

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

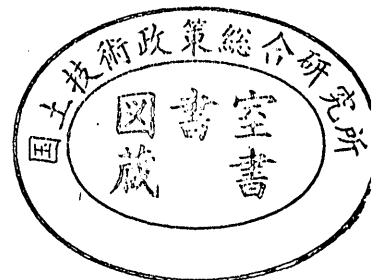
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 15

NO. 3

SEPT. 1976

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第15巻 第3号 (Vol. 15, No. 3), 1976年9月 (Sept. 1976)

目 次 (CONTENTS)

1. 波の連なりの統計的性質について…………… 合田良実………… 3
(On the Statistics of Wave Groups……………Yoshimi GODA)
2. ネガティブフリクションに関する実験と考察(第2報)
——アスファルトコーティング杭の現場実験——
…………… 高橋邦夫・沢口正俊………… 21
(Experimental Study on Negative Skin Friction on Piles (2nd Report)
——Field Experiment of Asphalt Coated Piles——
……………Masatoshi SAWAGUCHI, Kunio TAKAHASHI)
3. 空港舗装用アスファルトコンクリートのレオロジー的考察
…………… 福手 勤・佐藤勝久・渋谷英夫………… 53
(A Rheological Study on Asphalt Concretes for Airport Pavements
……………Tsutomu FUKUTE, Katsuhisa SATO, Hideo SHIBUYA)
4. 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度(第1報)
…………… 堀井修身・上田 茂・柳沢雄博………… 69
(Study on Fatigue of Reinforced Concrete Beams (1st Report)
……………Osami HORII, Shigeru UEDA, Katsuhiko YANAGISAWA)
5. 海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究
…………… 中山茂雄・清宮 理・藤澤孝夫………… 99
(Laboratory Impact Load of Anchors on Submarine Pipelines
……………Shigeo NAKAYAMA, Osamu KIYOMIYA, Takao FUJISAWA)
6. 海洋環境における鋼構造物の腐食の実態と集中腐食対策に関する研究
…………… 善 一章…………147
(Studies on the Situation of Corrosion of Steel Structures in Marine Environments
and Measures against Concentrated Corrosion……………Kazuaki ZEN)

3. 空港舗装用アスファルトコンクリートの レオロジー的考察

福手 勤*・佐藤勝久**・渋谷英男*

要 旨

空港アスファルト舗装のわだちぼれ対策の1つとして、アスファルトコンクリートに注目し、4種類の混合物に対して3つの温度条件で、クリープ試験および繰返し三軸圧縮試験を行なった。

その結果、使用バインダーが同一ならばギャップ粒径の骨材を用いたものの非回復性ひずみは、応力が小さいうちは他の骨材を用いたものよりも小さいが、応力が大きくなると他のものよりも大きくなることが確認された。また、ゴム・樹脂を添加した特殊アスファルトを用いたものでは、応力の大小によらず非回復性のひずみは小さいことも確認された。

その他、アスファルトコンクリートのクリープコンプライアンスが、アスファルトのスティフネスで整理されること、また一般化 Voigt モデルでよく近似できることも確認された。

* 土質部 滑走路研究室

** 土質部 滑走路研究室長

3. A Rheological Study on the Asphalt Concretes for Airport Pavements

Tsutomu FUKUTE*

Katsuhisa SATO**

Hideo SHIBUYA*

Synopsis

As one of the measure of the rutting on airport asphalt pavements, creep tests and repeated triaxial compressive tests have been carried out for four types of asphalt concrete under three temperature conditions.

It is confirmed that the residual strain of the gap graded asphalt concrete, in the range of small stresses, is less than that of another mixture using the same binder, but in the range of large stresses, the former is greater than the latter. It is also found that the residual strain of the mixture of which binder is rubber-resin-asphalt is less than that of the other mixtures without reference to stress levels.

Furthermore, they are become clear that the creep compliances of asphalt concretes are well related to the stiffnesses of the asphalt bitumens, and they are approximated with generalized Voigt models.

* Member of the Runways Laboratory, Soils Division

** Chief of the Runways Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	53
1. ま え が き	57
2. アスファルト混合物の配合および供試体作製	57
2.1 使用アスファルトおよび骨材	57
2.2 供試体の作製	58
3. 試 験 方 法	58
3.1 クリープ試験	58
3.2 繰返し三軸圧縮試験	58
4. 試験結果と考察	58
4.1 クリープ試験結果	58
4.2 繰返し三軸圧縮試験結果	63
4.3 ギャップアスファルトコンクリートの応力による挙動の違い	64
4.4 アスファルト舗装の表層・基層に働く応力	65
5. 結 論	67
6. あとがき	67
参考文献	68

1. まえがき

空港アスファルト舗装のパフォーマンスを表わす要因のうちの重要なものに「わだちぼれ」(Rutting)があり、近年の航空機の大型化、交通量の増加にともない、各地の空港でもわだちぼれが大きな問題となっている。

空港舗装、道路舗装の別をとわず、アスファルト舗装表面のわだちぼれは路盤以下の非アスファルト混合物層における変形と、表層・基層、アスファルト安定処理層からなるアスファルト混合物層の変形の和で、Hofstra¹⁾等によれば、アスファルト層が薄い舗装ほどアスファルト層自身の永久変形は小さく、路盤以下の変形が大きな割合を占め、逆にアスファルト層の厚い舗装では、アスファルト層自身の永久変形が大部分を占めるようになる。ちなみに、当研究所で行なった走行試験後の掘削調査²⁾や東名高速道路におけるわだちぼれ調査³⁾でも、アスファルト混合物層が厚かったため永久変形の大部分はアスファルト混合物層の中で生じていることが確認されている。

これらのことを考えると、大型航空機を対象として、厚いアスファルトコンクリート層を持つ空港舗装に対しては、アスファルトコンクリートの挙動に注目してゆくことがわだちぼれ防止への有力なアプローチになるものと思われる。

また、空港舗装の中でもこのわだちぼれ現象が顕著なのはエプロンと誘導路であり、滑走路ではほとんど起こっていない。これはアスファルト舗装の載荷速度(載荷時間)によるレスポンスの差として理解される。つまり、わだちぼれに対するアスファルトコンクリートの性質を考える場合には、瞬間的な載荷に対するレスポンスよりも、数秒から数時間の載荷に対するレスポンスが重要と考えられる。

そこで本報文では、空港アスファルト舗装のわだちぼれ対策の材料面からの基礎的アプローチとして、4種類のアスファルトコンクリートを対象とし、一軸圧縮クリープ試験、繰返し三軸圧縮試験を行ない、その挙動にレオロジー的考察を加えた。

2. アスファルト混合物の配合および供試体作製

2.1 使用アスファルトおよび骨材

アスファルトコンクリートのレオロジー的性質はアスファルトの針入度、軟化点、骨材の粒度、形状、またアスファルト量などによって左右される。

表-2.1 使用アスファルトの種類

No.	アスファルトの種類	軟化点温度(°C)	アスファルトコンクリート中のアスファルト量(%)
1	ストレートアスファルト 60/80	51.4	6.1
2	ストレートアスファルト 60/80	51.4	5.3
3	ストレートアスファルト 40/60	50.1	4.3
4	ゴム・樹脂入りアスファルト 40/60	53.7	5.9

