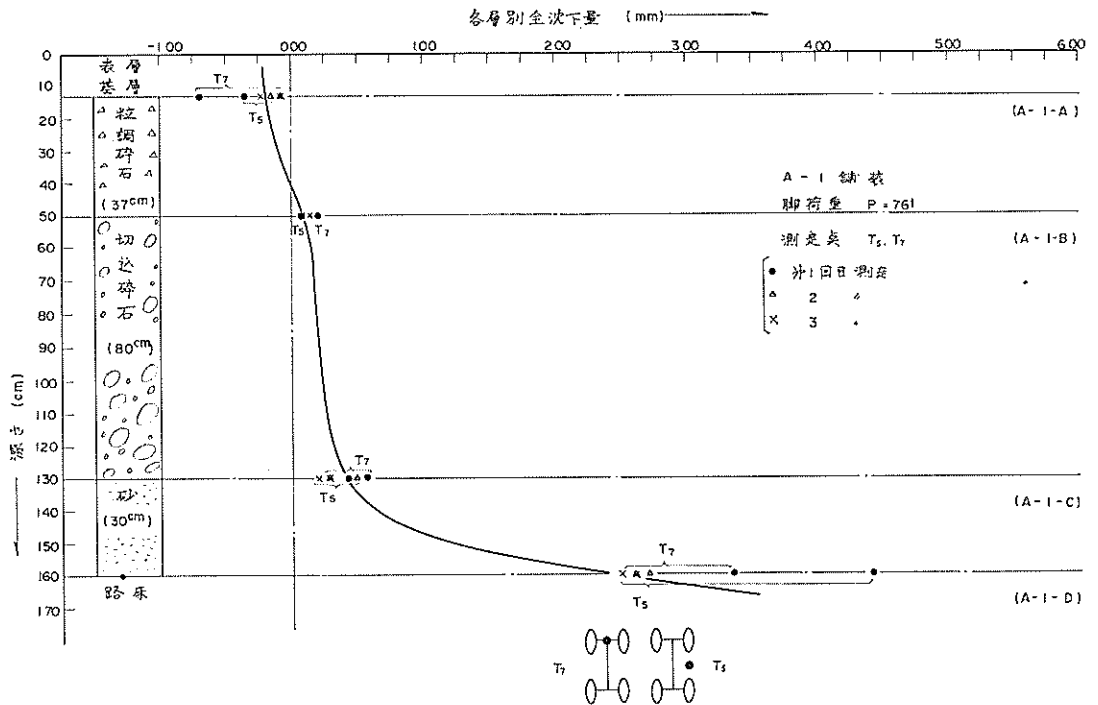


図-3.13 路床および舗装各層の全沈下 (A-1 舗装 (2))

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

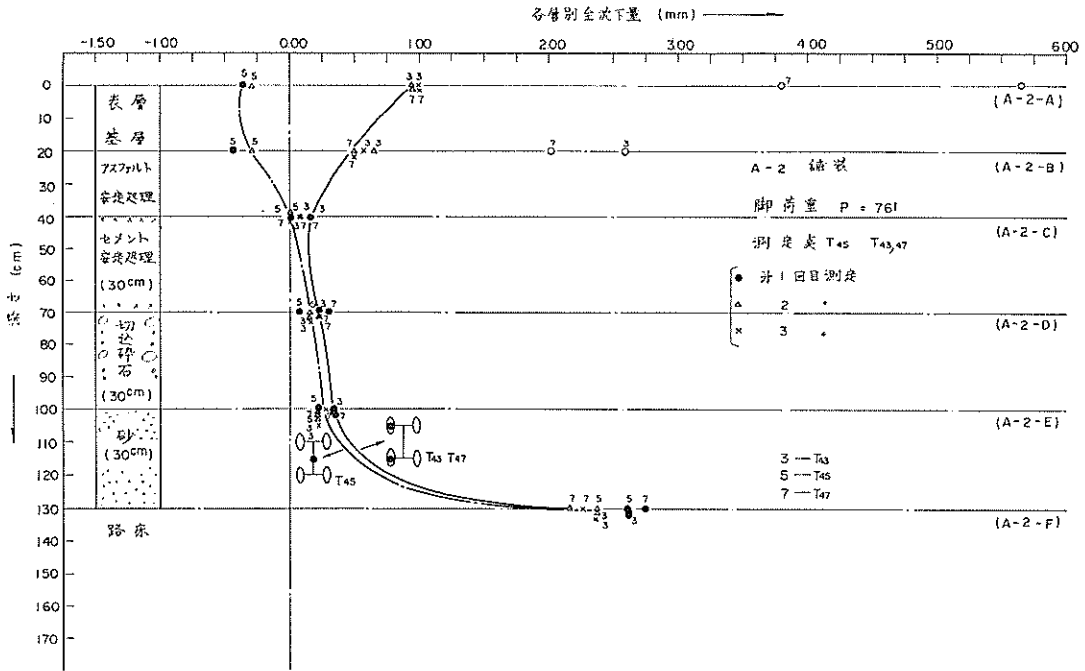


図-3.14 路床および舗装各層の全沈下 (A-2 舗装 (1))

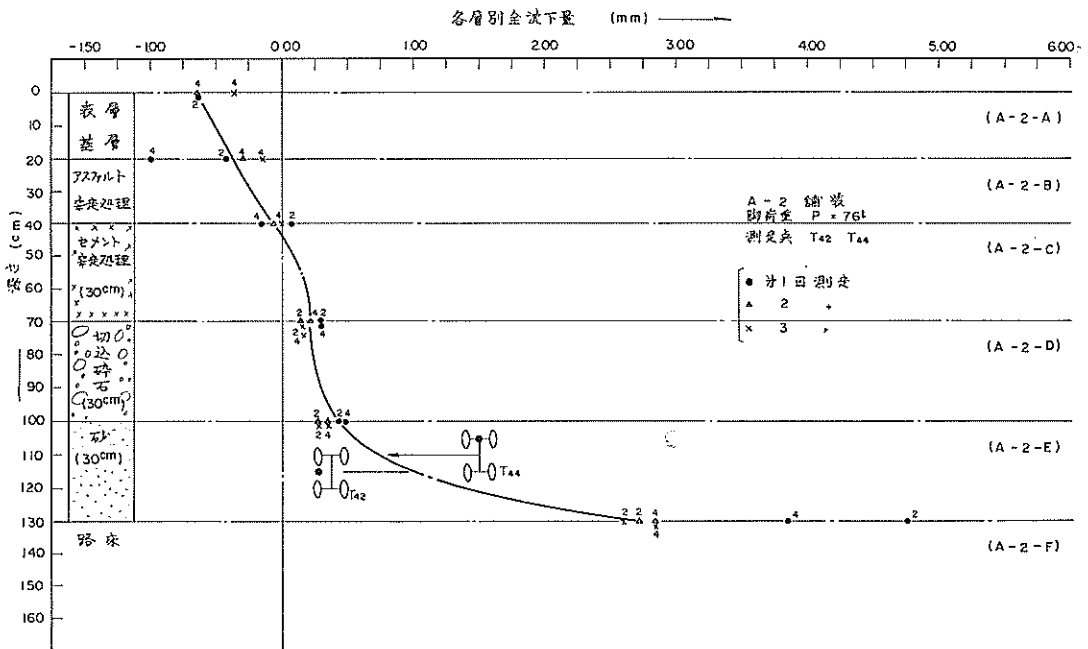


図-3.15 路床および舗装各層の全沈下 (A-2 舗装 (2))

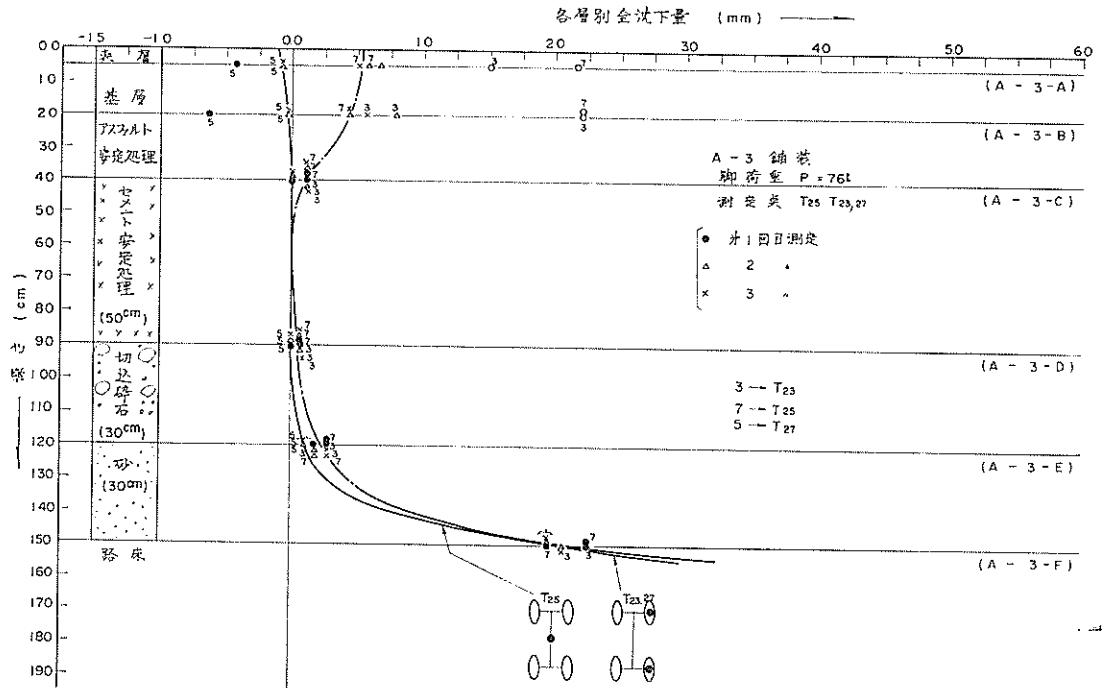


図-3.16 路床および舗装各層の全沈下 (A-3 舗装 (1))

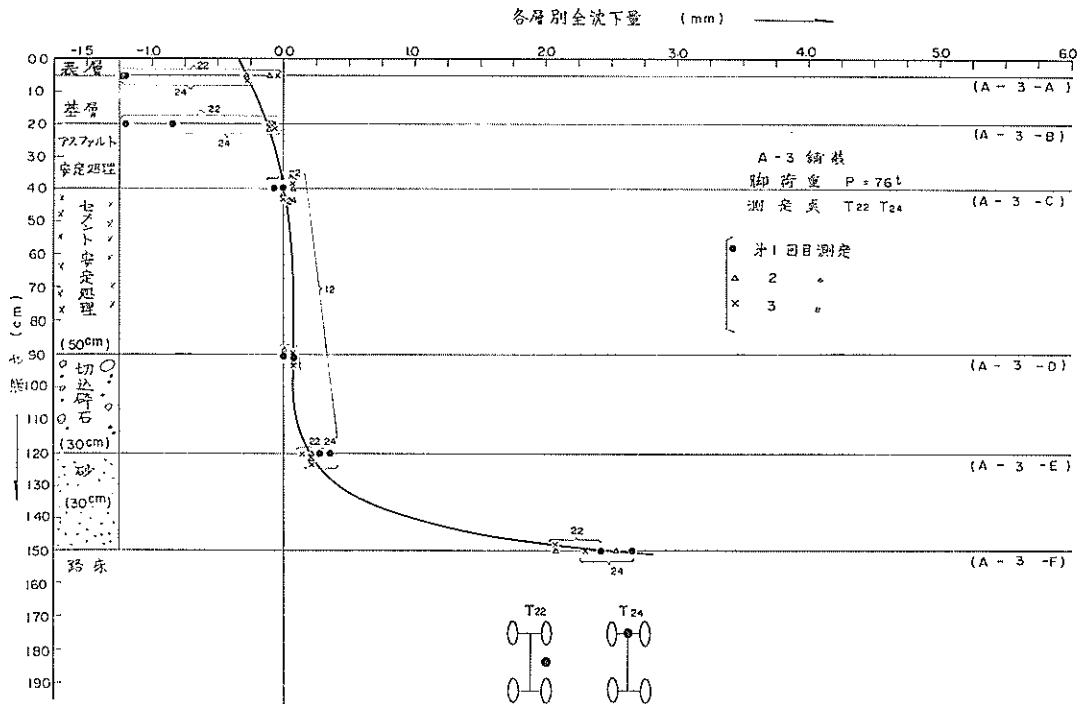


図-3.17 路床および舗装各層の全沈下 (A-3 舗装 (2))

3.6 路床および舗装各層の弾性沈下

図-3.18～図-3.20は、各舗装に静的な繰り返し荷重を加えた場合に舗装の各層の弾性沈下がどのように変化するかを測定したものである。ただし繰り返し荷重に用いた試験脚荷重は76 tonで、測定値は車輪直下の値である。

3.7 路床および舗装各層の累積塑性沈下と塑性沈下

各舗装上に、試験脚荷重76 tonを繰り返して加えた場合の、車輪直下における路床および舗装各層の累積塑性沈下を図-3.21～図-3.23に示す。また、各回の荷重ごとの塑性沈下量を図-3.24～図-3.28に示す。

3.8 アスファルト混合物層の水平歪

図-3.29～図-3.31は、脚荷重30 tonおよび76 tonの場合に、車輪の直下においてアスファルト混合物層に生ずる水平歪を測定した結果である。図-3.32は、脚荷重の大きさによる水平歪の変化を示した代表例である。図-3.33～図-3.38は、車輪と車輪の間および脚中心点におけるアスファルト混合物の水平歪を測定した結果である。

3.9 セメント安定処理層の水平歪

A-3舗装について、試験脚荷重を変化させながら、セメント安定処理層の水平歪を車輪直下において測定した。その結果を図-3.39に示す。

3.10 路床および舗装各層の地盤係数K

実験終了後、試験舗装を解体しながら、図-2.7、図-2.8に示す路床および舗装各層の位置において、直径30 cm、45 cm、75 cmの三種類の平板を使用して平板荷重試験を行ない地盤係数Kを求めた。その結果は表-3.2～表-3.6のとおりである。荷重試験方法は、JIS A 1215によった。

3.11 舗装のLCN

空港舗装においては、既設舗装の強度を推定する方法の一つとして、LCN法がある。この方法は、既設舗装に対し、直径45 cmの荷重板を通して数段階の荷重を繰り返して加えて、その舗装の支持力を求め、これをLCNと定義される一つの尺度に変える。一方、航空機脚荷重の方も、LCNなる尺度に変換し、舗装のLCNと航空機のLCNを比較することによって舗装の強さを評価するものである。LCN法の詳細については資料¹⁰⁾を参照

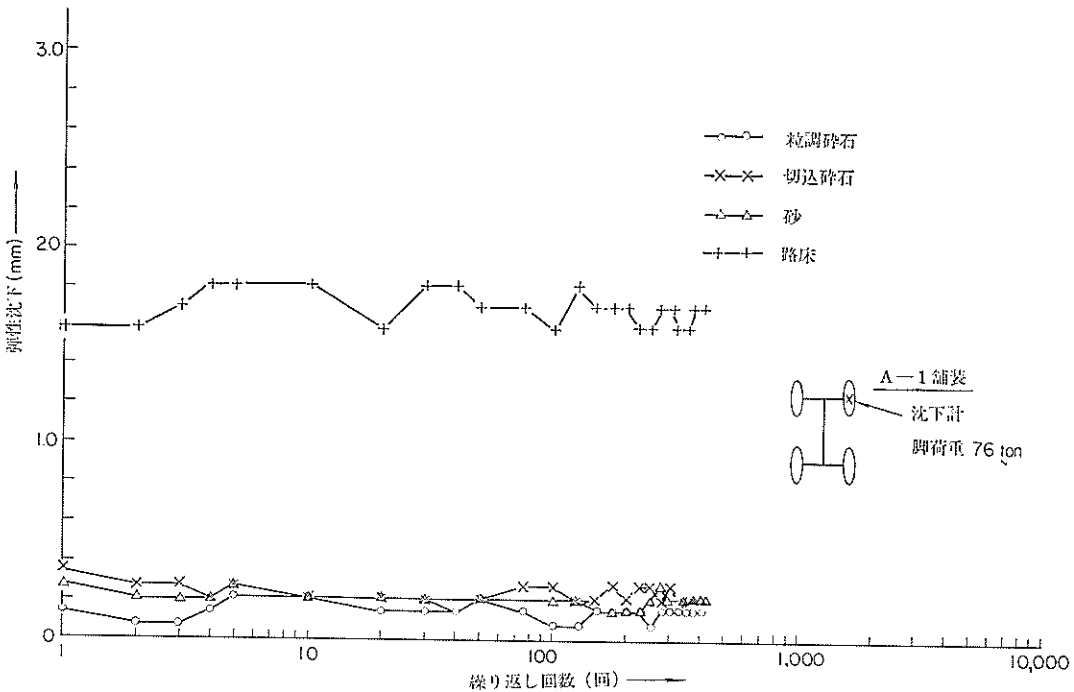


図-3.18 路床および舗装各層の弾性沈下 (A-1 舗装)

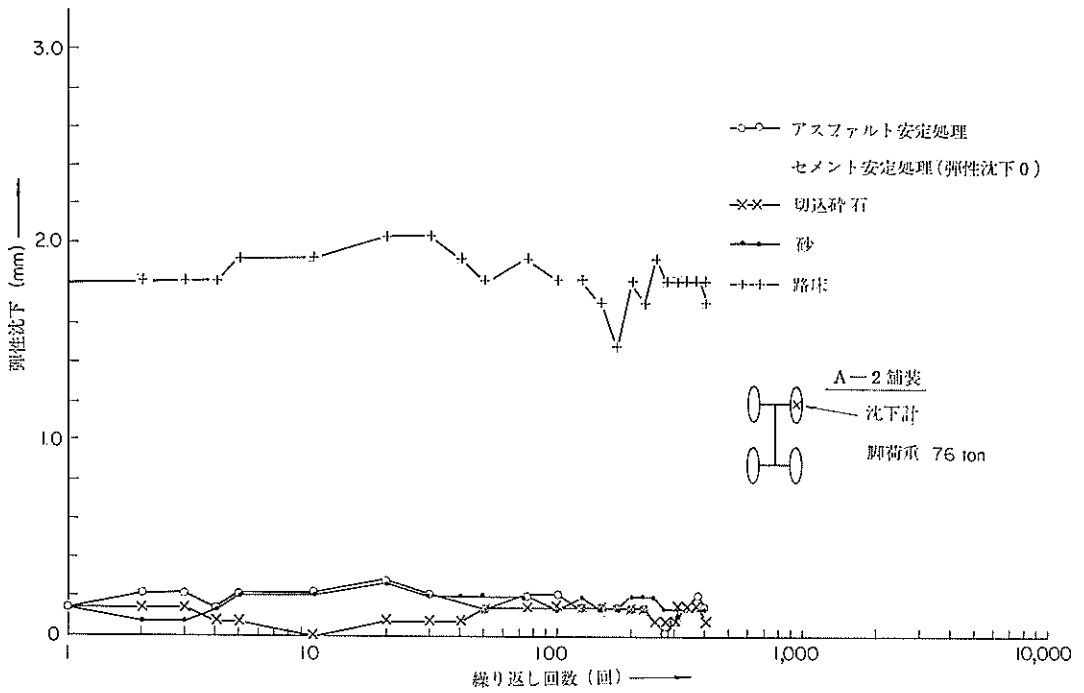


図-3.19 路床および舗装各層の弾性沈下 (A-2 舗装)

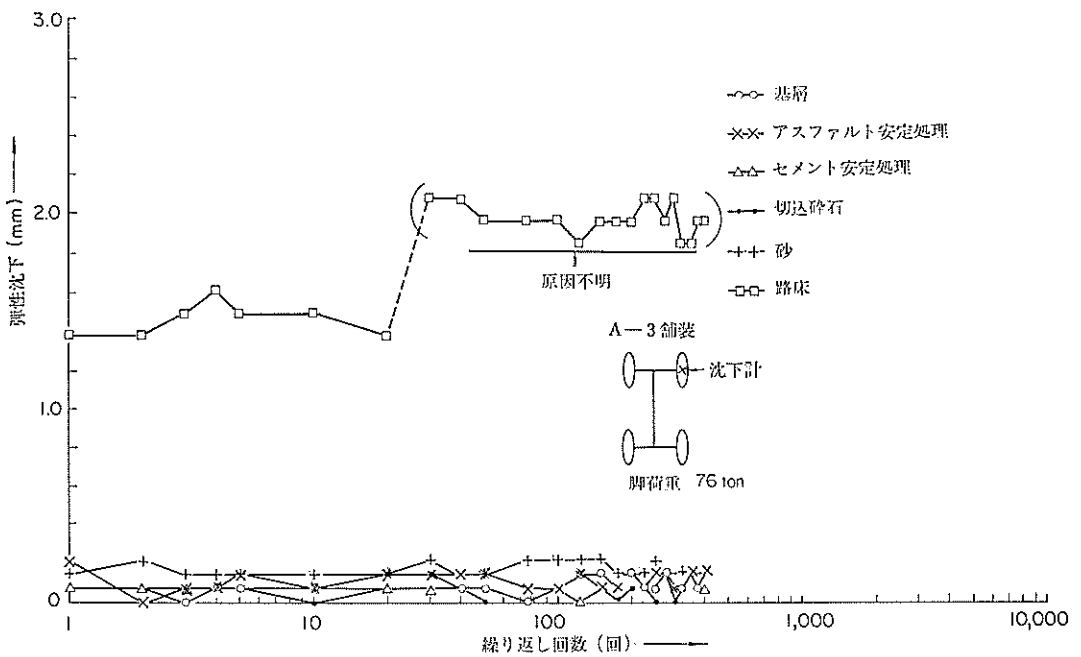


図-3.20 路床および舗装各層の弾性沈下 (A-3 舗装)

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

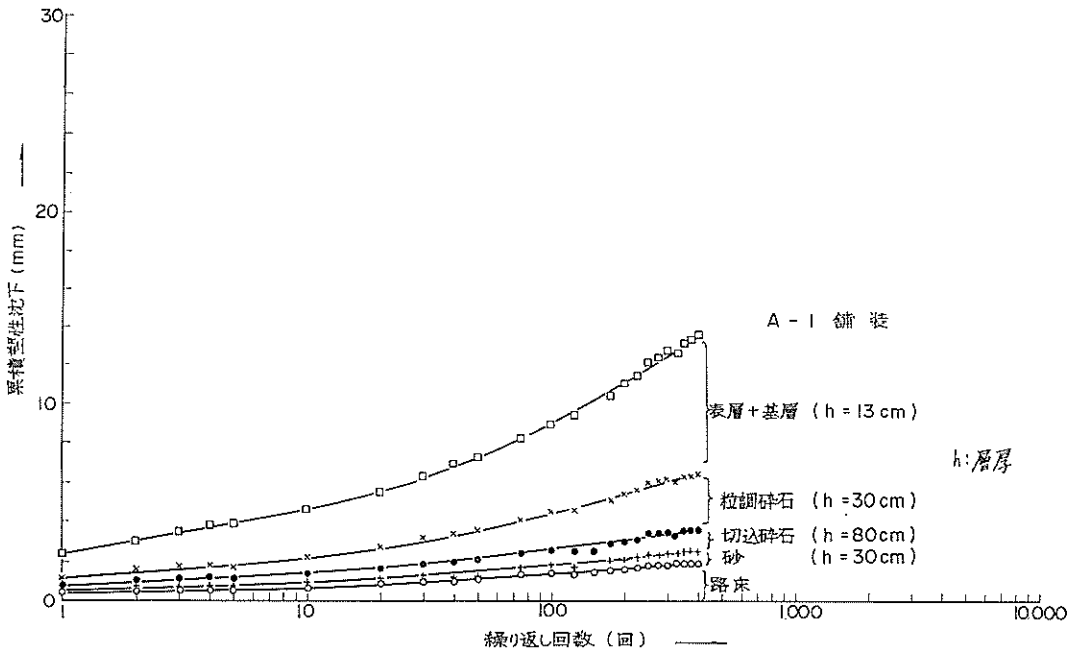


図-3.21 路床および舗装各層の累積塑性沈下 (A-1 舗装)

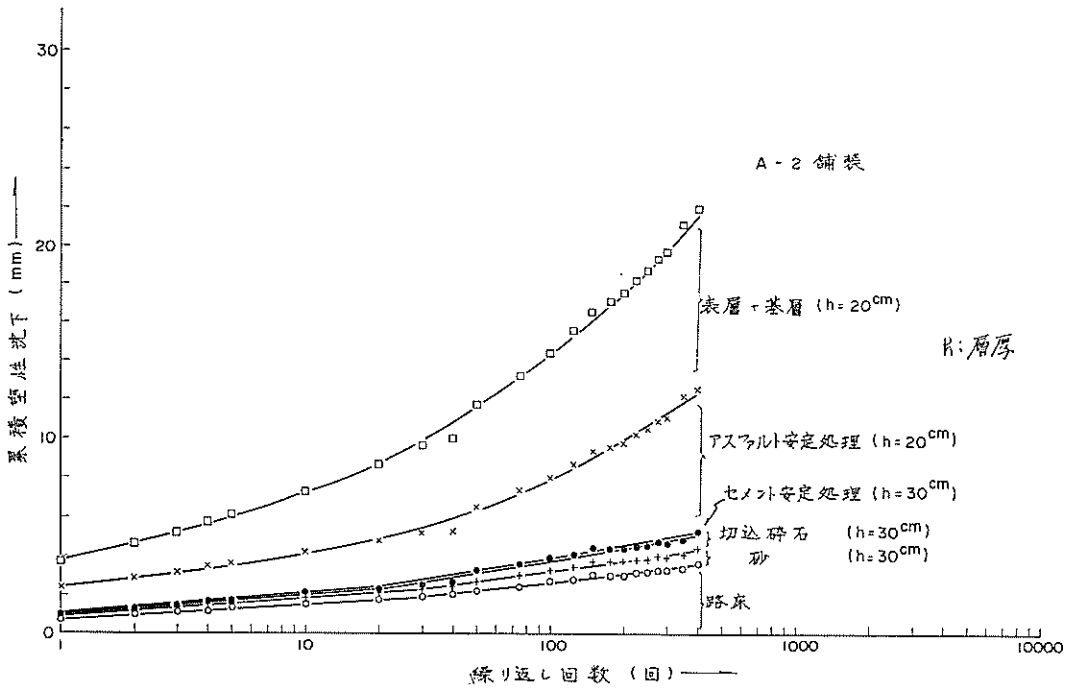


図-3.22 路床および舗装各層の累積塑性沈下 (A-2 舗装)

