

美々試験道路における舗装の長期パフォーマンスに関する研究

島多昭典¹・中川伸一²・高橋守人¹

¹正会員 北海道開発局 開発土木研究所 道路部維持管理研究室 (〒062 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

²正会員 北海道開発局 局長官房開発調整課 (〒001 札幌市北区北8条西2丁目)

美々試験道路は、北海道の苫小牧市から札幌市へ向かう一般国道36号に位置している。開発土木研究所では、1990年7月に同一車線に対して8種類の断面を構築した。本文は、この内の現行設計法に基づいた4断面の変化から、舗装パフォーマンスの検討を行うものである。

この結果、本試験道路においてはMCIに対してわだち掘れの与える影響が非常に大きかったが、これらは累積5トン(49kN)換算輪数との間に高い相関が見られた。また、調査期間がスパイクタイヤ規制が行われた時期に当たったため、この影響が観測されたほか、表層に生じるわだちは層厚が大きい断面ほど大きく、下層路盤面以下の沈下量は設計交通量が小さいほど大きいことが推定された。

Key Words : pavement, performance, test road, rutting, MCI, layer structure

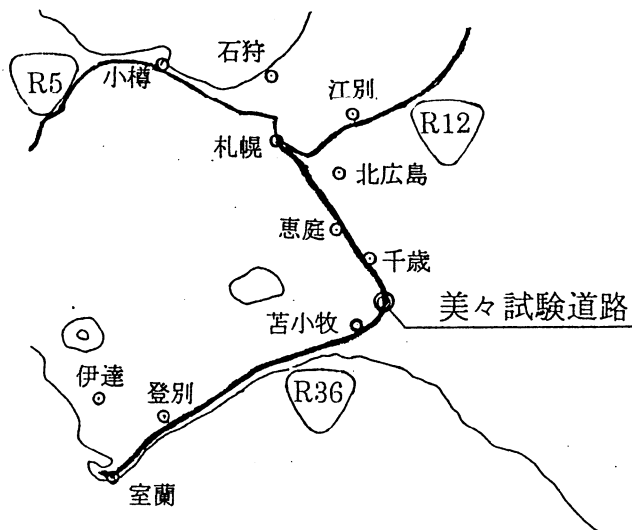


図-1 美々試験道路位置図

1. はじめに

美々試験道路は、1960(昭和35)年に凍上に関する調査を目的として一般国道36号苫小牧市美沢に構築されて以来、各種の調査フィールドとして北海道における道路舗装の設計技術の向上に重要な役割を果たしてきた。



写真-1 美々試験道路(分離帯寄りか試験車線)

試験区間は、中央分離帯の設置された片側2車線の構成となっている。さらに外側に試験調査時の切り回し用の車線が設置されているが、通常はここを通過する車両はほとんど無い。特定重要港湾である苫小牧、室蘭から札幌、千歳方面への大型貨物車両が多く、平成6年度の道路交通センサスによると平日24時間交通量が2万4千台、12時間大型車混入率は40.1%に達している。

