

アスファルト舗装の 構造設計における最近の動向(2)

阿部 頼 政*

はじめに

前回に引き続き、シェルの設計法を紹介する。内容が細部にわたるため、筆者の解説等を加えるとかえって、混乱しかねないケースも多く、その場合には、要点を訳出するだけにとどめた。なお、文中、Claessenらを著者と称し、本ノートの筆者と区別した。また、著者の説明をそのまま訳した部分は章節の番号に米印をつけて混乱をさけた。図表についても同様である。

1. 設計に必要な因子

(1) 路床の許容歪

路床の許容歪 ϵ_3 とその繰り返し数 N との関係は次の式で与えられている。

$$\epsilon_3 = 2.8 \times 10^{-2} \times N^{-0.25} \dots\dots\dots(1)$$

これは、AASHO道路試験の代表的な断面をBISARによって解析した結果得られた関係式であるが、(1)式の意味は、路床に ϵ_3 を生じさせる荷重を N 回作用させると、路面のサービス指数 (P.S.I) が2.5に落ちるということである。すなわち与えられた断面の歪を計算することにより、(1)式からその断面の寿命 (N) を予測することができるし、また、目的とする寿命に応じて、(1)式から許容歪 ϵ_3 を求め、この限界内に路床の歪が入るような断面を選定することができるわけである。(1)式は、旧設計法の関係式と若干異なるので、表-1にまとめてみた。著者らは、この相違の原因を、ポアソン比のとり方 (旧設計法で0.5, 新設計法で0.35) 及び荷重のとり方 (旧設計法は単輪での概算, 新設計法では複輪荷重を導入) が原因であると解説している。なお、著者らは(1)式が荷重にも、路床の弾性係数にも独立であること、さらに、路

表-1 路床の許容歪の相違

繰り返し数 N	旧設計法	新設計法
10^5	1.05×10^{-3}	1.57×10^{-3}
10^6	6.5×10^{-4}	8.9×10^{-4}
10^7	4.2×10^{-4}	5.0×10^{-4}
10^8	2.6×10^{-4}	2.8×10^{-4}

* 日本大学理工学部助教授

床の圧縮歪のかわりに、セン断歪や歪エネルギーを限界値にとっても、設計厚さは変わらないことを確認している。

(2) アスファルト層の歪

一般に、疲労破壊の原因とされているアスファルト層の引張歪については、過去、PellやMonismithをはじめとする多くの研究者によって、室内実験結果が発表されてきた。その一部は、本ノートの第1回でも紹介したが定性的には各研究者の見解がほぼ一致しているようである。しかし現段階では、定量的にはまだまだというところであろうか。その原因としては次のような問題点があげられる。

- ①: データのバラツキが大きく実験に時間がかかる。また、自動記録、温度制御等の設備費がかなりかかるため、一般に普及しにくい。
- ②: 試験機が統一されていないため、データの比較に難点がある。
- ③: 載荷条件 (応力制御, 歪制御) によって結果が異なる。
- ④: 混合物の種類, 試験温度, 供試体寸法等, 試験結果に影響するパラメーターが非常に多い。

以上は、室内実験から見た問題点であるが、これを舗装設計に応用するには、さらに困難な問題がある。すなわち、交通荷重を受けるアスファルト舗装の状態と室内実験の条件ではかなり大きな相違があるからである。代表的な例をあげると

- ①: 室内実験で最も広く使用されている曲げ試験は、実験のアスファルト層のモデル実験と言えるか。
- ②: 室内実験では同一の応力 (または歪) を連続的に載荷するが、交通荷重は、種々の大きさの荷重が不特定の間隔をおいてかかってくる。
- ③: 室内実験では、一つの供試体の温度を試験中に変えることは一般に行なわないが、実際のアスファルト層は、日夜、年間を通して様々な温度履歴を経験する。
- ④: 室内実験では、応力または歪を制御して行なう。しかし、アスファルト層の受ける荷重が、応力制御型か、歪制御型かは明らかにされていない。

これらの問題すべてに完全解答を与えることは不可能に近いが、シェルの新設計法では、これらのうちのいくつかを考慮し、具体的な設計にとり入れている。その詳細の検討は非常に興味のあるテーマではあるが別の機会に譲ることとし、ここでは筆者らの示した内容をそのまま紹介することにする。

