

アスファルト舗装の疲労寿命予測と
力学的設計法の構築に関する研究

丸 山 記 美 雄

北 海 道 工 業 大 学

2009 年 3 月

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究成果と課題点	3
1.2.1 現行設計法の問題点	3
1.2.2 米国の試験道路	4
(1) 米国の試験道路の歴史	4
(2) AASHO 道路試験	6
(3) Mn/ROAD	7
(4) WesTrack	9
(5) N-CAT	12
1.2.3 フランスの試験道路	13
1.2.4 韓国の試験道路	14
1.2.5 わが国の試験道路	15
(1) 美々新試験道路	15
(2) 美々新試験道路の設計方法	21
1.2.6 各国の力学的舗装設計手法への取組み	24
1.2.7 わが国の力学的舗装設計手法への取組み	27
1.3 本研究の位置づけと構成	28
第2章 美々新試験道路の環境条件に関する調査	33
2.1 調査目的	33
2.2 調査方法	33
2.3 環境条件調査の結果	34
(1) 交通量と輪荷重調査結果	34
(2) タイヤ走行位置測定結果	35
(3) 車両走行速度調査結果	36
(4) スパイクタイヤ規制に関する調査結果	36
(5) 気温調査結果	37
(6) 舗装体温度調査結果	38
2.4 まとめ	40
第3章 美々新試験道路の長期パフォーマンス観測	42
3.1 路面性状長期パフォーマンス調査の目的	42
3.2 路面性状調査方法	42
3.3 累積 49kN 換算輪数の算定方法	42
3.4 路面性状調査結果	42
(1) わだち掘れ量調査結果	42
(2) ひび割れ調査結果	45
(3) 平坦性調査結果	47
(4) 維持管理指数 MCI 調査結果	48
3.5 まとめ	49

第4章 舗装の構造に関する調査	51
4.1 開削調査	51
4.1.1 開削調査目的	51
4.1.2 開削調査方法と概要	51
4.1.3 開削調査結果	55
4.2 路盤・路床材料に関する調査	65
4.2.1 路盤・路床材料に関する調査目的	65
4.2.2 路盤・路床材料に関する調査方法	65
4.2.3 路盤・路床材料に関する調査結果	67
4.3 FWDによる調査	70
4.3.1 FWDによる調査目的	70
4.3.2 FWD調査方法および解析方法	70
4.3.3 FWDによる調査結果	70
4.4 まとめ	76
第5章 混合物の疲労破壊特性に関する室内試験	77
5.1 室内試験の目的	77
5.2 室内試験の方法	78
5.2.1 室内作成供試体による試験方法	78
5.2.2 現場切取供試体に対する試験方法	79
5.3 室内作成供試体の疲労破壊特性	80
5.3.1 混合物による疲労破壊回数の差異	80
5.3.2 疲労破壊回数のばらつき	82
5.4 現場切取供試体の疲労破壊特性	83
5.4.1 混合物毎の破壊回数の差異	83
5.4.2 疲労破壊回数のばらつき	86
5.4.3 曲げスティフネスの差異とばらつき	87
5.4.4 混合物配合が疲労破壊回数や曲げスティフネスに与える影響	89
5.4.5 混合物の曲げ疲労破壊回数の定式化	90
5.4.6 現場採取と室内作成供試体の比較	94
5.5 まとめ	95
第6章 力学的設計手法に関する検討	97
6.1 検討の目的	97
6.2 検討の手順と概要	98
6.2.1 49kN換算輪数と車両走行位置分布	98
6.2.2 舗装体温度と舗装混合物のスティフネス	99
6.2.3 混合物層下面の引張ひずみ	101
6.2.4 マイナー則による累積ダメージの計算	102
6.3 疲労破壊年数の推定	104
6.4 まとめ	105

第 7 章 結論	106
付録	108
謝辞	114

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

日本の現在のアスファルト舗装設計手法は CBR- T_A 法であり、この設計法は 1950 年代に米国で行われた AASHO 道路試験の結果を基に、日本の道路事情等に合わせて考案された経験的な設計手法である。

しかし、この経験的・設計手法は、新しい舗装材料や新技術に対応できないことが課題点として挙げられる。おりしも、道路事業の建設コスト縮減が強く求められ、道路利用者・国民・地域社会の道路舗装に対するニーズや求められる機能が多様化する中、新技術の導入を促進することで道路利用者の様々なニーズに的確に対応し、コスト縮減および事業の効率を向上させるべく、平成 13 年度に「舗装の構造に関する技術基準」¹⁾が定められ性能規定に基づく舗装設計に転換が図られつつあり、日本の事情に合った力学的設計手法の構築が待たれている。世界に視点をうつせば、米国をはじめ欧州諸国やアジア諸国も、現在の舗装設計の主流は経験的な設計手法であるが、米国で公開された Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (以下、M-E PDG) など、力学的設計手法の導入に向けた研究が推進されている。

舗装の力学的設計が対象とすべきアスファルト舗装のパフォーマンスは、わだち掘れ、疲労ひび割れ（底面と表面）、低温ひび割れ、平坦性などをあげることができる。中でも、底面から発生する疲労ひび割れは舗装の構造的な終局破壊形態であるため、舗装の設計期間や耐用年数を力学的な手法により検討する際の重要課題といえる。そのため、過去多くの研究者²⁾⁻¹⁰⁾がこの問題の解明や解決に取り組んできている。それらの成果として、力学的な理論に基づく手法がいくつか示されてきたが、日本国内で供用中の道路における疲労ひび割れ発生時期との関係などについて調査および検証がなされた事例が少なく、これらの手法の妥当性の検証事例を積み重ねるべき段階にあると思われる。

また、舗装の疲労破壊現象は、確率的性質を有することは知られており、舗装設計便覧¹¹⁾では舗装の疲労破壊を構造設計に反映する場合に信頼性設計を考慮しているが、信頼性設計を行う場合の信頼度を設定するためには、設計に用いる交通量、温度、材料、構造に関する変数のばらつきや平均値など確率分布に関する情報が不可欠といえる。特に設計に用いる変数のうち、アスファルト混合物等の舗装材料自体の疲労破壊特性値の差異やばらつきは最も基本的に把握すべき特性値である。

そこで、本研究では、

- ①アスファルト混合物の疲労破壊特性値の差異やばらつき、温度時間依存性など、材料としての特性を把握すること
- ②供用中の道路における疲労ひび割れ発生状況と、室内試験で得られるアスファルト混合物の疲労破壊特性の関係を把握すること
- ③アスファルト混合物の疲労破壊特性や舗装厚さなどの舗装構造が疲労破壊時期におよぼす影響について、多層弾性理論と損傷ダメージ計算に基づく力学的なアプローチをすることにより疲労寿命予測の妥当性について実証的な検証を加えること

④力学的な手法による疲労寿命予測を行う際に用いる材料特性値や交通条件，気象条件などの入力値に関する検討を行うこと

を目的に実施した。

具体的な検討手法としては，国道 36 号苫小牧市美沢に 1990 年に構築された美々新試験道路において，配合の異なるアスファルト混合物や様々な舗装厚で構成された舗装断面の疲労ひび割れの発生時期や発生状況を観測するとともに，現場から採取した配合の異なるアスファルト混合物供試体に対して曲げ疲労試験を実施し，疲労破壊回数の把握とそのばらつき，曲げスティフネスなど，アスファルト混合物の疲労破壊現象に関係すると思われる特性値を求めた。その上で，美々新試験道路において実測している交通量や温度データを用いて，層構造解析によって累積ダメージと疲労破壊時期を算出し，実際の疲労破壊時期と比較することで力学的な理論に基づく手法の妥当性に関して実証的な検討を試みたものである。

1.2 既往の研究成果と課題点

1.2.1 現行設計法の問題点

わが国の現行のアスファルト舗装設計法である CBR- T_A 法は、米国の AASHO 道路試験の結果を基に、わが国の実情に合うように改良した経験的設計手法であり、路床の支持力である CBR と舗装計画交通量から、必要とされる等値換算厚 T_A を求め、この等値換算厚を下回らないように舗装構成を決定する方法である。

この設計法は簡便である一方、次のような課題点がある。

- ・新材料や新工法に対応することが難しい。
- ・供用後の舗装の挙動との関係が明確でない。

例えば、CBR- T_A 法における等値換算係数は経験的に決められているため、既知の材料以外の新材料の適用は必然的に難しいものになる。具体的には、所要の設計期間にわたる疲労破壊抵抗性を確保するには、アスファルト舗装の底面からの疲労ひび割れを防止することが重要であり、そのためには、アスファルト混合物層底面に使用する混合物にひび割れの発生しにくい材料を使用することが効果的と推測できる。しかし、配合やアスファルトの種類を工夫した新しい混合物を底面に使用して疲労抵抗性を高めても、CBR- T_A 法においては加熱アスファルト混合物の等値換算係数は 1.00 と決まっているため、これらの新材料や工法による効果を適切に評価できず、新技術の活用とそれに伴うコストの縮減が進まないという問題が生じている。また、CBR- T_A 法は、表面に近くなるにしたがって材料の強度が増す層構造を前提としており、下層に強度等の高い材料を用いる場合などの新工法には適用ができない。

これに対し、交通荷重による舗装の挙動を多層弾性理論などにより力学的に理論解析し、供用性と関係づけた破壊規準を適用して舗装断面の設計を行う手法である力学的な舗装設計法を適用することの利点は、

- ・ T_A 法による場合で必要となる等値換算係数の設定が不要で、新材料・新工法を舗装各層に採用するまでの期間が短縮される可能性が大きいこと。
- ・温度の影響などの環境条件や交通条件などを考慮した構造設計が可能となり、地域の条件に適した設計を行えること。

などがあげられ、現行設計法の問題点を解決するために、力学的な舗装設計手法の構築が望まれている。

1.2.2 米国の試験道路

米国を中心として、力学的設計法の構築に向けた取り組みが進んでおり、材料性状の研究に合わせて、世界各国で周回路を用いた載荷試験や長期供用性 (Long-Term Pavement Performance) 調査が行われている¹²⁾⁻³⁷⁾。2004年には力学的手法を軸に経験的手法も組み合わせた舗装設計法である Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (以下、M-E PDG) が AASHTO より公表されている。

(1) 米国の試験道路の歴史

米国では1922年から23年にかけてイリノイ州で行われたベーツ試験道路により、舗装の支持能力と軸荷重の間に関係があることが見出され、以降両者の関係について多くの研究が行われる端緒となり、1923年から1950年の間には、各地で試験道路が建設された¹²⁾。具体的には、米国連邦道路局(U.S. Bureau of Public Roads, BPR)により行われたアーリントン試験や、BPRや道路研究委員会(Highway Research Board, HRB)および米国アスファルト協会により行われたハイブラーバリー試験、米国陸軍技術部隊(U.S. Corps of Engineers)により行われたストックトン試験やロックバーン空港試験などである。これらの試験により、舗装の設計と施工の技術は進歩したが、軸荷重と舗装の破壊の関係は概念的なものであった¹²⁾。

その間、交通量や軸重が増大し、舗装や橋梁が損傷しつつあることが問題となってきた。このような中、1949年には米国中西部と東部の14州の道路局が会合をもち、試験道路の必要性が議論された結果、1950年に One-MD 道路試験がメリーランド州において開始された¹²⁾。

さらに、1950年には AASHO (The American Association of State Highway Officials, アメリカの州および連邦政府により道路に関する研究および技術基準の作成を目的として1914年に設立された機関)の道路運輸委員会が One-MD 道路試験以上の大規模な道路試験の必要を認め、HRBに試験道路に関する計画を作成させた。この計画に基づき、1951年から1952年にかけて WASHO 道路試験 (WASHO: Western Association of State Highway Officials) が実施された¹²⁾。その後、1950年代にかけて、AASHOによって AASHO 道路試験が計画され、1956年8月施工開始、1958年11月5日から米国陸軍輸送部隊による走行試験が開始され、1960年11月30日に本載荷試験が終了した。AASHO 道路試験の目的は、以下に示すように、舗装や橋梁の合理的かつ経済的設計を行うための基礎資料を得ることであった。