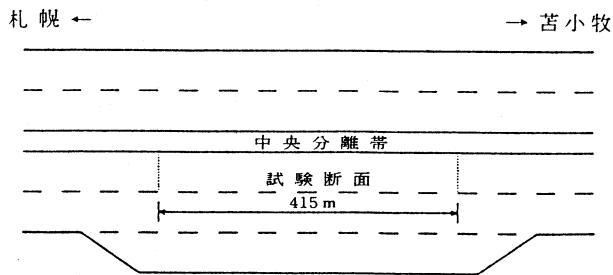


図-2 試験道路の平面図

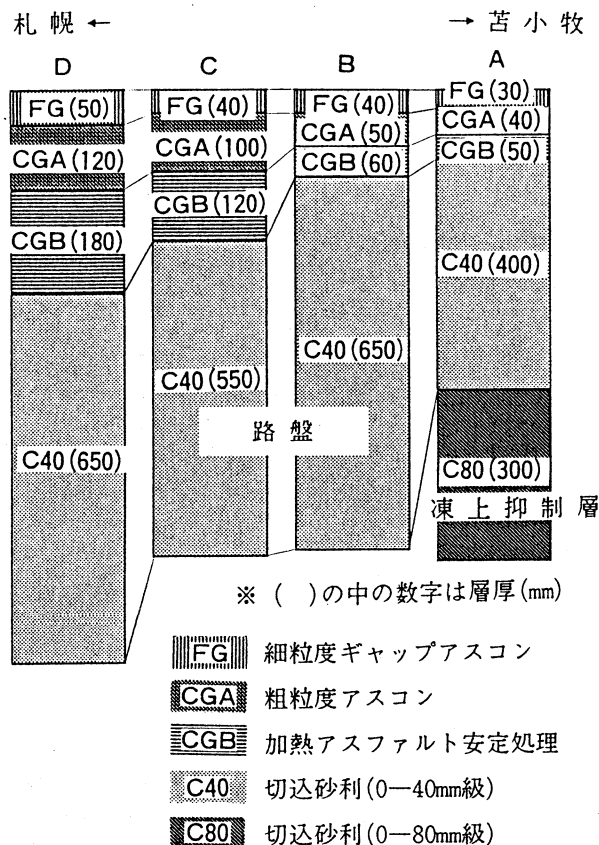


図-3 試験道路の舗装構成

この美々試験道路において舗装の構造設計手法の違い及びその結果として得られる舗装構造の違いが舗装の総合的な耐久性に与える影響についての調査を行うため、1990 (平成 2) 年 7 月に 8 つの試験舗装断面が設けられた。

8 断面の内、今回報告する 4 断面 (図-3) は従来から日本において標準的に用いられてきた経験式による設計手法である T_A 法によって設計された現行の標準断面である。残りの 4 断面は試行的に力学的設計を行なったものである。

2. 現行の断面設計法

日本ではアスファルト舗装設計において AASHO 道

表-1 材料ごとの設計 CBR

路 床 材 料	設計 CBR
土	3
砂	4
火 山 灰	5
切込砂利、切込碎石等粗粒材	10

表-2 交通区分と累積 5 トン (49kN) 換算輪数
(アスファルト舗装要綱より)

設計交通量の区分	設計期間内の累積 5 トン (49kN) 換算輪数 (N)
L 交 通	30,000
A 交 通	150,000
B 交 通	1,000,000
C 交 通	7,000,000
D 交 通	35,000,000

路試験の結果として提案された設計手法である T_A 法が用いられている¹⁾。これは、路床の支持力の評価値である設計 CBR と設計期間内の推定累積 5 トン (49kN) 換算輪数によって必要な T_A (舗装全層を加熱アスファルト混合物で設計すると仮定した場合の必要厚) を設定し、舗装体各層 (路盤層以上) を等値換算係数 (表層、路盤各層の材料の単位厚さが相当する加熱アスファルト混合物の厚さ) を用いて、アスファルト混合物を用いた場合に換算して舗装厚さを求める方法である。

必要 T_A は、路床の設計 CBR と設計期間内の累積 5 トン (49kN) 換算輪数から式 (1) によって求められる。

$$T_A = \frac{3.84 N^{0.16}}{CBR^{0.3}} \quad (1)$$

T_A : 舗装全層を加熱アスファルト混合物で設計した場合の必要厚 [cm]

CBR : 設計 CBR [%]

N : 設計期間内の累積 5 トン (49kN) 換算輪数

なお、北海道内の一般国道においては、路床及び凍上抑制層の設計 CBR は、北海道内産の材料に対して行った凍結融解試験及び CBR 試験結果を基に、表-1 に示す値を用いることとされている²⁾。また、冬期間のタイヤ使用状況に鑑み、表層の上部 2cm を摩耗層と位置付け、計算に含めないものとしている。更に、凍結深さに応じて地域ごとに置換え深さランクが設定されており、下層路盤以上の設計合計厚さ (摩耗層は除く) が置換え深さランクに満たない場合は、下層路盤の下の方路床を難凍上