図-1は、世界各国の代表的なアスファルト混合物について疲労試験を行なった結果を、筆者らが5つのタイプに分類して示したものである。混合物の名称は、訳すとかえって誤解を招きやすいので、原文のままとした。表-2に、それぞれの組成を示しておく。図-1で明らかのように、許容歪はアスファルト混合物のスティッフネスと、混合物のタイプによって大きく異なる。以上の室内実験結果と、実際の舗装を結びつける方法として著

図-1* 代表的なアスファルト混合物の許容差 (混合物番号は表-2に対応)

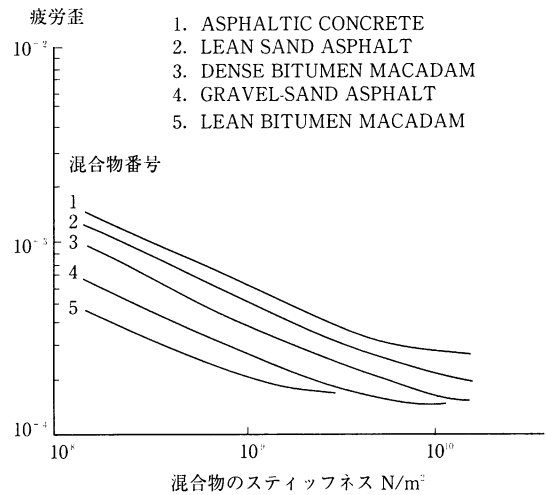


表-2* 代表的な混合物の組成

混合物番号	1	2	3	4	5	6
混合物の種類	Asphaltic Concrete カリフォルニア州	Lean Sand Asphalt	Dense Bitumen Macadam	Gravel Sand Asphalt オランダ	Lean Bitumen Macadam	Dense Asphaltic Concrete
混合物の組成 (配合設計)						
粗骨材 %W	96.0	-	65.0	49.9	97.0	55.0
砂 %W	4.0	83.0	29.5	42.2	-	35.0
フィラー %W	6.4	17.0	5.5	7.9	3.0	10.0
アスファルト量Pha**	40/50	5.0	5.0	5.4	3.0	5.0
アスファルトグレード	40/50	80/100	80/100	45/60	80/100	40/50
骨材の粒度						
ASTM 1"	-	-	-	100.0	-	-
3/4"	100.0	-	100.0	94.0	-	-
1/2"	97.0	-	89.0	83.0	100.0	100.0
3/8"	87.0	-	71.2	73.0	70.7	88.0
1/4"	74.0	-	58.8	62.0	31.8	76.0
No. 4	64.0	-	50.7	57.0	13.5	67.0
6	55.0	-	48.3	55.0	5.7	57.0
10	45.0	100.0	33.9	54.0	5.2	45.0
20	34.0	90.7	23.1	52.0	4.7	30.0
30	29.0	72.6	18.7	50.0	4.6	26.0
40	25.0	60.8	16.1	46.0	4.5	22.0
50	21.0	47.8	12.2	38.0	4.4	18.0
80	16.0	34.3	9.1	25.0	4.2	14.0
100	15.0	30.1	8.2	21.0	4.2	13.0
200	9.0	16.5	5.7	8.0	4.1	9.5
混合物の組成 (回収後)						
粗骨材 %W	55.0	83.5	66.1	46.0	94.8	55.0
砂 %W	36.0	16.5	28.2	46.0	1.1	35.5
フィラー %W	9.0	5.1	5.7	8.0	4.1	9.5
アスファルト量	6.2	5.1	4.7	5.6	2.9	4.9
混合物の性質						
Vg %V	84.1	81.1	85.6	78.0	61.9	86.7
Vb %V	14.2	10.5	11.0	11.0	4.9	11.4
VIM %V	1.7	8.4	3.4	11.0	33.2	1.9
VMA %V	15.9	18.9	14.4	22.0	38.1	13.3
VFB %	89.3	55.6	76.4	50.0	13.0	85.7
回収アスファルトの性質						
軟化点 °C	61	52	52	64	51	59
25°C針入度	38	61	59	26	68	36
伸入度指数PI	+0.6	-0.2	-0.3	+0.2	-0.2	+0.1