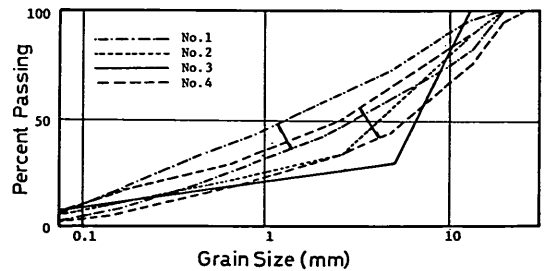


図-2.1 使用骨材の粒径加積曲線

そこで本研究では4種類のアスファルト混合物を作製し、その相対比較を行なった。使用したアスファルトの種類、軟化点温度およびアスファルトコンクリートにおけるアスファルト量を表-2.1に、骨材の粒度を図-2.1に示す。骨材はいずれもりょう角に富んだ砕石である。それぞれの混合物の特徴を記述すると以下ようになる。

- No. 1 ここで用いられている骨材は、「空港土木施設施工要領⁴⁾」の表層用基準粒度(11a)を満足するように選ばれ、バインダーも一般的なストレートアスファルト60/80(以後ストレート60/80と略す。ここに60/80とは針入度が60から80の間にあることを示す。)が用いられている。つまりNo.1は、空港アスファルト舗装の一般的な表層用混合物といえる。
- No. 2 バインダーはNo.1と同じくストレート60/80を用いている。骨材は「アスファルト舗装要綱⁵⁾」に規定される粗粒度アスファルトコンクリートの粒度分布の上限(細粒側)を目やすに配合され、No.1と比較すると多少粗粒になっている。つまりNo.2はNo.1に対して骨材粒度の影響を検討するためのものであるといえる。
- No. 3 この混合物の特徴は骨材の粒度分布にあるといえる。つまり細粒分が少ないギャップ型(開粒度型)

の不連続粒度アスファルトコンクリートであり、変形に対する抵抗性を骨材のかみ合わせの効果に期待するものである。また、バインダーもストレート 40/60 と針入度のやや小さいものを用いて、バインダーによる効果もねらっている。

- No. 4 流動防止に効果があるとされているゴム・樹脂入りのいわゆる特殊アスファルトをバインダーとして用い、骨材は「アスファルト舗装要綱」に規定されている最大粒径 20 mm の密粒度アスファルトコンクリートの粒度範囲を満足するように選ばれている。この混合物は特殊アスファルトの効果を検討するためのものであるといえる。

2.2 供試体の作製

供試体作製に先立ち、舗装体に作用する応力状態を考慮して圧縮、引張り、曲げのいずれの載荷方式を採用するかを決定する必要がある。載荷方式によって供試体の形状が異なるからで、今回は 4.4 に後述する理由で圧縮試験とし、その供試体はすべて高さ 12.7 cm、直径 10 cm の円柱形とした。

現在のところ、わが国ではアスファルトコンクリート供試体作製の明確な基準がないため、今回は土の締固め試験を対象とした JIS A 1210-1970 1.4 に準拠して作製した。つまり、高さ 12.7 cm、直径 10 cm のモールドに加熱したアスファルト混合物を 3 層に分けて入れ、各層に対し 2.5 kg ランマーで 30 cm の高さから 25 回ずつ突き固めた。またモールドとランマーはあらかじめ十分に加熱したものを用いている。このあと供試体は室温で 12 時間以上放置され、モールドから取りはずした後に、高さ、密度が測定された。

このような手順で作製された供試体はすべてマーシャル供試体 (75 回突固め) の基準密度の 97.3% 以上を満たしていた。

3. 試験方法

3.1 クリープ試験

クリープ試験は、供試体に一定荷重を加えて、ひずみの時間的変化を調べる試験で、材料の粘弾性的性質を検討するための最も基本的な試験の 1 つである。アスファルトコンクリートに対するクリープ試験は Secor, Monismith^{6),7)} による一連の研究, Pagen⁸⁾, Huang⁹⁾, Nair et al¹⁰⁾, 工藤, 菅原¹¹⁾, などによって数多く行なわれている。

今回の試験は一軸圧縮クリープ試験であり、温度は

10°C, 20°C, 30°C の 3 種、また線形粘弾性理論適用のために、載荷応力は実際の舗装中に働く応力よりかなり小さい 1 kg/cm² とし、原則として 140 分まで載荷した。

実験に先立ち、載荷面と供試体間の凹凸を減少し、実験精度を高めるために、3 秒間のプレローディングを 3 回行ない、プレローディングが終了し、その影響によるひずみの時間的変化がなくなった時の供試体の高さを初期値とみなし、クリープ試験を開始した。

ひずみの時間的変化は全実験中ダイヤルゲージで計測し、ペンレコーダーに自記記録した。

3.2 繰返し三軸圧縮試験

3.1 で説明したクリープ試験はアスファルトコンクリートの粘弾性的性質を調べる基礎的な試験法であるが、今回の実験では線形性保持のために載荷応力を 1 kg/cm² と小さくしている。しかも一軸圧縮状態であるため、空港舗装の表層・基層中の応力状態を忠実に再現しているとはいえない。

そこで舗装中の応力状態にできるだけ近づけ、さらに繰返し荷重を受けた時のアスファルトコンクリートの変形の傾向を調べるために繰返し三軸圧縮試験を行なった。

載荷応力は、軸方向には大型航空機である B-747 シリーズや DC-8-63 のタイヤ接地圧にはほぼ等しい 14 kg/cm² とし、側圧は弾性計算を参考にして 8 kg/cm² とした。

試験は 1 サイクル 24 秒 (載荷, 除荷ともに 12 秒) の矩形波載荷で、3,000 サイクルまで載荷した。

ひずみの変化はやはり全実験中を通じてダイヤルゲージで測定され、ペンレコーダーに自記記録された。

4. 試験結果と考察

4.1 クリープ試験結果

4.1.1 アスファルトコンクリートのクリープ性状のモデル化

物質の粘弾性的性質を工学的に表わす場合、バネとダッシュポットをいくつか組合わせて表現することが多い。その組合わせは、応力緩和を表わす場合は Maxwell モデル (図-4.1(a)) が、遅延弾性を表わす場合は Voigt モデル (図-4.1(b)) が基本となる。

アスファルト混合物のモデル化には、この 2 つのモデルを直列に接続した Burgers モデルを用いて遅延弾性と応力緩和の両性質を表わそうとすることが多い。

しかしながら、遅延成分を表わす Voigt モデルが 1 組

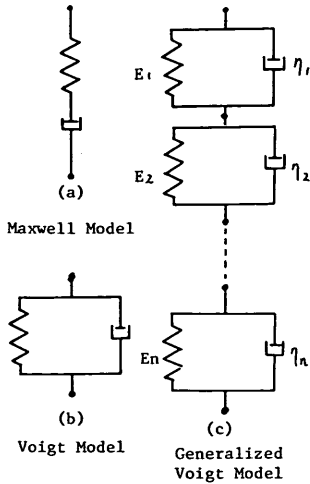


図-4.1 レオロジーモデル

だけの Burgers モデルでは実際のクリープ曲線を再現することが困難で、精度を上げるためにはさらに多くの Voigt モデルを接続する必要がある。図-4.1 (c) のように Voigt モデルを直列に多数接続したものを一般化 Voigt モデルといい、その時間とひずみの関係は

$$J(t) = \frac{\epsilon(t)}{\sigma} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{E_i} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{tE_i}{\eta_i}\right) \right\} \right] \quad (4.1)$$

で表わされる。ここに

$J(t)$: クリープコンプライアンス (cm²/dyn)

$\epsilon(t)$: ひずみ

σ : 載荷応力 (dyn/cm²)