表-3 輪荷重調査における輪荷重別輪数

荷重範囲 測定日	輪 荷 重 (輪)												
	0-1 ton 0-9.8 kN	1-2 9.8-19.6	2-3 19.6-29.4	3-4 29.4-39.2	4-5 39.2-49.0	5-6 49.0-58.8	6-7 58.8-68.6	7-8 68.6-78.5	8-9 78.5-88.3	9-10 88.3-98.1	10-12 98.1-117.7	12-14 117.7-137.3	14- 137.3-
1990.10.12	1690	1392	1861	892	411	502	348	183	61	28	4		
1991. 9. 3	1061	1253	1278	588	310	243	195	81	33	14	7	1	
1992.11.12	1685	905	1087	874	389	280	206	146	81	23	9		2
1993.10.14	2315	1098	1696	1007	425	348	276	197	133	40	36	3	2
1994. 9.13	813	1901	1803	824	727	171	20	2	1				

性材料に置換えるいわゆる凍上抑制層を設けることとされており、この場合の設計CBRは在来路床と凍上抑制層の設計CBRを合成して求めることとされている。

アスファルト舗装要綱においては、推定大型車交通量によって、5つの交通区分が定められており、各々表2に示す値を式(1)におけるNとして用いることとされている。

仮定した断面の照査においては、各材料規格ごとに定められた等値換算係数を用いて、式(2)により仮定した層構造の T_A を計算し、必要 T_A を満足するように設計する。

$$T_A = a_1 h_1 + a_2 h_2 + \dots + a_i h_i + \dots + a_n h_n \quad (2)$$

$a_1, a_2, \dots, a_i, \dots, a_n$: 等値換算係数

$h_1, h_2, \dots, h_i, \dots, h_n$: 各層の厚さ (cm)

美々試験道路には、この区間の設計交通量であるC交通に相当する断面以外に、他の3つの交通区分(A, B, D)各々について設計した断面を設置した。(以下、各々A, B, C, D断面と呼ぶ)

路床は土であるため、設計CBRは3を用いている。また、試験道路を含む地域は、路床凍上対策としての置換え深さランクが80cmであるため、A断面には、80mm級の切込砂利を用いた厚さ30cmの凍上抑制層を設けている。

なお、凍上抑制層は路床の一部であるため、設計CBRは路床70cmと凍上抑制層30cm(切込砂利80mm級、設計CBR=10)を合成して得られる合成設計CBR(=4)を用いている。

また、舗装の使用材料は、標準的に使用しているものを用いている。

3. 交通荷重調査

交通荷重はパフォーマンスに大きな影響を与えることから、試験道路構築後、マット式ポータブル輪荷重計を用いて、毎年秋期に輪荷重測定を行っている。測定は午前7時から翌日午前7時までの24時間行った。測定結果を表-3に示す。

表-4 5トン(49kN)換算輪数の算出

荷 重 範 囲 トン (kN)	代 表 値 トン (kN)	$\left(\frac{P_j}{5}\right)^4$
0-1 (~ 9.8)	0.5 (4.9)	0.00001
1-2 (9.8 ~ 19.6)	1.5 (14.7)	0.00810
2-3 (19.6 ~ 29.4)	2.5 (24.5)	0.06250
3-4 (29.4 ~ 39.2)	3.5 (34.3)	0.24100
4-5 (39.2 ~ 49.0)	4.5 (44.1)	0.65610
5-6 (49.0 ~ 58.8)	5.5 (53.9)	1.46410
6-7 (58.8 ~ 68.6)	6.5 (63.7)	2.85610
7-8 (68.6 ~ 78.5)	7.5 (73.5)	5.06250
8-9 (78.5 ~ 88.3)	8.5 (83.3)	8.35210
9-10 (88.3 ~ 98.1)	9.5 (93.1)	13.03210
10-12 (98.1 ~ 117.7)	11.0 (107.8)	23.42560
11-12 (107.8 ~ 117.7)	13.0 (127.4)	45.69760
12-14 (117.7 ~ 137.3)	15.0 (147.0)	81.00000