- 1) 新しい舗装と橋梁の設計と施工
- 2) 現実の舗装の管理と改良
- 3) 許容軸荷重や道路税に関する基準作成

AASHO 道路試験の以前にも欧米各国で多くの道路試験が行われてきたが、AASHO 道路試験のように大規模にしてしかも厳密に実施された道路試験はなく、AASHO 試験道路の結果は、舗装の設計技術を発展させた。1961年には、AASHO Interim Guide for the

Design of Rigid and Flexible Pavements が発行され、1972 年と 1981,1993 年に大規模な改訂が行われ、1993 年版は現在でもアメリカ国内で広く使用されているが、これらの指針類は全て基本的には AASHO 道路試験の結果に基づいて作られた経験的設計法である。

1990 年代以降は、図-1.1 に示すような Mn/ROAD, WesTrack や N-CAT Test Track など
で実物大の促進载荷試験が行われている。これらの試験道路の目的は様々ではあるが、

- ・ 室内試験と実際の道路の関連性を調査
- ・ 力学的-経験的設計手法を構築または検証し、導入を図る
- ・ 性能規定への対応

を主目的に行われている。すなわち、米国においても力学的-経験的設計手法は未だ研究開発途上の面があるといえる。

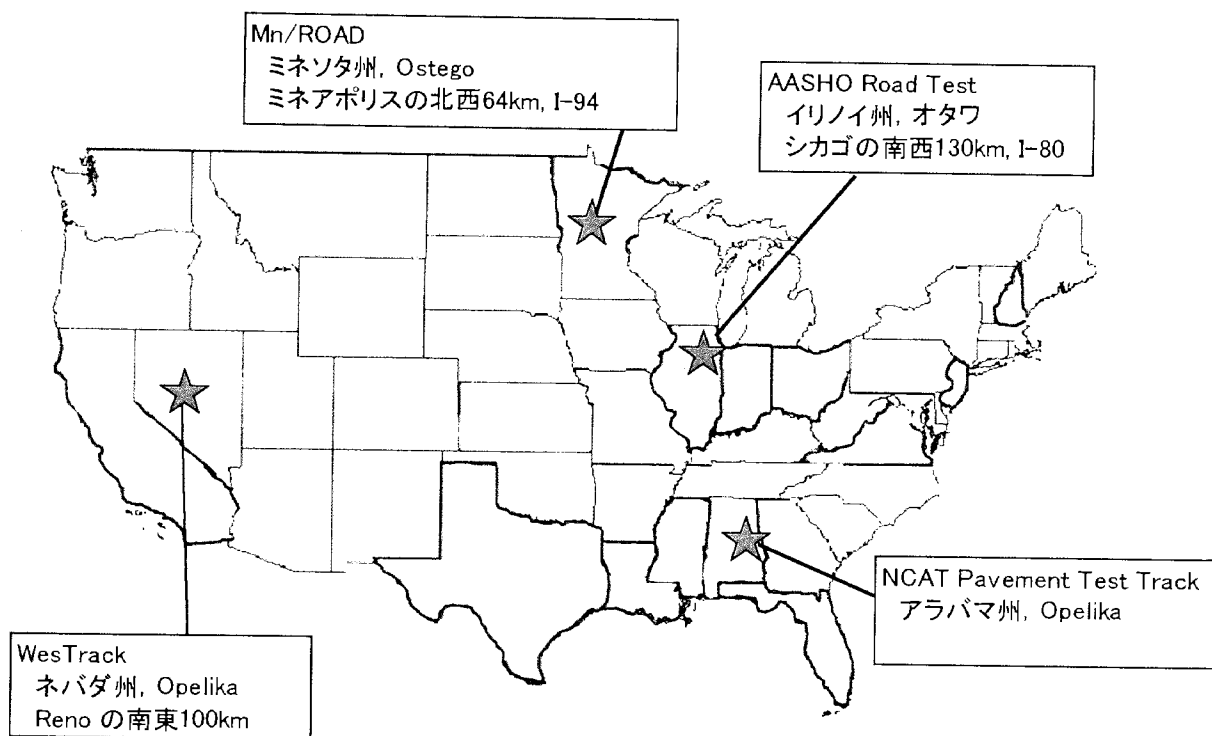


図-1.1 アメリカの実物大促進载荷試験道路位置図

(2) AASHO 道路試験 (AASHO Road Test)

AASHO 道路試験は、1951年から1955年にかけて計画・準備され、1956年8月からイリノイ州オタワの北西部、シカゴの南西約130kmの州際道路80号に建設が開始された¹²⁾⁻²⁰⁾。1958年11月5日から米国陸軍輸送部隊による走行試験が開始され、1960年11月30日に本載荷試験が終了した。約25ヶ月の間に約100万回の輪荷重が各車線を通り、走行速度は直線部56km/h、曲線部40km/hであった。年間降雨量は過去30年の平均で約860mm、気温は夏期平均24℃、冬期平均3℃であるが、冬期間中は地表の凍結、融解を繰り返しながら土が凍結する。平均凍結深さは70cmである。

試験道路は交通試験に便利なようにループ状となっており、ループの南側の直線部にはコンクリート試験舗装を、北側の直線部にはアスファルト試験舗装が施工された。このようなループは大小合わせて6箇所あり、836の試験舗装断面区間と16の橋梁から構成された。AASHO 道路試験の予算は、総計約2700万ドル（当時の日本円換算で約100億円）であった。48の州とハワイ、コロンビア区、プエルトリコ領、BPR、自動車工業会、米国石油協会、米国建設鋼構造協会、および国防省により費用分担された。

AASHO 道路試験の目的は、舗装や橋梁の合理的かつ経済的設計を行うための基礎資料を得ることにある。

AASHO 試験道路の結果は、舗装の設計指針を発展させた。1961年には、AASHO Intermittent Guide for the Design of Rigid and Flexible Pavements が発行され、1972年と1981,1993年に大規模な改訂が行われているが、これらの指針類は全て基本的にはAASHO 道路試験の結果に基づいて作られた経験的設計法である。1993年版は現在でもアメリカ国内で広く使用されている。なお、最新の指針として、AASHTO2002年のもの(M-E PDG)があるが、これは力学的経験的設計概念を取り入れた設計手法であり現在も開発段階である。この2002年の指針はAASHO 道路試験の結果に基づかない最初のものであると位置づけられる。

現在の日本の舗装構造設計手法の主流であるCBR-T_A設計手法は、多くをAASHO 試験道路の成果に依拠している。例えば、等価換算係数は、AASHO 道路試験における各種の層の等価値を参考に設定されているし、輪荷重の四乗則など、舗装工学上の多くの概念をわが国にもたらした。

(3) Mn/ROAD

道路設計、設計手順、材料、そして特に舗装における交通荷重の影響と天候の影響について調査し、M-E モデルを立証し発展させるために、1990年に、新たな道路テスト施設である Mn/ROAD(Minnesota Road Research Project)の建設がミネソタ州交通局(Mn/DOT)とミネソタ大学によって行われた²¹⁾⁻²⁶⁾。Mn/ROADはミネソタ州 Otsego に位置し、ミネアポリス市街から 40 マイル (64.4km) 北西、インターステート 94 号を西に向かったところにある。写真-1.1 に示すように、3 マイル (約 4.8km) の I-94 区間と、2.5 マイル (約 4km) の閉ループ区間に 40 の試験区間と 4572 個のセンサーが設置されており、車両が試験区間を通過するたびに、データが Mn/DOT のコンピュータシステムに速やかに送信されるつくりになっている。少なくとも 20 年は続くこのプロジェクトによって、安全を提供し、信頼性と税金の有効な使い方を示す道路設計の方法を見いだすことが期待されている。

Mn/ROAD の目的は、以下の 14 項目とされており、

1. 経験的設計手法の評価
2. 力学的設計手法の評価
3. 力学的モデルの開発
4. 凍上予測手法の評価と改善
5. 凍結融解期の車軸と舗装パフォーマンスの関係調査
6. 車両の载荷によるダメージ要因の開発
7. 車両のギア/タイヤシステムと舗装パフォーマンスの関係調査
8. アスファルト混合物と舗装損傷やパフォーマンスの関係調査
9. 路盤や路床特性とたわみ舗装のパフォーマンスの関係調査
10. 路盤や路床特性と剛性舗装のパフォーマンスの関係調査
11. 路盤材の種類と舗装パフォーマンスの関係調査
12. 道路に関する機器の向上
13. 剛性舗装における特別な設計変数の検討
14. 信頼性のレベルと舗装に関する変動の調査

ミネソタ州交通省の ME design(Mechanistic-Empirical Design)の試験フィールドとして貢献し、調査研究の成果はミネソタ交通省の舗装設計に、MnPave というシステムとして 1999 年に反映された。

最初の 10 年間の活動において、Mn/ROAD のデータと調査結果は以下に示す点で舗装工学に貢献した。

- ・力学的-経験的設計の分野において
- ・寒冷地に関する調査 (低温クラック、舗装における季節変動と荷重制限)

Mn/Road におけるプロジェクトは、MnDOT の剛性舗装設計ガイドラインや、1993 年の AASHTO-93 や、PCA-84 に活用されている。Burnham と Pirkl は、試験区間ごとの予測された供用可能年数は、研究者が設計方法や信頼性のレベルを変化させることによって大きく変動することを発見した。そして、1990 年代初頭の設計手法は不十分なものであったことを示した。MnDOT とミネソタ大学の研究者は力学的-経験的設計ソフトウェア MnPave を ROADENT をベースにして開発した。MnPave は Mn/Road の供用性データと多

少のミネソタハイウェイ区間のデータを用いて開発された。

さらに、膨大な量の Mn/Road データと専門知識を記載した NCHRP のレポートが 2006 年の後半に出版された。これらは一般的に MEPDG2002 として知られる NCHRP project 1-37A のもとで行われた力学的・経験的設計手順に取り入れられている。わだち掘れを予測する M-E PDG の能力を校正するために、M-E PDG チームは Mn/Road で行われた開削調査から得たデータを用いて、先に述べた Isackson らのレポートを執筆した。さらに、MEPDG を用いた温度応力クラックモデルが、Mn/Road の温度応力クラックのデータを用いて校正された。PCC 供用性と温度データが MEPDG の剛性モデルの再校正に使用され、EICM 予測が立証された。

Mn/Road では、試験区間に大規模な低温クラックが発生したため、低温クラックと温度応力に関する詳細な調査が実施された。試験区間の評価レポートでは、ミネソタの気候の厳しさによる損傷が報告された。Mn/Road の材料と温度応力クラックのデータを用いた報告によって、温度応力クラックの解析モデルが発展した。温度応力クラックを防止するために、emulsified oil-gravel surface などの新しい材料の研究が行われた。

また、Mn/Road の代表的な成果の一つは、舗装の季節変動についてである。これらは 1999 年～2000 年のいくつかのレポートに述べられている。Mn/Road からのデータを用いて、さまざまな層の弾性係数の詳細な解析が行われた。その結果、力学的・経験的手法においてミネソタ州に適した層のスティフネスを予測する目的のために、研究者は一年を 5 つの異なる季節に区分した。このいわゆる 5 番目の季節は、凍結融解期の初期を含み、水分の過多が発生し粗粒材のレジリエントモデュラスが最小になるときである。舗装と環境に対するアプローチにおけるこの発見は、ミネソタの道路の春期の荷重規制に関する法律につながった。



写真-1.1 Mn/Road の周回路

(4) WesTrack

WesTrack は、FHWA により与えられた契約に基づいてネバダに建設されている。そのプロジェクトは、「加熱アスファルトによる道路建設に対する、パフォーマンスに関連した仕様に関する促進屋外試験」（契約番号 DTFH61-94-C-00004）と命名されており、以下に示す2つの主要な目的がある²⁷⁾⁻²⁹⁾。

