

V-32

舗装構造解析へのフォーリング・ウエイト・デフレクトメータの利用（第5報）

北海道工業大学 正員 ○ 笠原 篤

北海道工業大学 正員 高橋 義昭

札幌市建設局土木部街路建設課

島 征夫

1. まえがき

交通量が非常に少ない道路の舗装についての設計および施工の標準として、わが国においては、砂利道の瀝青路面処理指針、団地内道路の手引き、構内舗装設計標準、簡易舗装要綱、アスファルト舗装要綱など10種をこすマニュアルが存在している。しかしそれら相互の関連性は十分ではなく、設計者にとってはどの基準を適用するか混乱している現状にある。北海道土木技術会舗装研究委員会では、アスファルト舗装要綱における設計思想に基づき、L交通をさらに4つの交通量に区分し軽交通のアスファルト舗装を設計する場合の北海道内での統一基準として、軽交通舗装設計要領（案）を昭和61年度に作成した[1,2]。

その要領（案）に基づき試験舗装を舗設し、その構造評価を行った結果、予定供期間に破壊することは無いと推定された[3,4]。それを踏まえ、札幌市内の4箇所の住宅街路に、要領（案）に基づいた舗装を舗設した。ここでは、その軽交通舗装道路について、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータ（FWD）によるたわみ測定結果から、舗装体の支持力評価を行い、要領（案）での設計法の妥当性を検討した。

2. たわみ測定

軽交通舗装設計要領（案）における大型車交通量の区分は表-1に示されている通りである。

L₂交通を適用した舗装を3箇所（路線A, B, C）、L₃交通を適用した舗装を1箇所（路線D）札幌市内の住宅街路に舗設した。路床はいずれも火山灰土（設計CBRは4%）であり、それらの舗装構造は表-2に示されている。

FWDを用いて、これら4箇所の路線について各々20点のたわみ測定を行った。表-3は各路線におけるたわみの代表値[5]、およびアスファルト混合物層の温度を示したものである。なお、たわみのサフックスは載荷版中心からの距離(mm)を表している。

3. 舗装構成層の弾性係数の推定

舗装体をアスファルト層・路盤・路床とから成る3層構造に単純化し、アスファルト層の温度からアスファルト層の弾性係数（E₁）を既知量、路盤および路床の弾性係数（E₂、E₃）を未知量とし、BISARプログラムを用いて繰り返し計算を行い、図解法により、E₂およびE₃を推定した[5]。その結果を表-4に示した。表-5は、推定された弾性係数の値を検証するために、BISARによる理論たわみと実測たわみを比較したものである。表を見るに、載荷版中心における理論たわみと実測たわみに若干の差があるが、概ね

表-1 L交通における大型車交通量の区分

交通量の区分	大型車交通量 (台/日・一方向)		5トン換算 輪数 (N)
L ₁	100未満	40以上	30,000
L ₂	40未満	15以上	7,000 (3500)
L ₃	15未満	5以上	1,500 (750)
L ₄	5未満		220 (110)

表-2 舗装断面

		L ₂ 交通	L ₃ 交通
表層	細粒度		
路盤	キップ・アスコン	30mm	40mm
	アスファルト		
	安定処理	50mm	—
凍上抑制層	切込碎石	150mm	200mm
	砂	450mm	450mm

表-3 たわみ測定データ

交通量	路線名	たわみ (mm)			荷重 (Kgf)	温度 (C)
		D ₀	D ₃₀₀	D ₇₅₀		
L ₂	A	0.959	0.648	0.335	5002	8.2
	B	1.167	0.831	0.474	4936	9.7
	C	0.917	0.688	0.363	4971	7.5
L ₃	D	1.969	1.137	0.468	4257	5.2

両者はよい一致を示していると受け取れよう。このことは、推定された舗装構成層の弾性係数はほぼ妥当であることを示している。

4. 層構造解析

各路線における路盤・路床の弾性係数が既知量となったことから、大型車が走行した場合のアスファルト層下面に生ずる引張りひずみ（ ϵ_R ）、および路床（ここでは凍上抑制層）上面に生ずる圧縮ひずみ（ ϵ_U ）を、 L_2 交通に関しては路線Cを、 L_3 交通に関しては路線Dを対象として、BISARによって算出した。アスファルト層の温度を10Cと仮定すれば、間接引張り試験における温度とアスファルト混合物の弾性係数の関係から、細粒度アスコンの弾性係数は90,000 Kgf/cm²、アスファルト安定処理と一体となったときの、それは74,000 Kgf/cm²となる。また荷重としてデュアルタンデム車の後輪を想定すれば、輪荷重:2,500 Kgf、輪中心間距離:34cm、接地半径:13.25cm、接地圧:4.5 Kgf/cm²となる。

表-6は、算出されたアスファルト層下面に生ずる引張りひずみ（ ϵ_R ）および路床上面に生ずる圧縮ひずみ（ ϵ_U ）と、各々に対応する許容載荷回数を示したものである。なお、アスファルト層下面に生ずる引張りひずみに対しては10Cにおけるアスファルト混合物の疲労曲線[6]から、路床上面に生ずる圧縮ひずみに対してはShellの設計法[7]からの推定値である。

5. まとめ

住宅街路に舗装した軽交通舗装は、予定した供用期間中に破壊することはないと推測される。

参考文献

- (1) 軽交通舗装設計要領（案）、北海道土木技術会舗装研究委員会、昭和61年5月
- (2) 北海道土木技術会舗装研究委員会：北海道における軽交通舗装設計要領（案）、舗装、昭和61年11月
- (3) 笠原、島：軽交通舗装設計要領（案）による舗装の構造評価、舗装、昭和62年11月
- (4) 笠原、三日市：軽交通舗装設計要領（案）に基づく試験舗装の支持力評価、第17回日本道路会議論文集、昭和62年10月
- (5) Kasahara A., et.al: Estimation of In Situ Elastic Moduli of Pavement Structural Layer with Falling-Weight-Deflectometer Deflection Basin, 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, 1987
- (6) 笠原、他：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用、土木学会論文報告集、第254号、1976年10月
- (7) Shell Pavement Design Manual, Shell International Petroleum Company Ltd., London, 1978

表-4 路盤・路床の弾性係数の推定値

	A	L_2 交通 B	C	L_3 交通 D
アスファルト層	80,000	74,000	82,000	115,000
路盤	2,600	3,300	2,600	620
路床*	580	410	540	340

* 路床に凍上抑制層を含む

表-5 実測たわみと理論たわみの比較

たわみ	A	L_2 交通 B	C	L_3 交通 D
D_0	0.959	1.167	0.917	1.969
δ_0	0.898	1.080	0.930	1.920
D_{300}	0.648	0.831	0.688	1.137
δ_{300}	0.650	0.823	0.682	1.130
D_{750}	0.335	0.474	0.363	0.468
δ_{750}	0.337	0.469	0.360	0.466

D：実測たわみ δ ：理論たわみ

表-6 舗装構成層に生ずるひずみと許容載荷回数の推定値

	ひずみ	許容載荷回数
L_2 交通 (C)	ϵ_R 235 $\times 10^{-6}$ ϵ_U -1140 $\times 10^{-6}$	10 ⁶ 10 ⁶
L_3 交通 (D)	ϵ_R 534 $\times 10^{-6}$ ϵ_U -2650 $\times 10^{-6}$	10 ⁴ 10 ⁴