表-5 5トン(49kN)換算輪数測定結果

測 定 日	5トン(49kN)換算輪数
1990. 10. 12	4,213
1991. 9. 3	2,410
1992. 11. 12	3,606
1993. 10. 14	5,685
1994. 9. 13	1,129
平 均	3,409

また、表-3の結果を基に、表-4及び式(3)に従って、24時間当りの5トン(49kN)換算輪数を求めた結果を表-5に示す。その平均値は3,409輪/日であった。

$$N_d = \sum_{j=1}^{13} \left(\frac{P_j}{5} \right)^4 \times N_{Lj} \quad (3)$$

P_j : 代表値
 N_j : 輪数

4. 路面性状調査

サービス性能の経年変化を把握するため、試験道路の

表-6 各断面のMCI値

測定日	A			B			C			D		
	D	σ	MCI	D	σ	MCI	D	σ	MCI	D	σ	MCI
1990. 8. 4	—	0.64	9.57	—	1.43	9.50	—	0.65	9.57	—	0.57	9.58
1991. 4. 8	10.7	0.81	7.16	12.1	1.46	6.91	10.8	1.24	7.14	12.8	0.80	6.78
1991. 8. 20	12.4	1.23	6.85	13.4	1.41	6.68	11.4	1.52	7.03	14.0	0.87	6.57
1992. 5. 19	19.5	1.12	5.68	21.0	1.64	5.45	18.6	0.91	5.82	21.0	1.09	5.45
1992. 10. 23	20.4	1.32	5.54	21.2	1.36	5.42	18.9	1.47	5.77	21.8	1.76	5.33
1993. 5. 24	23.7	1.46	5.05	24.7	1.91	4.90	22.4	1.36	5.24	24.4	0.94	4.95
1993. 10. 26	24.8	1.42	4.89	25.6	1.70	4.77	23.3	1.45	5.11	24.9	1.22	4.87
1994. 5. 23	26.8	2.55	4.60	27.4	2.46	4.52	24.8	1.41	4.89	26.6	1.01	4.63
1994. 10. 30	28.4	1.79	4.38	28.9	1.52	4.31	26.6	2.36	4.63	28.0	2.06	4.44
1995. 5. 18	28.6	1.39	4.35	28.9	1.56	4.31	26.7	1.15	4.62	28.4	1.48	4.38

D：わだち深さ [mm]

 σ ：縦断方向の平坦性 [mm]

各断面においてわだち深さ、縦断方向の平坦性、クラックの発生3項目について路面性状の追跡調査を行った。

また、この3項目の測定値に基づいて維持管理指数(Maintenance Control Index, 以下MCI)を算出した。MCIは、舗装の維持修繕にあたっての参考値とされる値であり、この値がおおよそ5未満となったときに小規模な修繕、3未満のときには大規模な修繕が必要と判断される。MCIは、式(4)～(7)によって各々算出された値の内の最小値として得られる。

$$MCI = 10 - 1.48C^{0.3} - 0.29D^{0.7} - 0.47\sigma^{0.2} \quad (4)$$

$$MCI_0 = 10 - 1.51C^{0.9} - 0.30D^{0.7} \quad (5)$$

$$MCI_1 = 10 - 2.23C^{0.9} \quad (6)$$

$$MCI_2 = 10 - 0.54D^{0.7} \quad (7)$$

 σ ：縦断方向の平坦性の標準偏差 (mm)

C：クラック率 (%)

D：わだち深さ (cm)