- ・パフォーマンスに対する材料や建設特性の偏差の影響度を評価することによって、パフォーマンスに関連した仕様を開発すること。
- ・SHRP SUPERPAVE Level 3 混合物設計手順の早期検証フィールドに供すること。

周回路はネバダ州 Reno の南東 100km、ネバダ自動車試験センターの実証試験場にあり、2.9km の周回路に沿ってつくられた 26 の加熱混合物舗装の試験区間が設けられている。年間降雨量は概ね 100mm 以下と乾燥した気候であり、凍結を経験していないため、材料と建設特性の偏差の直接的な影響を評価するのに適している。1 千万回の 80kN 等価一軸繰返し載荷を 2 年間で載荷する。

WesTrack チームの主導者はネバダ大学、計画の管理者は、Nevada Automotive Test Center、NCHRP 9-20 プロジェクトの技術的な監視は FHWA Turner-Fairbank Highway Research Center である。

走行路の建設は 1995 年 10 月に完了し、車両による載荷とモニタリングは 1996 年 4 月に開始され、1998 年 6 月まで継続された。プロジェクトの完了は 1999 年である。以下に、このプロジェクトの概要や結果を記す。

走行路は図-1.2 に示すように2つの円により繋がれた2つの直線区間で構成されている。26 区間ある試験区間はすべて直線区間に作られている。直線区間は 10.4m 幅で、3.7m の 2 車線+1.2m の加熱混合物のショルダーが外側にある。外側の車線は試験車線に供される、各々の試験セクションは 70m であり、25m が移行区間、40m がパフォーマンスモニタリング区間で 5m が破壊によるサンプリング用の区間である。

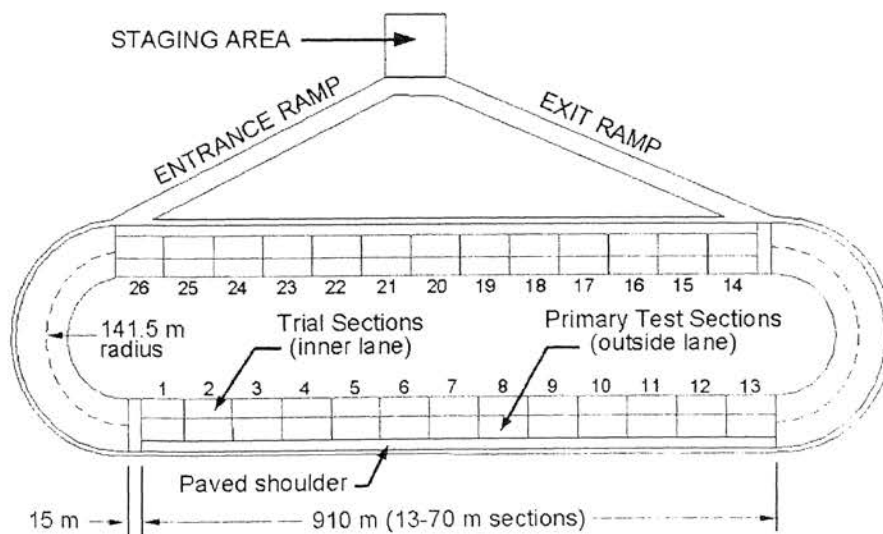


図-1.2 WesTrack 走行路の構成平面図

試験断面のアスファルト混合物層の厚さは 150 mm の 1 種類である。つまり、150mm の加熱混合物層、300mm の密粒砕石基層、300mm の天然の路盤材から採取した材料、150mm の掻き起して混合した路盤土からなり、330 万 ESAL に対して一般的な混合物が疲労破壊するよう設計された断面である。加熱アスファルト舗装表層に関する 7 つの試験要素が考慮されており、これらの要素と種別を以下に示す。

- ・ 基層骨材タイプ（1 水準：Dayton 地区，Nevada pit）
- ・ 骨材粒度（3 水準：粗粒，細粒，細粒+（細粒と比べて As 量と空隙率が変化））
- ・ 骨材形状，キメ（1 水準：高い率で折損した面）
- ・ アスファルトのタイプ（1 水準：PG64-22）
- ・ アスファルト量（各々 3 水準：細粒 4.7, 5.4, 6.1%，粗粒 5.0, 5.7, 6.4%）
- ・ 空隙量（3 水準：4, 8, 12%）
- ・ 加熱アスファルト厚さ（1 水準：150mm 又は 6 インチ）

これらの要素と種別のコンビネーションは図-1.3 に示す要因分析計画に示してある。

Original 1995 Construction									1997 Rehabilitation			
Design	Aggregate Gradation Design											
Air Void	Fine			Fine Plus			Coarse			Coarse		
Content	Design Asphalt Contents (%)											
%	4.7	5.4	6.1	4.7	5.4	6.1	5.0	5.7	6.4	5.1	5.8	6.5
4		4	18		12	21/9		23	25		39	55
8	2	1/15	14	22	19/11	13	8	5/24	7	38	35/54	37
12	3/16	17		10	20		26	6		56	36	

※各セルの数字は、実際の試験区間の番号を表す。

図-1.3 WesTrack 試験断面の要因分析計画

Westrack での研究結果は以下のとおりである。

- ・ わだち掘れ量は、細粒混合物に比べて粗粒混合物の方が大きい傾向が見られる。
- ・ 疲労ひび割れに関しては、屋外でのパフォーマンスと研究室の試験結果共に、締め固めとアスファルト量の影響があることを示した。
- ・ 空隙率が高い混合物区間に多くの疲労ひびわれが発生した。アスファルト量の少ない混合物区間も、アスファルト量が多い混合物区間よりも多くの疲労ひびわれが発生した。つまり、「粗粒」混合物からなる試験区間は、「細粒プラス」や「細粒」混合物区間よりも疲労ひびわれが多く発生した。
- ・ 空隙率が低い、または中程度や高いアスファルト量の混合物は、より良い疲労抵抗性を示した。
- ・ 混合物の指標の中で最も重要なのは、締め固めである。締め固めの程度が高くなると、疲労寿命は有意に向上する。
- ・ SHRP で開発された混合物の疲労抵抗性を定義する技術は、舗装パフォーマンスに

関係する材料特性の影響を定量化するために有用である。

- ・ 供用性予測と加熱混合物の特性値については、カリフォルニア大学バークレー校とオレゴン大学で実施された。その手法は、SHRPの一部として開発された技術に基づく混合物の曲げ疲労試験と供用性予測を含むものであり、カルトランスのたわみ舗装設計手法を校正したものである。

(5) N-CAT

N-CAT(National Center of asphalt Technology)の試験道路³⁰⁾⁻³⁴⁾は、アラバマ州のMontgomery から I-85 で北東に向かったところにある。延長 200ft , 45 の異なる舗装区間が写真-1.2 に示すような 1.7 マイルの周回路に配置されており、同一の気候条件下で交通条件が詳細にモニターされた状態で促進試験されている。州の交通省を中心とした行政機関や大学などの研究機関がスポンサーとなり、各々が必要とする区間で調査研究を行っている。

最初の試験周回路は 2000 年の夏に建設された。当初の目的は、2 年間で設計交通量である 1 千万 ESAL を載荷することによって、パフォーマンスに優れライフサイクルコストも低い舗装を見つけることであった。

最初の載荷サイクルが終わった後の 2003 年からの第 2 番目の調査では、8 区間が路盤から再建され、14 区間が 3/4 インチから 4 インチ切削され新たな混合物で舗設された。これらの調査区間は、力学的な挙動調査や新しい混合物のパフォーマンス調査に活用された。また、試験室における試験結果を、実際のフィールドにおけるパフォーマンスの予測に使用することも調査目的としていた。

さらに、2006 年からは第 3 番目の研究サイクルとなっており、1 千万 ESAL の載荷が 2008 年の秋に完了する予定である。建設工事の前、途中、後に採取した試料に対して室内試験が実施され、実験室で得られたデータとフィールドのパフォーマンスの関連が調査される。また、交通、気象、表層混合物のパフォーマンス、構造的挙動などの調査を行い、力学的手法に基づいた舗装の解析や設計手法の妥当性を証明することが期待されている。4 番目の研究サイクルの計画が進行中であり、それは 2009 年に構築される予定である。

この試験研究に参加した成果として、スポンサーである各州の交通省は、彼らの設計手法や材料を変更したり、砕石マスティックアスファルト混合物 (Stone Mastic Asphalt, SMA) や開粒度系アスファルト混合物 (Open-Graded Friction Course, OGFC) などの進歩的な混合物は実用化され、構造面や機能面で便益を生んでいる。



写真-1.2 N-CAT の試験道路

1.2.3 フランスの試験道路

フランスにおける舗装の載荷施設としては、LCPC(Laboratoire des Ponts et Chaussées)の周回路がある。載荷装置は、写真-1.3 に示すような載荷輪を有する 4 本のアームが回転して載荷するシステムになっており、直径 30m の内側の周回路と、直径 40m の外側の周回路を有する³⁵⁾。シングルタイヤとダブルタイヤで1軸から 3 軸までの載荷輪を取り付け可能である。載荷重は 40kN から 75kN、載荷速度は 105km/h までの速度を出すことができる。

最初の試験は 1984 年に実施されており、以降 15 年の間に、舗装構造や新材料や設計方法について多くの試験が行われた。主たるものとして、以下のような成果が得られている。

- ・従来とは逆の構造を有する舗装構造に関するユニークで最初の試験を行った。逆の構造を有する舗装とは、粒状骨材の層を、セメント結合層と瀝青処理した表層との間に設置するというものである。問題点は、粒状骨材層の最適な厚さの決定方法である。骨材の層は、極力薄い必要がある一方で、コンクリート結合層に必然的に発生する収縮クラックによるリフレクションクラックを防止するために十分な厚さも必要である。最適な厚さは最終的には見つけられ、試験結果はすぐさま逆構造の道路区間建設に適用され、従来の技術に比べておおよそ 10 万 US ドル/km を削減した。
- ・伝統的な舗装から、半たわみ、厚い瀝青層の舗装構造、透水舗装、逆構造の舗装やコンクリート舗装まで、様々な舗装構造がの周回路試験によって検討された。

上記のように、様々な構造や材料に対して個別の評価が行われ、その有効性が確認されるなどの成果を挙げているが、舗装の力学的な設計方法や、舗装の疲労破壊の進展については未だに研究が進行中であり、今後解決すべき課題となっている。



写真-1.3 LCPC の周回路

1.2.4 韓国の試験道路

韓国の舗装設計法は外国の舗装設計ガイドをベースにしてきた。韓国の交通や環境条件は舗装設計工程で考慮されておらず、その結果、舗装の早期破壊につながることもあった。そこで、KHC(Korea Highway Co-operation)は韓国の環境を考慮したよりよい高速交通道路をつくるための韓国独自の舗装設計ガイドを作ることを決定した。1997年から2003年にかけて、KHCはフルスケールの舗装調査施設であるKHC TEST ROADを建設し、2004年から測定を開始して韓国独自の舗装設計ガイドの開発をすすめている³⁶⁾。KHC Test Roadはコンクリート舗装とアスファルト舗装の両方の区間からなり、全長7.7km(内、25のコンクリート区間が2830m、33のアスファルト舗装区間が2710m)、幅11.7mである。

この試験道路における目的は以下のとおりである。

- ・韓国独自の舗装設計ガイドの開発と舗装供用性の向上
- ・韓国の交通と環境条件を考慮した舗装厚の設計
- ・舗装や補修のための材料の選定

2010年までに、試験道路の調査成果などを基に韓国独自の舗装設計ガイドを作成することを目標にしている。

1.2.5 わが国の試験道路

(1) 美々新試験道路

わが国における試験道路の代表的なものとしては美々新試験道路があげられる。美々試験道路は国道36号苫小牧市美沢地区に昭和34年に計画された試験道路であり、現在に至るまで積雪寒冷地における凍上対策や舗装設計を検討するための試験道路として重要な役割を果たしてきた。本試験道路は調査内容に応じて大きく5つの時期に区分することができる。