Pha** : 骨材重量に対する百分比

者らは2種類の補正係数を導入する。すなわち、断続的なランダム荷重の影響と、輪荷重の走行位置の影響を考慮して、補正するものである。その具体的な数値については後の設計の際に述べることにする。

(3)セメント系路盤の応力

セメント系材料の許容応力とその繰り返し数の関係は材料のタイプ、組成および材令によって大きく変化するが、その代表的な例として図-2の関係が示されている。

(4)表面の永久変形

これは前回にも述べたとおり、設計の最終段階におけるチェックとなる。室内実験からアスファルト層上面に生ずる永久変形を予測する方法が提案され、設計にとり入れられている。この場合、考えられている許容変形量は、わだち部の中央と縁の高低差で10mm（高速道路）から30mm（低速道路）である。

(5)その他の条件

これまで述べてきた許容値以外についても説明が加えられているが、その内容を要約すると次のとおりである。

- ①. 粒状層での破壊が生じないように材料の弾性係数またはCBRを規定する（後に示される）。
- ②. ブレーキ等、特殊な載荷に対しては別に検討を要する。
- ③. 層と層の間は完全に密着した状態を考えているが、もし、そうでない場合、アスファルト層の下面にかなり大きな歪が生ずる。
- ④. アスファルト乳剤路盤等、他の材料を使用する場合には検討を要する。

2. 設計に要するインプット

(1)概要

舗装を設計するためのインプットには非常に多くのパラメーターがあるが、筆者らは次のようにまとめている。

①環境条件として

温度、湿度、風

②荷重条件として

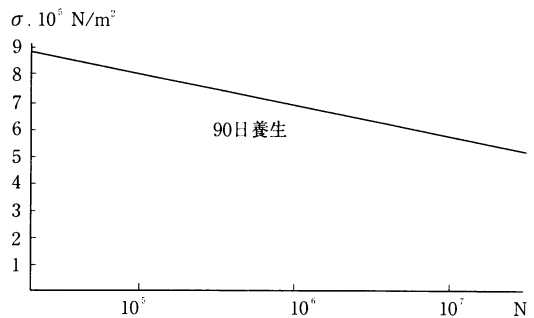
軸重、荷重分布、接地応力、接地半径、載荷時間、動荷重の影響

③材料の性質として

弾性係数、ポアソン比、破壊に対する許容値

本章は以上のパラメーターをいかに決定したかを述べるものであるが、以下は、著者らの説明である。

図-2* 標準的なセメント系路盤材の許容応力



(2)* 交通

種々の交通荷重は、すべて、標準軸重（単軸）80KNに換算する。この標準軸重は、接地応力600KN/m²、接地半径105mmで20KNの単輪4個（片側2個の複輪）の合計である。他の荷重L（KN）から標準軸重換算輪数nを求めるには次の式を利用する。

$$n = 2.2 \times 10^{-8} L^4 \dots \dots (2)$$

これはAASHO道路試験結果に基づいたものであり、TRRLはじめ数多く使われている関係式である。ここでタンデム軸は、2個の独立な軸として取り扱われる。接地面の形や大きさ、さらに接地応力の分布等、わずかな変化は、路床及びアスファルト層の歪に無視できる程度の影響しか与えないので一定値をとったが、後述するアスファルト層の永久変形に対してはかなり影響する可能性があるため、これは別に考慮する。

載荷時間は、大型車が50~60kmで走ったときの載荷時間0.02秒に統一する。

(3)* 材料的性質

①路床

路床土の力学的性質については多くの研究者によって報告されてきたが、これまでに、材料の弾性係数を適当な載荷条件で決定しさえすれば、線形弾性理論によって舗装の応答を説明できることが現場試験によって証明された。路床弾性係数の決定には、現実の交通を代表するような荷重を用いての動的たわみや波動伝播を測定する方法がよく利用される。また、動的三軸試験等の実験室的手法を用いてもよい。なお、以上のようなデータが得られない場合には、次のような経験式を利用するのが便利である。

$$E_3 = 10^7 N/m^2 \dots \dots (3)$$

②粒状層

理論解析と数多くの現場測定から、粒状路盤の弾性係数E₂は、粒状路盤の厚さh₂（mm）と路床の弾性係数E₃によって次のように示されることが判明した。

$$E_2 = K_2 E_3 \dots \dots (4)$$

$$\begin{cases} K_2 = 0.2h_2^{0.45} \dots\dots(5) \\ 2 < K_2 < 4 \dots\dots(6) \end{cases}$$