E_i : i 番目の Voigt モデルのバネ定数 (dyn/cm²)

η_i : i 番目の Voigt モデルの粘性係数 (poise)

である。また各 Voigt モデルの粘性係数 η をそれに対応するバネ定数 E で割ったものは「時間」の次元を持ち、各 Voigt モデルの ϵ_{∞} に近づく速さの目安となるので、遅延時間と呼ばれ一般に τ_r で表わされる。

一般化 Voigt モデルの極限として $n \rightarrow \infty$ とすれば、遅延時間も無限個存在することになり、遅延時間がどのような割合で分布しているかを表わす遅延スペクトルが必要となる。遅延スペクトルの算定には、クリープ曲線を数値微分する Schwarzl の方法、ラプラス変換を用いる Gross, Macey らの方法など¹²⁾があるが、いずれも労多し割に正確なものとは得られないようである。

そこで筆者らは図解法を用いることにより、クリープ

曲線を数組の Voigt モデルで近似しようとした。また、瞬間弾性成分と定常クリープ成分を考慮できるように Maxwell モデルを 1 組直列に挿入し、

$$J(t) = \frac{1}{E_0} + \frac{t}{\eta_0} + \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{E_i} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_{ri}}\right) \right\} \right] \quad (4.2)$$

で近似した。ここに、 τ_{ri} は i 番目の Voigt モデルの遅延時間を表わし、 E_0, η_0 はそれぞれ Maxwell モデルのバネ定数と粘性係数である。

図解法については、Papazian¹³⁾によってやはりアスファルトコンクリートのクリープ試験結果に適用されているが、その時は $J(t)$ ではなくひずみ速度に対して用いられている。しかし実際のクリープ試験の結果は、ひずみ速度ではなくひずみで与えられるので、筆者らは $J(t)$ に対して図解法を適用した。その手順は次の通りである。

- ① まず、クリープ試験の結果を $J(t) \sim t$ の関係で図示する。
- ② 式 (4.2) より $J(0) = 1/E_0$ 、また t が非常に大きいところでは $J(t) \sim t$ の傾きが $1/\eta_0$ となることより、 E_0, η_0 が得られる。(図-4.2 参照)

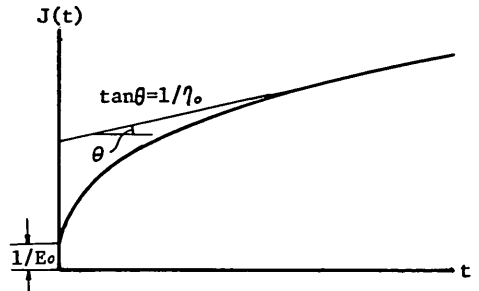


図-4.2 クリープ曲線と E_0, η_0 の関係

- ③ 図-4.2 で η_0 を求めた接線と $J(t)$ との差を各 t について読み取り、その値を $y(t)$ として図-4.3 のように片対数用紙に $y(t) \sim t$ をプロットする。 t の大きいところで接するような接線を描き、これを

$$y(t) = \frac{1}{E_1} \exp\left(-\frac{t}{\tau_{r1}}\right) \quad (4.3)$$

とおくことにより E_1, τ_{r1} が得られる。

- ④ 図-4.3 の曲線と接線の差を読み取り、再び片対数用紙にプロットして接線を描き、それを $\exp(-t/\tau_{r1})$

τ_{r2}/E_2 とおくことにより E_2, η_2 が得られる。

⑤ 以下、図-4.3における曲線と漸近線の差が0になるまで同様の手順を繰り返す。

このような方法を用いたところ、今回の試験範囲では

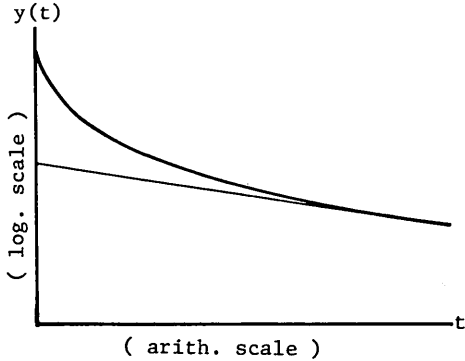


図-4.3 $y(t) \sim t$ 曲線および漸近線

3回の繰返しで収束し、 $n=3$ の一般化 Voigt モデルを用いれば十分であった。

4.1.2 試験結果とパラメータの推定

3.1の手順で行なったクリープ試験の結果を、単位が cm^2/kg に変換された $J(t)$ の形で表わしているものが図-4.4で、これらの曲線から次のことがわかる。

まず No. 1 と No. 2 の比較から、No. 2 の $J(t)$ の方が No. 1 よりも小さく、使用アスファルトは同じで、骨

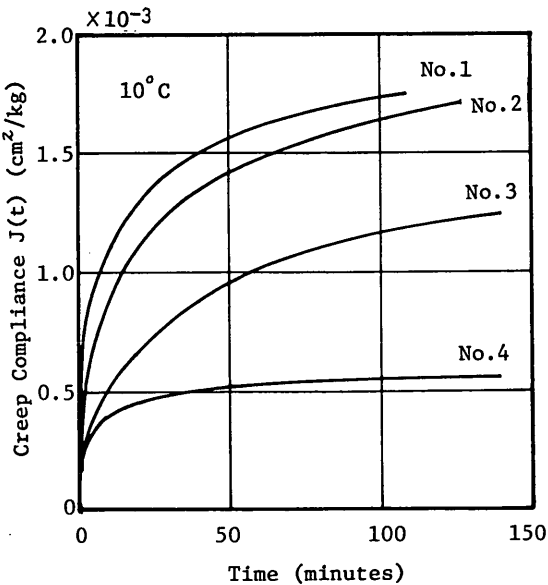


図-4.4(a) クリープ曲線 (10°C)

材粒径分布は No. 2 の方がやや粗粒であることを考えると、骨材粒度がやや粗いアスファルトコンクリートの方が塑性流動に対する抵抗性が大きいものと推定される。

No. 4 の $J(t)$ が No. 1 から No. 3 に比較してかなり小さいが、No. 4 の骨材粒径は No. 1 と No. 2 の中間に位置することを考え合わせれば、バインダーの効果で

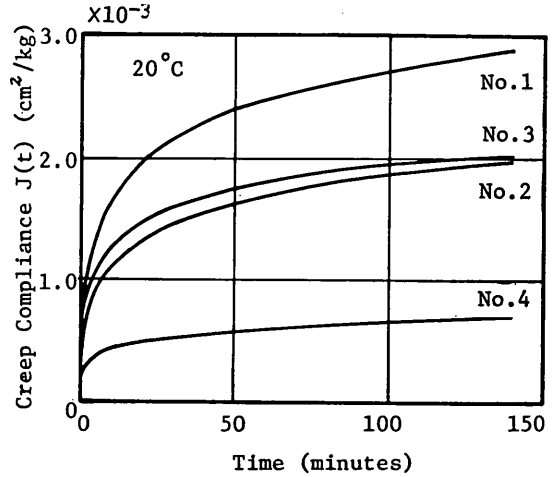


図-4.4(b) クリープ曲線 (20°C)