- ・第一期（昭和35年から昭和40年）
- ・第二期（昭和41年から昭和47年）
- ・第三期（昭和48年から昭和54年）
- ・第四期（昭和55年から平成元年）
- ・第五期（平成2年から現在まで継続中）

以下に、各々の時期の概要と得られた成果についてまとめる。

a) 第一期調査の概要と成果

第一期調査は昭和35年から40年までの期間で、凍上対策について、その置換厚や置換材料の許容品質を主なテーマとして調査を実施した^{38),39)}。第一期試験道路の断面を図-1.4に示す。第一期調査で得られた成果は次のとおりである。

- ・切込砂利、砂などで置換えることにより、凍結深さはさらに深く入り、凍上抑制層、路盤を含めた舗装厚が大きくなるほど凍結深さは大きくなる。
- ・置換材料の種類が同じであっても、シルト、粘土分に相当する含有量が少ないほど、凍結深さは大きくなる。これは、置換材料のシルト以下微粒分によって、含水比と密度が変化し、それらが材料の熱伝導率と融解潜熱に関係するためと考えられる。
- ・凍上抑制層材料として砂と細粒火山灰を使用したときの凍結深さを比較すると、細粒火山灰の凍結深さは小さい。これは、その細かさと多数の気泡の含有によって、凍結深さが小さくなるものと考えられる。
- ・凍上を起こしにくい材料で置換えた場合、その材料の厚さが大きいほど、路面上で示される凍上量は減少する。これは路床土に入る凍結深さが、置換厚さの増加につれて減少するためであり、凍上対策工法として置換工法を採択する理由である。
- ・同じ凍上抑制層であっても、0.074mm以下の含有量が多くなるほど、凍上量は大きくなり切込砂利や砂の場合で5mm以下に対する0.074mmの通過量が15%位になると、かなり凍上する可能性がある。これは、シルト・粘土分の多い在来砂利道を利用して、改築道路の路盤として使用する場合の一応の目安となる。
- ・融解期の路盤支持力は、凍結前のそれに比べてかなり低下し、ほぼ50~60%となる。すなわち、施工翌年の春期では、支持力が半分程度まで低下することが確認された。
- ・凍上抑制層材料において、そのシルト以下含有量に反比例して支持力は低下する。したがって、0.074mm以下の分は凍上性ばかりでなく、支持力にも密接な関係をもっている。



図-1.4 第一期試験道路の概略断面図

b) 第二期調査の概要と成果

第二期調査は昭和41年～47年まで凍上性路床土におけるセメント安定処理，アスファルト安定処理の路盤効果の確認，セメントコンクリート舗装に断熱工法を用いたときの舗装挙動を調査した^{40),41)}。試験舗装断面は図-1.5に示すとおりであり，昭和41年に，SH-1～6のアスファルト舗装を9ブロック，42年にSH-7～10，昭和44年にC-1～3のセメントコンクリート舗装を3ブロックをそれぞれ築造している。

第二期の調査の結果は次のとおりである。

- ・凍上抑制層の材料として，細粒火山灰または粗粒火山灰を使用した場合の凍結深さは，砂に比べて浅くなり凍結指数が 500～600℃・days の寒さの地方においては，火山灰を使用すると路床への凍結侵入をほぼ防止することができる。
- ・セメント安定処理，アスファルト乳剤処理，アスファルト安定処理の工種，またはセメント量の違いによる凍結深さの差は認められない。
- ・アスファルト舗装とセメントコンクリート舗装について凍結深さを比較すると，両者には差が認められない。
- ・下層路盤としての切込砂利，上層路盤としての安定処理からなる路盤の上面での融解期における支持力は，凍結前のその約 70%である。この値は上層路盤として粒調碎石を用いたものと比べて 10～20%大きく，安定処理層の有効性が認められる。
- ・融解期の路床支持力は，凍上抑制層材料の排水性にも支配され，細粒火山灰と砂を用いた場合について，砂のほうが路床の凍結深さが大きく，また凍上量も大きい。しかし，融解期の路床支持力は砂の場合のほうが大きいことは，両者の排水能力の違いによるものであろう。

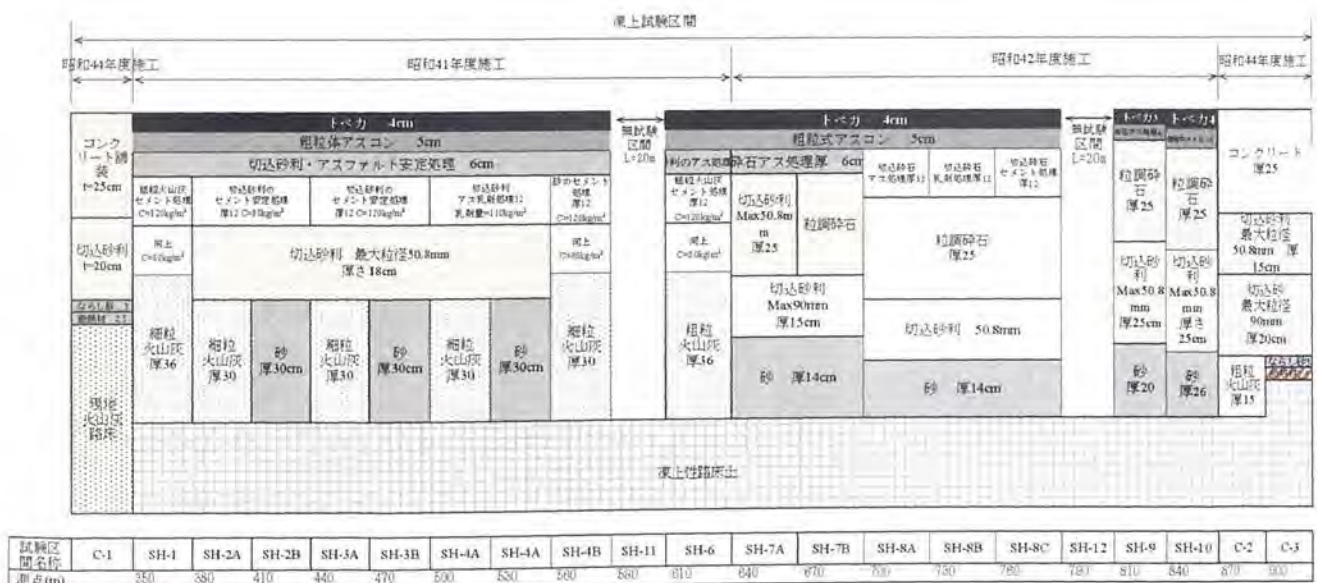


図-1.5 第二期試験道路の概略断面図

c) 第三期調査の概要と成果

第三期の調査は図-1.6 に示すような 5 ブロックの試験断面を昭和 48 年に築造し、昭和 48 年から 54 年までの期間に、凍上対策工法としての断熱工法に関する問題の調査を実施している^{42),43)}。調査結果は次のとおりである。

- ・路床に 30mm 厚の断熱材を埋設することにより、10~20cm 凍結深さが小さくなり、その断熱効果は十分に認められる。
- ・同じ置換深さにおいて、断熱材の下面の砂層を厚くすることにより、凍上量は小さくなるとともに、路床支持力も大きな値を示す。
- ・断熱材の埋設深さと路盤支持力との関係では、深部にある方が大きな路盤支持力が得られている。このことから断熱材の埋設深さは、凍上量と路盤支持力の経済性バランスを考えた上で、ある程度置換工法と併用することが望ましい。

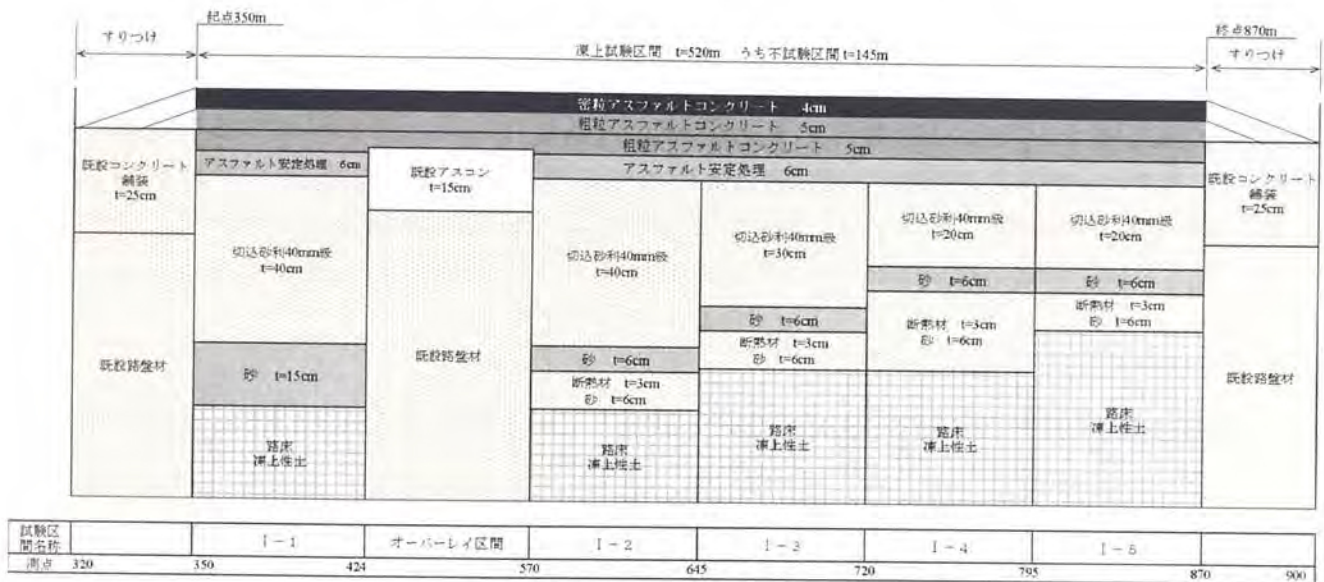


図-1.6 第三期試験道路の概略断面図

d) 第四期調査の概要と成果

第四期の調査は昭和 55 年度から平成元年までで、試験道路断面は図-1.7 および図-1.8 に示すように、苫小牧から千歳へ向かう 3 車線のうち、外側の 1 車線の 700m 区間を試験車線としており、本線と 1.0m 幅のゼブラ帯をもって区分している。リフレクションクラック問題、弾性設計法、遮水工法、路床土の違いによる凍結への影響を調査するために 7 種類の舗装断面が造成されている^{44),45)}。また、歩道部においては歩道凍上対策を検証するために歩道路盤形状を変えた 3 種類の試験歩道断面が造成されている。

第IV期の試験道路断面に対する調査から得られた成果は以下のとおりである。

- ・多層弾性理論プログラムを用いた設計法に関して、種々の仮定に基づく入力データを用いて、舗装構造の応力・歪・変形量を概略的に推定できることが判明した。
- ・FWDによるたわみ測定データから算出した変形係数は、埋設載荷板による平板載荷試験結果から算出した変形係数と比較して大きめである。
- ・FWDによるたわみ測定データから算出した路床土の変形係数は、現場 CBR 値の約 50 倍である。
- ・凍上防止のための遮水シート埋設によって凍上量が減少したが、さらに寒冷の厳しい地域や軽交通の道路で調査を実施し、遮水工法の有効性を確認する必要がある。
- ・車道路床から歩道路肩側路床へスリ付けた工法は、凍上による歩道路面の変形量が小さく歩道舗装の凍上対策として効果が期待できる。