③セメント系路盤

設計に使用された弾性係数は、 $5 \times 10^9 \sim 10^{10} \text{N/m}^2$ である。

④アスファルト層

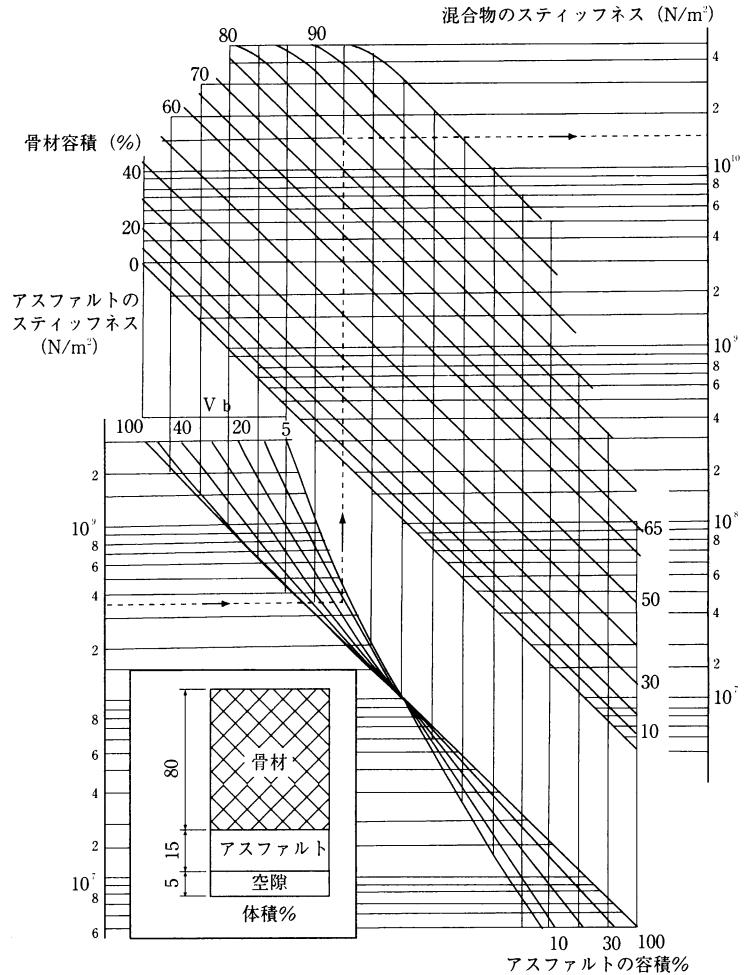
アスファルト混合物とスティッフネスは $10^6 \sim 5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$ 程度変化する。この範囲のうち、 $10^8 \sim 5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$ の値は、温度と载荷条件をかえた数多くの動的または準静的試験によって決定されたものである。アスファルト混合物のスティッフネスは、アスファルト量、アスファルトのスティッフネス、混合物の空隙率に依存することが見出だされている。過去に、空隙率3%以下のdense mixesのスティッフネスを、混合物の組成とアスファルトのスティッフネスから求めるノモグラフを作ったが、その後、検討を加えて、図-3のようなノモグラフを新らしく作製した。これは、混合物のスティッフネスを、骨材容積%、アスファルト容積%およびアスファルトのスティッフネスから推定するものである。

温度は高い場合や载荷時間の長い場合に相当するスティッフネスの小さい値（ほぼ 10^8N/m^2 以下）には、上記のような変数のみでなく、骨材の性質や粒度もかなり大きく影響する。また、混合や締固めの影響も入ってくる。このような条件のもとでは、静的試験やクリープ試験がよく用いられる。これらの試験からアスファルト混合物の歪は、与えられた温度における载荷時間（累積）の関数として決定される。アスファルト混合物のスティッフネスは、温度、载荷時間、アスファルトのタイプ等に応じたアスファルトのスティッフネスの関数として表わせるが、この関数は、混合物の組成と骨材種類によって異なる。なお、アスファルトのスティッフネスは、Van der Poelのノモグラフを使用して求められる。