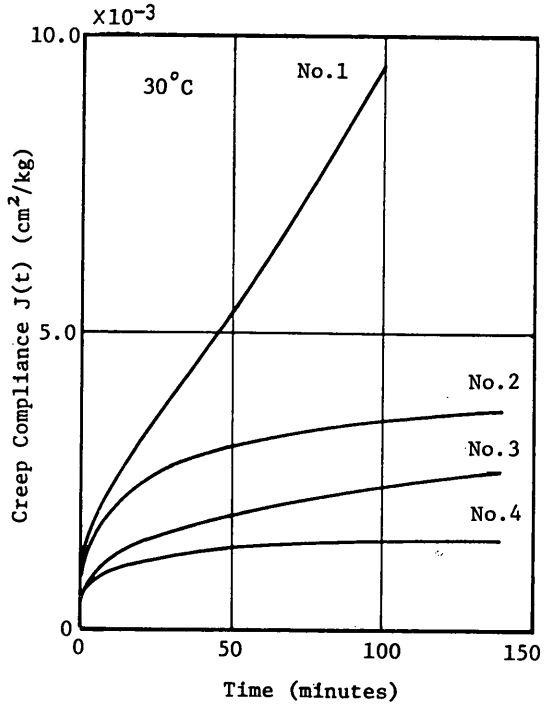


図-4.4(c) クリープ曲線 (30°C)

表-4.1 計算されたレオロジーモデルのパラメーターの値

温度	i	No. 1			No. 2			No. 3			No. 4		
		E_i kg/cm ²	η_i poise	τ_{ri} sec	E_i kg/cm ²	η_i poise	τ_{ri} sec	E_i kg/cm ²	η_i poise	τ_{ri} sec	E_i kg/cm ²	η_i poise	τ_{ri} sec
10°C	0	3,356	7.64×10^{13}		3,448	8.23×10^{13}		9,804	3.27×10^{13}		6,840	2.35×10^{14}	
	1	1,300	2.13×10^{12}	1,670	1,282	3.31×10^{12}	2,630	1,612	2.48×10^{12}	1,570	5,000	5.17×10^{12}	1,060
	2	1,704	2.43×10^{11}	146	2,632	1.30×10^{12}	504	6,024	1.86×10^{12}	315	13,333	3.24×10^{12}	248
	3				5,000	1.88×10^{11}	38	8,929	3.46×10^{11}	40	10,526	3.11×10^{11}	30
20°C	0	2,564	1.31×10^{13}		2,976	3.05×10^{13}		6,369	2.54×10^{13}		6,330	7.06×10^{13}	
	1	1,105	1.49×10^{12}	1,380	1,389	2.23×10^{12}	1,640	1,828	2.90×10^{12}	1,620	6,536	1.40×10^{13}	2,190
	2	1,795	3.36×10^{11}	191	2,632	8.52×10^{11}	330	2,520	8.22×10^{11}	333	13,755	5.58×10^{12}	414
	3	2,500	7.84×10^{10}	32	4,673	1.06×10^{11}	23	1,712	5.60×10^{10}	33	5,042	1.58×10^{11}	32
30°C	0	2,040	8.56×10^{11}		2,410	9.25×10^{12}		4,425	8.14×10^{12}		4,785	1.41×10^{14}	
	1	2,857	4.71×10^{12}	1,680	833	1.31×10^{12}	1,600	1,433	2.44×10^{12}	1,740	1,600	2.81×10^{12}	1,790
	2	1,751	3.21×10^{11}	187	1,429	5.22×10^{11}	373	2,702	8.29×10^{11}	313	5,525	8.80×10^{11}	163
	3	1,695	4.42×10^{10}	27	1,600	6.29×10^{10}	40	2,558	5.01×10^{10}	20	2,703	2.89×10^{10}	11

$J(t)$ が小さくなることになり、特殊バインダーの効果が認められる。

また No. 3 のギャップアスファルトコンクリートも、No. 1, No. 2 と比較して粒径が大きくなったこと、アスファルトの針入度が小さくなったことの相乗作用により、おおむね良好な結果を示している。

次に、これらの曲線から得られたバネ定数、粘性係数の値を表-4.1 に示す。ここでは、バネ定数の単位もクリープコンプライアンスの場合と同様 dyn/cm² から kg/cm² に変換されて示されている。これらのパラメーターを用いて計算されたクリープコンプライアンスと、実験から得られた値を比較したものの一例が図-4.5 であるが、両者はよく一致していてクリープコンプライアンスを一般化 Voigt モデルで近似することが妥当であることを示している。

パラメーターの推定は基本的には 4.1.1 で説明した方法を用いたが、実際にはクリープ曲線から瞬間弾性成分 E_0 を直接読み取ることは困難であり、その解決法として 2, 3 の方法が提案されている¹⁴⁾。今回は別に繰返し一軸圧縮試験を行ない、載荷時と除荷時の瞬間弾性変位の様子から E_0 を推定した。

表-4.1 から、No. 1 の 10°C 以外は $n=3$ の一般化 Voigt モデルで近似され、その遅延時間は $10^8, 10^2, 10^1$ 秒のオーダーであることがわかる。

粘性係数の大きさは、No. 4 を除き、定常クリープ成分 η_0 が $10^{13} \sim 10^{11}$ poise のオーダーで温度の上昇とともに減少し、Voigt モデル中の成分 η_i は $10^{12} \sim 10^{10}$ poise のオーダーを示している。また No. 4 については、 η_0 が $10^{14} \sim 10^{18}$ poise のオーダーであり、定常クリープによる変形が No. 1 から No. 3 と比較すると小さい、ことを表わし換言すればクリープによる残留変形量が小さいことを示唆しているといえよう。

また瞬間弾性成分 E_0 は、本来もっと大きくなり数万

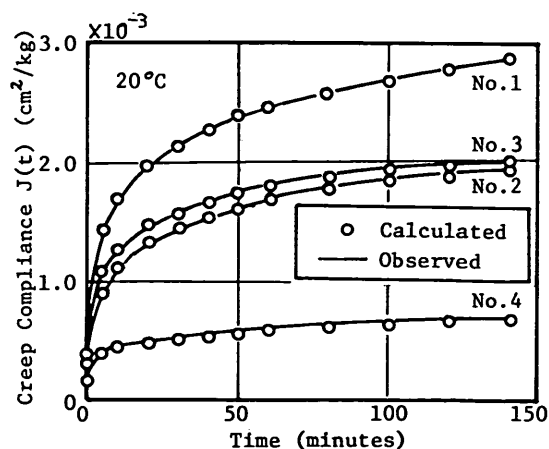


図-4.5(a) クリープ曲線の実験値と計算値の比較 (20°C)

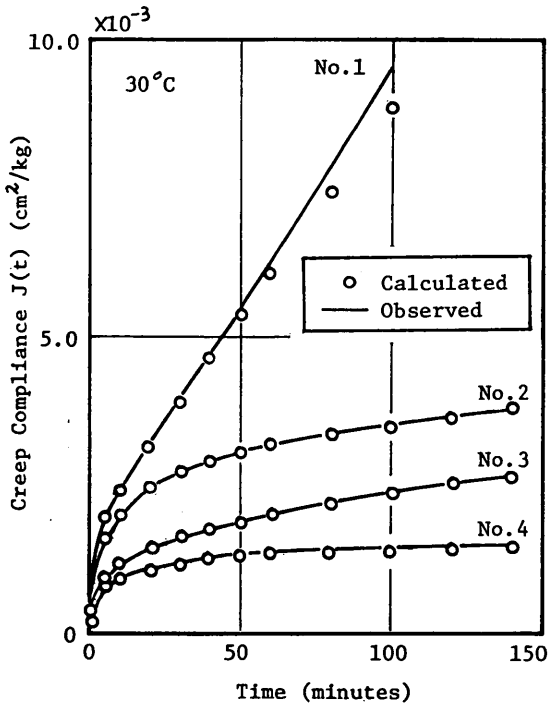


図-4.5(b) クリープ曲線の実験値と計算値の比較 (30°C)