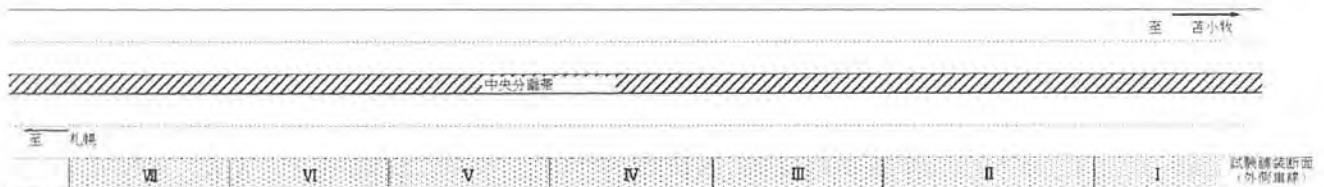


図-1.7 第IV期試験道路の概略平面図

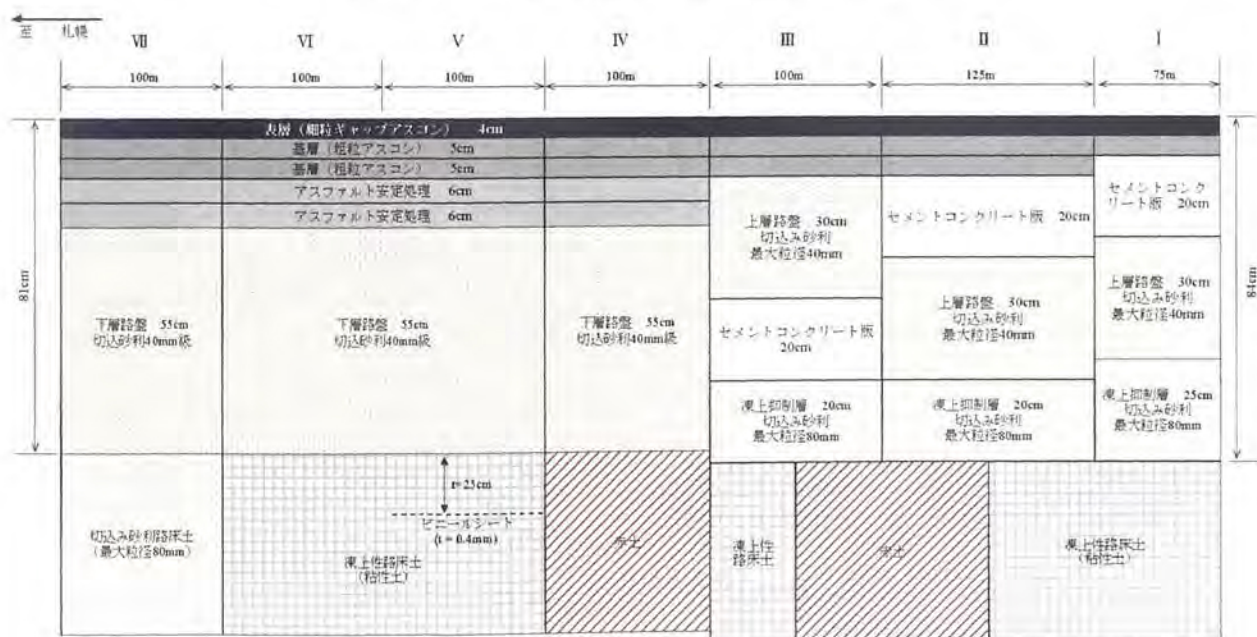


図-1.8 第IV期試験道路の断面図

e) 第五期調査（美々新試験道路）の概要

現在の美々新試験道路は第五期にあたり、試験道路断面は舗装の構造設計手法の違いによる長期パフォーマンスの検証と力学的設計手法の確立を目的として1990年7月に構築され、現在に至るまで調査を継続しているものである^{46),47),48)}。

新試験道路は図-1.9および図-1.10に示すように、中央分離帯の設置された片側2車線の札幌方向の追越車線部分に、8つのアスファルト舗装断面を連続して設けている。なお、片側2車線の外側には1車線幅程度の側方余裕が設けられており、通常の供用時にはこの部分を車両が走行する事はなく停車帯として利用されているが、新試験道路の調査時に追越車線部を規制する場合には車線の切り替えを行い、走行車線と側方余裕部分を車両が走行できるようにして、調査時の渋滞等の影響を軽減するよう配慮した平面構造となっている。

8断面の内4断面は日本において標準的に用いられている経験的設計手法であるCBR-T_A法によって設計された断面(A, B, C, D断面)であり、他の4断面は当該車線の49kN換算輪数が1年で疲労破壊に達すると仮定して多層弾性理論により設計した断面(T1-1, T1-2断面)、2年で疲労破壊に達すると仮定して多層弾性理論により設計した断面(T2-1, T2-2断面)となっている。T1-1, T1-2, T2-1, T2-2断面は最下層の混合物種類を変化させ、混合物の違いによる長期パフォーマンスの差を検証できるようにしている。

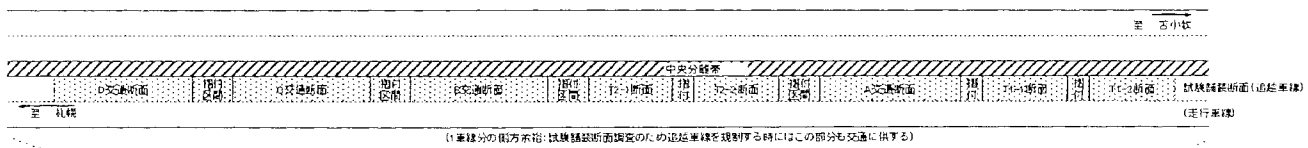


図-1.9 第V期試験道路の概略平面図

断面名	車両通過方向							
	D交通断面	C交通断面	B交通断面	T2-1断面	T2-2断面	A交通断面	T1-1断面	T1-2断面
設計手法	T _A 法	T _A 法	T _A 法	力学的設計	力学的設計	T _A 法	力学的設計	力学的設計
舗装延長	60m	60m	60m	30m	30m	60m	30m	30m

アスファルト混合物層	瀝青G13F 5cm	瀝青G13F 4cm	瀝青G13F 4cm	瀝青G13F 3cm	瀝青G13F 3cm	瀝青G13F 3cm	瀝青G13F 3cm	瀝青G13F 5cm
	粗粒度(20)	12cm	10cm	安定処理0-30 5cm	安定処理0-30 12cm	密粒13F 12cm	安定処理0-30 5cm	安定処理0-30 9cm
安定処理0-30	18cm	12cm	安定処理0-30 6cm	下層路盤 切込砂利40mm級 37cm	下層路盤 切込砂利40mm級 37cm	下層路盤 切込砂利40mm級 40cm	下層路盤 切込砂利40mm級 40cm	下層路盤 切込砂利40mm級 40cm
下層路盤	40mm級 65cm	下層路盤 切込砂利40mm級 55cm	下層路盤 切込砂利40mm級 65cm	凍上抑制層 切込砂利80mm級 30cm	凍上抑制層 切込砂利80mm級 30cm	凍上抑制層 切込砂利80mm級 30cm	凍上抑制層 切込砂利80mm級 30cm	凍上抑制層 切込砂利80mm級 30cm
路床土	路床土	路床土	路床土	路床土	路床土	路床土	路床土	路床土

図-1.10 第V期試験道路の概略平面図

(2) 美々新試験道路の設計方法

a) 従来の経験式による設計

従来、日本ではアスファルト舗装の舗装設計においては、AASHO 試験道路の結果として提案された設計手法である T_A 法が用いられてきた⁴⁹⁾。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 5t 換算輪数によって必要な T_A 厚（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、基層、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構造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 5t 換算輪数から式(1.1)によって求められる。

$$T_A = \frac{3.84N^{0.16}}{CBR^{0.3}} \quad (1.1)$$

ここで、 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 5t 換算輪数（輪）

なお北海道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および CBR 試験結果を基に、表-1.1 に示す値を用いることとされている。また、表層の上部 2cm は摩耗層と位置づけられ、計算に含めないものとされている（平成 16 年以降は摩耗層を廃止し、表層厚さは全て構造計算に含めることに変更されている）。更に、凍結深さに応じて地域ごとに置換厚が設定されており、下層路盤以上の合計厚さ（摩耗層は除く）が、置換深厚に満たない場合は、下層路盤下の路床を難凍上性材料によって置き換えた凍上抑制層を設けて補うこととされており、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、表-1.2 に示すように推定大型車交通量によって、5 つに交通区分が定められており、各々表-1.2 に示す値を式(1.1)における N として用いることとされている。

表-1.1 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-1.2 設計交通量の区分と累積 5 トン換算輪数

設計交通量の区分	大型車交通量の範囲 (台/日・方向)	設計期間内の累積 5t換算輪数N(輪)
L交通	100未満	30,000
A交通	100以上250未満	150,000
B交通	250以上1,000未満	1,000,000
C交通	1,000以上3,000未満	7,000,000
D交通	3,000以上	35,000,000

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、仮定した層構成の T_A (便宜的に T_A' とよぶ) を計算し、必要 T_A を満足する ($T_A \leq T_A'$) ように設計する。

美々新試験道路には、この区間の設計交通量である D 交通に相当する断面以外に、4 つの交通区分 (A,B,C,D 交通) 各々について設計した断面が設けられた。(以下、各々 A,B,C,D 断面と呼ぶ)

路床は土であるため、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厚さが 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。

b) 力学的な手法による設計

美々真試験道路の建設時に用いた力学的設計法は、アスファルト混合物層の下面に生じる引張りひずみによるアスファルト混合物の疲労破壊や路床上面での鉛直応力による永久変形に基づいて、交通荷重による繰返し载荷の許容回数を求める手法である。

美々新試験道路においては、設計期間を 1 年及び 2 年として、試行的に力学的設計を行った断面 (各々 T1, T2 と呼ぶ) が設けられた。

力学的設計においては、図-1.11 に点線で示す疲労曲線に基づいて設計している。この点線は、アスファルト混合物層下面に生じる引張りひずみとアスファルト混合物の疲労破壊の関係を示した 5 つの疲労曲線の平均として導かれたもので、Per Ullidts によって提案された⁵⁰⁾。笠原らは、これらの疲労曲線が日本のアスファルト舗装のクラック発生に良く一致することを明らかにしている⁵¹⁾。

交通条件としては、既存資料から、試験道路の箇所では 1 車線当りの 5t 換算輪数を 1,748 輪/日とした。よって、設計期間 1 年 (638,000 輪) 及び 2 年 (1,276,000 輪) に対応するアスファルト混合物層の下面の引張りひずみ (ϵ) は図-1.11 より、各々 240 μ 、204 μ となる。アスファルト混合物層下面における引張りひずみが各々 240 μ 、204 μ となる舗装断面を求めるために、舗装体各層の弾性係数を仮定して解析を行う必要があった。そこで、舗装体を図-1.12 に示すように 3 層に単純化し、アスファルト混合物層厚さ (h1)、下層路盤厚さ (h2) を変化させて、層構造解析プログラム BISAR を用いてアスファルト混合物層下面の最大引張りひずみを計算する方法を用いた。図-1.12 における下層路盤及び路床以下の弾性係数 (E2 及び E3) には、試験道路構築以前の断面において FWD によるたわみ測定を行った結果から推定された弾性係数の概略値 (E2=2000kgf/cm²(=196MPa)、E3=800kgf/cm²(=78MPa)) を用いることとした。また、アスファルト混合物層の弾性係数 (E1) は、Per Ullidts と同じく 30000kgf/cm²(=2942MPa) と仮定した。

アスファルト混合物の弾性係数は、温度によって大きく変化するが、笠原らが間接引張試験から求めた結果図 (図-1.13⁵²⁾) から、E1=30000kgf/cm² はおよそ 26℃ の温度の時の弾性係数に相当する。