世界各国で使用されるアスファルト混合物について、数多く実験した結果、混合物のスティッフネスとアスファルトのスティッフネスの関係は、図-4に示したように4種のタイプにまとめられることが判明した。

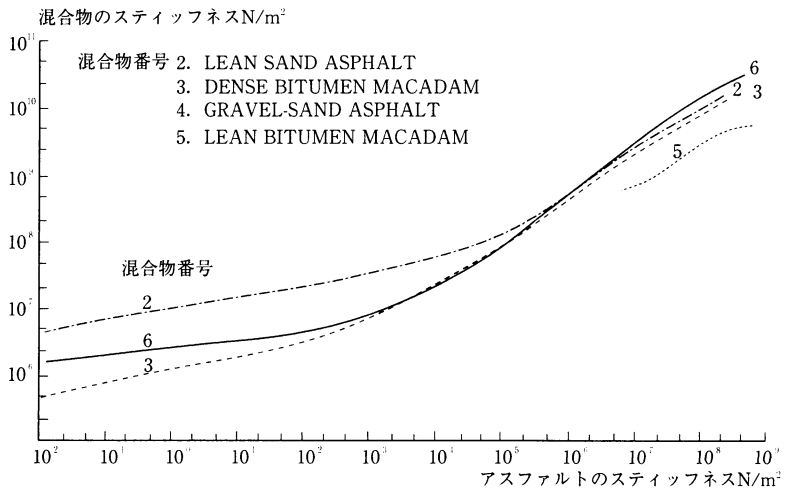
設計のためには、前にも述べたように、0.02秒の载荷

図-3* 混合物のスティッフネスを求めるノモグラフ



Ex: 回収アスファルトのスティッフネス $3.5 \times 10^8 \text{N/m}^2$
 Vb: アスファルトの容積15%
 骨材容積80% } 混合物のスティッフネス
 $1.5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$

図-4* 代表的なアスファルト混合物のスティッフネス (アスファルトのスティッフネスとの関係)



時間を使用すると便利であり、これを決めると、混合物のスティッフネスは、アスファルトの種類ごとに温度の関数として示すことができる。図-5、図-6は針入度80/100, 40/60について上記の関係を示したものである。

図-5* 代表的なアスファルト混合物のスティッフネス (温度との関係)

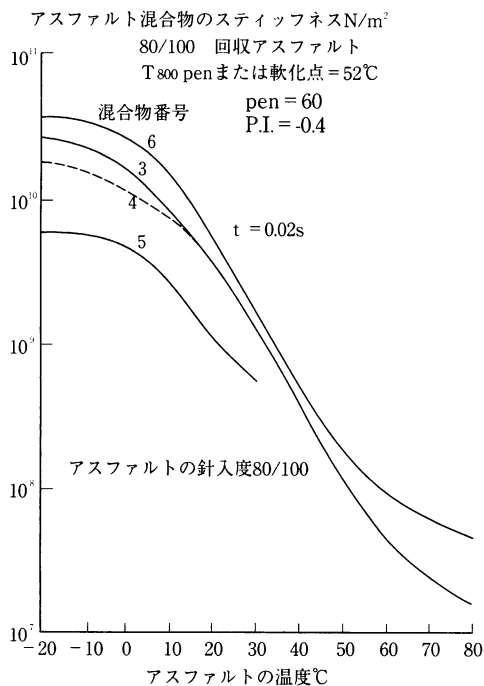


図-6* 代表的なアスファルト混合物のスティッフネス (温度との関係)