以上のオーダーを示すものであろうが、今回は繰返し一軸試験から求めたので、遅延時間のかなり小さな部分のひずみが含まれた形で E_0 が計算され、結局 E_0 としては数千のオーダーになったものと思われる。

4.1.3 アスファルトのスティフネスとアスファルトコンクリートのクリープコンプライアンスの関係

Pagen⁹⁾ は、アスファルトコンクリートのクリープコンプライアンスに「時間—温度換算則」が適用できることを示している。つまりクリープコンプライアンスを時間と温度の関数とみなせば、時間を長くすることは温度を高くすることと同じ効果をもつということが認められている。しかしクリープコンプライアンスが使用アスファルトの性質の関数でもあると仮定すればさらに総合的に整理が可能である。

ここでアスファルトの性質を、針入度と軟化点温度の関数である針入度指数 PI で代表すれば、これに温度と時間を考慮して van der Poel のノモグラフよりアスファルトピッチューメンのスティフネス S_{bit} が得られる。つまり、この S_{bit} は載荷時間、温度およびアスファルトの性質である PI の関数であるので、クリープコンプライアンス J を S_{bit} の関数とみなせば、 J を時間、温度および PI の関数とみなしたのと等価である。

このような観点から、No. 1 と No. 2 についてクリープコンプライアンスを S_{bit} の関数として整理し直したものが図-4.6である。この図から No. 1 と No. 2 に関していくらかのばらつきはあるが、それぞれ一本の曲線で近似できることがわかる。また No. 1 と No. 2 で別の曲線になるのは、骨材体積率の違い¹⁰⁾や粒径分布の違いによるものであろう。

クリープ試験の結果を図-4.6のように整理すれば、

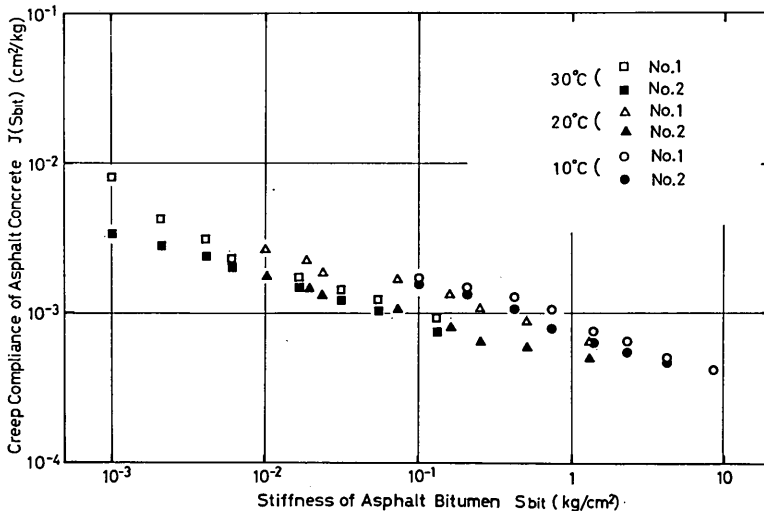


図-4.6 S_{bit} とクリープコンプライアンスの関係

骨材に同じものを使用している限り、載荷時間、温度さらに針入度、軟化点異なる場合のクリープコンプライアンスも推定できることになり非常に便利である。

4.2 繰返し三軸圧縮試験結果

一般にアスファルトコンクリートの繰返し載荷試験におけるひずみは図-4.7のような変化を示す。この時、ひずみを弾性ひずみと残留ひずみに分け、さらにある載荷回数までの残留ひずみの和を累加残留ひずみと定義する。

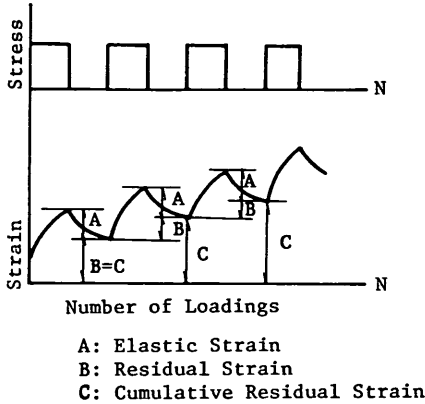


図-4.7 繰返し載荷試験のひずみ成分

図-4.8は繰返し三軸圧縮試験の結果を累加残留ひずみと $\log N$ の関係で図示したものである。この結果は、最初の3回の載荷をプレローディングとみなし、第3回目の載荷終了後の供試体の高さを初期値として整理されている。また 10°C と 20°C との結果の間には明瞭な差がなかったのでここでは 20°C と 30°C の結果のみを図示している。

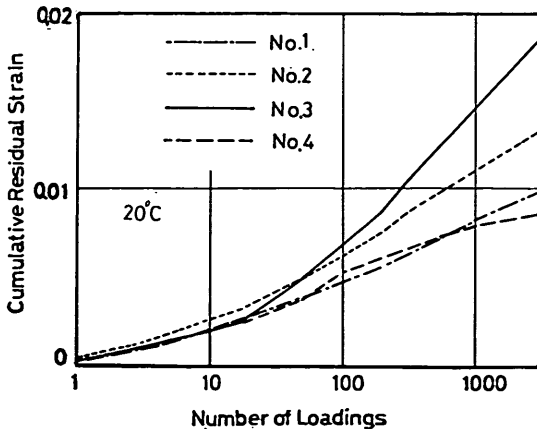


図-4.8(a) 繰返し三軸圧縮試験における累加残留ひずみ (20°C)

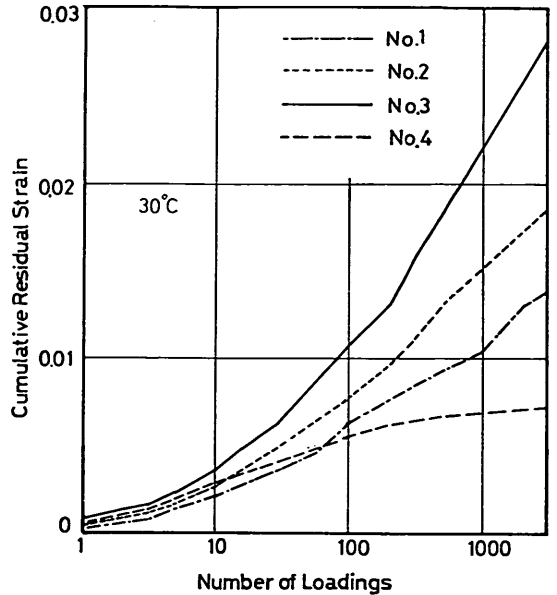


図-4.8(b) 繰返し三軸圧縮試験における累加残留ひずみ (30°C)

この図を全体的にみれば、No. 4は累加残留ひずみが $\log N$ に対し直線的に増加し、No. 1 から No. 3 は下にやや凸の形で増加している。また 20°C では $N=40$ ぐらいまでは No. 1 から No. 4 の間にそれほど差がなく、それ以後に差が目立つようになる。また 30°C でも No. 3 以外に対しては同様のことが言える。