各断面のわだち深さ、縦断方向の平坦性の測定値及び測定値に基づいて算出したMCIの経年変化を表-6に示す。なお、クラックについては、試験道路構築後5年までにおいて、いずれの断面においても発生は見られていないため、表においては省略している。ここで、わだち深さは、各断面工区内の各横断形状測線における最大わだち深さの平均値としている。

式(4)～(7)のMCI算出式において、クラック率Cがすべて0であることと、平坦性の測定値 σ の最大値2.55に対し、わだち深さの最小値は10.7であるため、計算値が最小になりMCIを決定するのはすべて式(7)である。

表-7 各測定日までの推定累積5トン(49kN)換算輪数

測定日	累積日数	推定累積5トン(49kN)換算輪数
1990. 8. 4	0	0
1991. 4. 8	248	845,432
1991. 8. 20	381	1,298,829
1992. 5. 19	654	2,229,486
1992. 10. 23	811	2,764,699
1993. 5. 24	1024	3,490,816
1993. 10. 26	1179	4,019,211
1994. 5. 23	1365	4,653,285
1994. 10. 30	1525	5,198,725
1995. 5. 18	1725	5,880,525

5. 路面性状パフォーマンス曲線

1日(24時間)当りの5トン(49kN)換算輪数を、輪荷重調査の結果を基に3,409台/日として推定した各々の路面性状測定日までの累積5トン(49kN)換算輪数が表-7である。

横軸にこの累積5トン(49kN)換算輪数を縦軸に路面性状を表す指標をとり、図-4, 5, 6に示す。

わだちがMCIに与える影響は、他の因子に比較して大きいことから、わだちの増加が大きな時期にMCIの減少が大きくなってきている。

また、図-4に示されるように縦断方向の平坦性は全体的に増加傾向にあるが、ばらつきが大きく、その増加傾向の把握が困難である。従って、ここではわだち深さ、MCIに着目して各々のパフォーマンス曲線を求めた。