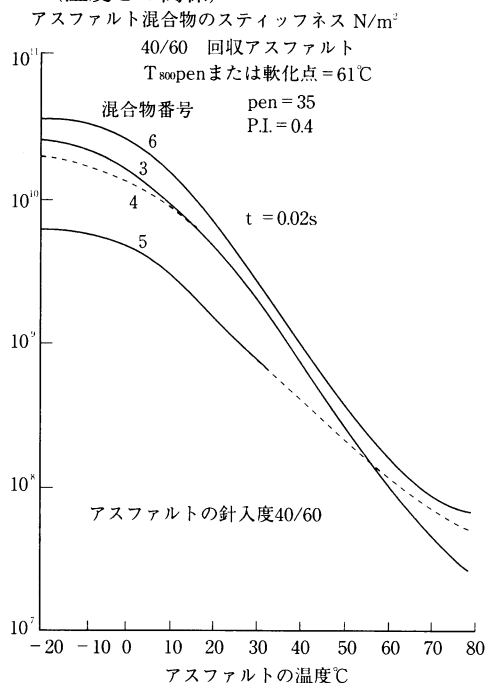
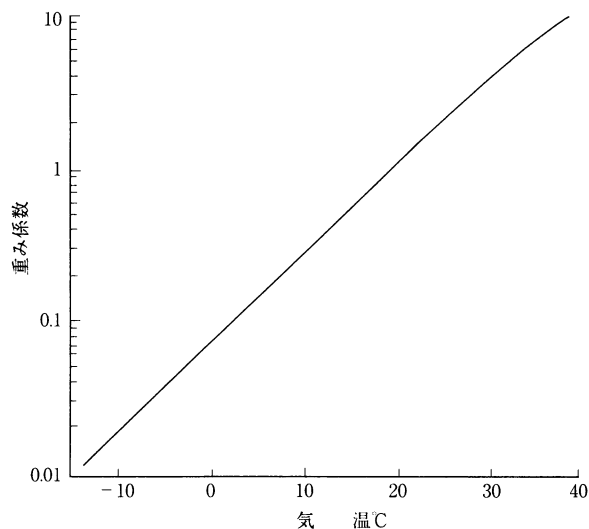


図-7* 温度の重み曲線



筆者らは、この後、気温の影響を設計に反映する手法について詳細に論じているが、著者ら自身「かなり複雑である」と述べているように、なかなか理解しにくいと思われるので、筆者がその基本的な考え方を整理して紹介することにしよう。

気温が変化すれば、アスファルトのスティッフネスも変り、それに応じて路床とアスファルト層の許容歪も変化するため、結果的には、気温によって舗装の寿命が異なるはずである。したがって、原理的には、各気温でアスファルト層（または路床）に生ずる歪を計算し、それを所定の期間にわたって積分した値によって設計を行なうことになる。しかし、現実には、他の要因の影響もあるため、そこまで厳密に考える必要はなく、筆者らは世界の代表的な地域について月平均温度（MMAT）で歪の解析を行ない、最終的には、重みをつけた年平均温度（weighted MAAT）を設計の指標としている。

このweighted MAATは、歪に与える影響を考慮した上での気温の代表値である。なお、このMAATを簡単に求めるための図が与えられている（図-7）が、この使用法は設計例で示すことにする。

(4)* ポアソン比

ポアソン比は、精密な測定を必要とし、応力や温度等によって変化するため、決定するのがなかなかむずかしい。しかし、一般に、路床やアスファルト層の歪はポア

ソン比によってあまり変化しない。荷重時間が短い場合、アスファルト混合物のポアソン比は応力にかかわらずほぼ0.35であることが見出だされている。路床及び粒状材料に対しても同じ0.35を採用したが、セメント系路盤にかぎり0.25を使用した。

3. 設計曲線

著者らの行なった基本的な計算は、標準複輪荷重が作用したときに生ずる路床上面の圧縮歪及びアスファルト層下面の引張歪の計算である。この場合、次のような変数を広い範囲にわたって変化させている。

① 舗装構造

②路床及びアスファルト層の弾性係数

③粒状路盤及びアスファルト層の厚さ

これらの計算をもとにし、路床の圧縮歪およびアスファルト層の引張歪が許容値を超えないように、アスファルト層と粒状路盤の厚さを決定することが、著者らの考え方の基本となっている。なお、許容値に直接影響する標準軸換算の累加軸数Nについては、次のような補正が行なわれる。

①横断方向の輪荷重分布に対し、

$$N \text{ effective} = 0.4N \dots\dots(7)$$

②交通荷重と室内実験法の相違に対し、

$$N' \text{ effective} \approx 0.1 - 0.8N \dots\dots(8)$$

(密粒, アスファルト量多-開粒, アスファルト量少)

③温度勾配に対し、

$$N'' \text{ effective} \approx 1 - 2N \dots\dots(9)$$

(薄い舗装で低温-厚い舗装で高温)