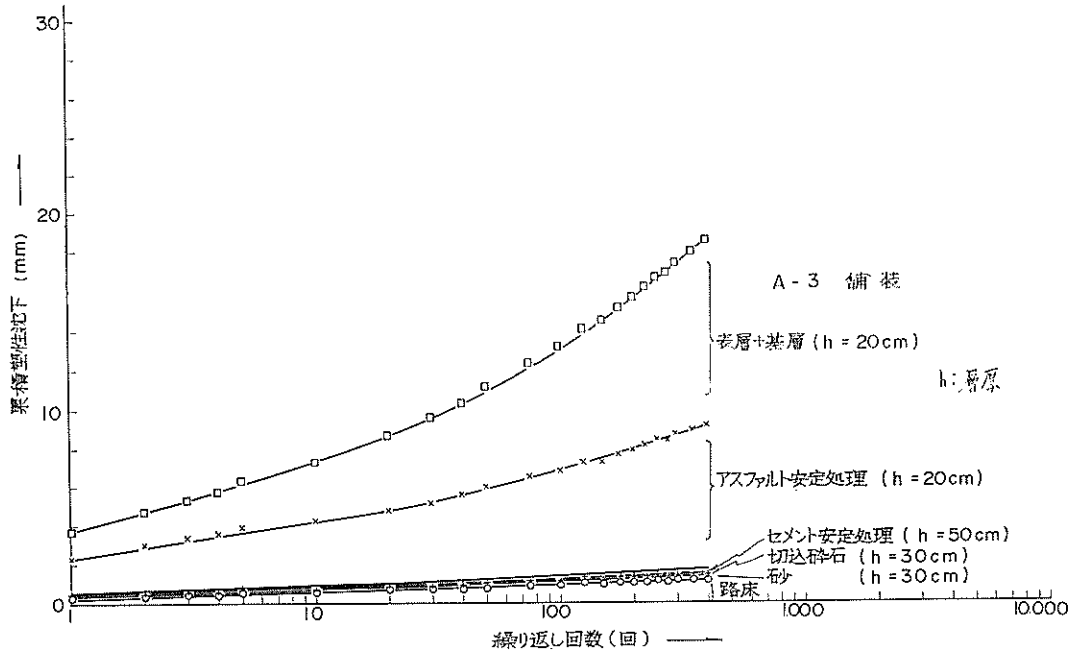


図-3.23 路床および舗装各層の累積塑性沈下 (A-3 舗装)

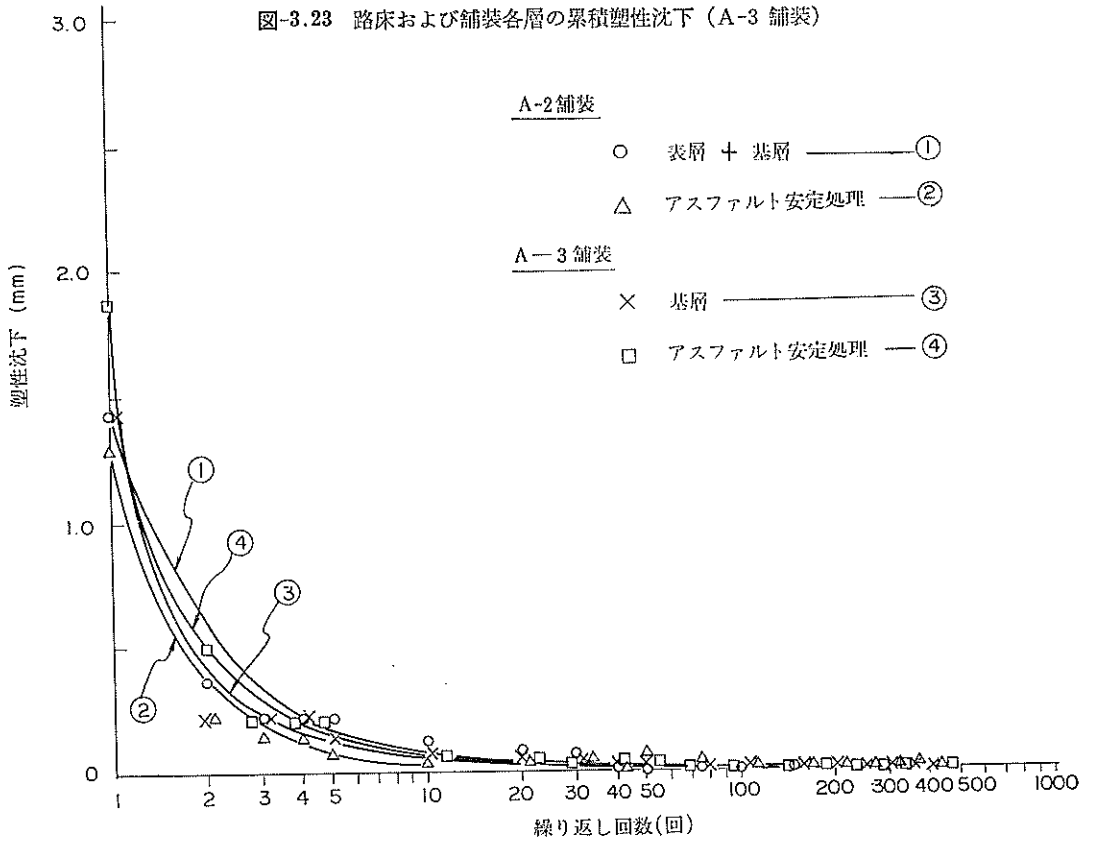


図-3.24 表層・基層, アスファルト安定処理の塑性沈下

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

A-1 舗装

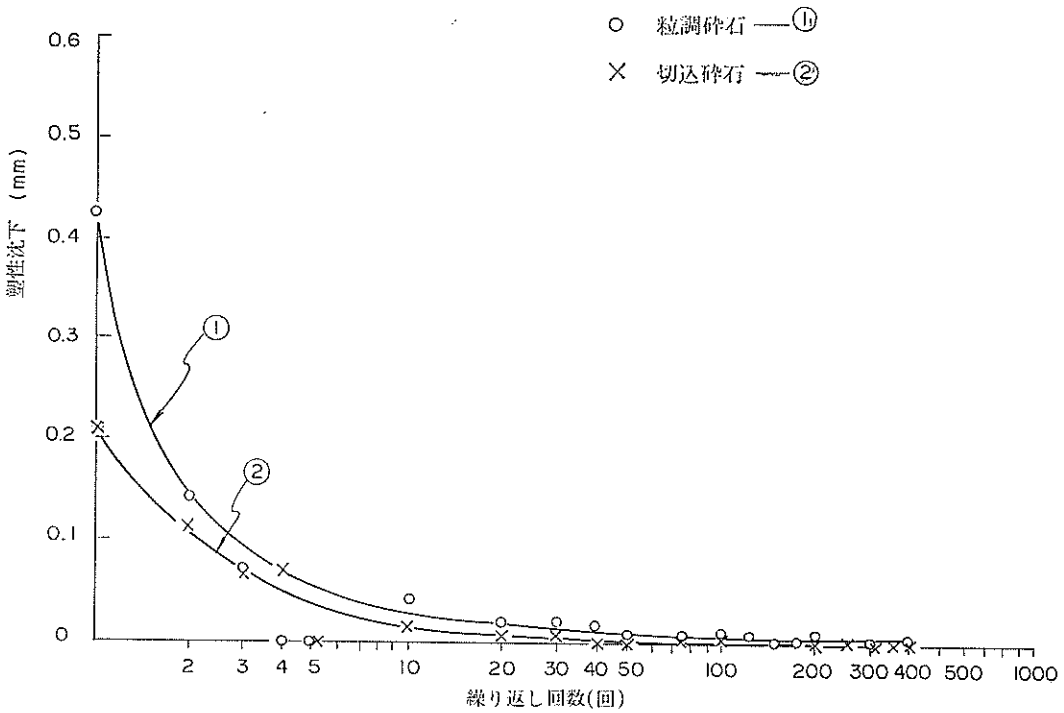


図-3.25 粒調碎石, 切込碎石の塑性沈下 (A-1 舗装)

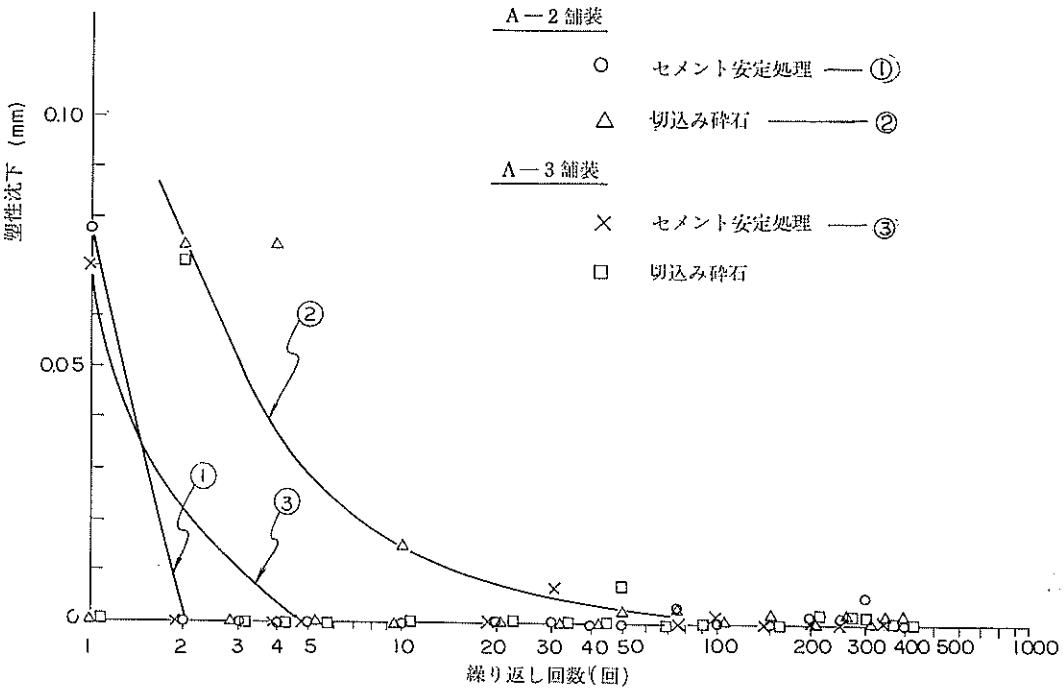


図-3.26 セメント安定処理, 切込碎石の塑性沈下 (A-2, A-3 舗装)

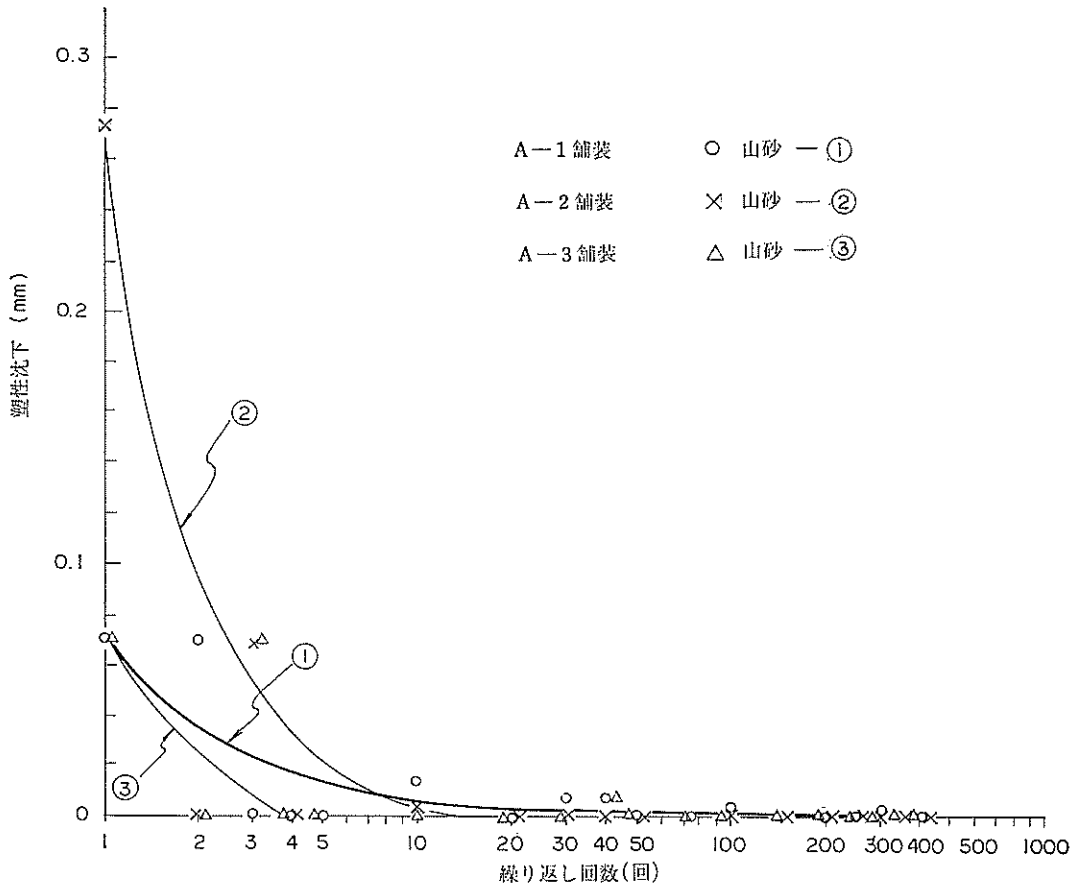


図-3.27 山砂の塑性沈下

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

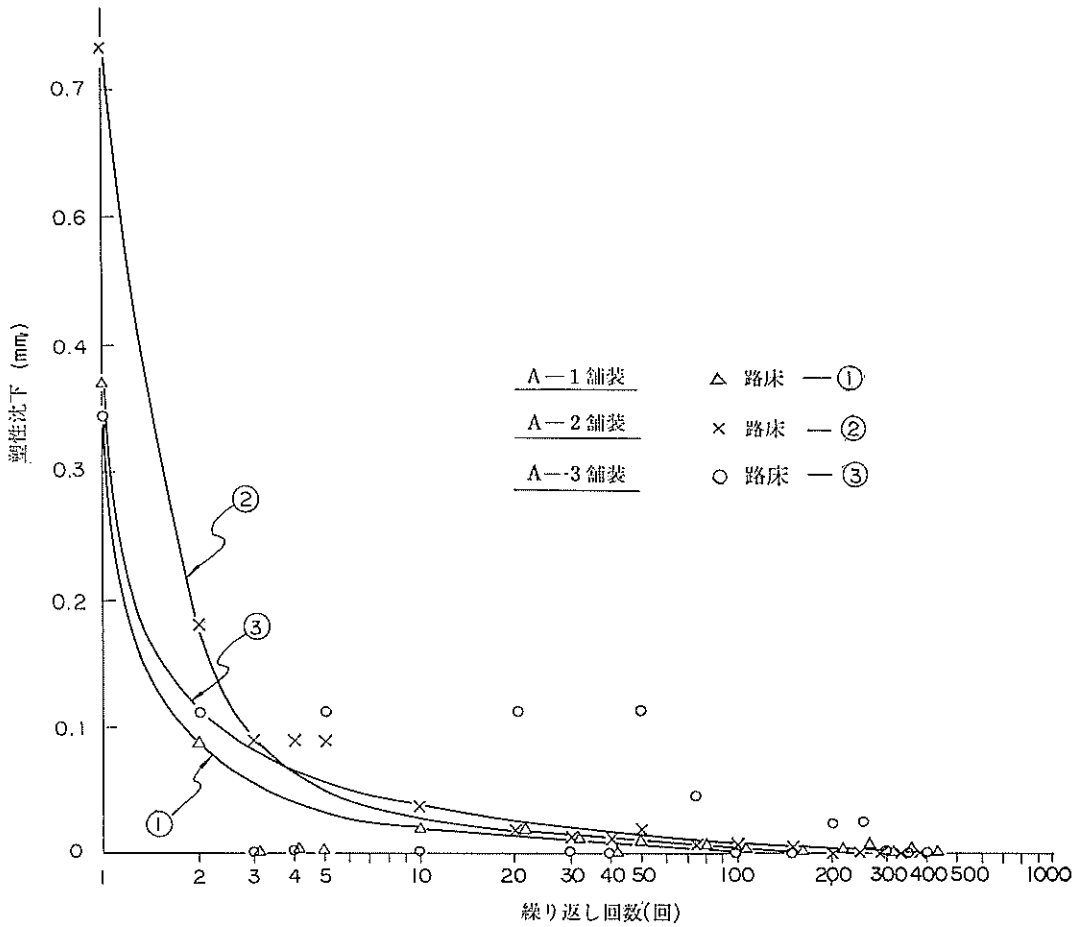
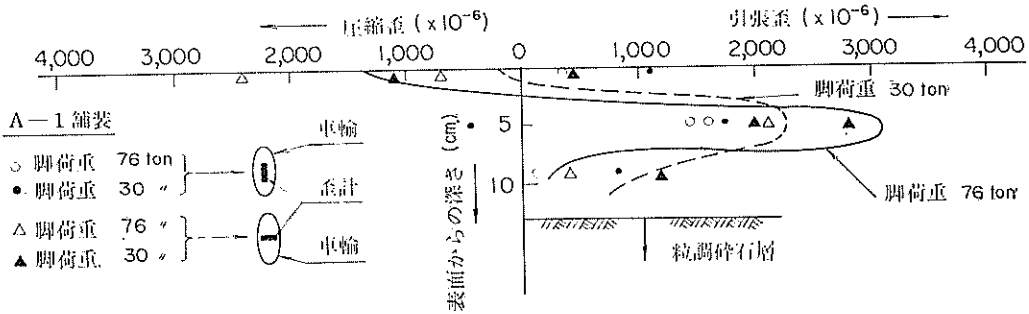


図-3.28 路床の塑性沈下



(註) 測定点が同印で同深さに2点以上あるものは
異なる二つの測定点のそれぞれの値である。

図-3.29 車輪直下におけるアphalt混合物の水平歪 (A-1 舗装)

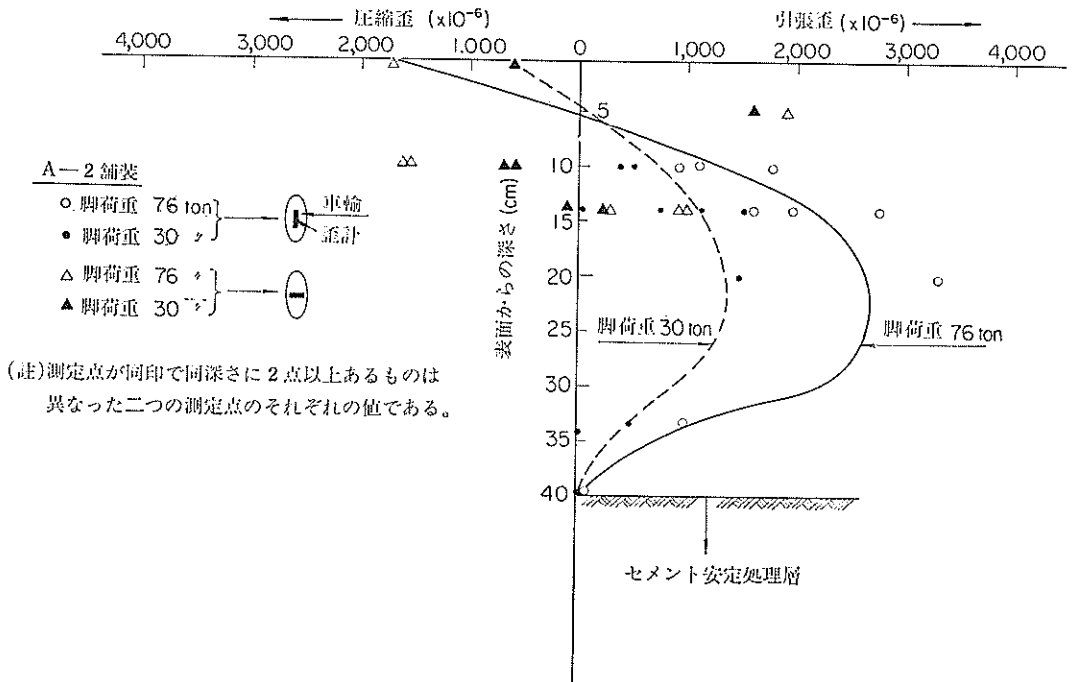


図-3.30 車輪直下におけるアファルト混合物の水平歪 (A-2 舗装)

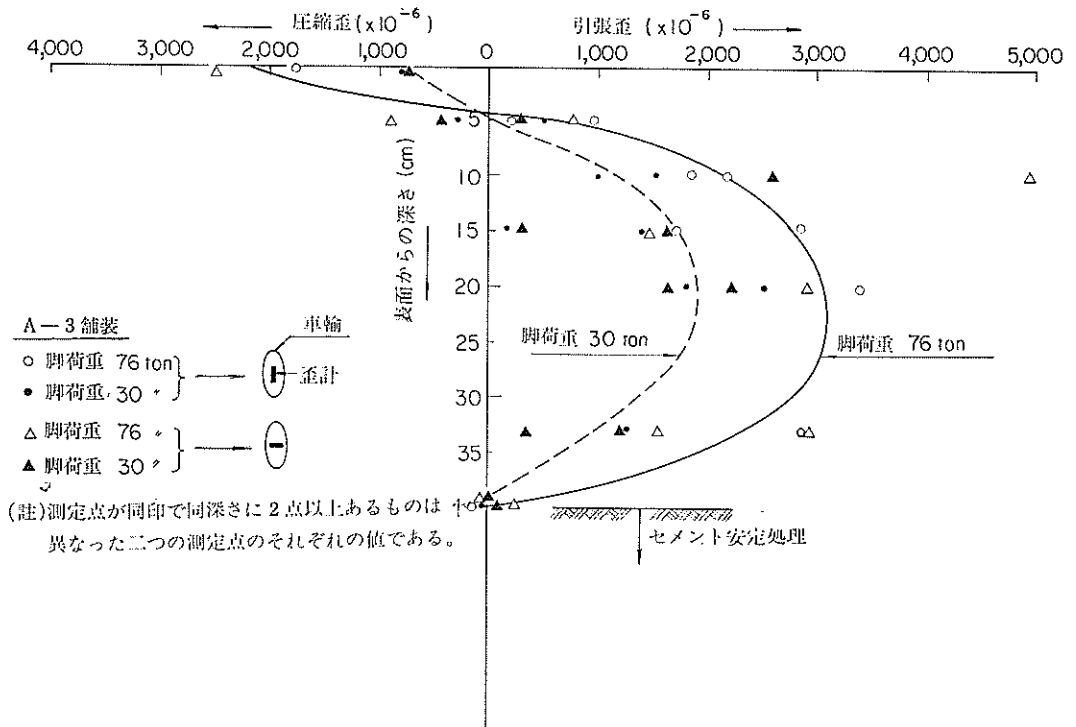


図-3.31 車輪直下におけるアファルト混合物の水平歪 (A-3 舗装)

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

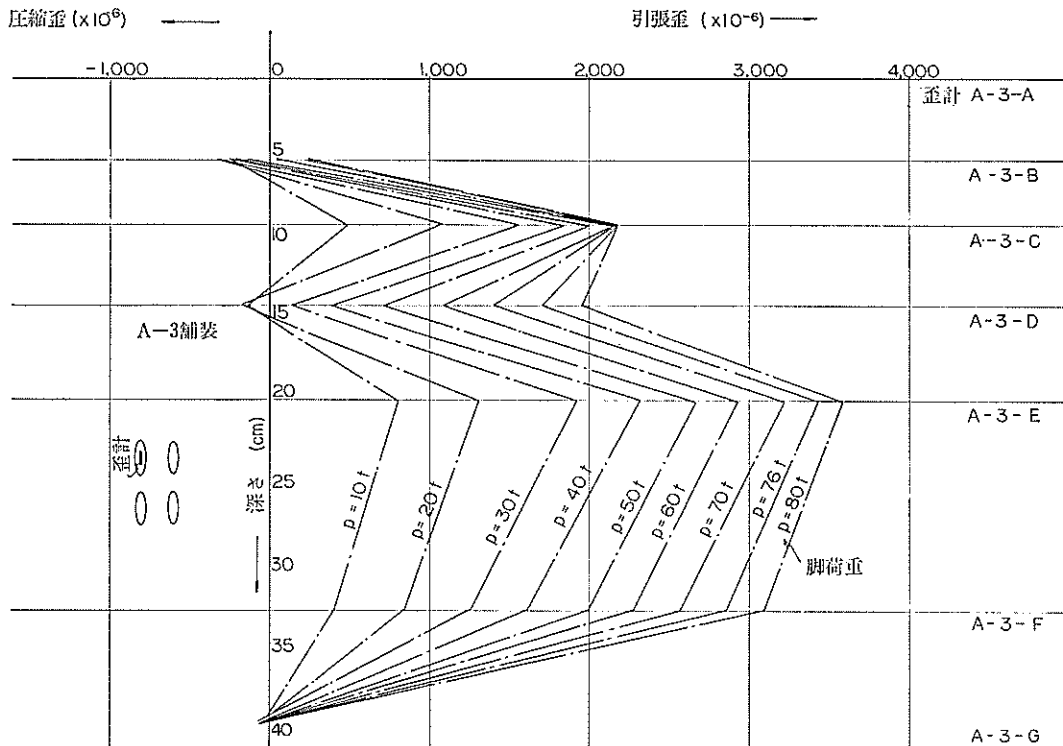


図-3.32 脚荷重とアスファルト混合物の水平歪の関係 (A-3 舗装)

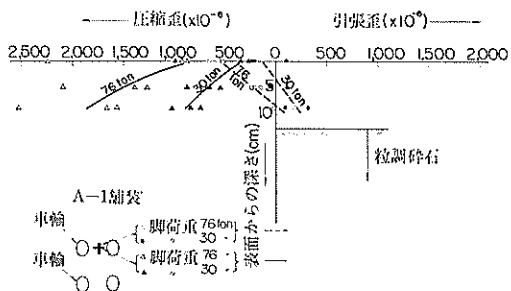


図-3.33 車輪位置とアスファルト混合物の水平歪 (車輪中間点, A-1 舗装)