BISAR による繰返し計算の結果、設計期間 1 年、2 年に相当する舗装構成厚として、

表-1.3 に示す結果が得られた。

このようにして、設定した設計期間に対応した力学的なアスファルト混合物、下層路盤の各層厚を決定した。加えて、混合物の種別の違いによる疲労破壊への影響を比較するために、各設計期間の舗装の2層目に2種類のアスファルト混合物を用いた断面を設定した。

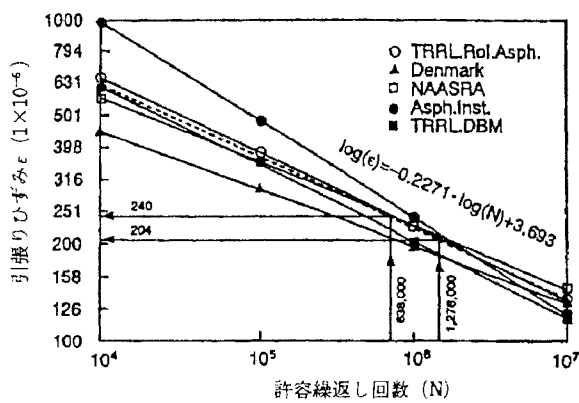


図-1.11 疲労曲線⁵⁰⁾

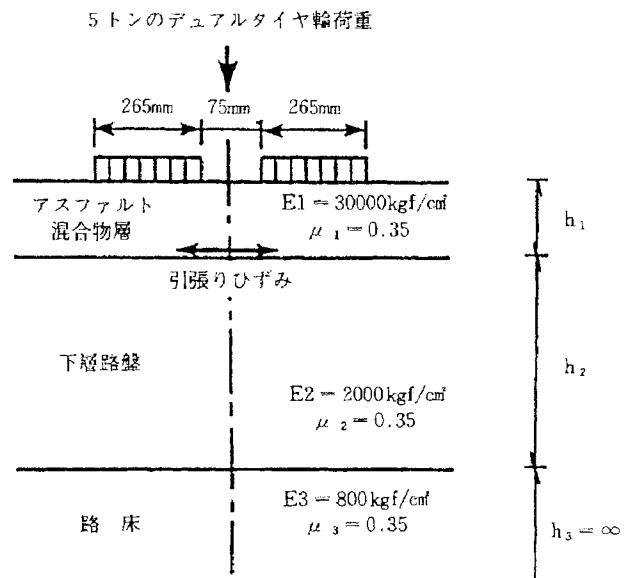


図-1.12 BISARのシミュレーションモデル

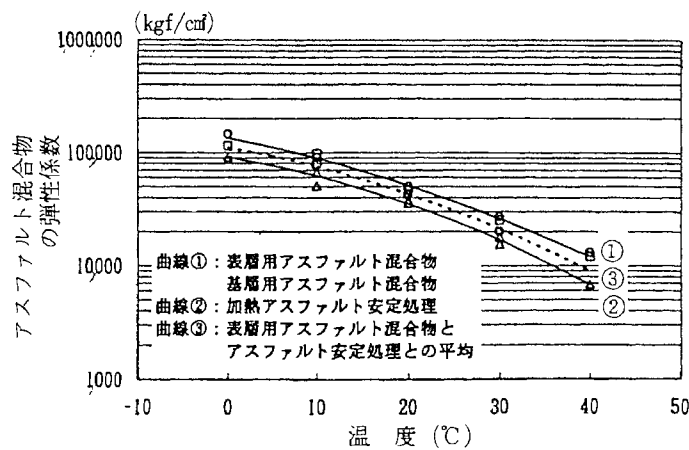


図-1.13 室内間接引張試験から求めた弾性係数⁵²⁾

表-1.3 設計期間1年, 2年に相当する構成厚

設計期間 (断面の呼び方)	1年 (T1)	2年 (T2)
アスファルト 混合物層厚さ h_1 (cm)	12	15
下層路盤厚さ h_2 (cm)	40	37

1.2.6 各国の力学的舗装設計手法への取組み

米国では、1950年代に実施された AASHO 道路試験の結果に基づいて作られた経験的設計法である AASHTO Pavement Design Guide が、大半の州（約 80%以上）で採用されている。AASHO 道路試験の結果に基づいたこの経験的設計法は、米国だけでなく、日本を始め世界各国の舗装設計法の参考として利用されており、現在も世界各国の中心的な舗装設計手法は経験的設計法である。しかしながら、AASHO 道路試験の限られた条件下における試験結果に基づいて求められた設計式は、近年の交通事情にそぐわないこと、新しい舗装材料や設計手法に対応できないことなどが問題となっていた。

そこで、米国では、1998年に AASHTO が舗装設計手法の開発を進める研究プロジェクトを開始し、2004年に力学的手法を軸に経験的手法も組み合わせた舗装設計法である Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide（以下、M-E PDG）を公開するなど、従来の経験的設計法から力学的-経験的設計法へシフトする途中段階にある。欧州諸国や中国や韓国などのアジア諸国も、進捗の程度は異なるもの米国の M-E PDG を参考にしつつ力学的設計法を取り入れる動きを進めている状況にある。

力学的舗装設計手法の先駆者として世界をリードしていると思われる米国の M-E PDG について、以下に概要を述べる^{53), 54)}。まず、M-E PDG の特徴や新しい点は以下の点である。

- ① AASHO 試験道路データに基づいた経験的設計法から、舗装体モデルに対する理論解析によって挙動や破損を予測し、その結果を長期舗装供用性観測（LTPP）データと照らしてキャリブレーションするという、力学的-経験的設計法にシフトしたこと。
- ② 従来の等価換算軸数の考え方から、軸重分布、走行速度、走行位置分布を直接考慮するようにしたこと。
- ③ 気象、交通、材料条件など、設計に必要な入力条件を詳細に入力すること。または、設計レベルに応じてデータベースなど既往の情報を活用してこれらの入力条件をサポートすること。
- ④ 入力データの信頼度を考慮した階層入力という考え方を導入したこと。
- ⑤ ソフトウェアとして配布され、内容や根拠が公開されていること。

M-E PDG では、荷重条件に関して、等価換算軸数の考え方を放棄した。そのかわりに、交通条件として FHWA の車種分類に基づき、それらの軸重分布、走行速度、走行位置分布などを非常に詳細に入力することが必要である。

また、気象条件に関しては、舗装体内温度、湿度を時間単位で予測し、それらの変化による舗装材料の特性値の変化まで推測するモデルを開発している。

さらに、舗装の応答を予測する構造解析に必要な材料条件については、SHRP 計画などの最新の材料研究の成果に基づいている。たとえば、アスファルト混合物の温度-荷重速度依存性を表現するために、アスファルト混合物の複素弾性率のマスターカーブを用いる。また、粒状材料については、拘束圧による非線形性を考慮したレジリエント係数値を採用している。

M-E PDG が対象とする舗装のパフォーマンスは、アスファルト舗装においては、わだち掘れ、疲労ひび割れ（底面および表面）、低温ひび割れである。これらの破損形態の設計期間にわたる時間的な変化を予測する。設計期間にわたる交通量変動や ECIM(Enhanced Integrated Climate Model)によって予測された気象の変動、それに伴う舗装材料特性の変化を、時系列で逐次予測していく。

構造解析によって得られる舗装の力学的な応答と舗装の破損指標の関係をキャリブレーションによって求め、その結果に基づいてパフォーマンス予測モデルが開発された。たとえば疲労ひび割れの場合、疲労解析によって計算される疲労度と舗装のひび割れ度の関係を、LTPP などのデータから求めている。わだち掘れ予測式もキャリブレーションされている。このようなキャリブレーションによって、解析結果と現場の状況を対応づけるとともに、モデル自体の精度を知ることができる。

疲労解析を行うための着目点は、1)舗装表面、2)舗装表面から 0.5 インチ下、3)アスファルト混合物層下面である。なお、1)、2)は舗装の表面ひび割れの解析に必要な項目であるが、これは舗装表面から 0.5 インチ分が劣化により硬化（弾性係数が増加）するため、HMA 層を 2 層に分けて疲労抵抗を検討するためである。

疲労損傷は式(1.2)に示す Miner 則にしたがって算出される。

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i} \quad (1.2)$$

ここに、

D : 疲労損傷

T : 区間数

n_i : 区間 i での輪荷重の繰返し回数

N_i : n_i に対応した許容繰返し数

許容繰返し数 N_i とは、あるレベルの輪荷重が作用したとき、その輪荷重によって疲労破壊が生じる繰返し回数のことであり、一般的には式(1.3)に示す引張ひずみとアスファルト混合物のスティフネスの関数で表される破壊規準式から求める。

$$N_f = C \cdot k_1 \cdot \left(\frac{1}{\epsilon_f} \right)^{k_2} \left(\frac{1}{E} \right)^{k_3} \quad (1.3)$$

ここに、

N_f : 疲労ひび割れにいたる繰返し回数

ϵ : 引張ひずみ

E : スティフネス

$k_1 \sim k_3$: 室内実験により得られる材料定数

C : 室内試験結果と現場での実現象を調整するための定数

M-E PDG では、底面ひび割れ、表面ひび割れの両モードの疲労ひび割れに対応した式(1.4)～(1.5)を提案している。なお、 hac はアスファルト層の厚さ(in.)である。

$$N_f = 0.00432 \cdot k_1 \cdot C \cdot \left(\frac{1}{\epsilon_f} \right)^{3.9492} \left(\frac{1}{E} \right)^{1.281} \quad (1.4)$$

・底面ひび割れ

$$k_1' = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 3.49 \cdot h_{ac})}}} \quad (1.5)a$$

・表面ひび割れ

$$k_1' = \frac{1}{0.01 + \frac{12.0}{1 + e^{(15.676 - 2.8186 \cdot h_{ac})}}} \quad (1.5)b$$

なお、式(1.3)～(1.5)によって求めた疲労損傷度 D と実際のひび割れ発生状況との関係は、式(1.6)によって求めることができ、設計者がひび割れ発生状況を予測できるようになっている。

式(1.6)は米国内 24 州に設置された 82 の LTPP 区間の測定結果から求めたものである。式(1.6)a は 441 個、式(1.6)b は 408 個の測定データが対象になっている。疲労損傷度 $D=1.0$ すなわち $\log D(\%)=2.0$ の時に、 $FC_{bottom}=50\%$ 、 $FC_{top}=5280\text{ft/mile}=1\text{mile/mile}$ となっている。

$$FC_{bottom} = \left(\frac{6000}{1 + e^{(C_1 \cdot C_1' + C_2 \cdot C_2' \cdot \log_{10}(D \cdot 100))}} \right) \cdot \left(\frac{1}{60} \right) \quad (1.6)a$$

$$FC_{top} = \left(\frac{1000}{1 + e^{(7.0 - 3.5 \log_{10}(D \cdot 100))}} \right) \cdot (10.56) \quad (1.6)b$$

ここに、

FC_{bottom} : 車線内に占める底面ひび割れの割合(%)

D : 疲労損傷度

$C_1 \sim C_2'$: 係数 ($C_1=1.0$, $C_1'=-2 \cdot C_2$, $C_2=1.0$, $C_2'=-2.40874 - 39.748 \cdot (1+h_{ac})^{-2.856}$)

FC_{top} : 表面ひび割れの長さ(ft/mile)

$$FC_P = (FC + Se_{FC_i} \cdot Z_p) \quad (1.7)$$

$$Se_{FC_{bottom}} = 0.5 + \frac{12}{(1 + e^{1.308 - 2.949 \cdot \log D})} \quad (1.7)a$$

$$Se_{FC_{top}} = 200 + \frac{2300}{(1 + e^{1.072 - 2.1654 \cdot \log D})} \quad (1.7)b$$

ここに、

FC_P : 信頼性レベル P でのひび割れ予測値(% or ft/mile)

FC_i : 50%の信頼性を有するひび割れ予測値 (FC_{bottom} or FC_{top} , % or ft/mile)

Se_{FC_i} : ひび割れ FC_i の標準誤差

Z_p : 平均値からのずれ (標準正規偏差)