その結果、わだち深さ、MCIのパフォーマンスは、各々式(8)、式(9)に良く一致した。

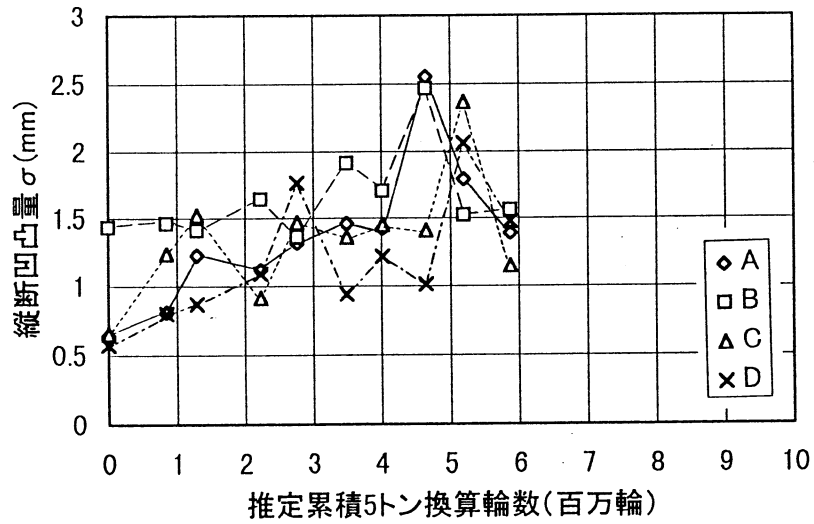


図-4 縦断凹凸量の変化

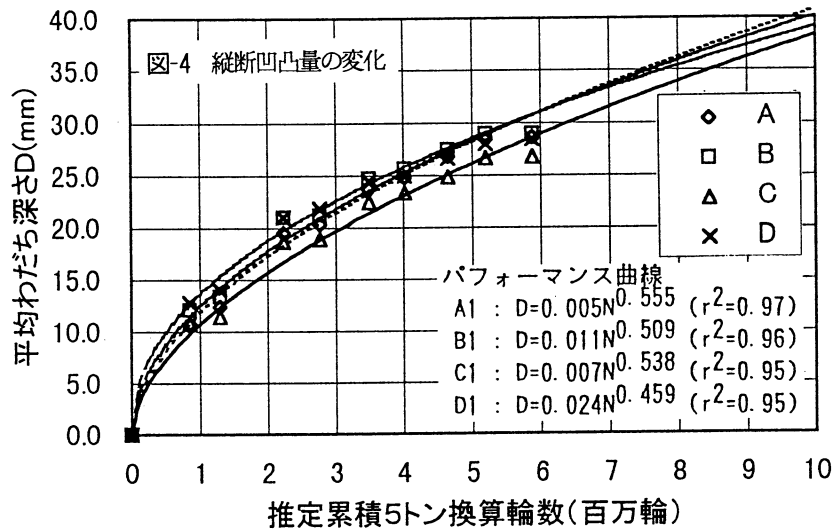


図-5 わだち深さの変化

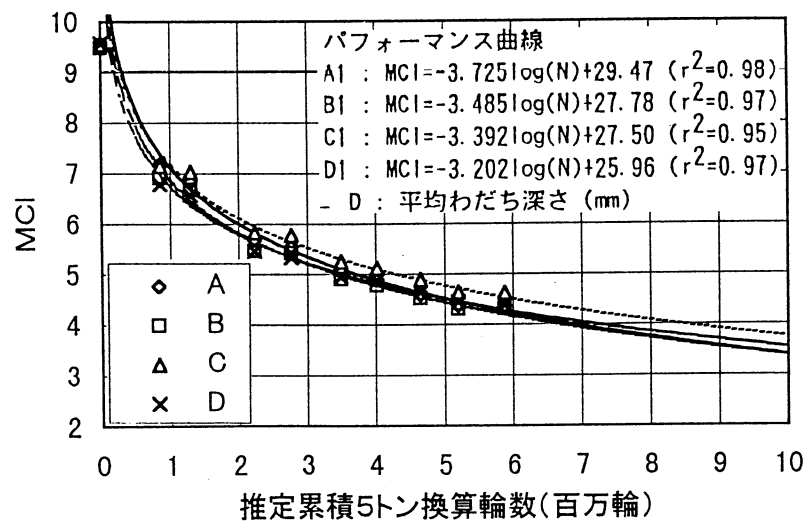


図-6 MCI の変化

表-8 わだち深さが30mm, 40mm に達するまでの
累積5 トン(49kN)換算輪数および年数

わだち 断面	累積5 トン(49kN) 換算輪数 (千輪)		年 数	
	30mm	40mm	30mm	40mm
A	6420	10780	5.3	8.9
B	5620	9900	4.6	8.2
C	5630	9620	4.6	8.0
D	5590	10450	4.6	8.6

表-9 MCI が5.0, 3.0 に達するまでの累積5 トン(49kN)
換算輪数および年数

MCI 断面	累積5 トン(49kN) 換算輪数 (千輪)		年 数	
	5.0	3.0	5.0	3.0
A	3700	12740	3.1	10.5
B	3440	12880	2.8	10.6
C	4300	16720	3.6	13.8
D	3500	11480	2.9	12.2

$$D = a N^b \quad (8)$$

D : わだち掘れ深さ (mm)

N : 累積5 トン(49kN)換算輪数 (輪)

a, b : 定数

$$MCI = -c \log N + d \quad (9)$$

N : 累積5 トン(49kN)換算輪数 (輪)

c, d : 定数

各断面でのわだち深さ, MCI のパフォーマンス曲線は図-5, 図-6 中に示すように, 両方とも 0.95 以上の非常に高い相関が得られている。

これらのパフォーマンス曲線を用いて, 維持修繕の判断の目安となる値に達するまでの累積5 トン(49kN)換算輪数, および美々試験道路の交通条件下での年数を求めた結果を表-8.9 に示す。表-8 と表-9 で, 到達順序等が互いに一致しないのは, 各々独立に求めた回帰式である式(8)及び式(9)に基づいて推定したためである。