次に各供試体についてクリープ試験の結果をふまえて考慮する。まずクリープコンプライアンスと繰返し三軸試験における累加残留ひずみを直接対応づけることは困難なので、表-4.1のパラメーターの値を用いて線形重ね合わせの仮定のもとで、繰返し三軸圧縮状態の数値計算を行なった。ポアソン比が0.45として計算された 20°C 、 30°C の場合の累加残留ひずみを図-4.9に示す。これと、図-4.4を比較することにより、線形粘弾性の仮定が成立すれば、4種類の供試体についてクリープコンプライアンスと累加残留ひずみの大きさの順序は一致するものと思われる。

そこで図-4.4の $J(t)$ と、図-4.8の累加残留ひずみの結果を比較すると、前者においては No. 3 が No. 1 よりも小さなクリープコンプライアンスを示しているにもかかわらず、後者においては No. 3 の累加残留ひずみが他の3つのものよりもかなり大きな値を示していることがわかる。また今回の4種類のアスファルトコンクリート

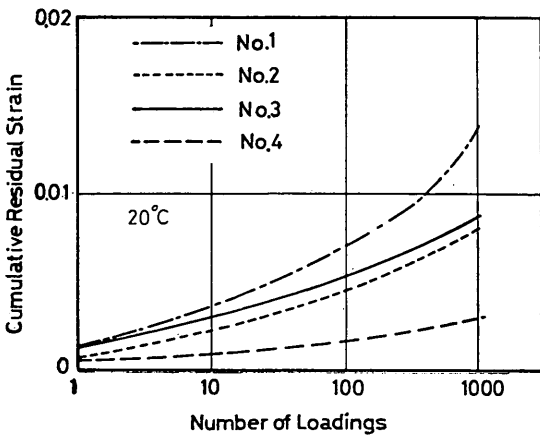


図-4.9(a) レオロジーモデルから計算された累加残留ひずみ (20°C)

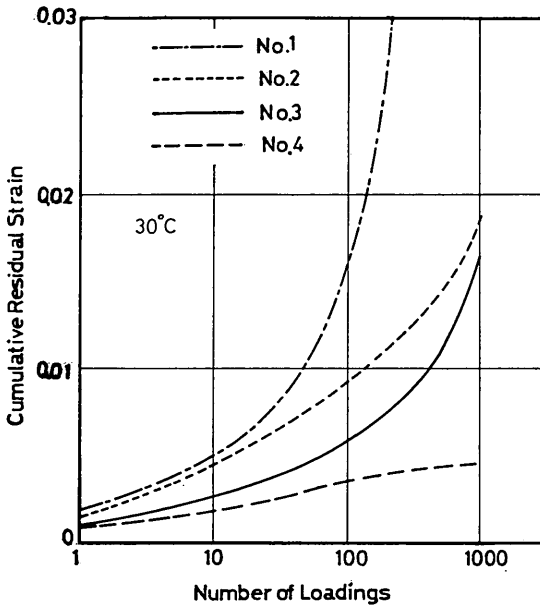


図-4.9(b) レオロジーモデルから計算された累加残留ひずみ (30°C)

などを含んだ試験舗装¹⁶⁾の結果でもやはり、No. 3の区画は他の区画よりもわだちぼれが大きいことが観察されている。このことはとりもなおさずギャップアスファルトコンクリートのひずみが、応力の大小によってかなりの非線形性を示していることに他ならない。この現象については4.3でさらに考慮を加える。

また No. 1 と No. 2 の累加残留ひずみの関係も、クリープコンプライアンスの大きさの順序と逆で No. 1 <

No. 2 となっているが、試験舗装の結果ではクリープコンプライアンスの順序と同じく No. 1 > No. 2 となっていて、先の No. 3 の場合のような応力の大小による非線形性で説明することは困難であり、今のところ説明がつかない。

No. 4 の累加残留ひずみはクリープコンプライアンスと同様、4つのうちで最も小さい値を示している。このことは試験舗装でも確かめられており、特殊アスファルトの塑性流動に対する抵抗性が大きいことを示している。

4.3 ギャップアスファルトコンクリートの応力による挙動の違い

4.2で、No. 3 のギャップアスファルトコンクリートの変形が、クリープ試験では No. 1, No. 2 に比較して小さいのに対し、繰返し三軸試験では逆にかかなり大きくなることが示された。

この理由の一つとして載荷応力の違いがあるものと推定でき、それを確かめるために応力を変化させて繰返し一軸圧縮試験を行なった。相対比較を行なうために、No. 3 の他に No. 1 を選び、それぞれ4本ずつの供試体を用意して、30°C の温度条件で 2.5, 5.0, 7.5, 10.0 kg/cm² の応力で繰返し載荷を行なった。実験は載荷 12 秒、除荷 12 秒の矩形波で行ない、各載荷回数終了時の前回とのひずみの差を残留ひずみとした。(図-4.7 参照)

第5サイクル目の残留ひずみと載荷応力との関係を供試体の種類をパラメーターとして示したものが図-4.10

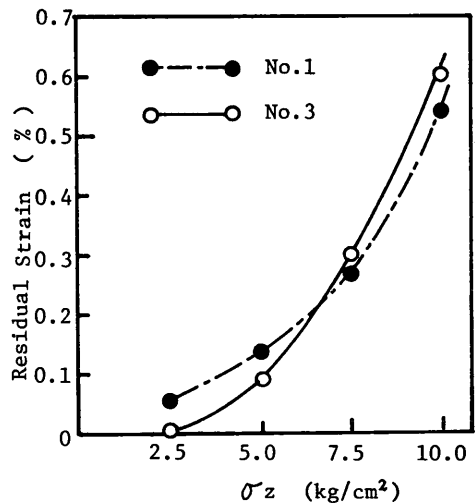


図-4.10 繰返し一軸圧縮試験における残留ひずみに与える載荷応力の影響

で、載荷応力が小さいうちは No. 3 の残留ひずみの方が小さく、応力が大きくなると逆に No. 1 の方が小さくなり、No. 3 の残留ひずみが応力によって大きく変化することがわかる。

これらのことは単純な一軸圧縮試験の結果であるが、4.2 でもふれたように No. 1, No. 3 のアスファルトコンクリートで作製した試験舗装に DC-8-63 の脚荷重 (76 ton, 14 kg/cm²) を繰返し載荷した結果でも、やはり No. 3 を用いた区画の方が残留沈下が大きく、繰返し一軸圧縮試験の結果を裏付けていると考えられる。

これらのことから、粗粒径の骨材が大部分を占める開粒度アスファルトコンクリートについては、ロッキング¹⁷⁾の効果は応力の比較的小さなうちしか期待できず、応力が大きくなると骨材間のアスファルト膜のせん断ひずみが大きくなり、いわゆる線形の変形範囲を大きく越えることになり、アスファルトコンクリート全体としては降伏が始まり、非回復性の変形が大きくなるものと思われる。

4.4 アスファルト舗装の表層・基層に働く応力

実際のエプロンや誘導路では温度と走行速度の面からわだちぼれにとって荷重な条件がある。そのような条件のときに実際のアスファルトコンクリート中にどのような応力が生じているかを推定することは室内実験との関