1.2.7 わが国の力学的舗装設計手法への取組み

わが国における力学的設計手法の代表例は、舗装設計施工指針（平成 18 年度版）および舗装設計便覧に示された手法がある。この手法で用いる疲労破壊規準は式(1.8)に示すものである。

$$N_{fa} = \beta_{a1} \cdot (C) \cdot 6.167 \times 10^{-5} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{3.291 \beta_{a2}} \left(\frac{1}{E} \right)^{0.854 \beta_{a3}} \quad (1.8)$$

ここで、

N_{fa} : 許容 49kN 換算輪数

C : アスファルト混合物の最下層に使用する混合物の容積特性に関するパラメータ

$$C = 10^M$$

$$M = 4.84 \cdot \left(\frac{VFA}{100} - 0.69 \right)$$

VFA : 混合物配合の飽和度(%)

ε_i : 曲げ疲労試験時のひずみ ($\times 10^{-6}$)

E : アスファルト混合物の最下層に使用する混合物の弾性係数(MPa)

β_{a1} , β_{a2} , β_{a3} : わが国の経験による AI 破壊規準に対する補正係数

$$\beta_{a1} = K_a \cdot \beta_{a1}$$

K_a ; アスファルト混合物層の厚さによるひび割れ伝播速度に対する補正係数

$$\beta_{a1} = 5.299 \times 10^4$$

$$\beta_{a2} = 1.314$$

$$\beta_{a3} = 3.018$$

この疲労破壊規準は、AI（アメリカ・アスファルト協会）の破壊規準を、膨大な供用実績のある T_A 法で設計された舗装断面に対していくつかの仮定を設けて行った理論的な解析結果から、修正して暫定的に設定した段階のものとされており、今後、長期供用性を踏まえながらわが国の実情に適合する破壊規準確立に向けた調査研究が必要とされている。また、本設計方法を行うためには、設計に用いる舗装各層および路床の弾性係数を適切に設定することが重要であるが、これまでに十分な実測値データの蓄積が図られていないなど解決を図るべき事項がある。このように、設計に用いる値の適切な設定方法や暫定破壊規準の適用性などに関して、調査研究を蓄積し、設計方法の改善を図り、設計の精度を向上させていく段階にあり、日本国内における室内および実際の道路における研究成果が待たれている。

1.3 本研究の位置づけと構成

アスファルト舗装の理論的な構造設計においては、舗装の疲労ひび割れ発生を予測することが最重要課題である。

疲労ひび割れ発生に関する既往の研究や論文を総括すると、米国をはじめとした諸外国では、従来の経験的な舗装設計手法から力学的設計手法への移行が模索されており、促進載荷装置による実物大載荷試験や供用中の道路における観測による方法、室内におけるアスファルト混合物の疲労試験による方法などによって、室内試験と現場との関連性の調査や、力学的-経験的設計手法の妥当性の検証が今まさに進められている段階にあるが、実道路の観測と室内試験との相関関係が明確にされてきていない。

一方、日本においては、実物大の走行路や実際の道路での

- ・気候データ
- ・交通データ
- ・材料のデータ
- ・舗装供用性と挙動データ

を用いて室内試験と現場との関連性や力学的-経験的設計手法の妥当性を検証した研究は見られず、国内における研究成果が待たれている。本研究はこの要請にこたえる研究事例であり、以下に示す点に特徴がある。

- ・疲労ひび割れ発生に関する室内試験結果と、現場における現道における疲労ひび割れの発生状況に相関関係があることを明確にしたこと。
- ・舗装の疲労ひび割れ発生時期は、室内試験と力学的-経験的設計手法を用いることによって理論的に推定可能であることを実証したこと。
- ・日本における数少ない力学的設計法の検証フィールドである美々試験道路において、様々な舗装断面を同じ供用条件化で供用したときの長期間にわたるパフォーマンスや疲労破壊状態をモニターした貴重なデータを示したこと。

本論文の構成は以下のとおりである。

まず第2章で、美々新試験道路における外的条件（交通量、軸重、走行位置分布、温度など）の測定結果を述べる。

第3章では、美々新試験道路の建設から、供用後18年間のわだち掘れやひび割れなどの路面性状の長期的な推移について述べ、舗装構造の違いが舗装のパフォーマンスに与える影響に特に着目して報告する。

第4章では、美々新試験道路の建設から供用後18年間のFWD調査結果と開削調査から、舗装構造の長期的な健全性の推移について述べ、舗装構造の違いが舗装の健全度に与える影響について報告する。

第5章では、4点曲げ疲労試験によって、混合物の疲労破壊特性について以下の点を明

らかにする。

- ・混合物配合と疲労破壊回数との関係
- ・疲労破壊回数のばらつき
- ・疲労破壊規準の設定
- ・室内試験結果と現道における疲労ひび割れの発生状況の相関関係

第6章では、前章までに得られた外的条件、長期的路面性状推移、疲労破壊特性を基に、美々新試験道路において力学的な手法によって算定されるひび割れ発生時期と、実際のひび割れ発生時期を比較して、力学的な手法による疲労破壊予測の妥当性に関して検討を加えた。

第7章は結論であり、本研究で得られた成果を総括した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説，2001.3.
- 2) Hveem, F.N. and Carmny, R.M.: The factors underlying the rational design of pavements, *HRB Research record*, No.28, pp.101-136, 1948.
- 3) Pell, P.S.: Fatigue characteristics of bitumen and bituminous mixes, *Procs. of ICSDAP*, pp.310-323, 1962.
- 4) Monismith, C.L. and Deacon, J.A.: Fatigue of asphalt paving mixtures, *Transportation Engineering Journal*, ASCE, Vol.95, TE2, pp.317-346, 1969.
- 5) Tayebali, A.A., Deacon, J.A., Coplantz, J.S., Harvey, J.T. and Monismith, C.L.: Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixes, *SHRP-A-404*, 1994.
- 6) 笠原篤，菅原照雄：アスファルト混合物の動的応答に関する研究，土木学会論文報告集，第215号，pp.75-83，1973.7.
- 7) 笠原篤，菅原照雄：繰返し載荷過程におけるアスファルト混合物の動的性状の変化について，土木学会論文報告集，第235号，pp.87-98，1975.3.
- 8) 丸山暉彦，渡辺隆，吉原一彦：アスファルト混合物の疲労破壊包絡線，土木学会論文報告集，第306号，pp.91-98，1981.2.
- 9) 姫野賢治，渡辺隆，丸山暉彦：低スティフネス状態におけるアスファルト混合物の疲労破壊特性に関する研究，土木学会論文集，No.366/V-4，pp.143-151，1986.2.
- 10) 姫野賢治，渡辺隆，丸山暉彦：アスファルト混合物の拡張された疲労破壊規準に関する研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.259-268，1987.2.
- 11) (社)日本道路協会：舗装設計便覧，2006.2.
- 12) 社団法人日本セメント技術協会，AASHO 道路試験，1966
- 13) Highway Research Board: The AASHO Road Test History and Description of Project, National Academy of Sciences-National Research Council No.816, *Highway Research Board Special Report 61A*, 1961
- 14) Highway Research Board: The AASHO Road Test Report 2 Materials and Construction, National Academy of Sciences-National Research Council No.951, *Highway Research Board Special Report 61B*, 1962
- 15) Highway Research Board: The AASHO Road Test Report 3 Traffic Operations and Pavement Maintenance, National Academy of Sciences-National Research Council No.952, *Highway Research Board Special Report 61C*, 1962
- 16) Highway Research Board: The AASHO Road Test Report 4 Bridge Research, National Academy of Sciences-National Research Council No.953, *Highway Research Board Special Report 61D*, 1962
- 17) Highway Research Board: The AASHO Road Test Report 5 Pavement Research, National Academy of Sciences-National Research Council No.954, *Highway Research Board Special Report 61E*, 1962
- 18) Highway Research Board: The AASHO Road Test Report 6 Special Studies, National Academy of Sciences-National Research Council No.955, *Highway Research Board Special*

Report 61F, 1962

- 19) Highway Research Board: The AASHO Road Test Report 7 Summary Report, National Academy of Sciences-National Research Council No.1061, *Highway Research Board Special Report 61G, 1962*
- 20) Highway Research Board: The AASHO Road Test Proceedings of a Conference, National Academy of Sciences-National Research Council No.1012, *Highway Research Board Special Report 73, 1962*
- 21) Minnesota Department of Transportation: *Overview of MnROAD Reports, 2006.12.*
- 22) Minnesota Department of Transportation: Mechanistic-Empirical Design and MnROAD, 2006.12.
- 23) Minnesota Department of Transportation: Climate Research at MnROAD, 2006.12.
- 24) Mateos, A. and M. B. Snyder: Validation of Flexible Pavement Structural Response Models with Data from the Minnesota Road Research Project, *Transportation Research Record*, No. 1806, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2002, pp.19-29
- 25) Wu, H., J. Mahoney, G. Turkiyyah, L. M. Pierce, J. Uhlmeyer, and R. Mulvaney: Non-Uniform Tire Pressure Effects on Surface Initiated Cracks with EverFlex: A Three-Dimensional FEA Tool for Flexible Pavements, *9th International Conference on Asphalt Pavements, 2002.*
- 26) Minnesota Department of Transportation: MnPAVE User's Guide, 2008.5.
- 27) J. Epps, C. L. Monismith, S. B. Seeds, S. C. Ashmore, T. M. Mitchell: WesTrack Full-scale Test Track: Interim Findings, *8th International Conference on Asphalt Pavements, 1997*
- 28) J. A. Epps, R. B. Leahy, T. Mitchell, C. Ashmore, S. Seeds, S. Alavi, C. L. Monismith: WesTrack-The Road to Performance-related Specifications, *International Conference on Accelerated Pavement Testing, 1999.10.*
- 29) A. E. Martin, T. Ahmed, D. C. Little: Performance prediction with the MMLS3 at WesTrack, *9th International Conference on Asphalt Pavements, 2002.8.*
- 30) E.R. Brown, L. Allen Cooley Jr., Doug Hanson, Cynthia Lynn, Buzz Powell, Brian Prowell, Don Watson: NCAT TEST TRACK DESIGN, CONSTRUCTION, AND PERFORMANCE, *NCAT Report 02-12, 2002.12.*
- 31) Angela L. Priest, David H. Timm: METHODOLOGY AND CALIBRATION OF FATIGUE TRANSFER FUNCTIONS FOR MECHANISTIC-EMPIRICAL FLEXIBLE PAVEMENT DESIGN, *NCAT Report 06-03, 2006.12.*
- 32) J. Richard Willis, David H. Timm: Forensic Investigation of a Rich-Bottom Pavement, *NCAT Report 06-04, 2006.12.*
- 33) David Timm, Randy West, Angela Priest, Buzz Powell, Immanuel Selvaraj, Jingna Zhang, Ray Brown: PHASE II NCAT TEST TRACK RESULTS, *NCAT Report 06-05, 2006.12.*
- 34) 2006 NCAT Pavement Test Track Reconstruction Placement of Experimental Mixes
- 35) P. Autret, A. Baucheron, J. C. Gramsammer: The Circular Test Track of The "Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussees" (L.C.P.C.) Nantes -First Results-, *Proceedings 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor,*