これらの結果からは, 供用5年の時点では, 舗装構成厚の違いによる路面の各性状への影響は見られない。

表-10 表層・基層の設計厚と供用5年時点での残厚

		A	B	C	D
表層	設計厚 ①	30	40	40	50
	供用5年時点での残厚 ②	22	23	18	26
	(②-①)	-8	-17	-22	-24
基層	設計厚 ③	40	50	100	120
	供用5年時点での残厚 ④	36	46	100	120
	(④-③)	-4	-4	0	0

※摩耗層を含めた厚さを表層としている。

6. わだち掘れの発生原因

表-10 は供用開始後5年となる1995年8月に, コア採取によって, わだち底部の表層厚さを測定し, 設計厚さと比較したものである。これから, 表層においては, 設計交通量が大きい断面ほど, つまり表層厚が大きいほど, 設計厚と供用5年時点での残厚との差が大きくなっていることがわかる。なお, 各断面からコアを5個ずつ採取しているが, 同断面内のコアでの各層厚の変動は小さかったことから, ばらつきの影響とは考えられない。

また, 本試験道路においては剥離が見られていないため, 表層厚変化の原因としては摩耗と流動が考えられる。交通条件及び表層材料が同一であるため, 摩耗による表層厚変化に差が生じたとは考えられず, この差は流動による差と考えられる。基層においては, 舗装構成によらず大きな違いは見られない。上層路盤(加熱アスファルト安定処理)層については, コア観察によって下層路盤層との境界を明確に判断することが不可能なため, 数値測定を行っていないが, アスファルト含有率, 骨材粒径, 温度条件等から判断して基層以上に流動しにくいいため, 流動の大部分は表層内に生じたと考えられる。

積雪寒冷地においては, スパイクタイヤ及びチェーンが使用される冬期間の摩耗と, 路面温度が上昇する夏期間の主に流動によるわだち掘れが生じると考えられる。そこで, 夏と冬期間のわだち掘れ変化量を表-11 に示す。

北海道においては, スパイクタイヤ及びチェーンによる冬期の摩耗対策が長年の課題であった。しかし, 平成4年度から札幌を中心とした地域で, 翌5年度からは, 本試験道路を含む全道各地でスパイクタイヤの使用が規制されたため, 多くの車両が柔らかいゴムを使用したスタッドレスタイヤに移行した。表-11においても, 冬期間のわだち掘れ変化量が毎年着実に減少していることが表れている。本路線の性格上, 多くの通過車両が札幌方面を目的地としているため, 平成4年度にスパイクタイヤが

表-11 夏季および冬季のわだち掘れ増加量

	H3夏	H3冬	H4夏	H4冬	H5夏	H5冬	H6夏	H6冬	H7夏
	H3.4~10	~H4.5	~H4.10	~H5.5	~H5.10	~H6.5	~H6.10	~H7.5	~H7.10
A	2.0	6.8	0.9	3.3	1.2	2.0	1.6	-1.0	0.2
B	1.6	7.4	0.1	3.5	1.9	1.8	1.5	-0.2	0.5
C	0.7	7.1	0.3	3.6	1.0	1.5	1.8	0.3	0.3
D	1.4	6.8	0.9	2.5	0.6	1.7	1.4	0.1	0.6
AVE	1.4	7.0	0.6	3.2	1.2	1.8	1.6	-0.2	0.4

表-12 供用5年時点の表層厚変化と
下層路盤面以下の沈下量の推定

	A	B	C	D
わだち深 ①	29	29	27	28
供用5年時点までの表層減少厚 ②	8	17	22	24
下層路盤面以下の沈下量の推定値 (①-②)	21	12	5	4