さらに、粒状材の品質に関しては最小限必要なCBRで規定している。

以上のような計算と許容値をもとに作成された新しい設計曲線は、前回のものに比べて温度と混合物種類という二つの変数が増えたため、かなり数が多くなる。設計曲線の一例を図-8に示す。これは、Nについて補正されたものであることはいうまでもない。

4*. 設計例

路床の弾性係数が $5 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ (CBR = 5%), 月平均気温が表-3, 交通量が表-4の条件でアスファルト舗装を設計する。

温度の重み係数を図-7から読みとり、表-5のように計算する。表より

$$12 \text{ 個の係数の合計} = 18.4$$

$$\text{係数の平均値} = 1.5$$

1.5に対する温度として、図-7から23°Cが得られる。これが重みをつけた年平均気温 (weighted MAAT) である。

初期の交通荷重 (1日1車線ごと) は、(2)式を使用して表-4のように標準軸重80KNに換算した軸数nで表わすことができる。これを1年間の軸数にすれば

$$774.7 \times 365 = 2.8 \times 10^5 \text{ (軸/1車線・1年間)} \dots\dots(10)$$

交通量の伸び率を年2%とすれば、15年間の累加標準軸数(N)は次のようにして求められる。

$$N = 2.8 \times 10^5 \times \sum_{i=1}^{15} (1 + 0.02)^i \\ = 2.8 \times 10^5 \times 17.65 = 5 \times 10^6 \dots\dots(11)$$

図-8* 種々の年平均温度に対する代表的な設計曲線

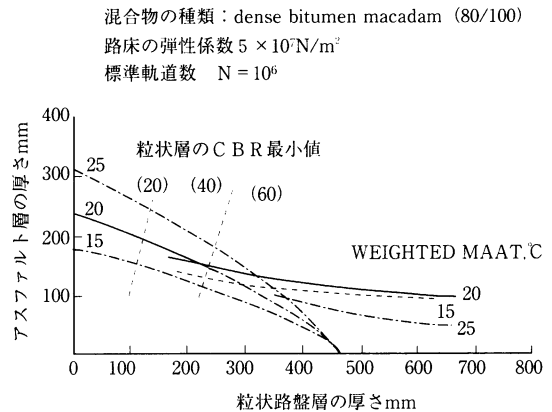


表-3* 設計例の月平均温度 (MMAT)

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
平均温度 °C	12	13	17	21	24	27	28	28	26	22	16	16

表-4* 標準軸重への換算 (主要道路)

(1) 軸荷重 L.KN	(2) 軸数	(3) $L' \times 10^{-4}$	(4) n	(5) = (2) × (4) 80KNに換算した軸数
9	295	0.000065	0.00014	-
27	656	0.0053	0.011	7.2
45	429	0.041	0.09	38.6
63	273	0.16	0.35	95.6
82	205	0.44	1.00	205.0
100	100	1.00	2.20	220.0
120	38	2.07	4.56	173.3
136	3	3.42	7.53	22.6
154	1	5.65	12.37	12.4
	2000			774.7
	(軸/1車線・1日)			(標準軸/1車線・1日)

表-5* 温度の重み係数

月平均温度°C	12	13	16	17	21	22	24	26	27	28
係数	0.4	0.4	0.6	0.7	1.2	1.4	1.8	2.4	2.7	3.1
月数	1	1	2	1	1	1	1	1	1	2
係数×月数	0.4	0.4	1.2	0.7	1.2	1.4	1.8	2.4	2.7	6.2

2種類のアスファルト混合物、すなわちdense bitumen macadam (DBM) とlean sand asphalt (LSA) の使用を考える。また、アスファルトは、針入度80/100、40/60の2種類を考えることとする。

80/100のアスファルトを使用したDBMに対し、路床の弾性係数 $5 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, MAAT15, 20, 25°C, $N = 10^6$ の条件における設計曲線が図-8に示されている。また図-9は、 $N = 10^7$ における設計曲線である。

それぞれに対する設計厚を読みとり、内挿すると

$$h_2 = 0 \text{ の場合: } h_1 = 360 \text{ mm}$$

$$h_2 = 300 \text{ mm の場合: } h_1 = 210 \text{ mm}$$

が得られる。

DBMとLSAのSmix-Sbit関係は、 $S_{bit} > 10^5 \text{ N/m}^2$ でほとんど同じ(図-4)であるから、同じアスファルトを使用しているかぎり、路床の歪に関する許容値は一致する。設計例の所要厚さは、路床の歪によって決っているため、DBMとLSAのアスファルト層に関する歪の差は影響がない。