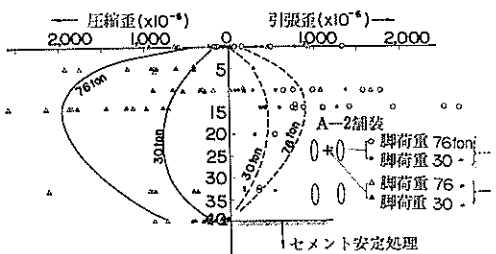


図-3.34 車輪位置とアスファルト混合物の水平歪 (車輪中間点, A-2 舗装)

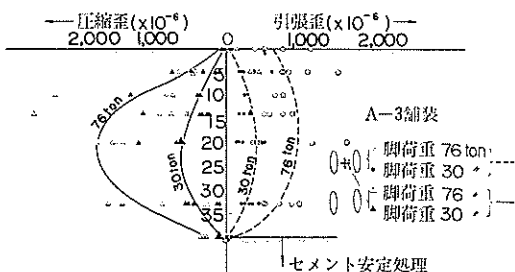


図-3.35 車輪位置とアスファルト混合物の水平歪 (車輪中間点, A-3 舗装)

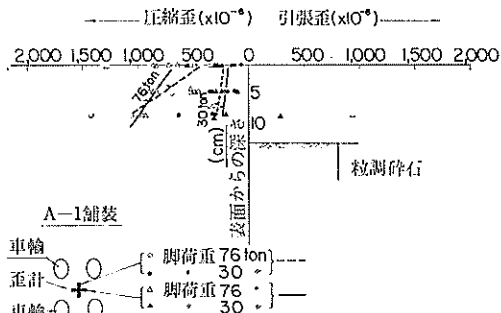


図-3.36 車輪位置とアスファルト混合物の水平歪 (脚中心点, A-1 舗装)

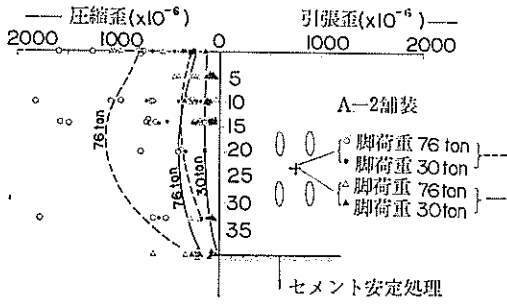


図-3.37 車輪位置とアスファルト混合物の水平歪 (脚中心点, A-2 舗装)

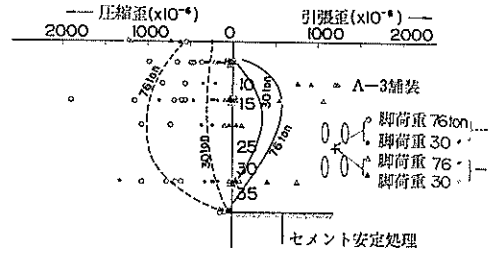


図-3.38 車輪位置とアスファルト混合物の水平歪 (脚中心点, A-3 舗装)

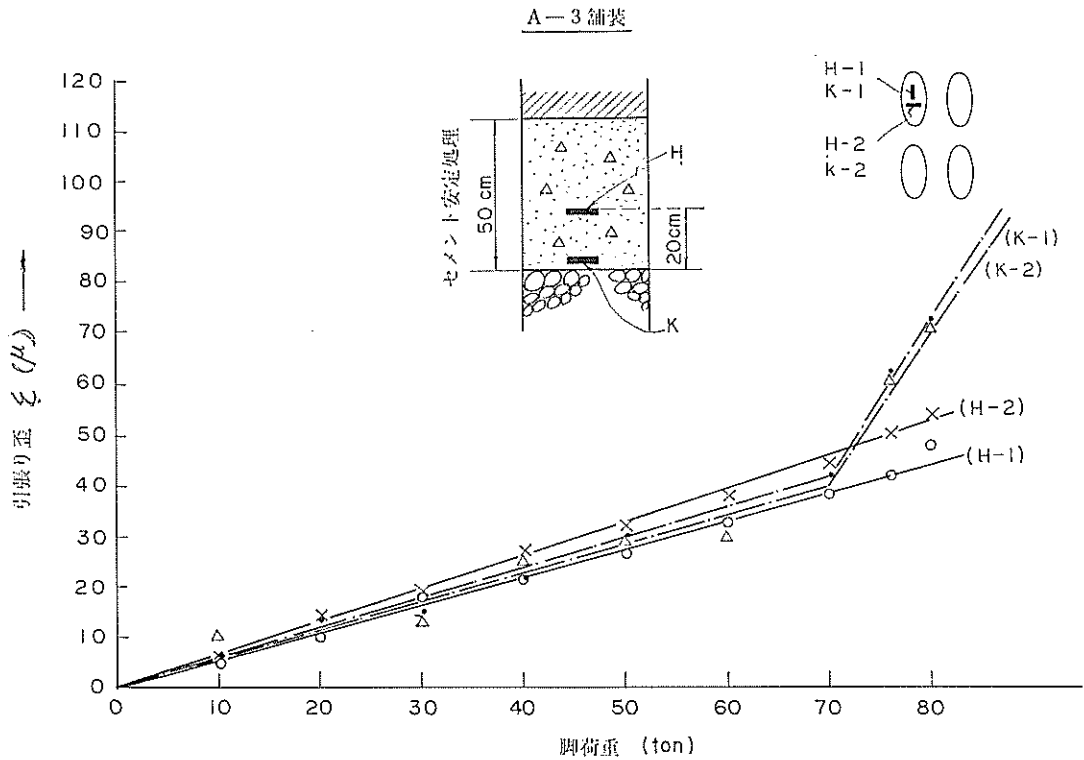


図-3.39 セメント安定処理層の歪 (A-3 舗装)

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

表-3.2 平板載荷試験結果 (A-1 舗装)

層種別	層厚 (cm)	K_{30}		K_{45}		K_{75}	
		0.125	0.25	0.125	0.25	0.125	0.25
関東ローム		7.60 9.64	7.80 11.3	6.24	5.80	3.04	2.80
山砂	30	14.8	12.0	8.00	7.44	4.96	4.48
切込碎石	40	27.6	26.0	16.5	14.6	7.36	7.25
	40	46.7	42.4	35.6	31.0	18.0	16.2
粒調碎石	37	64.4	55.2	32.7	29.0	14.0	14.3
表層, 基層	13					17.8	15.0

表-3.3 平板載荷試験結果 (A-2 舗装)

層種別	層厚 (cm)	K_{30}		K_{45}		K_{75}	
		0.125	0.25	0.125	0.25	0.125	0.25
関東ローム		7.92	7.28	6.48	5.48	3.52	3.16
山砂	30	15.2	12.6	7.76 8.16	6.80 6.48	5.36	4.52
切込碎石	30	30.6	24.3	24.9	18.6	9.36	7.60
セメント 安定処理	30	92.9	95.6	60.6	61.7	38.0	31.8
アスファルト 安定処理	20	86.8	74.8	39.4	37.7	24.0 33.6	22.5 24.9
表層, 基層	20					36.6	26.0

表 3.4 平板載荷試験結果 (A-3 舗装)

層種別	層厚 (cm)	K_{30}		K_{45}		K_{75}	
		0.125	0.25	0.125	0.25	0.125	0.25
関東ローム		10.2	8.80	7.20	6.32	4.56	4.00
山砂	30	13.2	10.5	10.4	7.80	6.40	5.44
切込碎石	30	24.4	20.6	23.5	22.6	12.8	11.4
		40.2	30.1				
セメント 安定処理	40	108.8 80.0	117.4 92.1	72.0	66.0	43.7	44.0
	10	171.2 245.6		78.4	74.8	41.4	36.6
アスファルト 安定処理	20	96.8	88.0	60.4	58.6	20.5	23.1
表層, 基層	20					29.8	25.1

表-3.5 平板載荷試験結果 (C-1 舗装)

層種別	層厚 (cm)	K ₃₀		K ₄₅		K ₇₅	
		0.125	0.25	0.125	0.25	0.125	0.25
関東ローム		7.92	7.52	8.16	6.28	4.16	3.64
山砂	30	14.4	11.6	8.80	7.00	6.32	4.88
切込碎石	30	28.9	21.3	14.9	12.2	6.96	6.24
アスファルト 安定処理	20	53.3 42.7*	44.9 —	29.4 35.2*	26.0 —	10.0 9.4*	9.60 —

* 印は路盤製作直後の測定値

表-3.6 平板載荷試験結果 (C-2 舗装)

層種別	層厚 (cm)	K ₃₀		K ₄₅		K ₇₅	
		0.125	0.25	0.125	0.25	0.125	0.25
関東ローム		7.20	7.12	5.44	5.48	3.36	3.28
山砂	30	16.6	12.5	11.0	8.28	5.52	4.48
切込碎石	30	22.6	18.4	16.2	12.9	6.48	5.60
アスファルト 安定処理	20	53.6 43.1*	42.6 —	27.2 22.8*	22.9 —	10.9 14.9*	9.92 —

* 印は路盤製作直後の測定値

せられたい。普通の LCN 試験においては、同一地点で 1 回の LCN 試験を行なうが、本試験舗装では、同一地点で数回の LCN 試験を実施してみた。その結果を図-3.40 に示す。また、LCN 試験に用いる直径 45cm の平板を利用して、試験脚荷重を変化させながら、路床面の鉛直土圧と全沈下を測定したが、その結果は図-3.41 ~ 図-3.46 のとおりである。

4. アスファルト試験舗装に関する実験結果の考察

4.1 弾性計算

実験の結果を考察するさいに、舗装体を弾性体と考えた構造計算すなわち弾性計算を適用することは、荷重に対する舗装の挙動を定性的に適確に捕えるという点できわめて有効である。本研究においても、弾性計算の結果を二・三適用して実験結果の考察を行なっている。本報告書ではこれらの弾性計算を計算条件などによって次の三種類に分けて表現している。

a) 弾性計算 ①

オランダのシェル石油中央研究所において開発された

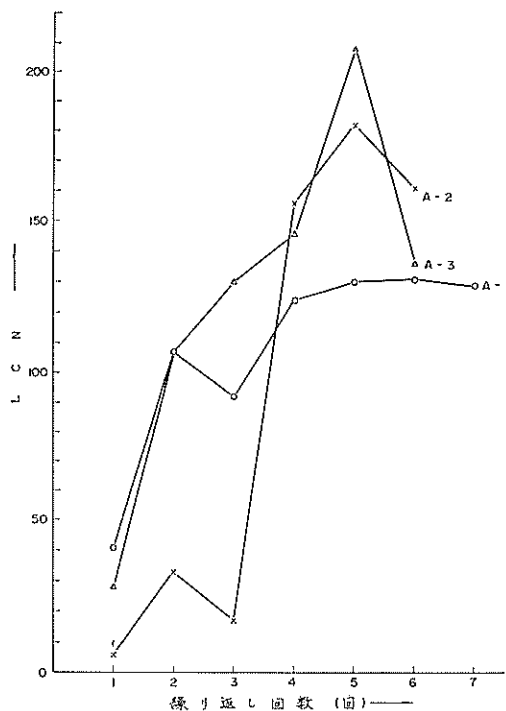


図-3.40 繰り返し LCN 試験結果

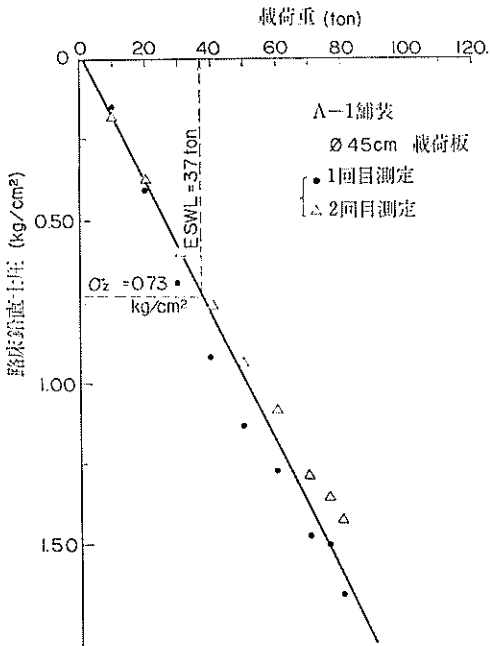


図-3.41 $\phi 45 \text{ cm}$ 板に対する路床面鉛直土圧 (A-1 舗装)

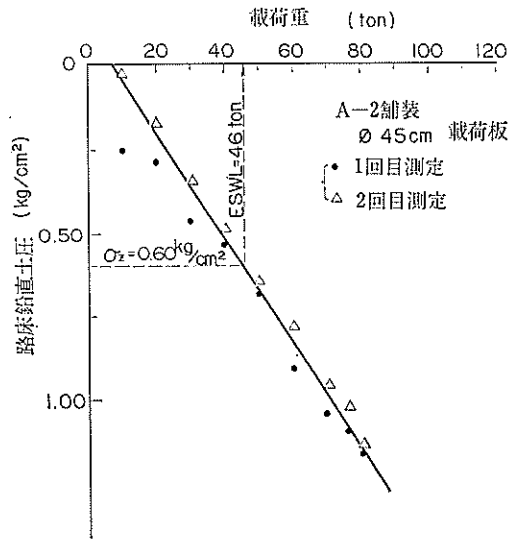


図-3.42 $\phi 45 \text{ cm}$ 板に対する路床面鉛直土圧 (A-2 舗装)

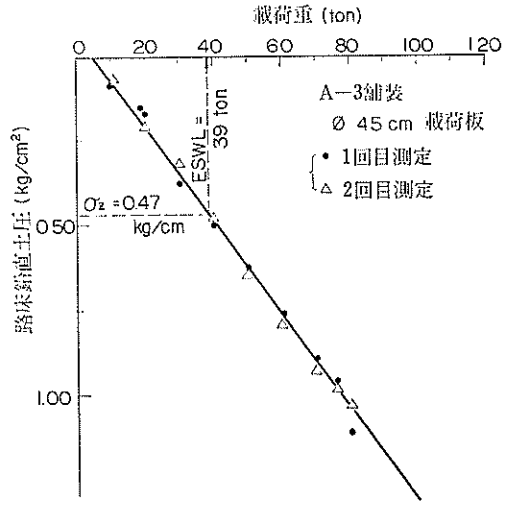


図-3.43 $\phi \text{ cm}$ 板に対する路床面鉛直土圧 (A-3 舗装)

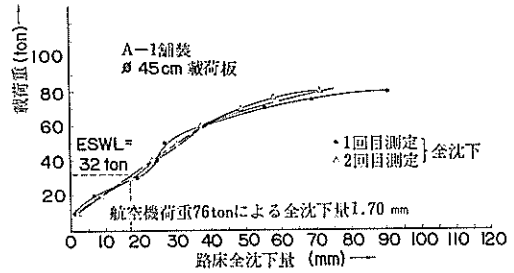


図-3.44 $\phi 45 \text{ cm}$ 板に対する路床面全沈下 (A-1 舗装)

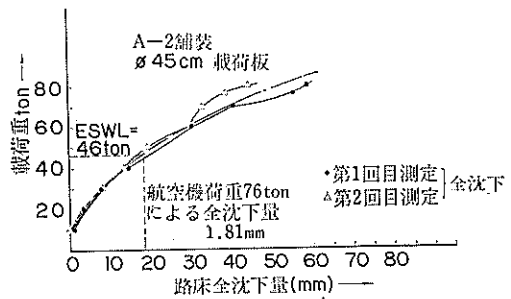


図-3.45 $\phi 45 \text{ cm}$ 板に対する路床面全沈下 (A-2 舗装)

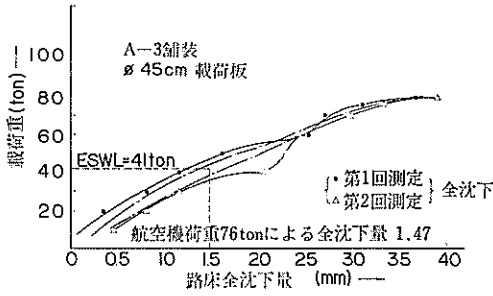


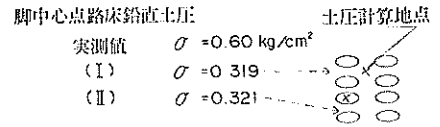
図-3.46 φ45cm 板に対する路床面全沈下 (A-3 舗装)

多層系の弾性計算法にもとづくものであって、この計算法では車輪荷重の数や配置がどのようなものであっても計算が可能である。今回、シェル石油株式会社に依頼して図-4.1 のような境界条件を与えて A-2 舗装の弾性計算を行なったが、実験結果とは定量的には一致しなかった。(計算条件 (II) の方が (I) よりも実験結果に近かった。) しかし、定性的な傾向を把握する意味で、この計算結果は貴重である。

b) 弾性計算 ②

日本大学交通工学科の三浦裕二氏が開発した多層系の弾性計算法¹¹⁾にもとづくものであって、この計算法では、車輪荷重は単車輪荷重あるいは一直線に並んだ多車輪荷重として扱われる。試験車輪のような複々車輪配置の場合には、一直線上に各車輪の距離を投影して計算を行なう。本報告書においては、土木学会の委託研究¹²⁾に

A-2 舗装		計算条件	
		(I)	(II)
130cm	表層・基層	E=10,000 kg/cm ² μ=0.25	E=10,000 kg/cm ² μ=0.25
	アスファルト 安定処理	同上	同上
	セメント 安定処理	E=150,000 μ=0.4	E=80,000 μ=0.4
	切込碎石	E=3,000 μ=0.4	E=3,000 μ=0.4
	山砂	E=1,000 μ=0.4	E=1,000 μ=0.4
路床		E=400 μ=0.4	E=400 μ=0.4



(註) E: 弾性係数
μ: ポアソン比

図-4.1 弾性計算①の計算条件

おいて、三浦氏が実施した弾性解析の結果を引用させて頂いた。この弾性解析の計算条件は図-4.2 のとおりである。

c) 弾性計算 ③

これは一層系弾性体内の応力計算法として有名なブネスクの式¹³⁾を利用したものである。この式は集中荷重をとり扱うものであるから、試験車輪のような複々車輪は図-4.3 に示すように、4つの集中荷重に置き換えて計算を行なった。

A-1 舗装		A-2 舗装			A-3 舗装			
弾性係数 (kg/cm ²) (I)		弾性係数 (kg/cm ²) (I) (II) (III)			弾性係数 (kg/cm ²) (I) (II) (III)			
160cm	表層・基層	20,000	20,000	20,000	20,000	20,000	20,000	
	粒間碎石	2,000	同上	同上	同上	同上	同上	
	切込碎石	1,500	80,000	40,000	80,000	80,000	40,000	40,000
			1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500
	山砂	600	600	600	4,000	600	600	4,000
路床	400	400	400	400	400	400	400	

(註) ポアソン比はいずれの層も 0.25

図-4.2 弾性計算の計算②条件

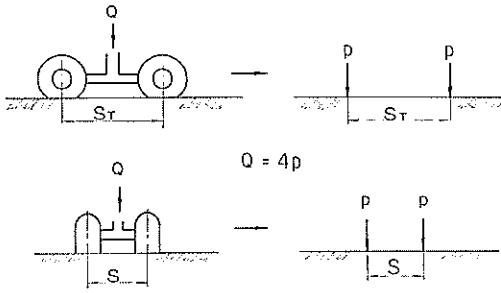


図-4.3 弾性計算③における荷重の取り扱い

4.2 車輪の位置と路床面の土圧・沈下

試験車輪は1脚に4車輪のついている複々車輪型式である。したがって舗装の浅い部分では1ケの車輪の荷重が土圧などに大きな影響を与えるが、舗装の深い部分では4車輪の合成された荷重がこれにとって変わるであろう。このために、必ずしも車輪の真下で最大の土圧や沈下が生じるとは限らない。路床面での最大鉛直土圧についてその影響を調べると、図-3.2~図-3.4に示すとおり、脚中心点の土圧が最も大きい。この傾向はA-1舗装では大きい、A-2、A-3舗装ではそれほど大きくはない。これは、A-2、A-3舗装の路盤の一部が粒状材よりも剛性の大きい材料すなわちセメント安定処理材やアスファルト安定処理材で、構成されているために、車輪荷重はこれら安定処理層の下では、A-1舗装よりも広く平らに分布することによるものであろう。一方、路床面における全沈下量について調べるならば、図-3.5~図-3.7から分かるように、鉛直土圧とほぼ同じ傾向にあり、脚中心の直下で全沈下量の値が最大となっている。これらのことを、弾性計算の結果と定性的に比較するならば、図-4.4、図-4.5のとおりであって、弾性計算結果は実験結果を定性的に裏付けている。

すなわち、本試験のように1mを越すような厚い舗装の路床面においては、そこに生じる鉛直土圧や沈下は、車輪の直下の点では最大にならないで、脚中心点の真下で最大値を示す。しかし路盤の一部に安定処理層などを設ける場合には、車輪位置の差は鉛直土圧や沈下にそれほど大きい影響を与えない。これらのことから、本実験のような厚い舗装の路床面の鉛直土圧や沈下の最大値を問題にする場合には、脚中心点直下の値だけに着目すればよいであろう。

4.3 路床面の鉛直土圧 (σ_z)

(1) 鉛直土圧の最大値と土圧分布

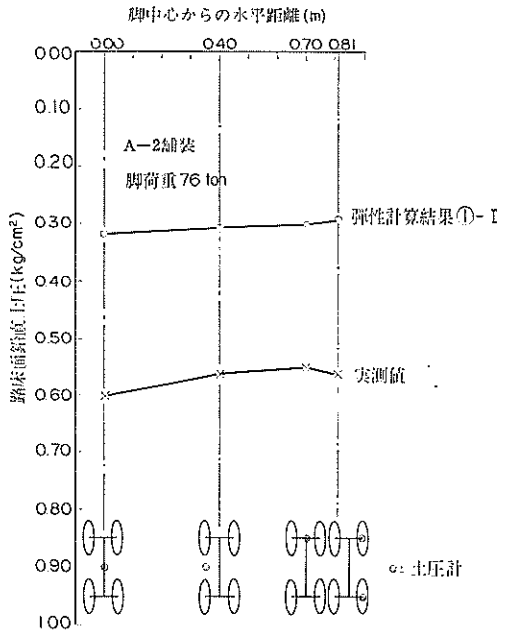


図-4.4 路床面土圧と車輪位置 (実測値と計算値の比較)

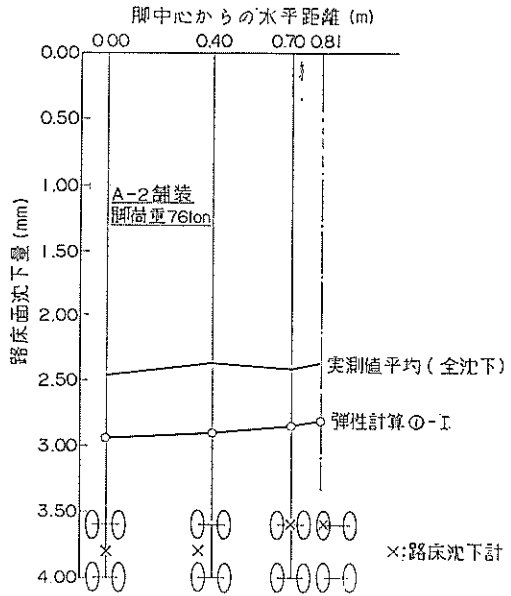


図-4.5 路床面全沈下と車輪位置 (実測値と計算値の比較)

舗装を土木構造物の1種と考えるならば、その安定性は、基礎の支持力と舗装自体の強度の二面から検討されなければならないことはいまでもない。基礎の支持力すなわち路床の支持力を検討するうえで路床面における鉛直土圧の大きさと分布は、路床に作用する外力の中で、路床の支持力に最も大きい影響を与えるものである。図-3.8~図-3.10 から、鉛直土圧の最大値($\sigma_z \max$)と土圧分布を考察するならば次のとおりである。

a) $\sigma_z \max$ は脚荷重 76 ton に対して、A-1 舗装では 0.73 kg/cm²、A-2 舗装では 0.60 kg/cm²、A-3 舗装では 0.47 kg/cm² であった。すなわち $\sigma_z \max$ に関しては、A-1、A-2、A-3 の順で小さくなり、逆に、路床支持力に対する安全性としてはこの順で大きくなる。

b) σ_z の大きさは、脚荷重の大きさの変化にほぼ比例して変化するようであり、弾性論を裏付けている。

c) 土圧分布に関しては、A-1 舗装よりも A-2、A-3 舗装の方が、遠くまで脚荷重の影響が及んでいる。これは、A-2、A-3 舗装においては、路盤の一部に安定処理層を設けていることによるものであろう。

d) B-747 などのような4脚の巨人機では、もっとも近い他脚との中心間隔が 3.8m、その次に近い脚との中心間隔は 4.7m であり¹⁴⁾、従来の 6m 以上という値よりもかなり狭くなっているため、舗装厚の設計にさいしては、1脚のみならず他の脚の影響も考慮しなければならないのではないかとされている¹⁴⁾。そこで、他の脚の影響を実験結果の土圧分布から推定するならば、粒状材だけからなる路盤を有する A-1 舗装は、安定処理材を有する A-2、A-3 舗装よりも他脚の影響が少ないようであるが、大体の値としては、A-1、A-2、A-3 舗装共、3.8m 離れた地点では最大鉛直土圧の約 5% の土圧があるが、4.7m 離れた点では他脚の影響はほとんどなさそうである。

(2) 実測値と計算値の比較

各舗装の σ_z について、実測値と計算値を比較すると、図-4.6~図-4.8 のとおりである。これによれば、弾性計算の結果は、実測値の $1/3 \sim 2/3$ となっており、弾性計算を行なう場合に条件のとりかたがかなり難しいことを表わしている。そこで、実測値の $\sigma_z \max$ と計算値の $\sigma_z \max$ が等しくなるように舗装の厚 (h') を定めて、弾性計算 ③ によって計算を行なうと、図-4.6~図-4.7 中の実線のように、土圧分布は実測値とよく一致する。車輪配置は縦間隔と横間隔が異なるので土圧分布も縦方向(図-4.6 中の x 方向)と横方向(図-4.6 中の y 方向)

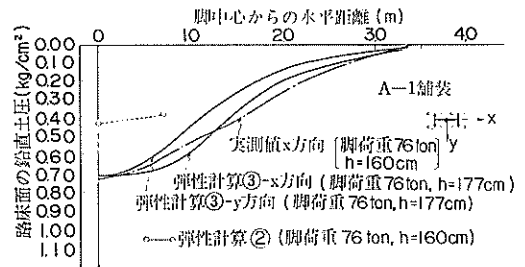


図-4.6 σ_z の実測値と計算値の比較 (A-1 舗装)