ほとんど使用されなくなっているものと考えられるが、この年の変化量は平成3年度の1/2以下となっており、これを裏付ける結果となっている。

また、わだちが生じる原因としては、この他に、交通荷重による下層路盤面の沈下が挙げられる。この沈下量は、基層及び上層路盤の厚さ変化が無いものと仮定して、下層路盤面以下の沈下が表層下面の沈下に等しいと仮定すると、表-12によれば、設計交通量が小さい舗装断面ほど、下層路盤面以下の沈下が大きくなっている。これはアスファルト混合物層路盤上面での鉛重の大きさが異なった影響と考えられる。

7. 考察

美々試験道路について、5年間の追跡調査の結果（累積等価複輪荷重が約600万輪までの範囲）から得られた成果を考察すると、以下のようになる。

- ① 現行MC I算定式の3要素の内、わだち掘れの影響の大きい箇所では累積5トン(49kN)換算輪数と平均わだち掘れ深さ、MC Iの間に高い相関が見られた。
- ② 供用5年後にわだち底部から採取したコアの層厚から、表層においては、層厚が大きい断面ほどその減少量が大いだが、下層路盤面以下の沈下量は設計交通量が小さいほど大きいと推定された。
- ③ スパイクタイヤ規制により、冬期間の摩耗が大幅に減少しているため、今後のわだち掘れ対策として流動、沈下に対する検討も重要と考えられる。
- ④ 現行設計法に対して、試験道路の交通量に匹敵するC、D交通断面の舗装はもちろん、A、B交通断面の舗装

においても目立った損傷は見られない。しかし、A、B交通断面では下層路盤面の沈下が相対的に大きくなっている。したがって、表面性状だけではなく、路床、路盤および舗装を一体的に評価すべきであると考ええる。

8. おわりに

今回、測定されたわだち深さそのものには、舗装構成厚さの違いによる影響が表れていないことが明らかにされたが、わだち深さを表層厚の厚さの変化と下層路盤面以下の沈下に分けて考えると各々舗装構成による差が見られた。このことから、わだちのパフォーマンス予測において材料特性の評価とともに構造的な解析が必要であると考えられる。

舗装の構造面の評価手法としてはFWDが注目されており、本試験道路においても継続調査を行っている。ここ数年、暖冬の影響とも思われるが、現段階ではわだち掘れ以外の目立った破壊が観測されていないことから、基層以下の設計の問題点は生じていない。しかし、冬期間の摩耗の減少により、わだち掘れ量全体に対する流動、沈下の影響が相対的に大きくなってきていることから、今後は表層材料の検討にとどまらない対策が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1990
- 2) 久保宏：融解期の現場CBRとそれに基づく設計CBRについて，土木学会論文報告集，第283号，1979.3
- 3) 寺田章次，森永教夫，菊川滋：道路維持管理ポケットブック，1991
- 4) 中川伸一，島多昭典，小笠原章：美々試験道路における構成厚の異なる舗装の長期パフォーマンス調査（中間報告），開発土木研究所月報，No.513，1996.2

THE STUDY OF LONG TERM PERFORMANCE OF PAVEMENTS AT THE BIBI TEST ROAD

Akinori SHIMATA, Shin'ichi NAKAGAWA and Morito TAKAHASHI

The Bibi Test Road is located on National Route 36 on the way from Tomakomai to Sapporo. The Civil Engineering Research Institute constructed 8 types of layer structures in July 1990. This study describes performances of pavements by researching changes observed in 4 types of sections.

It was proved that rutting significantly affects MCI, and these factors are correlated to the number of equivalent 5 t (49 kN) wheel load. The studded tire regulations were promulgated during the research period and their influence was observed. It was found that the thicker the layer, the larger the rutting of pavement surfaces, and the smaller the design traffic volume, the greater subsidence of the subbase course.