硬いアスファルト(40/60)を使用した場合の影響は次のようにとり扱うことができる。80/100と同程度のPIをもった40/60を使用すれば両者の T_{800pen} の差だけ、80/100の温度をさげたとときと同様のスティッフネス増加があるだろう。80/100と40/60の T_{800pen} の温度差はほぼ8℃である。アスファルトの温度差8℃は、気温の差5℃に相当する(図省略)。このことは、80/100のかわりに40/60を使用した場合の所要厚さは、同じ設計曲線でMAAT23℃のかわりに18℃をとればよいことを意味する。このようにして、針入度40/60のアスファルトを使用したDBMとLSAの所要厚さは次のようになる。

$$h_2 = 0 \text{ のとき } h_1 = 270 \text{ mm}$$

$$h_2 = 300 \text{ mm のとき } h_1 = 170 \text{ mm}$$

DBMとLSAは、表層混合物ではないため、上部40mmはdense asphaltic concrete(DAC, 針入度80/100のアスファルト使用, 表-2)に変えなければならない。DACのスティッフネスは、DBMやLSAよりも大きい、これは設計歪にほとんど影響せず、多少安全側に移ったという程度に考える。

このようにして、表-6に示すような6種類の舗装断面を選択した。

針入度40/60のアスファルトを使用した場合の厚さはアスファルト層の総厚から次のような換算によって求めた。

構造3と5について:

$$h_{1,2+3} = \frac{270}{360} \times 320 = 240 \text{ mm}$$

構造4と6について:

$$h_{1,2+3} = \frac{170}{210} \times 170 = 140 \text{ mm}$$

なお、表の $h_{1,1}$ は表層の厚さ、 $h_{1,2+3}$ はアスファルト層の総厚から $h_{1,1}$ を引いた厚さを意味する。

図-9* 2種の混合物に対する設計曲線

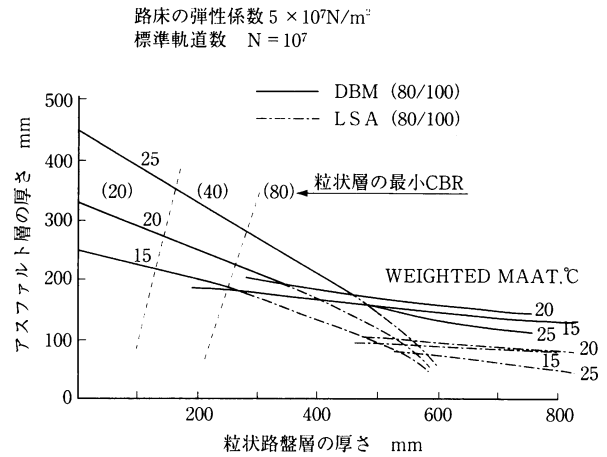


表-6* 主要道路の設計厚

断面		1	2	3	4	5	6
材料	アスファルト層の各層	層厚 mm					
DAC (80/100)	$h_{1,1}$	40	40	40	40	40	40
DBM (80/100)	$h_{1,2+3}$	320	170	-	-	-	-
DBM (40/60)	$h_{1,2+3}$	-	-	240	140	-	-
LSA (40/60)	$h_{1,2+3}$	-	-	-	-	240	140
粒状路盤層	h_2	-	300	-	300	-	300

針入度80/100のアスファルトを使用したDBMおよびLSAの厚さは、旧設計曲線から求められる厚さよりも20~30%程度、厚くなっている。針入度40/60のアスファルトを使用した場合、両者はほぼ等しくなる。表-6に示した6種類の断面は、構造設計からみれば全く同一の価値を持つとみなされる。しかし、永久変形に対する抵抗性からみれば全く異なっている可能性がある、このチェックが必要である。(以下次号)

あとがき

新設計法の概要は今回でほぼつかめたかと思う。この後、アスファルト層の永久変形に関するチェックが残っている。新設計法には我が国の設計法ではまだ考慮されていない種々の興味ある課題が提案されているが、紙面の都合上、これも次回にまとめて検討することにする。