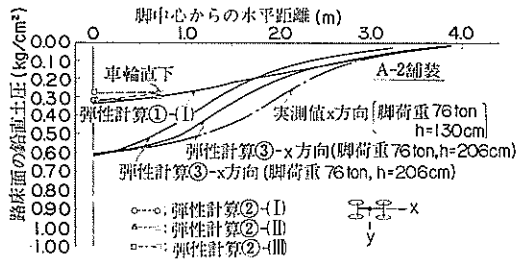


図-4.7 σ_z の実測値と計算値の比較 (A-2 舗装)

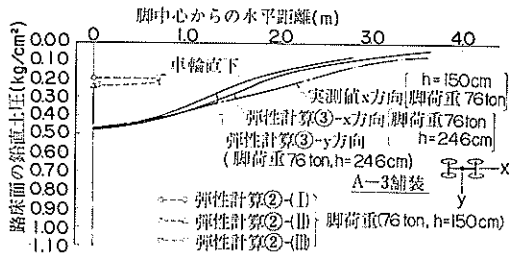


図-4.8 σ_z の実測値と計算値の比較 (A-3 舗装)

では異なるが、大体の土圧分布の形は、縦方向の土圧分布を半径とする円分布よりは小さく、縦方向土圧分布を長軸、横方向土圧分布を短軸とする楕円分布よりも大きいものと推定される。土圧分布を円と仮定した場合および楕円と仮定した場合の両者について、鉛直土圧の合計を求めると表-4.1 のようになる。大体の目安として両者の平均をとると、A-1 舗装では 74 ton、A-2 舗装では 80 ton、A-3 舗装では 74 ton となり、載荷重 76 ton にはほぼ近い値になることから、測定された土圧の値には、大きな誤差は含まれていないと考えてもよいであろう。

表-4.1 路床面鉛直土圧の合計

	土圧分布円 (実測値)	土圧分布楕円*	平均
A-1 舗装	83.1 ton	66.0 ton	74 ton
A-2 舗装	90.7	69.8	80
A-3 舗装	81.4	66.3	74

*: 縦方向土圧分布には実測値を, 横方向土圧分布には計算値実線を使用した。

(3) 安定処理層の等価値

いままでの考察から, 路床面の鉛直土圧は, 路盤の安定処理層によって大幅に減少することがわかった。そこで, 路盤の粒状材と安定処理材としては, 路床面鉛直土圧に対して, どれだけの効果の違いがあるかを次に検討する。

図-4.9 は, 舗装と路床を3層系の弾性体とした場合および1層系の弾性体とした場合に, 路床上の鉛直土圧にどれだけの差が生じるかを調べたものである。これによると, 3層系の場合, 路床の弾性係数と路盤の弾性係

数の比によって路床の鉛直土圧は変化する。また3層系としての計算値¹³⁾よりも1層系としての計算値の方が大きい値となるが, 1層系の円形等分布荷重としての計算値¹²⁾と集中荷重としての計算値とを比較するならば, 舗装厚が約50cm以上の場合にはほとんど差がない。さらに, 図-4.9中の各曲線は, 互いにほぼ平行であり, 舗装厚の変化による路床面鉛直土圧の増減率は各計算法ともほぼ等しいことを示している。

本実験では, 舗装厚が130cm以上であるので, 土圧の計算を簡単にするため車輪荷重を集中荷重と考え, 弾性計算③によって解析を行なうことにした。これによれば脚荷重76tonの場合の脚中心直下の σ_z maxは, 舗装の厚さに対して図-4.10に示すような曲線(以下土圧基準曲線と称することにする。)となる。各舗装の実測値は図中に○印で入っている。A-1舗装は粒状材だけの路盤からなっている舗装なので, 実測値は土圧基準曲線に最も近い値を示している。この種の舗装の σ_z maxは, 舗装厚が変化した場合, 土圧基準曲線の増減率にはほぼ等しい値で増減するであろうことは, 図-4.9の考察からも推定できる。したがって, A-1舗装の実測値を通る

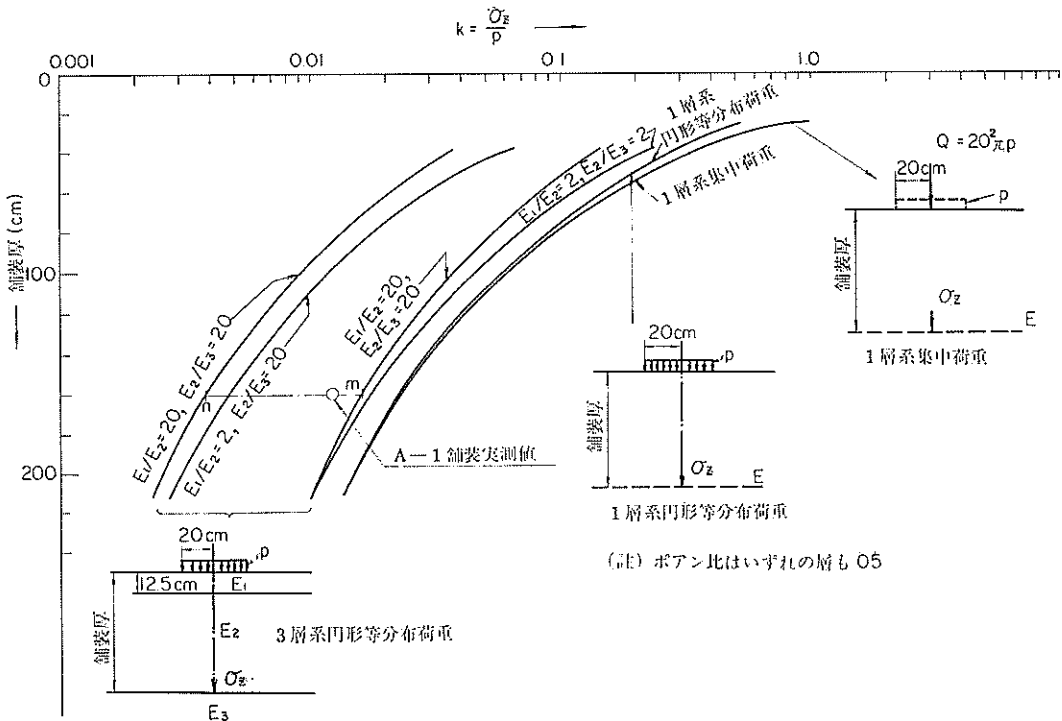


図-4.9 3層系と1層系の弾性計算の比較

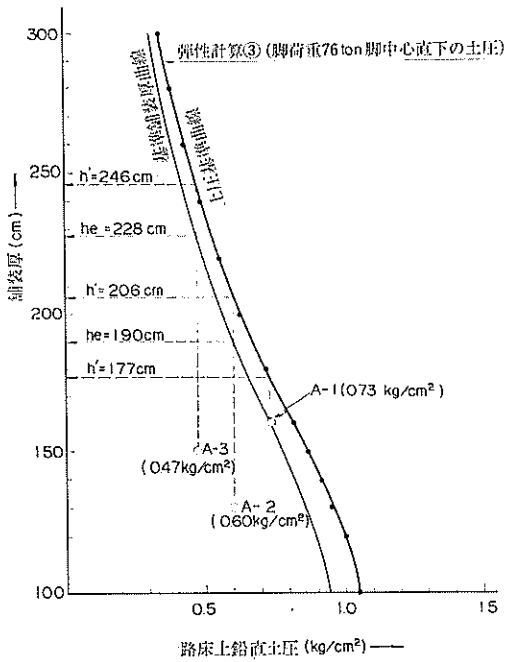


図-4.10 σ_z max の実測値と土圧基準曲線

もう1本の土圧基準曲線(基準舗装厚曲線と称する、)を描くならば、これが、粒状材だけからなる路盤を有する舗装(以下基準舗装と呼ぶことにする)の σ_z maxを示す曲線となる。次に、安定処理層を有するA-2、A-3舗装の σ_z maxに相当する値となるような基準舗装の厚さ(h_e :以下等価厚と称する。)を求めるならば、図-4.10のように、A-2舗装に対しては $h_e=190$ cm、A-3舗装に対しては $h_e=228$ cmが得られる。すなわち、安定処理層を有する舗装は、 σ_z maxに関しては、 h_e なる厚さの基準舗装に匹敵する。

粒状材路盤の単位厚さあたりの σ_z maxに対する効果を1として、安定処理層の単位厚さあたりの効果を求めて見よう。(以下、この安定処理層の効果を等価値と称する。)アスファルト安定処理層の等価値を A_s 、セメント安定処理層の等価値を C_s とするならば、基準舗装の等価厚 h_e と、A-2、A-3舗装を比較することによって次式が成立する。

A-2 舗装において、

$$27 \text{ cm} \times A_s + 30 \text{ cm} \times C_s = (190 \text{ cm} - 130 \text{ cm}) + (27 \text{ cm} + 30 \text{ cm})$$

A-3 舗装において、

$$27 \text{ cm} \times A_s + 50 \text{ cm} C_s = (228 \text{ cm} - 150 \text{ cm}) + (27 \text{ cm} + 50 \text{ cm})$$

両式から

$$A_s = 2.2, \quad C_s = 1.9$$

が得られる。

(4) 他脚の影響

4.3(1) d)の考察によれば、脚荷重の中心点から3.8m離れた点の σ_z は、 σ_z maxの約5%であり、4.7m離れた点では、 σ_z の値はほとんど0に近くなりそうである。したがって、B-747などのように、設計対象の脚から最も近い他脚が3.8m、次に近い他脚が4.7mの場合は、路床面鉛直土圧に関しては、低脚の影響により、 σ_z maxが約5%増になるものと考えればよいであろう。換言すれば、他脚の影響を考慮する場合は、150 cm内外の舗装厚を有する舗装では、1脚荷重を約5%増にして設計脚荷重とし、舗装厚の設計を行えばよさそうである。これよりも薄い舗装では、当然、他脚の影響はより減少するであろうが、今回の実験からは、定量的な値を求めることができなかった。

(5) 路床面鉛直土圧分布の推定方法

4.3(2)において述べたように、舗装と路床を1層系の弾性体と仮定し、ブネスクの式を使用して、実験値と計算値の σ_z maxが等しくなるような舗装厚(h')を定めて土圧分布を描くと、計算値と実測値は比較的よく一致した。本実験と同程度の路床や舗装厚を有する舗装の路床面鉛直土圧の分布は、以上のような簡単な計算から推定できるものと思われる。すなわち、ある舗装が与えられたならば、4.3(3)の等価値を使用して、基準舗装厚 h_e を求める。図-4.10において、基準舗装厚曲線と、 h_e との交点は、 σ_z maxを与えるから、この値が弾性計算値と等しくなるような舗装厚 h' は、交点から縦軸に平行線を伸ばし、土圧基準曲線と交わった点の縦軸の読みとなる。この h' を使用して、ブネスクの式(4.1弾性計算③参照)から路床面鉛直土圧分布が求まる。

本実験における路床のCBRは、表面附近を除いてはほぼ7~10程度である。(2.1 e)参照)したがって、これよりも軟かい路床では、鉛直土圧の値が、上で仮定した計算法による値よりも小さくなって来ることが図-4.9からも推定できる。資料¹³⁾から、路床と路盤の弾性係数の比の変化によって、 σ_z がどのように変化するかを調べたのが図-4.11である。本実験の路床の平均値的な値としてCBR=8をとるならば、他の資料¹⁷⁾からこれに対応する弾性係数は $E_s=240$ kg/cm²となる。路床が仮り

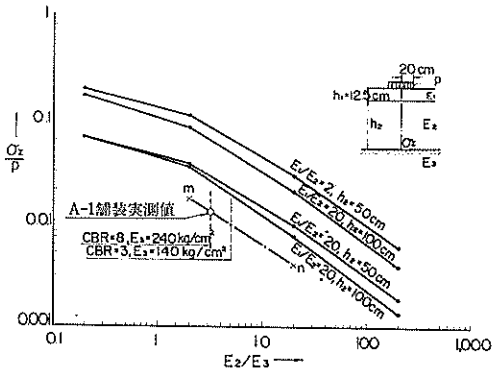


図-4.11 路床の軟弱度による路床面鉛直土圧の変化

に CBR=3 の軟弱なものに代わったとするならば、同資料より弾性係数は $E_2=140 \text{ kg/cm}^2$ となる。76 ton の脚荷重が半径 20 cm の円形板に等分布に作用するものとして、図-4.9 の $k=\sigma_z/p$ の値を求めると $k=0.012$ となる。図中の $n-m$ 線は、 E_2/E_3 の変化による σ_z の変わりかたを示すものであるから、これを図-4.11 の中に移すと、A-1 舗装における E_2/E_3 は、約 3 であることが分る。 E_2 が 240 kg/cm^2 の場合に E_2/E_3 は 3 であるから、 E_2 が 140 kg/cm^2 になると、 E_2/E_3 は約 5 となり、 k の値は実測値の 0.012 から 0.009 へ変わる。すなわち路床の CBR が約 8 の場合の σ_z の値は、路床の CBR が約 3 になると、30~40% 程度減少することになる。実際の路床においても、 σ_z がこのように変化するかどうかは疑わしいが、弾性論が舗装体内の応力を定性的に比較的よく表現していることを考えるならば、本実験における路床面土圧の推定方法も、CBR が 3 程度の軟弱な路床に対しては、30~40% 程度の誤差(実際の値よりも σ_z が大き目に出るような誤差)を与えることにも知れない。

4.4 路床面の水平土圧 (σ_H)

(1) 水平土圧の最大値と土圧分布

路床の水平土圧は 4.3 で述べた鉛直土圧と組み合わせることによって、その点に生じるせん断力を推定したり、路床土の三軸試験を行なうさいに液圧を定める資料となる。今回の実験では、A-2 舗装の路床面における水平土圧を測定し、図-3.11 のような結果を得たが、この図から次のことが考察される。

a) 脚中心から約 1 m の地点までは、水平土圧 (σ_H) すなわち圧縮力が作用していない。これより離れると σ_H は増大して行く。

b) 最大の σ_H は、脚中心点から約 2 m 離れた地点で生じており、脚荷重 76 ton に対する σ_H は 0.44 kg/cm^2 である。これより離れると σ_H は減少して行く。

c) σ_H の大きさは脚荷重の大きさにほぼ比例して変化する。

d) 路床面鉛直土圧 σ_z と比較するならば $\sigma_z \text{ max}$ の生じる脚中心点直下では、 σ_H は作用しない。 σ_H が最大となる点の σ_z は 0.27 kg/cm^2 であるから、この点での σ_H/σ_z は約 1.6 であって、かなり大きい値を示している。

e) 脚中心点より約 1 m の地点まで σ_H は作用していないが、これは、水平土圧が 0 なのか、あるいは引張力は若干作用しているが、土圧計には表われないのでこのような結果になったのかどうかは不明である。

f) 脚中心点直下での σ_H をほぼ 0 と考えれば、航空機荷重によって路床面に生じる最大せん断力は、近似的に、 $\sigma_z \text{ max}/2$ と考えてよさそうである。

(2) 実測値と計算値の比較

脚荷重 76 ton の場合に測定した σ_H の値と弾性計算の結果を比較したのが図-4.12 である。

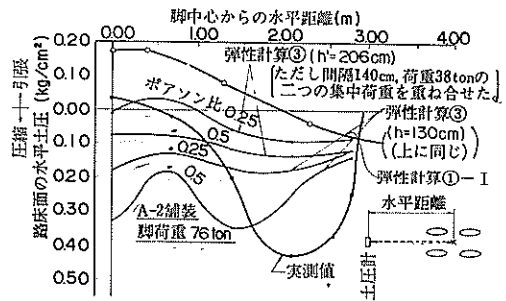


図-4.12 σ_H の実測値と計算値の比較 (A-2 舗装)

多層体としての弾性計算①-(I) は、傾向としては実験結果に似ている。すなわち脚中心直下付近では、引張力が働いていることになり、土圧計に表われない理由もうなずける。しかし、他の計算結果も同様であるが、 $\sigma_H \text{ max}$ の実測値と計算値はあまりにもかけ離れている。この理由は明らかでないが、少なくとも通常の計算で求められる σ_H よりもかなり大きい σ_H が測定されている。(土圧計は、舗装解体後再び取り出して検定を行なったが、異常は発見されなかった。)

4.5 路床および舗装各層の全沈下

(1) 路床および舗装各層の全沈下量の比較

図-3.12 ~ 図-3.17 は、舗装完成後に加えた第 1 回目

～第3回目の荷重による全沈下量を測定したものであるから、あとで述べる繰り返し荷重を加えた後の全沈下量よりも若干大きな値を示している。しかしこれらの資料には、舗装各層の全沈下量の差異や、車輪位置の変化に対する全沈下量の変化などが明確に表われているので、以下この資料をもとにして全沈下量の考察を行なうことにする。

a) 舗装製作後、最初の載荷重に対する舗装および路床の全沈下量は、第2回目以降の載荷重に対する全沈下量よりも大きく、値もばらついており、荷重に対して舗

装がなじんでいないことを示している。

b) 脚中心点の全沈下量の大きさは、A-1 舗装の方が A-2 舗装よりもやや大きい。A-3 舗装の全沈下量はこの両者よりもさらに小さい。しかし、車輪直下の全沈下量は、三者とも大差なくなる。これは、A-2、A-3 舗装においては、アスファルト混合物層の厚さが A-1 舗装に較べて大きく、この部分の全沈下量が大きくなるためである。

第2回目、第3回目載荷重の 76 ton 脚荷重に対する全沈下量の平均値を表-4.2 に示す。

表-4.2 全沈下量の測定値

厚 名	A-1		A-2		A-3	
	車輪直下	脚 中 心	車輪直下	脚 中 心	車輪直下	脚 中 心
表 層	?	?	1.00 mm	-0.30 mm	?	?
基 層	0.30 mm	-0.12 mm	—	—	0.60 mm	-0.06 mm
粒 調 砕 石	—	—	0.60	-0.30	—	—
アスファルト安定処理	—	—	0.06	0	0.60	-0.03
セメント安定処理	—	—	0.25	0.12	0.06	0
切 込 砕 石	0.37	0	0.30	0.25	0.03	0
山 砂	0.30	0.25	0.30	0.25	0.25	0.12
路 床	2.37	2.80	2.30	2.37	2.00	1.94
合 計	3.34	2.93	4.51	2.14	3.54	1.97

注 (1) 上表は脚荷重 76 ton に対する値である。

(2) —はふくれ上がりを示す。

(3) 上表は第2回目および第3回目載荷に対する平均値である。

c) 路床面付近では、脚中心点の全沈下量が、車輪直下の沈下量よりも大きいあるいはほぼ同じであるが、これよりも浅い舗装部分では、車輪直下の全沈下量の方が大きくなっている。

d) 路床面の全沈下量は、舗装の他の層の全沈下量に較べてずば抜けて大きい。次いで、車輪直下における表層・基層およびアスファルト安定処理層の全沈下量が大きい。

e) 表層・基層、アスファルト安定処理層、粒度調整碎石層では、車輪と車輪の間において、全沈下量が負となっている。すなわち表面がふくれ上がっていることを示している。ふくれ上がりの量は、車輪直下の沈下量の約 $1/2 \sim 1/3$ 以下である。表層や基層やアスファルト安定処理層では、特にこの現象が大きく、アスファルト混合物が横方向に流動していることを示しているようである。また、脚中心点のふれ上がり量よりも車輪と車輪との間

のふくれ上がり量の方がやや大きい。

f) セメント安定処理層の全沈下量は、非常に小さい。また、この層の下の切込碎石層の全沈下量もきわめて小さい。

g) 路床の上の山砂層の全沈下量は、比較的大きい。しかし深い位置にあるので、車輪の直下と車輪の間とは、全沈下量に大きな開きはない。

h) 路床面の全沈下量の大きさは、A-1>A-2>A-3 であり、路床面の鉛直土圧の大きいものほど沈下量が大きくなっている。

i) A-3 舗装の切込碎石層や山砂層の全沈下量は、A-2 舗装の切込碎石層や山砂層の全沈下量に較べて小さい。これは、全沈下量はその層に加わっている鉛直土圧の大きさに左右されていることを示しているようである。

j) A-1 舗装の粒度調整碎石層、切込碎石層や A-2、

A-3 舗装の表層・基層、アスファルト安定処理層、セメント安定処理においては、車輪と車輪の間に位置する点での全沈下量は無いに等しいかまたは負である。すなわち、舗装の浅い部分（約 70~80 cm よりも浅い部分）では、車輪と車輪の間の点は沈下しないと考えるもよさそうである。

k) 各舗装について、全沈下量の大きさを順に並べると次のようになる。

- A-1: 路床>切込碎石>山砂≒粒調碎石
- A-2: 路床>表層・基層>アスファルト安定処理>山砂>切込碎石>セメント安定処理
- A-3: 路床>表層・基層>アスファルト安定処理>山砂>切込碎石≒セメント安定処理

また、各層の厚さを考慮すれば、単位厚さあたりの全沈下量の大きさは次の順序となる。

- (路床)>表層・基層>アスファルト安定処理>山砂>粒調碎石>切込碎石>セメント安定処理

粒調碎石の単位厚さあたり全沈下量が切込碎石よりも大きいのは、粒調碎石層が切込碎石層よりも浅い位置にあるためであろう。

l) 図-3.5~図-3.7 より、全沈下量の大きさは載荷重の大きさにほぼ比例していることが分かる。

(2) 全沈下に対する他脚の影響

4.3(4)における考察と同じように、ここでは、全沈下に対する他脚の影響について調べる。現在の巨人機において最も近接した脚間隔は約 3.8m で、次に近い脚までの距離は 4.7m ある。図-4.13 は、各舗装の路床面全沈下量を脚中心からの水平距離に対して表わした実測値である。概していえば、安定処理層の厚い A-3 舗装は、A-1, A-2 舗装よりも他脚の影響をうけやすいようである。

る。しかし大体の値としては、A-1, A-2 舗装では、3.8 m 離れた点における路床面全沈下量は、最大の路床面全沈下量の約 5%、A-3 舗装では約 10% となっているが、4.7 m 離れた点では、他脚の影響はほとんどなさそうである。したがって、この程度の厚さを有する舗装の路床面全沈下量は、他脚の影響により、5~10% 増加する。すなわち、沈下量が、脚荷重に比例するものと仮定すれば、他脚の影響を考慮する場合には、150 cm 内外の舗装では、設計脚荷重を 5~10% 増しにすればよいであろう。

4.6 路床および舗装各層の弾性沈下

(1) 路床および舗装各層の弾性沈下量の比較

図-3.18~図-3.20 から車輪直下の舗装の弾性沈下について、次のことが考察される。

- a) 弾性沈下量は、各層とも、荷重の繰返し作用回数が増しても増減せず、ほぼ一定である。
- b) 路床の弾性沈下量が圧倒的に大きく、他の層の弾性沈下量は、路床の値の約 1/10 以下である。路床と他の層の弾性沈下量を表-4.3 に示す。

表-4.3 弾性沈下量の測定値

層名	A-1	A-2	A-3
表基層}	? ^{mm}	0 ^{mm}	0.08 ^{mm}
粒調碎石	0.14	—	—
アスファルト安定処理	—	0.14	0.10
セメント安定処理	—	0	0.07
切込碎石	0.23	0.12	0.03
山砂	0.21	0.17	0.15
路床	1.70	1.81	1.47
合計	2.28	2.24	1.90