係からも大切なことである。そこで、舗装断面を仮定して温度条件、載荷条件をいくつか組み合わせて弾性計算を行なってみた。

舗装断面としては、我が国における代表的なものとして「空港アスファルト舗装構造設計要領」の誘導路の設

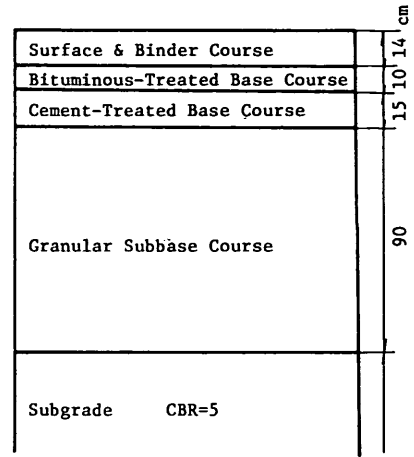


図-4.11 弾性計算を行なった舗装断面

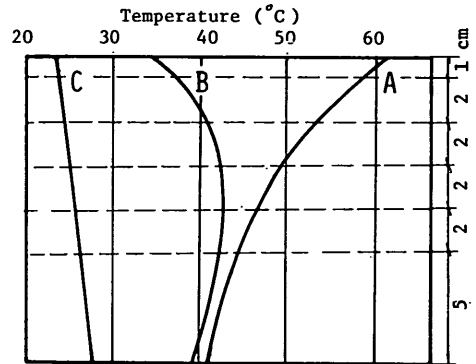


図-4.12 表層・基層中の温度分布

表-4.2 路盤・路床の弾性係数, ポアソン比

層名	弾性係数 (kg/cm ²)	ポアソン比
アスファルト安定処理路盤	5,000	0.40
セメント安定処理路盤	5,000	0.15
粒状材路盤	1,000	0.30
路床	500	0.30

表-4.3 アスファルトコンクリートの弾性係数

航空機速度 (km/h)	単位 kg/cm ²								
	1.4			15			30		
温度分布タイプ	A	B	C	A	B	C	A	B	C
深さ (cm)									
0 ≤ Z < 1	175	2,300	11,000	700	7,500	32,000	1,100	10,000	44,000
1 ≤ Z < 3	230	1,500	10,000	1,000	5,000	28,000	1,800	8,500	40,000
3 ≤ Z < 5	350	1,250	9,000	1,700	4,500	25,000	2,500	6,500	36,000
5 ≤ Z < 7	550	1,100	8,000	2,500	4,000	22,000	3,500	6,000	32,000
7 ≤ Z < 9	710	1,250	8,000	3,000	4,500	21,000	4,500	6,500	31,000
9 ≤ Z ≤ 14	1,100	1,400	7,500	4,000	5,000	20,000	6,000	7,500	30,000

計例¹⁹⁾ (図-4.11) を選んだ。

表層・基層以外の弾性係数、ポアソン比は表-4.2に示す通りで、弾性係数については、路床は $E=100 \times CBR$ より決定し、路盤には植下¹⁹⁾の提案する値を採用した。またポアソン比については従来の計算例を参考にした。

表層・基層については、まず温度条件を図-4.12に示すような3つの分布パターンで代表した。いずれも夏季の晴天の日の代表的温度分布であり、Aは午後0時～2時、Bは夕方、Cは日没数時間後を想定している。また載荷時間は、DC-8-63が時速1.4 km/h、15 km/h、30

km/hで通過する場合を考え、(タイヤ接地面の直径/速度)の式より近似的に求めた。これらの条件から、表層・基層を6層に分けて van der Poel のノモグラフなどを利用して推定した弾性係数の値を表-4.3に示す。またポアソン比はすべて0.45とした。

荷重はDC-8-63(脚荷重76ton, 接地圧14kg/cm², 複々車輪)で、計算には多層弾性体解析用プログラム「BISAR」²⁸⁾を用いた。

結果として、わだちぼれの中心点である車輪直下における表層・基層中の半径方向応力 $\sigma_r (= \sigma_\theta)$ の深さ方向の分布を図示したものが図-4.13である。Cのパターンでは基層下部に引張り応力が生じるが、A、Bのパターンでは圧縮応力しか働かないことがわかる。

東名高速道路での観測³⁰⁾によれば、わだちぼれが最も生じやすいパターンとしてはAが考えられるとされている。高速道路と空港のエプロン、誘導路では、荷重、走行速度、載荷回数がかかなり違うのでわだちぼれ発生メカニズム異なるかも知れないが、温度という条件は両者に対しほぼ等しい効果を持っているもの仮定すれば、空港舗装に対してもAパターンが最も苛酷な条件となり、それと逆の傾向をもつCパターンは通常のタクシー速度でのわだちぼれに対する温度条件としてはそれほど重要ではないものと推定される。また空港ではCパターンの温度分布が生じる夜間では、交通量が少なくなるので誘導路においては特にこのパターンについては無視できよう。

また、A、Bの場合でも、載荷時間が非常に短い領域では、下面に引張り応力が働くのでそれに対する考慮²¹⁾も必要であるが、実際の空港では同じ一本の誘導路でも停止線の付近とそれ以外の通常のタクシー速度で走行する区間とはわだちぼれの深さにかかなり差があることを考えると、時速10~20 km/h以下の走行速度の時がわだちぼれに対して大きく影響を与えることが考えられ、特にわだちぼれが問題となる時間領域では、 σ_r としては圧縮力が卓越していると思われる。

以上のように温度条件、走行速度条件から考えてみると、わだちぼれに対して最も苛酷な条件では車輪直下のアスファルトコンクリート中に働く応力としては圧縮応力が卓越しているものと推定され、この応力状態を実験室で再現するには圧縮試験が最も適しているものと思われる。

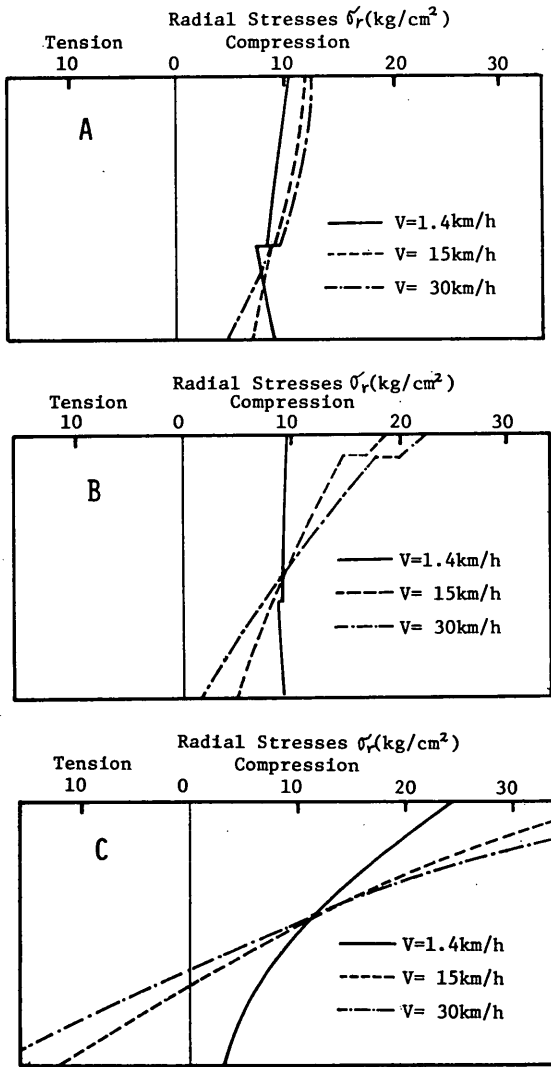


図-4.13 表層・基層中の車輪直下半径方向応力の分布

5. 結 論

空港アスファルト舗装のわだちぼれ対策の1つとして、アスファルトコンクリートの室内実験を中心に行なった基礎的研究から次のようなことが結論として得られた。

(1) まず、実験方法を決定するステップとして、わだちぼれを考慮する必要がある環境において、実際のエプロン、誘導路の航空機車輪直下の表層・基層中に生じている半径方向の応力は、圧縮応力であることを弾性計算から推定した。