- 注 (1) 上表は脚荷重 76 ton に対する値である。
- (2) 上表は、繰返し荷重 (400回) に対する平均値である。
- (3) 上表は車輪直下の値である。

c) 舗装および路床を含めた全体の弾性沈下量は、A-1 舗装が、A-2 舗装よりもやや大きく、A-3 舗装の弾性沈下量は、この両者よりもかなり小さい。

d) 路床の弾性沈下量は、A-2>A-1>A-3 の順である。これは、路床面の鉛直土圧の大きさ A-1>A-2>

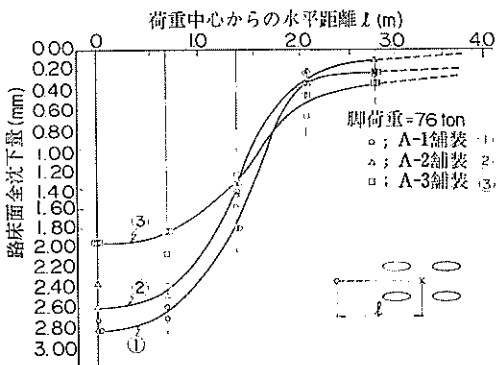


図-4.13 路床面全沈下の分布

A-3 と較べると矛盾している。その理由としては、A-2 舗装の路床面鉛直土圧は A-1 舗装よりは若干小さいが、土圧分布は逆に広がっていること、A-1 舗装の路床厚が 150 cm であるのに対して、A-2 舗装の路床厚さは 180 cm であることなどによるものと思われる。

c) 表層・基層の弾性沈下量はきわめて小さい。これは載荷条件が静的なためアスファルト量の多い表層・基層混合物の変形が主として塑性的になっていることによるものと考えられる。

f) セメント安定処理層の弾性沈下もほぼ 0 に近い。

g) アスファルト安定処理と粒調碎石の弾性沈下量はほぼ等しい。

h) 山砂の方が切込碎石よりも深い位置にあるが、弾性沈下量は山砂の方が大きい。山砂の弾性沈下量はその層に加わる鉛直土圧の大きいものほど大きい。

i) セメント安定処理層の下の切込碎石の弾性沈下量は、特に A-3 舗装では非常に小さい。これはこの層に加わる鉛直土圧が小さいことによるものであろう。

j) 各舗装について、各層の弾性沈下量を大きい順に並べると次のようになる。

A-1: 路床>切込碎石>山砂>粒調碎石

A-2: 路床>山砂>アスファルト安定処理>切込碎石>表層・基層≒セメント安定処理

A-3: 路床>山砂>アスファルト安定処理>表層・基層>セメント安定処理>切込碎石

また各層の厚さを考慮するならば、各層の単位厚さあたりの弾性沈下量の大きさは次のとおりである。

(路床)>山砂>粒調碎石≒アスファルト安定処理>切込碎石>表層・基層>セメント安定処理

切込碎石層の弾性沈下量が、全沈下量と同様に粒調碎石層よりも小さいのは、切込碎石層が粒調碎石層よりも深い位置にあるためと思われる。

(2) 脚中心点の弾性沈下と車輪直下の弾性沈下の比較

(1) に述べた考察は、すべて車輪直下における舗装および路床の弾性沈下について行なったものである。それ

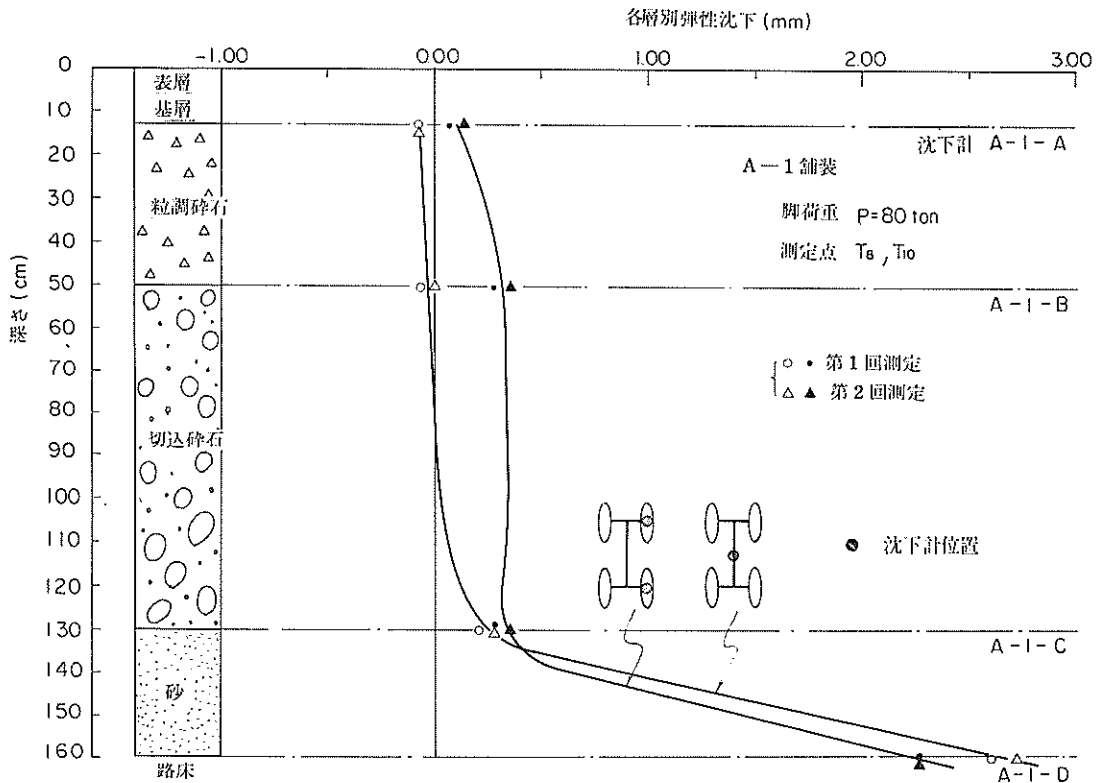


図-4.14 脚中心点および車輪直下における弾性沈下の比較 (A-1 舗装)

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

各層別弾性沈下 (mm)

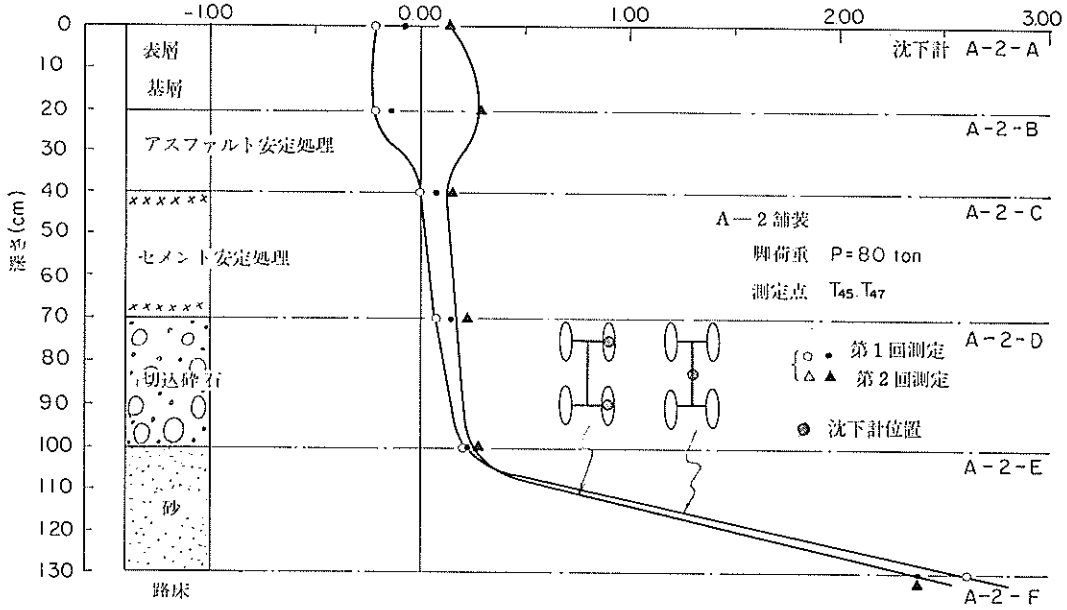


図-4.15 脚中心点および車輪直下における弾性沈下の比較 (A-2 舗装)

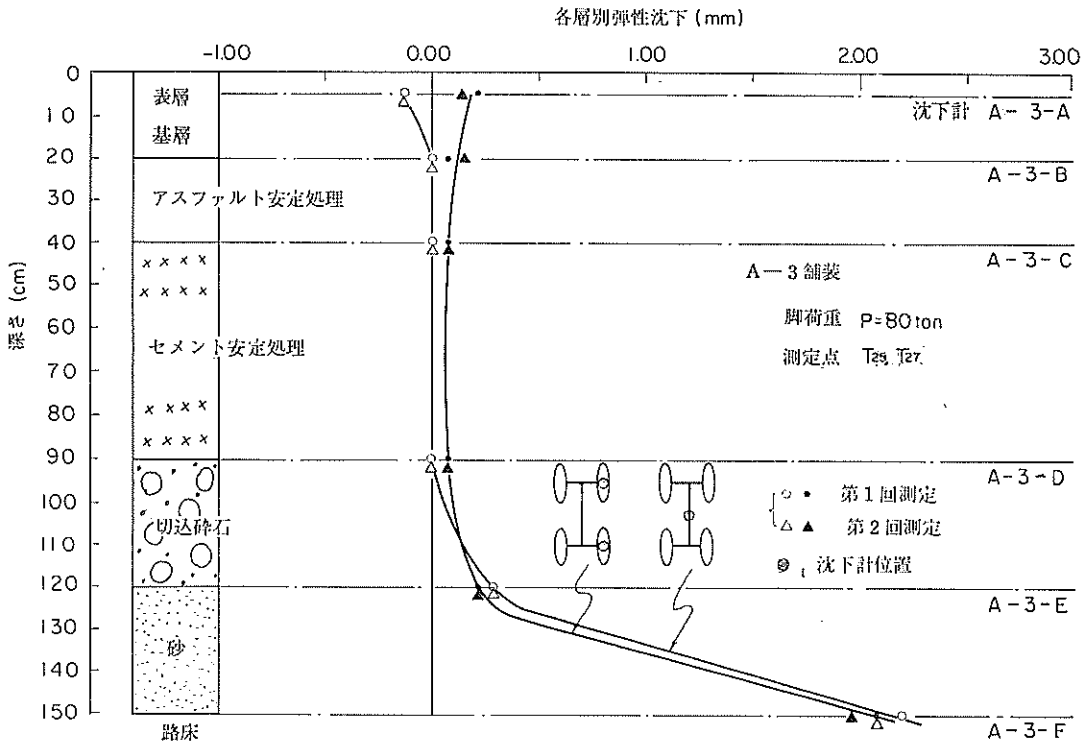


図-4.16 脚中心点および車輪直下における弾性沈下の比較 (A-3 舗装)

では、脚中心点についての弾性沈下はどうか。実験資料としては、図-3.12～図-3.17 をもとに解析したものと、ベンケルマンビームによる測定結果がある。図-3.2～図-3.17 に示される全沈下量から、塑性沈下量を差し引いて求めた車輪直下および脚中心の弾性沈下量を図-4.14～図-4.16 に示す。これによると、4.5 (1) c) において全沈下について考察したように、路床面付近では、車輪直下の弾性沈下量が、脚中心の弾性沈下量よりも大きい、それより浅い地点では逆転している。しかも、脚中心の弾性沈下量は、表層・基層、アスファルト安定処理層、粒調碎石層では負となっており、これらの層がふくれ上がっていることを示している。

また、脚荷重 76 ton による 400 回の繰り返し載荷ごとに、脚中心点でベンケルマンビーム (全長 7.0m, 先端から前脚までの距離 4.3m) によって測定した舗装表面における弾性沈下量の全測定値の平均値は A-1 舗装で 1.18 mm, A-2 舗装で 1.37 mm, A-3 舗装で 0.77mm であった。

そこで、表-4.4 には、車輪直下と脚中心点における舗装面の弾性沈下量を、静的載荷試験 (舗装製作後第 1

表-4.4 舗装面における弾性沈下量の比較

	測定計器 測定位置	A-1	A-2	A-3
		(h=160cm)	(h=130cm)	(h=150cm)
静的載荷*1 荷試験	車輪直下	2.83	3.35	2.69
	脚 中心	2.81	2.45	2.28
繰り返し*2 載荷試験	沈下計 車輪直下	2.28	2.24	1.90
	ベンケルマン, 脚中心	1.18	1.37	0.77

* 1: 脚荷重 80 ton

* 2: 脚荷重 76 ton

回目から第 3 回目までの載荷試験) および繰り返し載荷試験 (脚荷重 76 ton による 400 回の繰り返し試験) についてとりまとめて見た。これによると、静的載荷試験による弾性沈下量は、繰り返し載荷試験による弾性沈下量よりも明らかに大きい。(静的載荷試験の脚荷重は 80 ton であるが、これを考慮しても、明らかに大きい)これは、4.5 (1) でも述べたように、舗装製作後、数回の載荷に対しては、舗装はまだなじまず、各層の弾性沈下量がその後の繰り返し載荷試験による弾性沈下量よりも大きい

表-4.5 弾性沈下に関する計算結果と実験値の比較

舗装	位 置	実 験 値	弾 性 計 算 (図-4.1, 4.2 参照)				
			①—(I)	①—(II)	②—(I)	②—(II)	②—(III)
A 1	脚中心舗装面	2.81 mm	— mm	— mm	4.00 mm	— mm	— mm
		1.18					
	車輪直下舗装面	2.28	—	—	4.75	—	—
	脚中心路床面	2.65	—	—	3.24	—	—
	車輪直下路床面	1.70	—	—	3.07	—	—
A 2	脚中心舗装面	2.45	3.10	—	3.04	3.20	2.80
		1.37					
	車輪直下舗装面	2.24	3.31	3.50	3.17	3.33	2.96
	脚中心路床面	2.60	2.94	—	2.80	2.92	2.68
	車輪直下路床面	1.81	2.81	2.95	2.76	2.86	2.67
A 3	脚中心舗装面	2.28	—	—	2.44	2.64	2.44
		0.77					
	車輪直下舗装面	1.90	—	—	2.63	2.81	2.62
	脚中心路床面	2.15	—	—	2.28	2.44	2.36
	車輪直下路床面	1.47	—	—	2.29	2.42	2.33

注 (1) 脚中心舗装面の実験値の内、上段は静的載荷試験によるもの、下段は、繰り返し試験のベンケルマンビームによるものである。

注 (2) 車輪直下舗装面の実験値の内、A-1 舗装では表層・基層、A-3 舗装では表層の弾性沈下量が含まれていないが、その値は小さいので無視してもさしつかえないようである。(いずれも繰り返し試験による)

注 (3) 脚中心路床面の実験値は、静的載荷試験によるもの。

注 (4) 車輪直下路床面の実験値は、繰り返し試験によるもの。

値となっているためであろう。

また、A-1 舗装と A-2 舗装とでは、弾性沈下量が必ずしも A-1 が大きいと限っていないが、これは、脚中心点における、表層・基層、アスファルト安定処理層のふくれ上がり量が静的載荷試験では大きいのに対して、繰り返し載荷試験ではふくれ上り量が小さくなったためと考えられる。

(3) 実験値と計算値の比較

脚荷重 76 ton に対する弾性沈下量の実験値と、弾性計算の結果を比較したのが表-4.5 である。これによれば、弾性計算の値は、実験値よりもかなり大きく、路床面の鉛直土圧の場合と同様に計算条件のとりかたの難かしさを表わしているようである。

(4) 安定処理層の等価値

4.3 (3) において、路床面の鉛直土圧に関して、安定処理層の等価値を求めた。ここでは同じような手法で、路床面の弾性沈下に対する安定処理層の等価値を求めて見よう。

図-3.18~図-3.20 から、脚荷重 76 ton に対する路床面の弾性沈下量はそれぞれ 1.70mm, 1.81mm, 1.47 mm が得られている。しかし 4.6 (1) d) でも述べたように路床厚は一定でない (A-1:150 cm, A-2:180 cm, A-3:160 cm) ので、A-1 舗装の路床厚を基準として、路床面の沈下量を補正してやらなければならない。名古屋大学植下協氏の研究¹⁸⁾によれば岩盤上の 1 層系弾性体の表面に円形等分布荷重が載荷する場合、分布荷重中心点における弾性体表面の沈下量 w_{co} は次式で表わすことができる。

$$w_{co} = \frac{p \cdot a}{E} \cdot I_{co}$$

p : 円形等分布荷重強度

a : 円形等分布荷重の半径

I_{co} : 弾性体の厚さを a の倍数で表わした係数によって変化する沈下影響係数

A-2 舗装の舗装厚は 130 cm, 路床厚は 180 cm であるので、計 310 cm の 1 層系弾性体が岩盤上の上っているものとする。また、1 車輪の接地面積は 1500 cm² であるから $a \approx 23$ cm である。この場合、資料¹⁸⁾の図表から I_{co} を拾い出すと $I_{co} \approx 1.42$ であるから、路床が半無限である場合の $I_{co} = 1.5$ に較べて弾性体表面の沈下量が 95% 程度に減少する。路床厚を A-1 舗装と同じ 150 cm にするならば、全厚は、280 cm となり、同様に $I_{co} \approx 1.39$ が得られる。4.6(1) において考察したように、舗装表面の弾性沈下量の大部分は路床の弾性沈下量である

から、全厚が 310 cm と 280 cm における I_{co} の差異は、路床の弾性沈下量の差異と考へても大差ないと考えられる。したがって、A-2 舗装の路床の沈下量を A-1 舗装の路床厚に換算するならば次のようになる。

$$1.81 \text{ mm} \times \frac{1.39}{1.42} = 1.77 \text{ mm}$$

しかし A-3 舗装と A-1 舗装では路床厚に大差ないから、沈下量については測定値をそのまま使用してよいであろう。

次に、図-4.17 に示すように、1 層系の弾性体において、舗装厚を変化させた場合(深さを変化させた場合)に路床上における弾性沈下がどのように変化するかを、A-1 舗装の弾性沈下量 1.70 mm の点を通るように計算して描くならば、図-4.17 中の基準舗装厚曲線が得られる。したがって、各舗装の路床面弾性沈下量に対応する基準舗装厚曲線の舗装厚が、それぞれの舗装の基準舗装厚 h_e となる。すなわち図-4.17 から、 h_e はそれぞれ次のようになる。

A-1: $h_e = h = 160$ cm

A-2: $h_e = 154$ cm

A-3: $h_e = 185$ cm

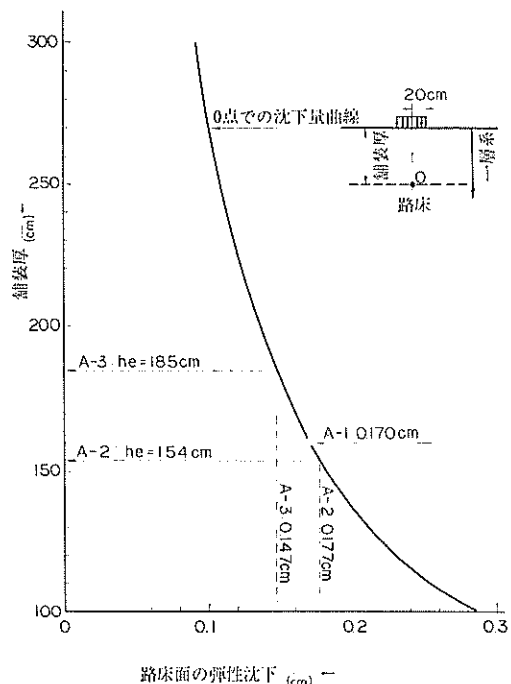


図-4.17 路床の弾性沈下と基準舗装厚曲線

アスファルト安定処理層の等価値を A_s 、セメント安定処理層の等価値を C_e とするならば、4.3 (3) と同じように A-2 舗装、A-3 舗装について、次式が成立する。

$$A-2 \text{ 舗装において,} \\ 27 \text{ cm} \times A_s + 30 \text{ cm} \times C_e = (154 \text{ cm} - 130 \text{ cm}) + (27 \text{ cm} + 30 \text{ cm})$$

$$A-3 \text{ 舗装において,} \\ 27 \text{ cm} \times A_s + 50 \text{ cm} \times C_e = (185 \text{ cm} - 150 \text{ cm}) + (27 \text{ cm} + 50 \text{ cm})$$

両式から

$$A_s = 1.3, \quad C_e = 1.5$$

が得られる。この値は、路床面鉛直土圧から求めた等価値 $A_s = 2.2$ 、 $C_e = 1.9$ に較べて小さく、特にアスファルト安定処理の等価値の減少が著しい。これは、A-2舗装の路床面弾性沈下量が A-1 舗装よりも大きいためである。

4.7 路床および舗装各層の累積塑性沈下と塑性沈下

(1) 路床および舗装各層の累積塑性沈下

図-3.21～図-3.23 は、脚荷重 76 ton でもって、400 回の繰り返し荷重を舗装に与えた場合の車輪直下における舗装および路床の塑性沈下の累積すなわち累積塑性沈下を示している。これを考察すると次のようになる。

a) 舗装表面における累積塑性沈下量は A-2 > A-3 > A-1 の順である。路床および舗装各層の累積塑性沈下量の測定値 (400 回目) を示すならば、表-4.6 のようになる。

表-4.6 路床および舗装各層の累積塑性沈下

層名	A-1	A-2	A-3
	mm	mm	mm
表層・基層	7.1	9.5	9.4
粒調砕石	2.9	—	—
アスファルト安定処	—	7.3	7.3
セメント安全処理	—	0.1	0.3
切込砕石	1.0	0.7	0.1
山砂	0.6	0.8	0.2
路床	2.0	3.6	1.2
合計	13.6	22.0	13.5

(注) 上表は脚荷重 76 ton, 400回 繰り返し後の車輪直下の値である。

b) 表層・基層およびアスファルト安定処理層の累積塑性沈下が圧倒的に大きい。すなわち、静的な荷重に対しては、アスファルト混合性は塑性変形を起こしやすい。A-2 や A-3 舗装の表面における累積塑性沈下量が A-1 舗装よりも大きいのはこのためである。荷重の作用回数が増すほどアスファルト混合物層と他の層の沈下量の差が大きくなって行く。

c) 路床の累積塑性沈下量は、A-2 > A-1 > A-3 の順であるが、これは路床面の鉛直土圧の順 A-1 > A-2 > A-3 とは関係なく、路床表面付近の CBR の大きさに比例しているようである。すなわち、路床の塑性沈下は路床の表面付近に限られているようである。

d) セメント安定処理層の累積塑性沈下はきわめて小さい。

e) 切込砕石や山砂の累積塑性沈下はそれほど大きくない。これは、これらの層が、舗装の下部にあるためであろう。特に、A-3 舗装のセメント安定処理層の下の切込砕石層は、鉛直土圧が小さいためか、累積塑性沈下はきわめて小さい。

f) 粒調砕石層の累積塑性沈下は、アスファルト混合物層に次いで大きい。これは、舗装上部に位置するためであろう。

g) 以上の考察から、累積塑性沈下のしやすいものから順に並べると次のようになる。

表層・基層 > (路床) > 粒調砕石 > 山砂 > 切込砕石 > セメント安定処理

粒調砕石が切込砕石や山砂より塑性沈下しやすいのは、舗装上部にあるため大きい荷重を受けることによるものであろう。

(2) 路床および舗装各層の塑性沈下

図-3.24～図-3.28 は、脚荷重 76 ton の繰り返し載荷試験において、図-3.18～図-3.20 に示される弾性沈下に対応する路床および舗装各層の 1 回ごとの塑性沈下を示している。これより次のことが考察される。

a) 舗装各層の塑性沈下量は、繰り返し回数の初回から数えて、3～5回目 (繰り返し載荷の前に同一地点ですでに 3 回の載荷試験により延べ 6 回の静的載荷が行なわれているから合計約 10 回) ぐらいまでに急激に減少し、それ以降約 50 回目までは緩やかに減少し、約 50 回目程度以上ではほとんど 0 に近くなる。したがって、舗装各層でブルーローリングを行なう回数は、10 回程度までがきわめて有効であろう。

b) アスファルト混合物層の塑性沈下は、他の層に較べ、非常に大きい。特に 10 回目 (延べ 16 回目) ぐらいま

での塑性沈下は大きい。

c) A-1 舗装において、粒調碎石の方が切込碎石よりも塑性沈下が大きい。これは、粒調碎石層の鉛直土圧が切込碎石層よりも大きいためであろう。

d) セメント安定処理層の塑性沈下はきわめて小さく、ほとんど0といってもよい。その下の切込碎石層の塑性沈下も0に近い。

e) 山砂層の塑性沈下も、セメント安定処理層やその下の切込碎石層に次いで小さい。

f) 路床の塑性沈下の減少率は、他の層に較べて比較的ゆるやかである。

g) 塑性沈下量を大きい順に並べると次のようになる。

アスファルト混合物 ≧ (路床) ≧ 粒調碎石 ≧ 切込碎石 ≧ 山砂 ≧ 安定処理層下の切込碎石 ≧ セメント安定処理

4.8 アスファルト混合物層の水平歪

(1) 車輪直下における水平歪

図-3.29～図-3.32 から、車輪直下におけるアスファルト混合物層の水平歪について、次のことが考察される。

a) 車輪直下の縦方向の水平歪と横方向の水平歪に大きい差は認められなかった。また、水平歪の大きさに、舗装間で大きな差は認められないが、A-3 舗装の引張歪の方が、A-2 舗装の歪よりもやや小さいようである。

b) 水平歪の大きさは、A-2、A-3 舗装では脚荷重の大きさにほぼ比例している。A-1 舗装では、引張り歪は、脚荷重が 30 ton 程度で最大となり、それより大きい荷重のもとでは、歪が小さくなる場合もある。その理由は、アスファルト混合物層が薄い場合、脚荷重が小さい内は、車輪荷重が点荷重に近い形で加わるために、混合物層は車輪の直下でも曲げられるが、荷重が大きくなると接地面積が大きくなるので、車輪直下の混合物層は曲げられにくくなり、その上、接地円の中心に向う水平せん断力で舗装表面が圧縮されるなどの影響を受けることによるのかもしれない。

c) 舗装のごく表面付近の水平歪は圧縮である。これには層構造としての曲げによるもの以外に、タイヤの接地面において中心に向かって働らくせん断力による圧縮歪の影響もかなり入っているものと考えられる。

d) アスファルト混合物層の中間付近の深さでは、水平引張り歪が最大となる。しかしこれより深くなると引張り歪は徐々に減少し、特に A-2、A-3 舗装では最下縁の水平歪はきわめて小さい。これは、セメント安定処理層とその上のアスファルト混合物層がよく付着してい

て、セメント安定処理層の歪の影響を、上のアスファルト混合物層が多分に受けていることを示している。A-1 舗装の最下縁の歪が A-2、A-3 舗装に較べて大きいのは、アスファルト混合物層の下が粒調碎石層であるために、セメント安定処理層に対するものより付着性がおちるためであろう。

e) 弾性計算②によれば、脚荷重 76 ton のもとにおいて、アスファルト混合物層の水平歪は、A-1 舗装では表面が約 $-1,000 \mu$ 、中間深さで約 300μ 、最下層で約 700μ 、(－は圧縮歪を示す) A-2、A-3 舗装では表面が $-250 \sim -300 \mu$ 、中間深さで約 30μ 、最下層で約 20μ となっている。この定性的傾向は、測定値とよく似ているが、最大値は全く一致しない。すなわち、測定値は、表面の水平圧縮歪が $-2,000 \mu$ 程度、中間深さの水平引張り歪が $3,000 \mu$ 程度を示している。アスファルト混合物層の弾性係数を $10,000 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すれば、これらの歪により、最大 $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ の引張力や圧縮力がアスファルト混合物層内に働いていることになる。道路において 7 ton 輪荷重を使用した場合の歪については、最大約 100μ が観測されている¹¹⁾。今回の測定値がこれに較べて非常に大きい理由としては、静的な荷重による混合物層の塑性流動の影響および航空機脚荷重や接地圧が自動車の輪荷重に較べてきわめて大きいことなどが考えられる。

(2) 車輪の位置と水平歪

図-3.33～図-3.35 は、複々車輪の内、横に並んだ二つの車輪(中心間隔 80 cm) の中間点におけるアスファルト混合物層の水平歪である。また、図-3.36～図-3.38 は、脚中心点における水平歪である。これらの測定結果から次のことが考察される。

a) 左右車輪の中間点では、車輪と車輪を結ぶ方向(以下これを横方向、これと直角な方向を縦方向と呼ぶ)では圧縮歪が生じ、縦方向では引張り歪が生じている。

b) 脚中心点では、縦方向、横方向共に、ほとんど引張り歪は生じないで、圧縮歪となっている。

c) セメント安定処理層の近くでは、この層とアスファルト混合物層との付着により、水平歪はきわめて小さい。粒調材の上に直接アスファルト混合物がのっている A-1 舗装では、粒調材とアスファルト混合物との付着はあまり見られない。

d) A-2、A-3 の車輪中間点および脚中心点の引張り歪や圧縮歪は、混合物層のほぼ中間の深さにおいて生じており、表面での水平歪は、これに較べて小さい。混合

物層内で、圧縮から引張りに、引張りから圧縮の歪に変化して行くようなことはほとんどない。A-1 舗装では、アスファルト混合物層が薄いためか、下縁の歪が最大となっている。

e) 車輪中間点での引張り歪の最大値は 1000~2000 μ 最大圧縮歪は 1500~2000 μ となっており、引張り歪は、車輪直下よりも小さい。

f) 脚中心点における圧縮歪の最大値は 1000~1500 μ であって、車輪直下の値よりも小さい。

g) 弾性計算②によれば、脚中心点の縦方向水平歪は、A-1 舗装では表面が約 300 μ の引張り歪、中間深さでは約 200 μ の圧縮歪、下縁で約 360 μ の圧縮歪、A-2 舗装では表面が 90~100 μ 、中間深さで 90~100 μ 、下縁で 20 μ のいずれも圧縮歪、A-3 舗装では、表面が 70~90 μ 、中間深さで 80~90 μ 、下縁で 40~50 μ のいずれも圧縮歪となっている。これらの値は、定量的には実測値と大幅に異なるが、定性的には実測値をよく表わしている。定量的に異なる理由は (1) e) で説明したことなどによるものと思われ。

h) 車輪中間点、脚中心点における水平歪の大きさは、舗装間で大差ないが、A-3 舗装の方が A-2 舗装よりもやや小さな値が測定されている。

4.9 セメント安定処理層の水平歪

セメント安定処理層の水平歪は、図-3.39 のように、A-3 舗装において測定したが、これを考察するならば次のようになる。

a) 縦方向水平歪と横方向水平歪の間に大きな差は認められない。

b) 最下縁の歪とそれより 20 cm 上の歪の間には、荷重が軽い内は差は認められないが、脚荷重が 70 ton 以上になると急激に差が出てくる。すなわち、最下縁の歪が大きくなって行く。

c) 今回の実験では、脚荷重 80 ton まで加えたが、これによる最大の引張り歪は 70 μ であり、セメント安定処理層の弾性係数を 50,000 kg/cm² と仮定すれば、引張応力は約 35 kg/cm² となる。弾性計算②によれば、A-3 舗装最下縁の引張り歪は 60~70 μ であって、測定値とほぼ一致している。

d) 図-3.39 を書き直して、縦軸に最下縁の引張り歪、横軸に路床の全沈下量をとって表示するならば図-4.18 のようになる。すなわち、路床の沈下量が推定できるならば、これよりセメント安定処理層最下縁の引張り歪を推定することができる。一般的にいえば、路床の

全沈下が 3 mm 以内ならばセメント安全処理層の引張り歪は 100 μ 程度以下である。

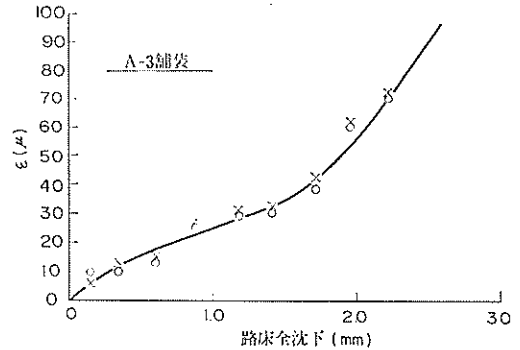


図-4.18 セメント安定処理層の引張水平歪と路床の沈下

4.10 路床および舗装各層の地盤係数 K

載荷試験終了後、舗装を解体しながら、舗装および路床の各層の上で、直径 30 cm, 45 cm, 75 cm の 3 種の剛性載荷板を使用して、JIS A 1215 で示される平板載荷試験を行なった。その結果は、表-3.2~表-3.6 のとおりであった。

一般に、弾性係数 E_1 を有する半無限弾性体の表面における地盤係数 K_1 は次のとおりである¹³⁾。(ポアソン比は 0.5)

$$K_1 = \frac{E_2}{1.18 a} \quad (a: \text{載荷板の半径})$$

この弾性体の上に、厚さ h 、弾性係数 E_2 の層をのせた場合に、上層の表面における地盤係数 K_2 は、次式で表わすことができる。(図-4.19 参照)

$$K_2 = \frac{E_2}{1.18 a F_w} \quad (F_w: \text{沈下係数})$$

故に、
$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{1}{F_w}$$

すなわち、 $\frac{K_2}{K_1}$ は、弾性論的には、沈下係数に左右される。沈下係数 F_w は、 h/a と E_1/E_2 の関数であるから¹³⁾、 K_2/K_1 は、結局、 h/a と E_1/E_2 によって変化するものである。

図-4.19 は、載荷板の大きさとは無関係に、全測定値を、 h/a と K_2/K_1 で整理したものである。この図によれば、上層に粒調碎石層を置いた効果は、上層に山砂や切込碎石を置いた効果よりも小さくなっている。この理

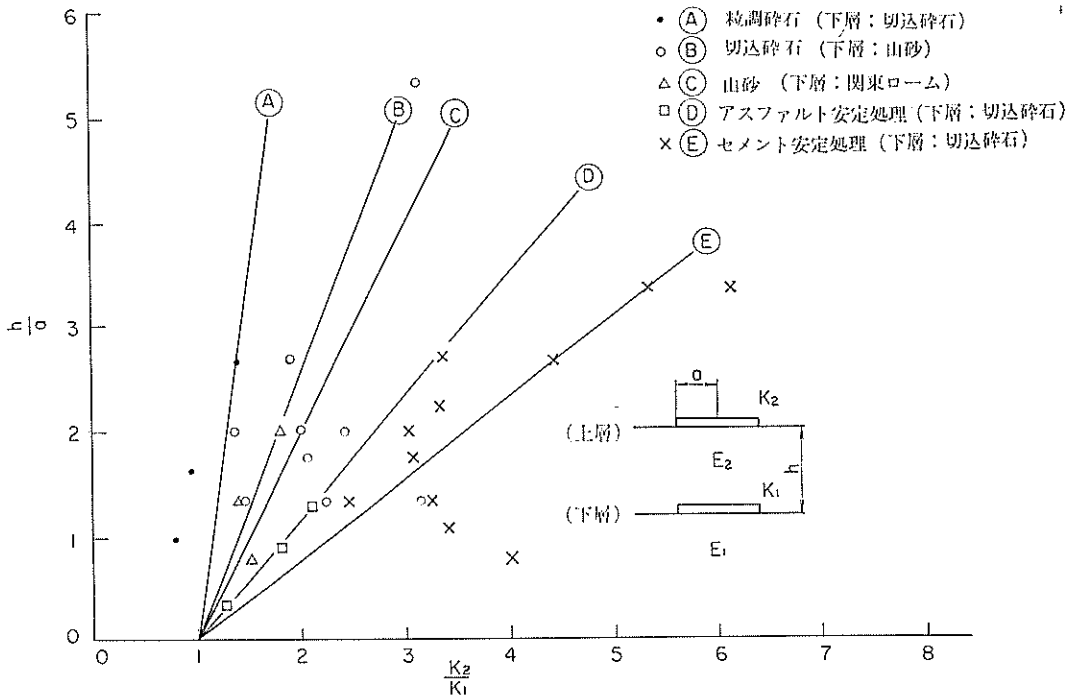


図-4.19 路盤厚と地盤係数の関係

由は、粒調碎石の下の層は切込碎石であるのに対し、山砂や切込碎石の下の層は関東ロームや山砂であるため、下の層の弾性係数的なもの的大小の影響が上層面 K 値に表われているためである。すなわち、この図には、弾性論的にいえば E_1/E_2 による K_2/K_1 の変化は入っていない。したがって、今後、 E_1 的なものが変化した場合の同様な資料が数多く望まれるわけである。

しかし図-4.19 により、この種の舗装構造について、路盤効果すなわち、任意の路盤厚に対する地盤係数の大きさを推定することが可能となった。

4.11 舗装の L.C.N

(1) 試験結果の考察

3.11 でも述べたように、LCN 試験は、一種の静的な繰返し載荷試験である。この試験によって得られる舗装の支持力は、45cm 載荷板で、舗装面に 10,000 回の繰返し荷重を加えた時に、初回の塑性沈下量を差し引いた累積塑性沈下量が 5mm になるような荷重と定義されている。

図-3.40 は、同一地点で LCN 試験を数回繰返し行なった結果を示している。普通、LCN 試験は、同一箇所でも 1 回しか行なわないから、A-1, A-2, A-3 舗

装の LCN 値は一般的にいえば、図からも分るように、それぞれ 41, 6, 28 である。一方、航空機の LCN は、従来の計算法¹⁰⁾によれば A-1 舗装で 166, A-2 舗装で 155, A-3 舗装で 162 となる。英国における LCN 試験結果の適用規定によれば、(i) 航空機の LCN が舗装の LCN の 1.1 倍以下の時は使用を無制限に許可する。(ii) 1.1~1.25 倍の時は約 3,000 回まで運航を許可する。(iii) 1.25~1.5 倍の時は数カ月間にわたって分散した約 300 回の運航を許可する。(iv) 1.5~2.0 の時は使用を著しく制限し、舗装を検査したり、得た資料を急に検討した後運航を許可する。(v) 2 倍以上の時は、緊急時のみ使用を許可する。となっている。この規定をそのまま適用するならば、A-1~A-3 舗装は、航空機の使用に耐え得ない極めて劣弱な舗装ということになる。しかも第 1 回目の試験からは、A-1 舗装が最も強いという結果が得られており、これまでの土圧や沈下等からの検討結果と全く逆の結果を示している。

このような結果が生じた理由としては、アスファルト混合物層の塑性変形があげられる。すなわち、図-3.21~図-3.23 を見ても分かるように、アスファルト混合物の塑性変形はきわめて大きく、累積塑性沈下量が 5mm に

違えるのは、荷重の繰り返し回数がわずか 10 回程度である。また、A-1 舗装は A-2、A-3 舗装に比べてアスファルト混合物層の厚さが薄いために、累積塑性沈下が A-2、A-3 よりも小さく、したがって、LCN の値が大きく出ているわけである。一方アスファルト混合物層を除く他の層の累積塑性沈下量は、図-3.21~図-3.23 から分かるように非常に小さく、A-3、A-2、A-1 の順で大きくなり、これまでの解析結果とも一致する。すなわち A-3 舗装では、繰り返し回数が 10,000 回に達しても累積塑性沈下量は 5mm に達しないようであるし、A-2 舗装では、初回の塑性沈下量を除けば丁度 5mm 位、A-1 舗装はやや 5mm を超す程度である。

このように、舗装の LCN が、アスファルト混合物層の厚さに大きく左右され、混合物層の厚さが大きければ大きいほど LCN 値が小さくなるというのでは、LCN 試験の妥当性が疑われ、大きな問題点がこの試験法に潜んでいるといっても過言ではなかろう。たしかに、本試験に使用したアスファルト混合物は、室内に製作されたので、日光の直射や老化現象もないために、混合物が硬化せず、塑性沈下が、現場の舗装よりも大きく出たといえないこともない。すなわち、アスファルト混合物が老化して、塑性変形が起きにくくなった後でなければ、LCN 試験法を適用してはならないといえようである。

さて、このようなアスファルト混合物の塑性変形が、LCN 試験値を大きく左右することを防ぐために、同一地点で数回の LCN 試験を行なった。その結果、図-3.40 のように、LCN 値は、繰り返し回数 5 回程度で最大値となり、それ以上の繰り返しでは、かえって LCN 値は低くなり、舗装は破壊してしまう。LCN 値の最大値は A-1 舗装で 131、A-2 舗装で 182、A-3 舗装で 208 となり、まえに述べた英国の規定を適用すれば、A-1 舗装は約 3,000 回までの運航許可、A-2、A-3 舗装は無制限の運航許可となる。このように、LCN 試験においても、同一地点で繰り返し試験を行なうと、比較的妥当だと思われる値が出て来るが、この試験方法が適切なものかどうかは今後の研究を待たなければならない。

(2) 航空機の LCN

(1) で述べたように、舗装の LCN が、航空機の LCN と比較されることによってその舗装の強度評価がなされる。(1) では、舗装の LCN について、大きな問題があることを明らかにした。しかし一方、航空機の LCN の計算法の側にも次のような問題点があることが分かった。

本来、LCN 試験法は、単車輪荷重の航空機に対して作られたものである。したがって、1 脚に車輪が 2 ケついている複車輪や、4 ケついている複々車輪では、これを 1 ケの単車輪に置き換えなければならない。現在使用されている舗装厚の設計法¹⁾(CE 法)においても、同じように、多車輪を単車輪に置き換えて設計を行なうようになっている。そこで、LCN 法でも、航空機の LCN を求めるさいには、CE 法の方法によって多車輪を単車輪に置きかえる指示がなされている¹⁾。CE 法の換算方法¹⁾は、置きかえられた単車輪荷重によって路床面に生ずるたわみ量が、もとの多車輪荷重による路床面のたわみ量と等しくなるように、舗装面以下を半無限の一層系弾性体として、弾性計算によって単車輪荷重を求めるものである。この場合、置き換えられた単車輪の接地面積は、もとの多車輪の 1 車輪の接地面積に等しいとしている。ところが、LCN 法では、CE 法の理論を使用しているのにもかかわらず、置きかえられた単車輪のタイヤ接地圧が、もとの多車輪の 1 車輪のタイヤ接地圧に等しいとしている。すなわち、CE 法と LCN 法では置きかえられた単車輪荷重(等価単車輪荷重、略して ESWL)の接地面積が異なる。第 2 の問題点は、等価単車輪荷重を求める場合の弾性計算が正しく実際の舗装に対する荷重の効果を表わしているかどうかである。特に、路盤が粒状材からだけ成り立っている場合は、1 層系の弾性計算でも比較的良好に路床面の応力や歪を表わすかも知れないが、A-2 舗装や A-3 舗装のように、安定処理層を含む多層系の舗装では、従来の計算法が、正しい等価単車輪荷重を表わすかどうか大いに疑問である。

これらの疑問点を解明するために、76 ton 脚荷重の場合において 1 車輪の接地面積が 1500 cm² であるから、これにほぼ匹敵する直径 45 cm の載荷板(接地面積約 1590 cm²)を使用して、各舗装に載荷し、各荷重段階ごとに、路床上の鉛直土圧と路床面の全沈下(この段階では、全沈下量=弾性沈下量)を測定した。これが図-3.41~図-3.46 である。一方、表-4.3 から、脚荷重 76 ton に対する路床面の弾性沈下量は、A-1 舗装で 1.70 mm、A-2 舗装で 1.81 mm、A-3 舗装で 1.47 mm であり、また路床面鉛直土圧は、それぞれ、0.73 kg/cm²、0.60 kg/cm²、0.47 kg/cm² であった。これらの値と、45 cm 載荷板における値とが等しくなるような載荷板荷重が、等価単車輪荷重ということになる。図-3.41~図-3.46 を用いて、等価単車輪荷重(ESWL)を求め、CE 法による理論的等価単車輪荷重と比較すると、表-4.7 のようにな

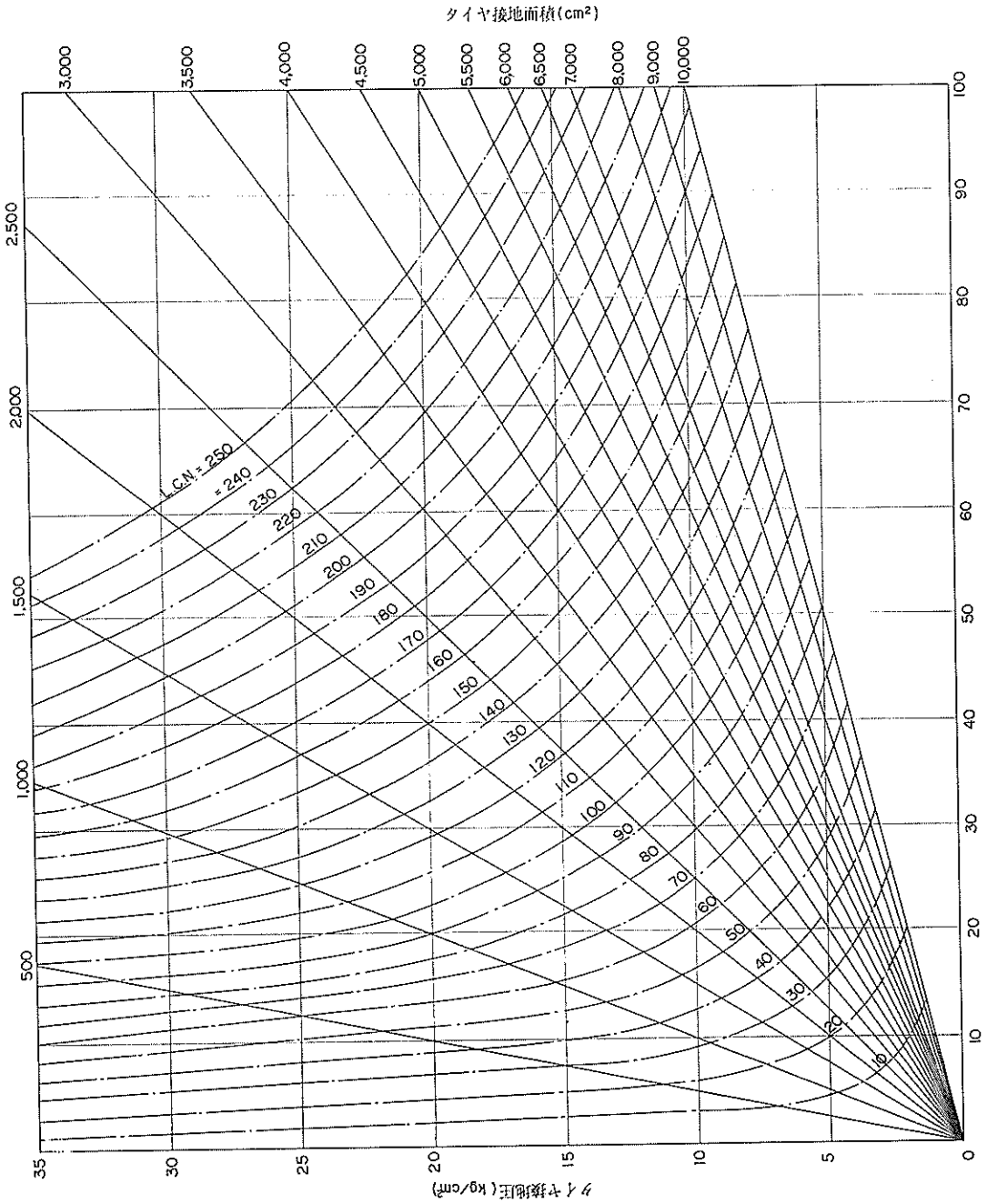


図-4.20 等価単車輪荷重(ESWL)($\times 10,000\text{kg}$)
LCN 計算図表

る。これによれば、CE 法による航空機の ESWL は、実験値による ESWL の 1.2~1.9 倍となっており、理論計算は実験値とあまり合わないようである。実験による路床面の沈下から求めた ESWL と鉛直土圧から求めた ESWL は比較的良好一致している。

表-4.7 等価単車輪荷重の理論値と実験値

舗装	C.E 法による ESWL	実験による ESWL	
		路床面の沈下から	路床面の鉛直土圧から
A-1	61 ton	32 ton	37 ton
A-2	56	46	46
A-3	59	41	39

従来、LCN の計算図表は、LCN が 100 までのものであるが¹⁹⁾、今回の実験のように舗装の厚さが大きくなるとこの図表からは LCN を求めることができなくなる。そこで、新しく、LCN が 100 以上の場合も適用できる LCN 計算図表を作成した。これが図-4.20 である。図-4.20 と、表-4.7 を使用して、航空機の LCN を求めると表-4.8 のようになる。同表には、繰り返し LCN 試験による最大の LCN 値が併記されている。実験による航空機の LCN と舗装の最大 LCN の比は、A-1、A-2 舗装では 1.07、A-3 舗装では 0.81 となっている。これだけから見れば、A-1 と A-2 は同等の強さを有する舗装、A-3 は、A-1、A-2 よりもかなり丈夫な舗装といえそうである。4.11 (1) において述べた LCN の適用規定によれば、A-1、A-2 舗装共、航空機の LCN の 1.1 倍以上の LCN を有し、辛うじて、運航を無制限に許可されるということになり、A-3 は、問題なく使用が無制限となる。

このように、実測から航空機の等価単車輪荷重を求め、一方、舗装の LCN についても、アスファルト混合物の塑性変形の影響をなくすように同一地点で繰り返し

載荷試験を行なって LCN を求め、この両者を比較すると、舗装の強弱が定量的に明確になるようである。

しかし、実測から航空機の等価単車輪荷重を求めるという作業は、実際問題として困難であるから、今後、実験資料を蓄積して、等価単車輪荷重を求めるための簡便で妥当な方法を確立して行く必要がある。

5. コンクリート試験舗装に関する実験結果

5.1 路床の土圧

路床面における鉛直方向の土圧の測定結果は、図-5.1 ~5.4 に示すとおりである。図-5.1 および 5.2 は、

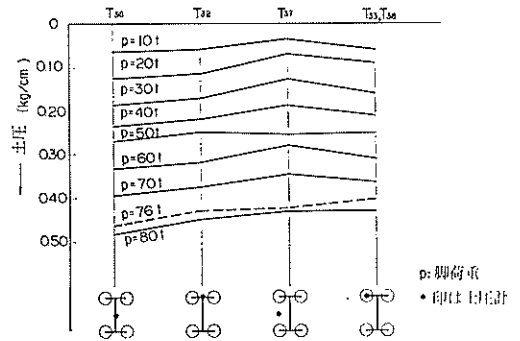


図-5.1 載荷位置と路床土圧との関係 (NC 舗装)

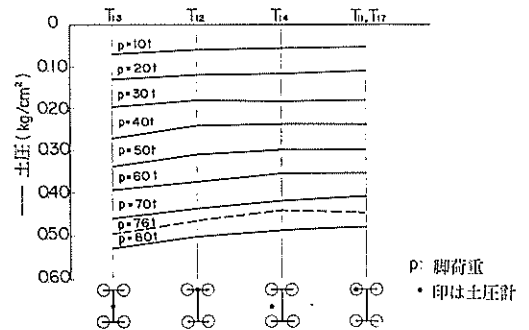


図-5.2 載荷位置と路床土圧との関係 (CRC 舗装)

表-4.8 航空機の LCN の実験値と測定値

舗装	LCN 法による航空機の LCN	CE 法による航空機の LCN	実験による航空機の LCN (A)		繰り返し試験による舗装の最大 LCN (B)	(A)/(B)
			路床面沈下から	路床面鉛直土圧から		
A-1	166	300	130	150	131	平均 1.07
A-2	155	260	195	195	182	平均 1.07
A-3	162	280	175	160	208	平均 0.81

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

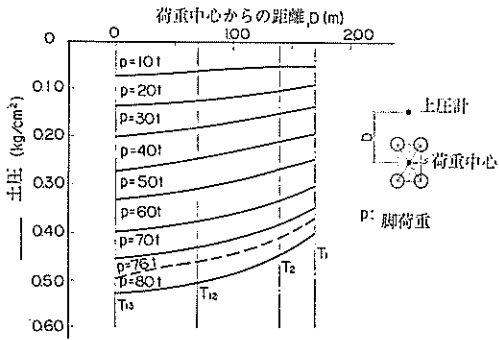


図-5.3 脚荷重が路床土圧に及ぼす影響 (NC 舗装)

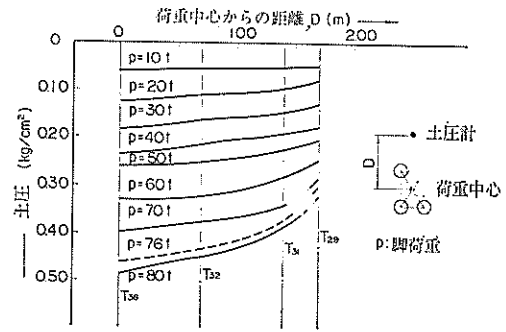


図-5.4 脚荷重が路床土圧に及ぼす影響 (CRC 舗装)

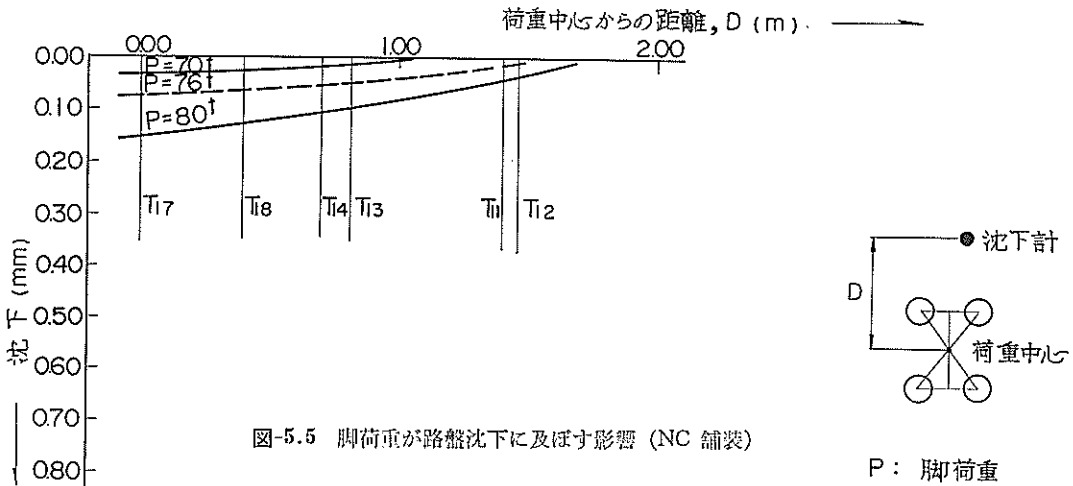


図-5.5 脚荷重が路盤沈下に及ぼす影響 (NC 舗装)