(2) 長時間載荷状態におけるアスファルトコンクリートのレスポンスを把握するために4種類のアスファルトコンクリートに対して1 kg/cm²の軸応力で圧縮クリープ試験を行なった。

(a) ストレートアスファルト60/80を用いたアスファルトコンクリートでは、骨材が密粒度のものより、粗粒度のものの方が、クリープコンプライアンスは小さい。また、ギャップ粒径の骨材を用いたものや、バインダーとしてゴム・樹脂を添加した特殊アスファルトを用いたものも、ストレートアスファルト60/80を用いた密粒度型アスファルトコンクリートよりもクリープコンプライアンスが小さい。

(b) アスファルトコンクリートのクリープ性状をバネとダッシュポットの組合せで表わしたところ、3個のVoigtモデルと、1個のMaxwellモデルを直列に接続した一般化Voigtモデルでほぼ近似できた。3個のVoigtモデルの遅延時間は大体10³、10²、10¹秒のオーダーであった。また、わだちぼれの大きさに関係の深いと思われる定常クリープ成分を表わすダッシュポットの粘性係数は、ストレートアスファルトを用いたものでは10¹¹~10¹³ poiseとなり、温度の増加とともに減少する一方、ゴム・樹脂入りアスファルトを使用したものは10¹³~10¹⁴ poise とかなり大きな値を示し、塑性変形に対する抵抗性が大きいことが示された。

(c) クリープコンプライアンスをアスファルトのスティフネスの関数として整理したところ、骨材が同一ならばほぼ一本の曲線となることが確認された。

(3) 実際の舗装のアスファルトコンクリート層に働く応力状態にできるだけ近づけるために、4種類のアスファルトコンクリートに対し、 $\sigma_z=14$ kg/cm²、 $\sigma_r=8$ kg/cm²の繰返し三軸圧縮試験を行ない、累加残留ひずみの相対的な大きさを検討した。

その結果、ゴム・樹脂入りアスファルトをバインダーとして用いたアスファルトコンクリートでは、クリープ試験結果から推定されるように小さな累加残留ひずみしか生じなかったが、ギャップアスファルトコンクリートでは予想以上に大きな残留変形を生じた。

ギャップアスファルトコンクリートのこのような挙動は、繰返し一軸圧縮試験や試験舗装の結果から、載荷応力の違いによる残留ひずみの顕著な非線形性によるものと推定した。

6. あとがき

今回の室内実験は、耐わだちぼれ性の大きいアスファルトコンクリートを見出す目的で実施された試験舗装の結果を補うために行なわれた。それゆえ、路盤以下の条件が一定の舗装作製にあたっては今回の試験結果が有効に利用できると思われる。また実際の舗装中の応力状態を再現する三軸圧縮クリープ試験は、これからの課題として残された。

わだちぼれ対策としては、アスファルトコンクリートに注目するほか、路床から表層までを一つのシステムとして考えることも必要である。たとえば、その例として表層・基層の条件が同一ならば路盤以下にはどのような材料を用い、またどのような構造をもつものがわだちぼれ対策としては有利かというような観点からの検討などがある。同様な意味からフルデプス舗装の耐わだちぼれ性の検討も必要であろう。

また、表層・基層の断面を考えた場合に、どの点における塑性流動が表面のわだちぼれに大きく影響を与えているかという点も大切である。これらは観測が困難であり、まだ定説がないが、定性的にでもそれを知ることは、わだちぼれに対する抵抗性をもつ舗装構造を求めていくためには是非必要なことと思われる。

以上のような問題点を解決するため、今後当研究室では、今回の試験結果をふまえて、さらに試験舗装における走行試験や有限要素法の力なども借りながら、一層努力していきたいと考えている。

謝 辞

今回の実験に用いた供試体の作製には、当研究室の佐藤峰夫君の労もわずらわせた。ここに感謝の意を表わしたい。

また、本文で参考にした文献の収集にあたっては、日本道路公団試験所の木村剛也氏のお世話になったものが

いくつかある。心から感謝したい。

(1976年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) Hofstra, A., A. J. G. Klomp: Parmanent Deformation of Flexible Pavements under Simulated Road Traffic Conditions, Proc. of 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London, England, 1972, pp. 613-621.
- 2) 須田熙, 佐藤勝久: 空港舗装における路盤の等価値に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第11巻, 第4号, 1972, pp. 123-189.
- 3) 高速道路調査会: アスファルト舗装追跡調査解析結果報告書, 1976年2月, pp. 87-118.
- 4) 運輸省航空局: 空港土木施設施工要領, 1973, p. 204.
- 5) 日本道路協会: アスファルト舗装要綱, 1967, p. 58.
- 6) Secor, K. E., C. L. Monismith: Analysis of Triaxial Test Data on Asphalt Concrete Using Viscoelastic Principles, Proc. of Highway Research Board, No. 40, 1961, pp. 295-314.
- 7) Monismith, C. L., K. E. Secor: Viscoelastic Behavior of Asphalt Concrete Pavements, Proc. of 1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Mich., 1962, pp. 476-498.
- 8) Pagen, C. A.: Rheological Response of Bituminous Concrete, Highway Research Record, No. 67, 1964, pp. 1-26.
- 9) Huang, Y. H.: Deformation and Volume Change Characteristics of a Sand-Asphalt Mixture Under Constant Direct and Triaxial Compressive Stresses, Highway Research Record, No. 178, 1967, pp. 60-74.
- 10) Nair, K., W. S. Smith, C. Y. Chang: Applicability of a Linear Viscoelastic Characterization for Asphalt Concrete, Proc. of 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London, England, 1972, pp. 277-289.
- 11) 工藤忠夫, 菅原照雄: 水工用アスファルト混合物のクリープ挙動に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 201, 1972, pp. 113-122.
- 12) 小野木重治: レオロジー要論, 槇書店, 1957, pp. 96-142.
- 13) Papazian, H. S.: The Response of Linear Viscoelastic Materials in the Frequency Domain with Emphasis on Asphaltic Concrete, Proc. of 1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Mich., 1962, pp. 454-463.
- 14) 大岸佐吉: コンクリートのレオロジーに関する研究 日本建築学会論文報告集, No. 81, 1963, pp. 1-6.
- 15) Heukelom, W., A. J. G. Klomp: Road Design and Dynamic Loading, Proc. of The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 33, 1964, pp. 92-123.
- 16) 佐藤勝久, 福手勤, 渋谷英男: 空港アスファルト舗装のわだちぼれ対策(中間報告), 港湾技術研究所滑走路研究室資料, No. 20, 1976, 41 pp.
- 17) Krokosky, E. M., E. Tons, R. D. Andrews: Rheological Properties of Asphalt-Aggregate Compositions, Proc. of ASTM, Vol. 63, 1963, pp. 1263-1286.
- 18) 運輸省航空局: 空港アスファルト舗装構造設計要領(改訂版), 1976, pp. 77-78.
- 19) 植下協: 舗装の力学(最終回), 舗装, Vol. 8, No. 9, 1973, pp. 33-38.
- 20) Jong, D. L. et al: Computer Program BISAR—Layered System under Normal and Tangential Surface Loads, Shell Laboratorium, Amsterdam, 1973, 128 pp.
- 21) Morris, J., et al: アスファルト舗装の永久変形の子測, 米国アスファルト舗装技術協会年次会議発表論文, エッソスタンダード石油アスファルト技術情報, No. 33, 1975年8月, pp. 1-5.