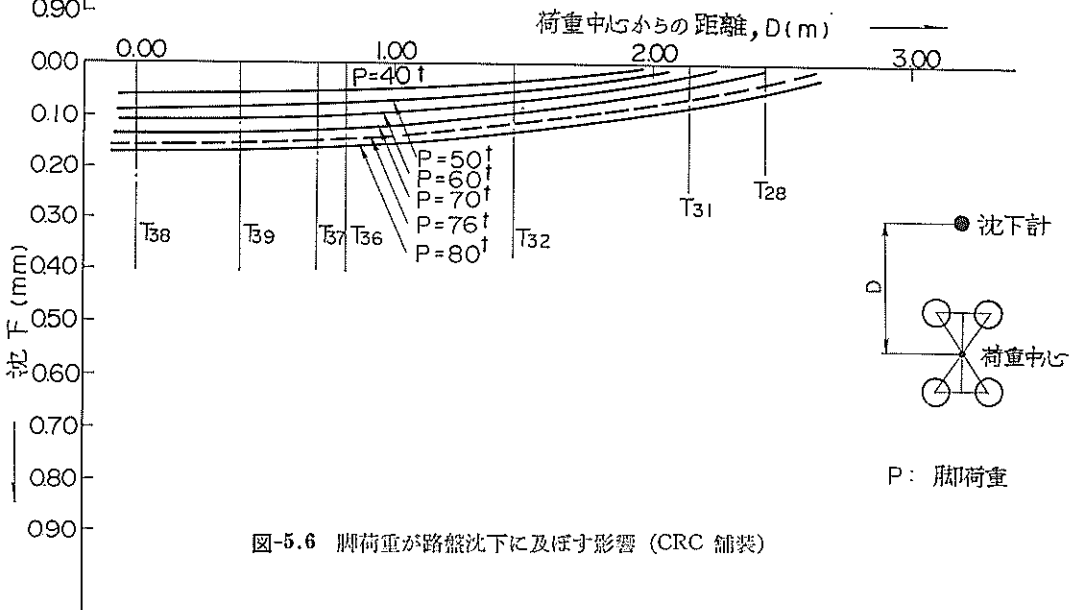


図-5.6 脚荷重が路盤沈下に及ぼす影響 (CRC 舗装)

DC-8-63 型航空機の複々車輪下の種々の位置における土圧を比較したもので、図-5.3 および 5.4 は、路床面上のある一点の土圧と車輪荷重中心からの距離との関係を示したものである。

5.2 路床および舗装の沈下

舗装の沈下の測定結果は、図-5.5 ~ 5.8 に示すとおりである。これらの図は、沈下と車輪荷重中心からの距離との関係を示すもので、図-5.5 および 5.6 は、路盤の沈下を、図-5.7 および 5.8 は、路床の沈下を示すものである。

なお、図-5.9 に示すような載荷状態で、スラブ表面の沈下をベンケルマンビームを用いて測定したが、その

結果は、図-5.10 に示すとおりである。

5.3 コンクリートスラブのひずみ

コンクリートスラブのひずみの測定結果は 図-5.11, 5.12, 5.13 および 5.14 に示すとおりである。図-5.11 および 5.12 は、スラブの底面から 2cm の位置における一車輪直下の縦横直角 2 方向のひずみと脚荷重との関係を示すものである。図-5.13 および 5.14 は、設計荷重 76 t に対する一車輪直下の縦横直角 2 方向のひずみの、スラブ厚さ方向の変化を示すものである。

5.4 LCN 値

LCN 試験結果は、図-5.15 ~ 5.17 に示すとおりである。図-5.15 はスラブのぐう角部、図-5.16 および 5.17

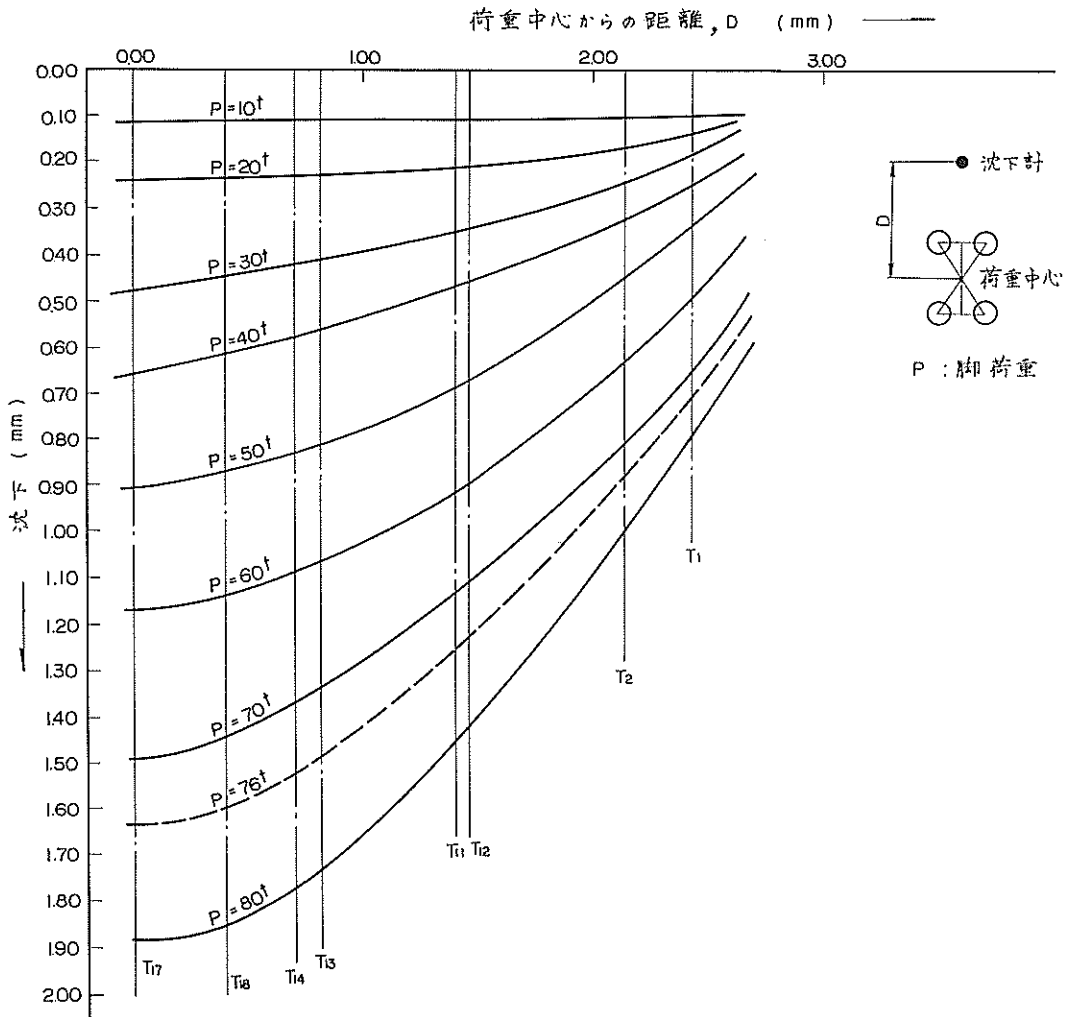


図-5.7 脚荷重が路床沈下に及ぼす影響 (NC 舗装)

静的載荷試験による空港舗装の実験的研究

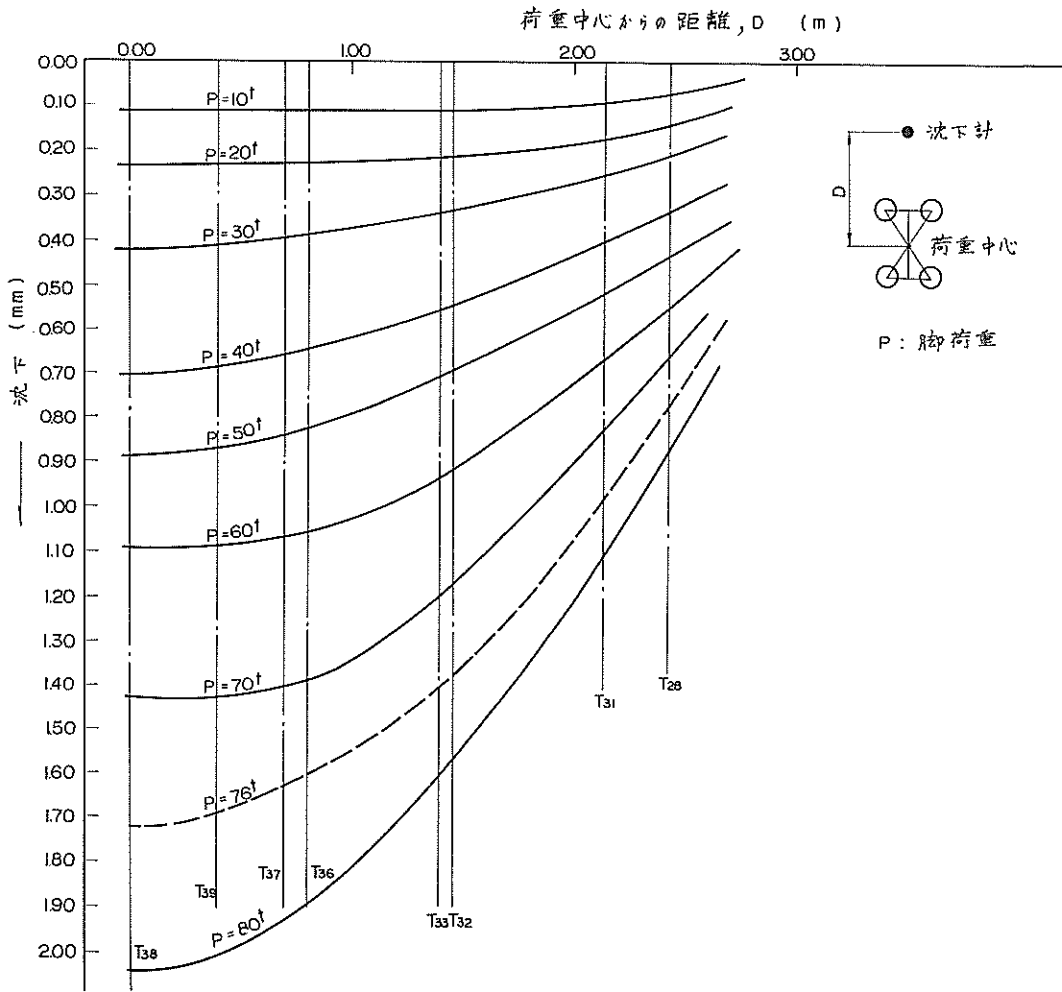


図-5.8 脚荷重が路床沈下に及ぼす影響 (CRC 舗装)

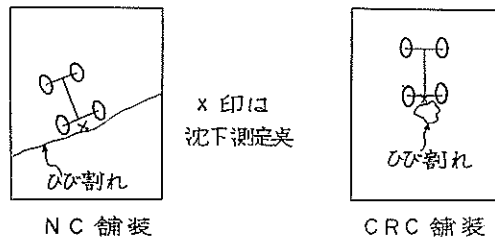


図-5.9 スラブ表面沈下測定位置

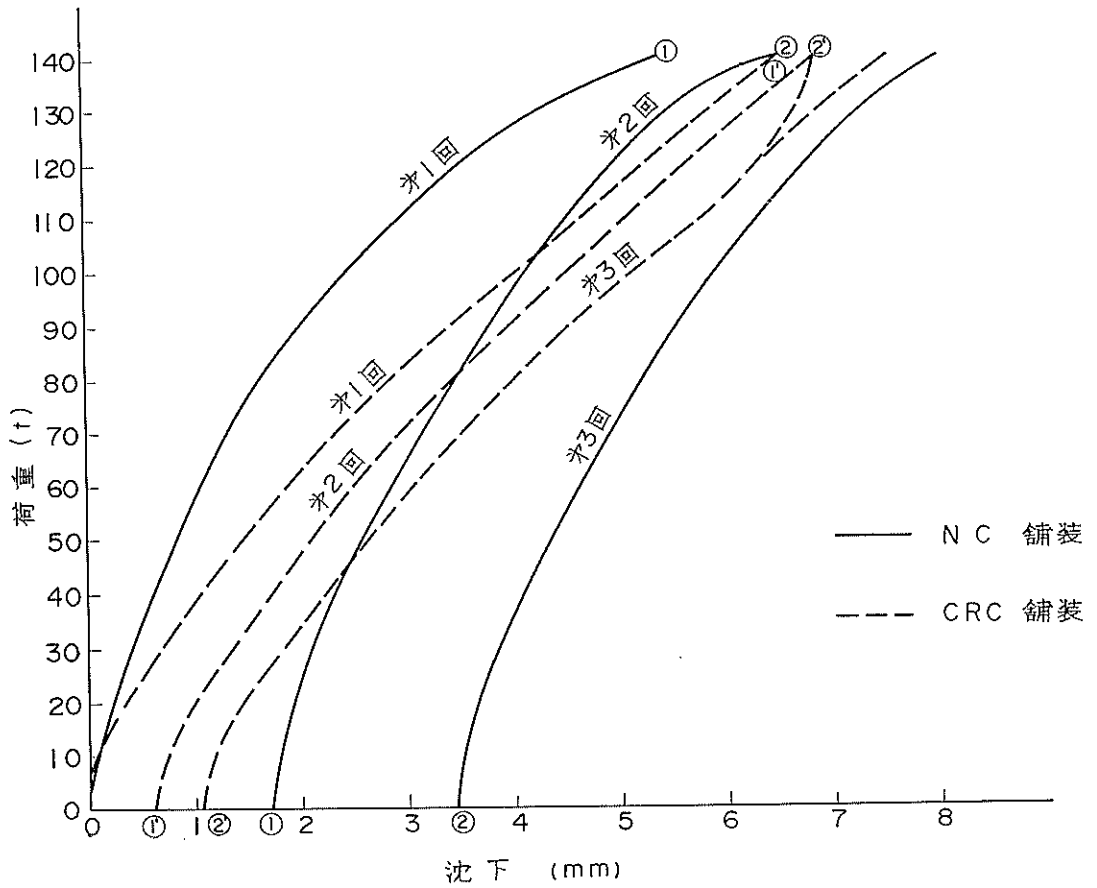


図-5.10 脚荷重とスラブ表面沈下との関係

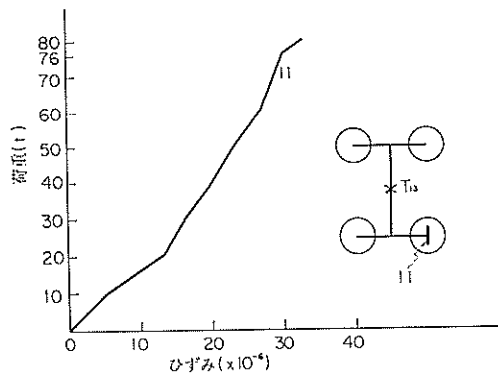


図-5.11 脚荷重とスラブのひずみとの関係 (NC 舗装)

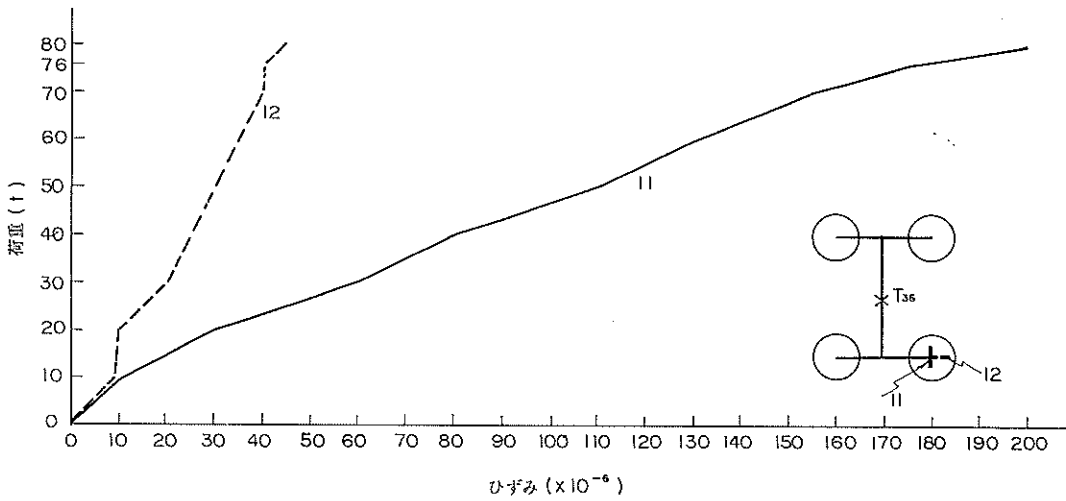


図-5.12 脚荷重とスラブのひずみとの関係 (CRC 舗装)

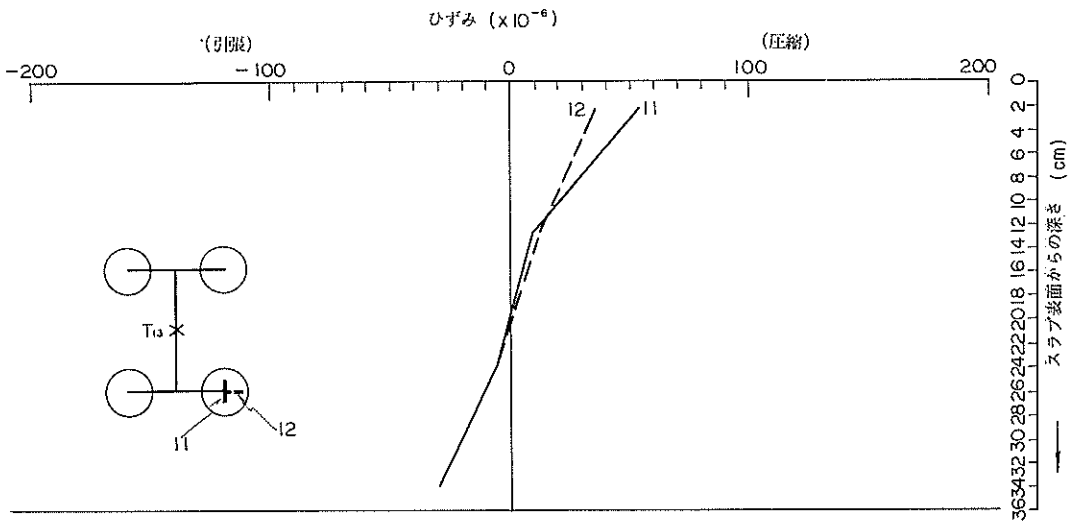


図-5.13 スラブ深さ方向のひずみ分布 (NC 舗装)

はスラブの中央部における LCN 値を、それぞれ示す。

6. コンクリート試験舗装に関する実験結果の考察

6.1 路床および舗装の土圧

路床および舗装の土圧については、路床面と路盤面の鉛直土圧を測定した。

路床面における土圧は、図-5.1 および 5.2 からわかるように、脚荷重 0~80t の範囲において、両舗装とも脚中心におけるものが最大であり、その値と他の3つの位置における土圧との差は、脚荷重の増大と共に増加する傾向にある。

設計荷重 76t における最大土圧は、CRC 舗装で 0.47 kg/cm²、NC 舗装で 0.50 kg/cm² となっており、前者は後者の 0.94 倍である。しかしながら、土圧計の精度は、

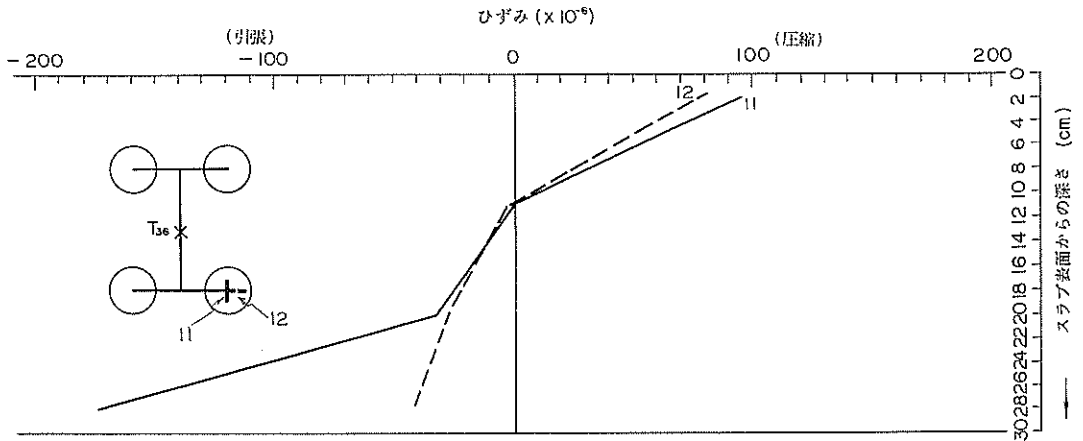


図-5.14 スラブ深さ方向のひずみ分布 (CRC 舗装)

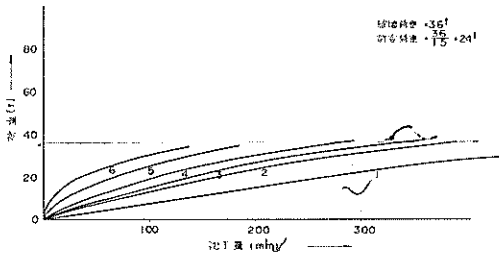


図-5.15 LCN 試験結果 (NC 舗装ぐう角部)

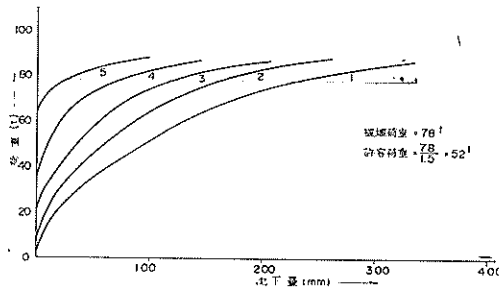


図-5.16 LCN₂試験結果 (NC 舗装中央部)

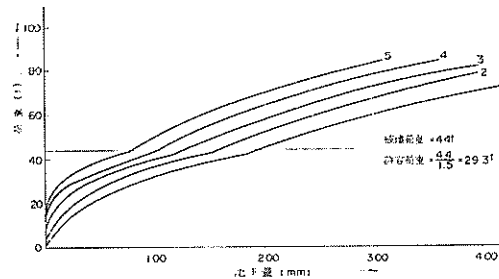


図-5.17 LCN 試験結果 (CRC 舗装中央部)

±0.02 kg/cm² 程度であるので、両者の間にはほとんど差がないと考えるのが妥当であろう。

ところで、舗装各層のポアソン比を 0.25、弾性係数をそれぞれ、無筋コンクリートスラブ 300,000 kg/cm²、鉄筋コンクリートスラブ 350,000 kg/cm²、アスファルト安定処理層 20,000 kg/cm²、粒調砕石層 1,500 kg/cm²、山砂層 600 kg/cm²、路床 400 kg/cm²、さらに、路床は半無限弾性体であると仮定した弾性計算によると、脚中心下の路床面の鉛直土圧は、CRC 舗装で 0.28 kg/cm²、NC 舗装で 0.24 kg/cm² となる¹²⁾。

前記の実測値と計算値を比較すると、前者のほうが後者の CRC 舗装で 1.68 倍、NC 舗装で 2.08 倍と、いずれの場合も実測値のほうが大きい。しかしなが、弾性計算には多くの仮定値が含まれており、特に路盤と路床の弾性係数の仮定値には検討の余地があり、実測値と計算値を単純に比較するのは適当でなからう。

図-5.3 および 5.4 は、脚荷重が路床面の鉛直土圧に及ぼす影響範囲を示すものである。当然の事ながら、両舗装とも距離が零のとき、すなわち脚中心下における土圧が最大で、距離が大きくなるにつれて土圧は減少している。また、その減少率は、荷重の増大と共に増加する傾向にあることがわかる。

実験装置の都合上、D の最大は 1.7 m にとどまったが、荷重 76 t において、D=1.7 m の位置の土圧と D=0 m の位置の土圧との比は、CRC 舗装で 0.64、NC 舗装で 0.74 となっている。

次に路盤面の土圧であるが、土圧計の設置方法に欠陥があったために測定値が得られなかった。路盤面の鉛直

土圧を測定するために、土圧計を図-6.1 に示すように取り付けたが、土圧計がコンクリートのほうに引き寄せられ、受圧板とアスファルト安定処理との間に空けきが生じ、荷重下において両者間に正常な接触がなされなかったと考えられる。

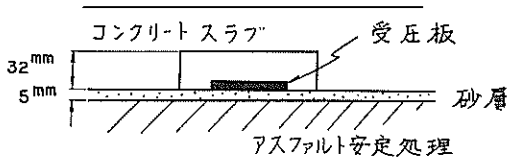


図-6.1 土圧計の設置

前述の弾性計算による路盤面の鉛直土圧は、CRC 舗装で 0.44 kg/cm^2 、NC 舗装で 0.36 kg/cm^2 となる。そこで、路床面の鉛直土圧の実測値と弾性計算値との比と同一の値を適用して路盤面の実測値としての鉛直土圧を計算すると、CRC 舗装で 0.74 kg/cm^2 、NC 舗装で 0.75 kg/cm^2 となる。したがって、脚荷重 76 t における脚中心下の路盤面には、この程度の鉛直土圧が生じているものと推定される。

6.2 路床および舗装の沈下

路床および舗装の沈下については、路盤面と路床面の沈下を測定した。図-5.5~5.8 は、脚荷重による沈下量との影響範囲を示すもので、沈下量とは、図-3.1 に示す全沈下を意味する。

図-5.5 および 5.6 は路盤の沈下を示すもので、荷重 76 t における最大沈下量は CRC 舗装で 0.16 mm、NC 舗装で 0.08 mm となっており、前者は後者の 2 倍である。前述の弾性計算による荷重 76 t における脚中心下の路盤の沈下は、CRC 舗装で 0.28 mm、NC 舗装で 0.24 mm であり、実測値の計算値に対する比は、CRC 舗装で 0.57、NC 舗装で 0.33 となっており、いずれの場合も実測値のほうが計算値よりかなり小さいことがわかる。CRC 舗装の 0.16 mm という沈下量は、路盤に悪影響を与えるほどのものではないと考えてよからう。

脚荷重が路盤沈下に及ぼす影響範囲は、CRC 舗装で約 2.7 m、NC 舗装で 1.7 m であることがわかり、前者のほうが大きい。

次に図-5.7 および 5.8 は路床の沈下を示すもので、荷重 76 t における最大沈下量は、CRC 舗装で 1.73 mm、NC 舗装で 1.64 mm となっており、前者は後者の 1.05 倍である。前述の弾性計算による対応する沈下は、CRC

舗装で 2.68 mm、NC 舗装で 2.44 mm であり、実測値の計算値に対する比は、CRC 舗装で 0.65、NC 舗装で 0.67 となり、いずれの場合も実測値のほうが小さいことがわかる。

脚荷重が路床沈下に及ぼす影響範囲は、CRC 舗装と NC 舗装とで大体同じ程度であることがわかる。荷重 76 t において、 $D=2.4 \text{ m}$ の位置の沈下と $D=0 \text{ m}$ の位置の沈下との比は、CRC 舗装で 0.46、NC 舗装で 0.45 となっている。

脚荷重 76 t において、コンクリートスラブの沈下は零であるという仮定の下に、舗装表面の全沈下を実測値から計算すると CRC 舗装で 1.89 mm、NC 舗装で 1.72 mm となり、前者は後者の 1.1 倍である。一方、前述の弾性計算による対応する沈下は、CRC 舗装で 2.96 mm、NC 舗装で 2.68 mm となり、いずれの場合も実測値のほうが小さい。

路盤沈下については、CRC 舗装のほうが NC 舗装より大きいのが、舗装の深い所である路床沈下については、両者の間には大差がないことがわかる。また、舗装全体の沈下は、CRC 舗装のほうが大きいのが、その差は 0.17 mm であり、わずかなものである。

舗装スラブにひび割れが発生した場合、CRC 舗装では鉄筋の作用によって、ひび割れ部での荷重の伝達が NC 舗装の場合より有効に行なわれることが予想される。ひび割れ部に荷重が載った場合、その縁部におけるスラブ表面の沈下を測定することによって、この事がある程度推定できると考えられるので、図-5.9 に示す方法で測定を行なったのである。

NC 舗装のひび割れは、他の測定を行なっている載荷中に発生したもので、CRC 舗装については、直径 45 cm 板に載荷して破壊させたもので、いわゆるスラブに円形載荷を行なった場合と同一の破壊状態を示している。

図-5.10 に示すように、各舗装について、載荷装置の都合上最大である 140 t まで 3 回測定を行なった。CRC 舗装の 2 回目までの 140 t における全沈下は、NC 舗装のそれより大きくなっているが、塑性沈下ははるかに小さいことがわかる。また、累積全沈下は、CRC 舗装のほうが小さく、第 3 回目の荷重 76 t および 140 t での累積全沈下は、CRC 舗装で 3.8 mm および 7.5 mm (実測値は 6.8 mm であるが第 1 回と第 2 回の測定曲線に平行線を引いて推定した値)、NC 舗装で 5.1 mm および 8.0 mm となっている。この事は、繰り返し載荷によるひび割れ部でのスラブの連続性において、CRC 舗装の

ほうがNC舗装より有利であることを示していると考えられる。

この試験は、単に3回の繰り返し回数しか測定しておらず、測定値の数に不足しており、さらに、CRC舗装のひび割れも、いわゆるCRC舗装独特のひび割れ状態とは大いに異なっているが、CRC舗装のひび割れ部における構造的連続性がある程度実証されたものと考えてよからう。更に、その絶対値については論ずることはできないが、CRC舗装のスラブ厚さをNC舗装のそれより減ずることができることの妥当性を一面から示唆しよう。

6.3 コンクリートスラブ内の応力

コンクリートスラブの深さ方向にひずみ計を埋設してコンクリートのひずみを、鉄筋に鉄筋計を取り付けて鉄筋のひずみを測定した。

図-5.11 および 5.12 から分かるように、スラブ底面付近の脚の一車輪中心下における。ひずみは荷重と大体一次の関係にある。図-5.12 から、縦方向のひずみ(図-5.11)の方が横方向のひずみ(図-5.12)より大きく、荷重に伴う増加率も大であることがわかる。ここで縦方向とは、ほぼ円形である脚車輪タイヤ跡の長軸方向を意味し、横方向とは、それに直角の方向を意味する。NC舗装については、横方向ひずみの測定値が得られなかった。

図-5.13 および 5.14 は、設計荷重76tにおける一車輪中心下のひずみの深さ方向の変化を示したもので、CRC舗装の中立軸の位置は表面から11cm、NC舗装では19cmあたりであることがわかる。

ところで、コンクリートスラブの応力解析にとって最も重要であるスラブ底面の引張ひずみについては、これらの図から、CRC舗装については、縦ひずみ 190×10^{-6} 、横ひずみ 45×10^{-6} 、NC舗装については、縦ひずみ 35×10^{-6} であることが推定される。

コンクリートの材令28日における曲げ強度は、CRC舗装で 63.2 kg/cm^2 、NC舗装で 57.0 kg/cm^2 であり、それぞれの圧縮強度を 350 kg/cm^2 および 300 kg/cm^2 程度と推定し、更にこれらからコンクリートの弾性係数をそれぞれ $33 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ および $30 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と推定する。ピケットの影響図表²⁰⁾は、コンクリートの弾性係数を一定値の $281,000 \text{ kg/cm}^2$ として作成されたものである。

そこで表-6.1 に示す仮定の下に、荷重76tにおけるスラブ底面の最大引張応力を計算すると表-6.1 に示すようになる。

NC舗装の場合は、横ひずみの測定値が得られなかったため、その応力は縦ひずみだけによって計算したが、横ひずみを考慮すると、その値は9%程度増となるであろう。

脚荷重76t、コンクリートの弾性係数 $281,000 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートのポアソン比0.15、CRC舗装の厚さ30cm、 $K=14.9 \text{ kg/cm}^3$ 、NC舗装の厚さ36cm、 $K=9.4 \text{ kg/cm}^3$ として、ピケットの影響図表によって、コンクリートスラブに生ずる最大引張応力を求めると、CRC舗装で 27.0 kg/cm^2 、NC舗装で 24.2 kg/cm^2 となる。したがって、実測値の計算値に対する比は、CRC舗装で $56.6/27.0=2.10$ 、NC舗装で $9.8/24.2=0.40$ となり、前者では実測値のほうが計算値よりはるかに大きく、後者ではそれとは逆に実測値のほうが計算値より小さいことがわかる。

一方、実測値についてコンクリートの安全率を求めてみると、CRC舗装では $63.2/56.6=1.11$ または $63.2/66.4=0.95$ 、NC舗装では $57.0/9.8=5.81$ または $57.0/10.5=5.42$ となる。CRC舗装では、 $E=330,000 \text{ kg/cm}^2$ のときは安全率が1.0以下であり、スラブが曲げ引張破壊を起こしていることになる。資料²¹⁾によると、曲げ強度 49 kg/cm^2 程度のコンクリートの曲げ破壊ひずみは

表-6.1 コンクリートスラブ底面の引張応力度

舗装の種類	コンクリートの弾性係数 E (kg/cm^2)	コンクリートのポアソン比, μ	応力度, $\sigma = \frac{\epsilon_1 + \mu \epsilon_2}{1 - \mu^2} E$ または $\sigma = \epsilon_1 E$ (kg/cm^2)
NC	281,000	0.15	$35 \times 10^{-6} \times 281,000 = 9.8$
	300,000	0.15	$35 \times 10^{-6} \times 300,000 = 10.5$
CRC	281,000	0.15	$\frac{190 + 0.15 \times 45}{1 - 0.15^2} \times 10^{-6} \times 281,000 = 56.6$
	330,000	0.15	$\frac{190 + 0.15 \times 45}{1 - 0.15^2} \times 10^{-6} \times 330,000 = 66.4$

170×10⁻⁶程度である。本試験に用いたコンクリートは、その材料、品質等からみて、資料 21) におけるものと異なっているので、一概には言えないが、190×10⁻⁶ というひずみは、コンクリートの曲げ破壊ひずみ程度またはそれ以上と考えてよからう。影響図表による安全率は、63.2/27.0=2.34 なり、実測値の安全率は、この値を大きく下まわっている。これらの事から判断すると、CRC 舗装の設計にピケットの影響図表すなわちウェスターガードの公式を使用することは危険であることになる。

NC 舗装についてみると、実測値の安全率は、横ひずみを考慮に入れて計算しても 5.0 程度であり、この値は影響図表による安全率 57.0/24.2=2.35 の 2 倍以上であることがわかる。この事は、NC 舗装の設計にウェスターガードの公式を使用することの妥当性ないしは十分の安全性を示していると言えよう。そしてこの事は、従来一般に認められているところである。

ところで、CRC 舗装は、前述のように、載荷試験結果によると、危険な構造体であるが、CRC 舗装のスラブ厚さは NC 舗装のその 83.3% として決定されたものであり、CRC 舗装には載荷試験時に収縮ひび割れが発生しておらず、更に影響図表による安全率は前述のように 2.34 と NC 舗装のそれと大体同一であるら、NC 舗装の設計にピケットの影響図表を使用することが妥当であるなら、CRC 舗装の設計も同様の方法で行なってもよいという事が言えよう。したがって、CRC 舗装で得られたひずみの実測値の真実性が疑われることになる。図-5.14 に示した結果は、単に 1 個所の載荷試験によるものであり、断言はできないけれど、CRC 舗装が危険側にあることは、ひずみを測定した部分のコンクリートの不十分な施工ひいては強度の不足に原因するのではないかと考えられる。

次に CRC 舗装の鉄筋のひずみであるが、スラブにはまったくひび割れが発生せず、その測定値はも大きなバラツキがあったため、鉄筋応力の解析は省略する。

6.4 舗装の LCN

図-5.15~5.17 に示す曲線のわきの数字は、図-6.2 に示すものと対応するもので、これはダイヤルゲージの設置位置を示すものである。

NC 舗装のぐう角部における試験では、ひび割れの発生が目で確認されたので、破壊荷重を容易に見い出すことができたが、スラブ中央部での試験では、両舗装とも、コンクリートスラブのひび割れ荷重を明確に読みとることが困難であった。

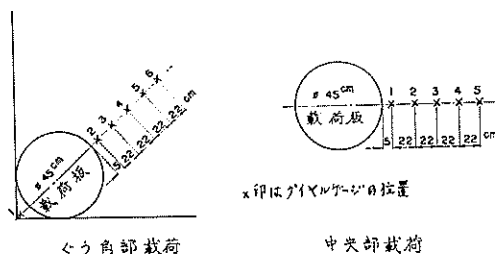


図-6.2 LCN 試験方法

図-5.15~5.17 に示した許容荷重から、舗装の LCN を求めると、CRC 舗装で 110、NC 舗装のぐう角部で 87、中央部で 120 となる。

脚荷重 76 t における等価単車輪荷重を求めると、CRC 舗装で 25.0 t (車輪半径 23.8 cm)、NC 舗装で 29.7 t (車輪半径 26.0 cm) であり、これより航空機の LCN を求めると、CRC 舗装で 85、NC 舗装で 98 となる。

NC 舗装のぐう角部は、横方向にもタイヤまたはスリッパなどがまったく設置されておらず、当然の事ながら最小の LCN 87 を示している。航空機の LCN は舗装のその約 1.13 倍であり、英国の規定によると 3,000 回までの航空機の運航が許されることになる。しかし実際の空港舗装にはこのような構造のぐう角部はなく、上記の事は参考までにとどめておく。

スラブ中央部での LCN については、CRC 舗装のそれは 110 で NC 舗装の 120 より小さいが、両舗装とも航空機の LCN を上まわっている。CRC 舗装については、航空機の LCN は舗装の LCN の約 0.77 倍で、NC 舗装についてはその値は約 0.82 倍であり、CRC 舗装のほうが NC 舗装より安全側にあることがわかる。そして両舗装とも無制限の航空機の運航が許されることになる。しかしながら、前述のように破壊荷重が明確でなかったこと、更に、測定点がわずか 1 個であったことなどからして、本試験は十分なものでなかったと判断するのが適当であろう。

6.5 舗装の支持力

図-5.3, 5.4, 5.7 および 5.8 から、脚荷重 76 t に対する脚中心下における路床面上の鉛直土圧と沈下との関係を見出し、それを表わしたものが図-6.3 である。

今、沈下 0.125 cm に対する土圧を図から読み取り、支接力係数 K を求めてみると、CRC 舗装で、 $0.36/0.125=2.9 \text{ kg/cm}^3$ 、NC 舗装で $0.41/0.125=3.3 \text{ kg/cm}^3$ となる。前述のように、直径 75 cm 板による路床面上の

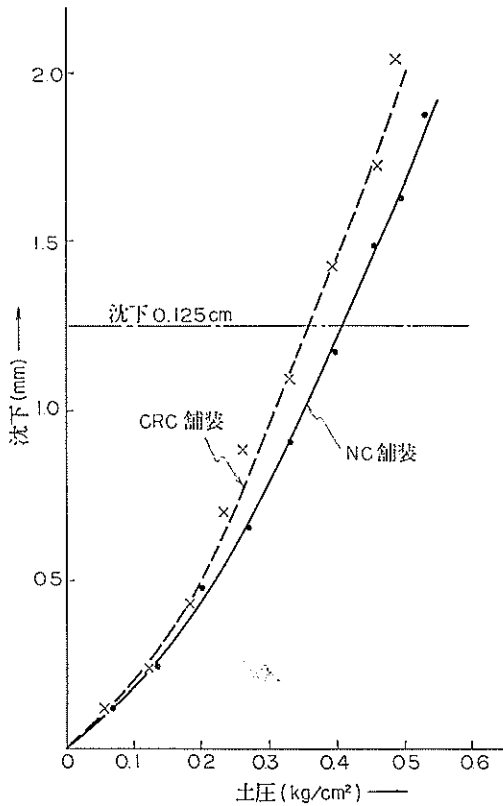


図-6.3 路床の土圧と沈下との関係

K 値は、CRC 舗装で 2.7 kg/cm^3 、NC 舗装で 2.2 kg/cm^3 であり、脚荷重による K 値のほうがいずれの場合も大きく、その値は、前者で 1.07 倍、後方で 1.50 倍である。

このことは、コンクリート舗装の設計において直径 75 cm 板による K 値を用いたが、少なくとも路床の支持力については、実際の場合、すなわち航空機車輪荷重による場合が、安全側にあることを示すものと考えられる。

路盤の支持力については、前述のように、CRC 舗装で $K=14.9 \text{ kg/cm}^3$ 、NC 舗装で $K=9.4 \text{ kg/cm}^3$ であり、路盤敷設による支持力の増加は、前者で 5.5 倍、後方で 4.3 倍である。設計条件として $K=10 \text{ kg/cm}^3$ を用いたのであるが、本試験の路盤構造体で十分な路盤が得られることがわかる。

7. まとめ

アスファルト舗装について、本実験から得られた主な結果をまとめると次のとおりである。

a) 1 m を越すような厚い舗装における路床面の鉛直土圧や沈下は、脚中心点の直下で最大となる。

b) 静的荷重に対する安定処理路盤の等価値は、粒状材路盤を 1.0 とするならば、

セメント安定処理 1.9~1.5

アスファルト安定処理 2.2~1.3 であった。

c) B-747 などのように、4 脚を有する航空機においては、脚間隔は 4 m 程度に狭くなっており、互いに脚荷重がかなり重複し合うのではないかと考えられて来たが、実験の結果、設計脚荷重としては、1 脚荷重を 5~10% 程度増すだけでよさそうであることが分かった。

d) 路床面の鉛直土圧強度および土圧分布は、舗装厚を若干割増しして、ブシネスクの公式を適用することによって、比較的良好に推定することができる。

路床面の水平土圧の最大値は、脚中心点から約 2 m 離れた地点に生じるが、脚中心点直下ではほぼ 0 である。したがって、路床面において航空機荷重によって生じる最大せん断力は、近似的に、路床面の最大鉛直土圧の半分と考えてよさそうである。これと路床土のせん断抵抗値を比較することによって、路床の支持力に対する安全性が推定できる。

路床面の最大鉛直土圧は脚荷重 76 ton に対して、A-1 舗装で 0.73 kg/cm^2 、A-2 舗装で 0.60 kg/cm^2 、A-3 舗装で 0.47 kg/cm^2 であり、安定処理層の効果が明らかである。

e) 路床面の全沈下量は、脚荷重 76 ton に対して、A-1 舗装で 2.80 mm、A-2 舗装で 2.37 mm、A-3 舗装で 1.94 mm であり、一般に使用されている限界沈下量 0.25 cm 程度となっている。

表層・基層、アスファルト安定処理層、粒調碎石層など、舗装の表面に近い部分では、車輪と車輪の間では、ふくれ上がり、その量は、車輪直下の沈下量の約 $1/2 \sim 1/3$ 以下である。アスファルト混合物層では、このふくれ上がり現象が特に大きい。

路床の全沈下量はとび抜けて大きいのが、舗装のその他の層の全沈下量で比較的大きいのは、舗装の表面附近の表層、基層、アスファルト安定処理層、碎石層などおよび路床面上の山砂層であって、その他の層の全沈下量は小さい。

f) 弾性沈下量は、各層とも、荷重の繰り返し作用回数が増しても増減せず、ほぼ一定である。

路床の弾性沈下量は、舗装各層のそれに比べて非常に大きく、舗装の他の層の弾性沈下量は路床の値の約 $1/10$

以下である。表層・基層、セメント安定処理の弾性沈下量はほぼ0である。

g) 路床の鉛直土圧や、路床および舗装の沈下についての実験結果と、多層系の弾性計算の結果は、今回の弾性計算の条件の下では、よい一致を見なかった。しかし、定性的には、実験結果をよく表現している。

h) 表層・基層、アスファルト安定処理層の累積塑性沈下は、路床および舗装の他の層のそれに較べて圧倒的に大きく、アスファルト混合物が静的荷重に対して塑性変形を起し易いことを示している。

i) 舗装各層の塑性沈下量は、荷重の繰返し作用の初回から数えて約10回目ぐらいまでに急激に減少する。アスファルト混合物層の塑性沈下は、他の層のそれよりも非常に大きい。

j) 車輪直下におけるアスファルト混合物層の最大水平引張り歪は、混合物層のほぼ中間の深さに生じ、その値は約 3000μ であって、道路舗装の測定値 100μ に較べて圧倒的に大きい。アスファルト混合物の材料学的研究にさいしては、このことを念頭におく必要があるであろう。混合物層の最下縁の引張り歪は、下の層と混合物層の付着によって、非常に小さい値となっている。

車輪直下の縦方向と横方向の水平歪に大きい差は認められない。また、各舗装間でも水平歪に大きい差は認められなかった。

左右車輪の中間点では、横方向に圧縮歪が、縦方向に引張り歪が生じており、脚中心点では、縦、横方向共、ほとんど圧縮歪となっている。最大の引張り歪は、左右車輪中間点で $1000\sim 2000\mu$ であった。

弾性計算の結果は、今回の条件の下では定量的には合わなかったが、定性的には実測値と同じ傾向を示している。

k) セメント安定処理層の水平引張り歪の最大値は、路床の全沈下量が 3mm 程度の場合、約 100μ であり、この程度の全沈下量に対しては安全であると考えられる。また、縦方向と横方向の歪に大きな差は認められなかった。

l) 地盤係数 K_1 なる層の上に、ある材料で路盤を作成した場合に、路盤面の地盤係数を K_2 とするならば、 K_2/K_1 は、路盤の厚さと載荷板の半径の比 h/a に対して変化する以外に、上下層の強さの比 (弾性係数の比 E_1/E_2 的なもの) によっても変化する。

しかし、今回の舗装構造と同種のものについては、 75cm 載荷板に対しても、路盤効果を推定することが可能となった。

m) アスファルト混合物の塑性変形が大きい場合には、従来行なわれて来た LCN 試験は、実際の舗装の強さよりも極端に弱い評価を舗装に与える。

繰返し LCN 試験を行なったところ、比較的正当な評価を舗装に下す結果を得たが、LCN 試験については、今後、さらに検討を続けなければならない。

n) 航空機の多車輪荷重を、単車輪荷重に換算する場合に、従来使用されて来た CE 法を適用すると、単車輪荷重は、実験による値の $1.2\sim 1.9$ 倍となる。しかし、この問題についても、今後より多くの実験により、正当な等価単車輪荷重を簡便に求める方法を確立して行く必要があるであろう。

コンクリート舗装について、本実験の範囲内で得られた主なものをまとめてみると、以下のようである。

a) 路床面の鉛直土圧は、脚の中心下が最大である。路床面の最大土圧は、CRC 舗装と NC 舗装との間に大差はなく、脚荷重 76t に対して 0.5kg/cm^2 程度である。

b) 路盤の脚中心下における沈下は、脚荷重 76t に対して、CRC 舗装のそれは NC 舗装の2倍であるが、その値は 0.16mm であり、舗装に悪影響を与えるほどのものではない。

d) 路床の脚中心下における沈下は、脚荷重 76t に対して、CRC 舗装と NC 舗装との間に大差はなく、その値は 1.7mm 程度である。

e) 路床および路盤は、十分な支接力を有し、路盤の設計支持力係数 10kg/cm^2 程度は、本試験の路盤構造体に十分期待できる。

f) CRC 舗装のスラブ厚さは、NC 舗装のその 83.3% と薄いものであるが、この程度の厚さで十分である。

g) 本実験の CRC 舗装は、DC-8-63 型航空機に対して安全なものであろう。

最後に、以上の実験結果から、総括的に今回の試験舗装の強度を、各舗装ごとに比較するならば、A-2 舗装は A-1 舗装よりもやや強く、A-3 舗装はこの両舗装よりもかなり強い。C-1、C-2 舗装はほぼ同等な舗装で、アスファルト舗装では A-3 舗装に匹敵する。

8. あとがき

本実験では、静的な繰返し荷重を集中的に舗装に加えたため、アスファルト舗装では、アスファルト混合物の塑性沈下が大きく、特に高速走行荷重に対する舗装すなわち滑走路舗装の挙動を正確に把握することはできな

かった。しかしアスファルト舗装をエプロンや誘導路に使用する場合には、航空機荷重は、静止あるいは低速走行の状態なので、本実験の結果から舗装の強さなどをある程度推定することは可能となった。一方、本実験においては、3種類のアスファルト舗装構造について検討を行なっただけなので走行荷重や計器類の精度の問題なども考慮に入れるならば、今後さらに走行実験なども含めて、数多くの試験舗装について検討を行ない、実験結果の信頼度を高めて行くことが必要であろう。

次に、本試験のCRC舗装は空港コンクリート舗装の設計法として一般に認められているPCA法²²⁾、すなわちウェスタカードの中央載荷公式を用いて設計したNC舗装と比較検討して、その妥当性を判断したのである。しかし、CRC舗装で重要であるスラブ内のひび割れの状態、すなわちひび割れ幅、ひび割れ間隔等については、実験装置ないし規模の関係上、スラブにひび割れが発生しなかったため、これらを測定することができず、更にひび割れ発生後のスラブで載荷試験を行なうこともできなかった。また、本試験の結果から十分な結論を下すことはできない。また、鉄筋量についての試験結果も何ら得られなかった。そこで、今後これらの点を考慮に入れた試験によって、CRC舗装を解明していく必要がある。

謝 辞

本実験は、運輸省港湾技術研究所と新東京国際空港公園との共同研究として実施されたものであるが、とりまとめにあたっては、港湾技術研究所本庭宏美土質部長、中頼明男士性研究室長に、有意義な示唆を頂いた。また、実験の遂行にあたっては、空港公園、高橋淳二理事ならびに青山一舗装課長および舗装課の皆様に強力な御援助を頂いた。ここに、各位に対し深く感謝申し上げる次第である。

また、本試験舗装の製作および解体工事は、日本舗道株式会社の請負工事の下に実施されたが、終始熱意をもって仕事を遂行されたことに対し、関係各位に、併せて誠意を表する次第である。

なお、二、三の弾性計算については、シエル石油株式会社に計算を御願いしたので、関係各位に謝意を表したい。

参考文献

- 1) 須田壘：空港瀝青舗装の舗装厚設計法に関する調査研究（空港舗装に関する調査研究第6報）：運輸省港湾技研資料 No. 52, 43年6月, 103 pp.
- 2) 日本セメント技術協会：AASHO道路試験：41年2月, 246 pp.

- 3) 須田壘：原型載荷槽および原型走行荷重車の製作について—空港舗装研究用施設—：運輸省港湾技術研究所, 港湾技研資料 No. 97, 45年3月, 45 pp.
- 4) 空港舗装研究委員会：新東京国際空港の舗装に関する研究, 第1編アスファルト舗装に関する調査研究, 第2編コンクリート舗装に関する調査研究：土木学会, 42年度.
- 5) 空港土質土工委員会：空港土質土工委員会報告書：土質工学会, 43年1月, 470 pp.
- 6) 新東京国際空港公園：新東京国際空港地質調査（その1, その2）：新東京国際空港公園, 45年3月, その1—118 pp, その2—559 pp.
- 7) 土質工学会：土質調査法：土質工学会, 39年6月, 438 pp.
- 8) 須田壘, 佐藤勝久, 藤本憲久：空港アスファルト舗装構造の設計法に関する一提案：運輸省港湾技術研究所, 港湾技研資料 No. 54, 1968年9月, 73 pp.
- 9) 須田壘, 佐藤勝久, 阿部洋一：航空機タイヤの平均接地圧に関する一考察：運輸省港湾技術研究所, 港湾技術研究所報告, 第9巻, 第2号, 1970, pp. 39—59.
- 10) 土木学会：測定法：土木学会, 43年7月, pp. 343—356.
- 11) 三浦裕二, 巻内勝彦：多層地盤の応力・変形解析と東名道路動態調査結果の検討：土質工学会, 土と基礎, Vol. 17, No. 1, Jan. 1969, pp. 15—22.
- 12) 空港舗装研究委員会：新東京国際空港における試験舗装計画：土木学会, 昭和45年5月.
- 13) 土質工学会：土質工学ハンドブック：土質工学会, 昭和40年10月, 1317 pp.
- 14) 佐藤勝久：CBR法によるアスファルト舗装厚設計のための挽み係数表：運輸省港湾技術研究所, 港湾技研資料 No. 81, Sept. 1969, 58 pp.
- 15) A. Jones: Table of Stress in Three-Layer Elastic Systems: H.R.B. Bulletin 342, 1962, pp. 215—253.
- 16) R.G. Ahlvin, H.H. Ulery: Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strain, and Deflections Beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space: H.R.B., Vol. 1962, No. 342, pp. 1—13.
- 17) 倉田進, 須田壘：米國およびカナダにおける空港土木の現況：運輸省港湾技術研究所, 1967年1月, 付表および付図 pp. 100—101.
- 18) 植下協, G.G. マイヤホフ：岩盤上土層表面における弾性変位について：土木学会論文集, No. 143, July 1967, pp. 9—15.
- 19) ICAO: Aerodrome Manual Part 2: ICAO, 1965, 190 pp.
- 20) Pickett, G.O. and G.K. Ray: "Influence Charts for Concrete Pavements," ASCE Transactions, 1951, Vol. 116.
- 21) "コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究," 建設省土木研究所, 舗装研究室, 昭和38年12月.
- 22) "Design of Concrete Airport Pavement," Portland Cement Association, 1955, 47 p.
(1970. 6. 30 受付)