- Michigan, pp. 550-561, 1987.
- 36) Korea Highway Corporation: The KHC TEST ROAD, *Brochure of Highway and Transportation Technology Institute*,
 - 37) T. Glover, L. J. Mallela, M. Ayers, J. Jiang, and H. Shami: Assessment of LTPP Materials Data, *Report No. FHWA-RD-02-001*, Federal Highway Administration, Washington D.C.
 - 38) 久保宏：美々試験道路の試験舗装概要，舗装，Vol.3 No.7，1968
 - 39) 若林昌，神崎紘郎：美々試験道路の凍上試験，土木技術資料，Vol.13 No.3，1971
 - 40) 斎藤幸俊，久保宏，神崎紘郎ら：美々試験道路におけるその後の調査結果，舗装，Vol.7 No.5，1972
 - 41) 久保宏，美馬孝ら：美々試験道路の調査結果について，第12回日本道路会議論文集，昭和50年10月
 - 42) 久保宏：最近の美々試験道路，舗装，昭和51年7月
 - 43) 久保宏，熊谷茂樹：北海道における最近の試験舗装一下，舗装，昭和55年4月
 - 44) 川村和幸，久保宏，熊谷茂樹，有田政博：美々試験道路の診断面，昭和55年度北海道開発局技術研究発表会，1981.2
 - 45) 岳本秀人，熊谷茂樹，上田正昭：寒冷地における舗装構造－美々試験道路調査から－，昭和59年度北海道開発局技術研究発表会，1985.2
 - 46) 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
 - 47) 島多昭典，中川伸一，高橋守人：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，第一回舗装工学講演会講演論文集，1996.12
 - 48) 丸山記美雄，田高淳，笠原篤：美々試験道路におけるアスファルト舗装の長期供用性，土木学会論文集 E Vol.62 No.3，2006.8
 - 49) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1980.
 - 50) P. Ullidtz：Pavement Analysis, Elsevier, 1987, pp.182
 - 51) Kasahara A., Himeno K., Kawamura K. and Kubo H.: Evaluation of Bearing Capacity of Existing Asphalt Pavement using Falling Weight deflectometer, *Proceedings of 3rd International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Vol. 2, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway, July 1990, pp691-701
 - 52) Kasahara A., Kubo H. and Sugawara T.: Estimation of In Situ Elastic Moduli of Pavement Structural Layer With Falling Weight Deflectometer Deflection Basin, *Proceedings of the 6th International Conference on Asphalt Pavements*, pp.590-596, International Society for Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, 1987.
 - 53) 土木学会舗装工学委員会舗装設計小委員会：力学的経験的舗装設計指針-生まれ変わったAASHTO舗装設計指針-, アスファルト，vol.48, 第218号，2005.10.
 - 54) NCHRP: Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, *NCHRP 1-37A Final Report*, 2004.3.

第2章. 美々新試験道路の環境条件に関する調査

2.1 調査目的

舗装の路面性状の長期変化に影響を与える環境的な要因としては、交通量、輪荷重、気温、路温、降雨量（湿度）などが挙げられる。美々新試験道路では、舗装の路面性状の長期変化とこれらの環境要因との関係を調査する目的と、力学的な設計法の妥当性を検証する際の現場データとして活用することを目的に、試験道路上を走行する交通の量と質の双方を把握し、合わせて気温や路温などの情報も収集している。

交通に関する調査としては、交通量、輪荷重、タイヤ走行位置分布、走行速度の4項目を、環境に関しては気温と路温を調査している。

2.2 調査方法

交通量と輪荷重の調査は供用後ほぼ毎年1回定期的に、秋期の平日に24時間実施している。測定は舗装試験法便覧¹⁾7-3「数取器による交通量の調査方法」、および舗装試験法便覧別冊²⁾3-3-3T「可搬式車両重量計を用いた走行車両の輪荷重測定試験方法」に拠り、追越車線と走行車線の各々の車線の外側車輪通過位置(OWP部)にマット式ポータブル輪荷重計を設置して行った。走行速度もマット式ポータブル輪荷重計により測定した。

走行位置分布調査は、車線横断方向に路面に5cm間隔の目盛りをマーキングし、その上を車両が通過する状況をビデオカメラで撮影記録して、再生画像から第一軸目の外側タイヤ中心通過位置を目視によって測定する手法をとった。走行位置分布調査は2004年秋期の交通量調査と輪荷重調査に合わせて実施し、時間当たり大型車通過台数が約100(台/時間/車線)と予想された事から、走行位置分布を把握するために十分なサンプル数として大型車約400台のデータ取得を目標として合計4時間実施した。ダンプトラックやトレーラのタイヤ中心位置は第1軸と第2軸、第3軸で若干ずれており、本調査では第一軸のタイヤ中心位置に対して、第2、第3軸のタイヤ中心位置のずれが10cmとして通過位置を算出した。

気温は、歩道路肩部に設置した熱電対により計測し、毎正時ごとの気温として自動計測ロガーで記録している。

路温は、A断面、B断面、C断面、D断面、T2-2断面において、表-2.1に示すような深さに埋設した熱電対によって計測しており、舗装体内の温度を毎正時ごとに自動計測ロガーで測定・記録している。

表-2.1 舗装体温度の測定断面と深さ

A断面	B断面	C断面	D断面	T2-2断面
3	4	4	5	3
7	15	9	11	7
12	20	14	17	13
32	40	26	35	外気温
52	60	41	60	
72	80	61	100	

(cm)

2.3 環境条件調査の結果

(1) 交通量と輪荷重調査結果

試験道路が構築されている追越車線と、走行車線における交通量および輪荷重の平均値を表-2.2 に示す。なお、各年度における詳細の測定データは本章の末尾に資料として添付している。

表-2.2 より、試験断面が構築されている追越車線の大型車交通量は 1,714 台/日/車線、平均日 49kN 換算輪数は 2,398 (輪/日/車線) である。これに対し、走行車線の大型車交通量は 2,510 台/日/車線、平均日 49kN 換算輪数は 5,270 (輪/日/車線) であり、試験断面が設けられている追越車線には方向交通の約 4 割、輪荷重の 3 割が通過していることになる。次に、交通の時系列的な変化について述べる。大型車交通量は図-2.1 に示すように測定年度による変動が見られないにもかかわらず、49kN 換算輪数は図-2.2 に示すように 1994 年以降減少し、最近 10 年程度は横ばい傾向にある。図-2.1、図-2.2 の図中には 1994 年 5 月に道路交通法が改正されて過積載車両に対する罰則が厳しくなった時期と 1997 年 4 月に過積載に対する行政処分が強化された時期を付記してある。49kN 換算輪数の減少はこれらの時期に対応している。

表-2.2 交通量調査と輪荷重の測定結果

	交通量調査結果			輪荷重測定結果	
	全車交通量 (台/日/車線)	大型車交通量 (台/日/車線)	大型混入率 (%)	日49kN換算輪数 (輪/日/車線)	10年49kN換算輪数 (輪/10年/車線)
追越車線	4,974	1,714	34.5	2,398	8,752,700
走行車線	5,223	2,510	48.3	5,270	19,235,500
方向当り (追越+走行)	10,197	4,224	41.4	7,668	27,988,200

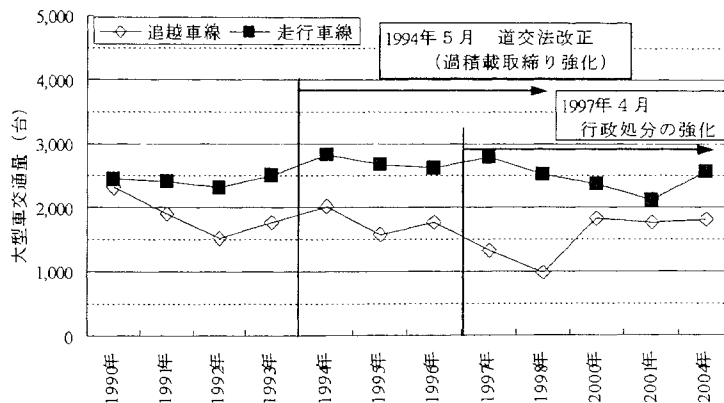


図-2.1 大型車交通量の時系列変化

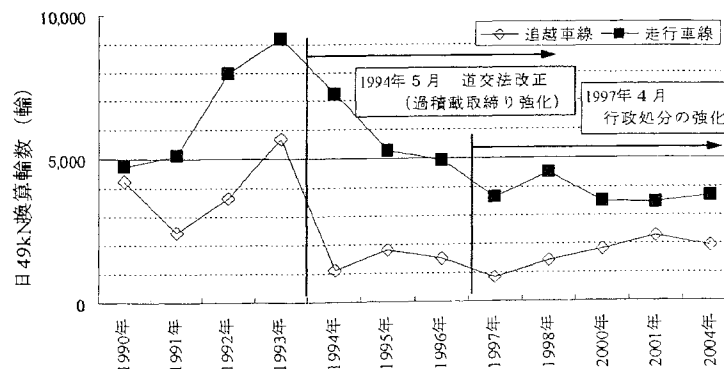


図-2.2 49kN 換算輪数の時系列変化

また、図-2.3には調査年度毎の輪荷重階級毎の49kN換算輪数を示す。過積載取締り強化前の1993年度以前の調査では、輪荷重が6t以上の過積載車両による49kN換算輪数が非常に多いが、過積載取締り強化直後の1994年度調査では輪荷重が6t以上の過積載車両による49kN換算輪数は激減し、その後若干増えた以降は似かよった分布を示している。さらに、警察庁のデータに基づく統計資料³⁾をもとに作成した全国における過積載取締り件数の推移を図-2.4に示す。改正法施行後の1994年度以降、過積載取締り件数は明らかに減少し、2003年度には、ピーク時の1993年度の5分の1の件数になっていることが分かる。これらの結果から、時系列的には1994年と1997年の過積載の取締りの強化を契機に49kN換算輪数が減少し、近年は適正な輪荷重になってきている状況にあると推測される。

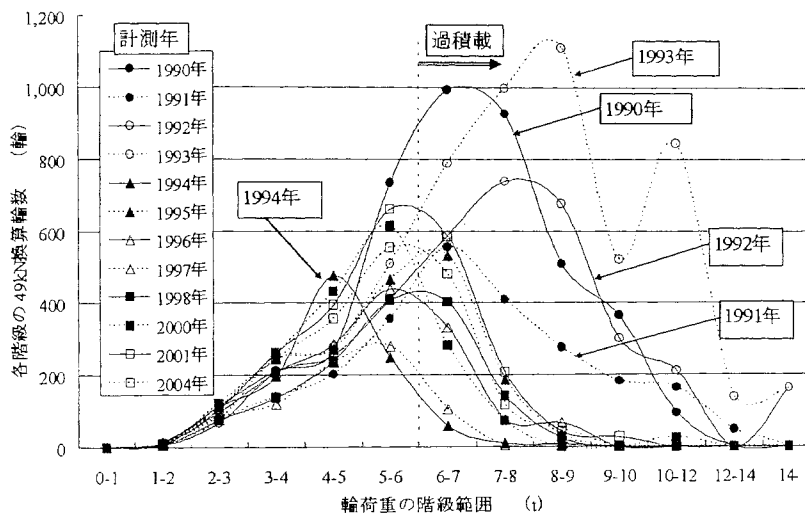


図-2.3 輪荷重階級毎の49kN換算輪数

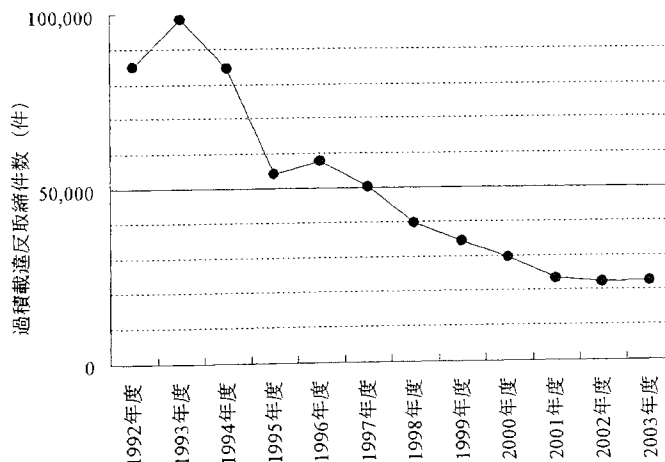


図-2.4 過積載取締り件数の推移

(2) タイヤ走行位置測定結果

外側の区画線から100cm離れた点を原点0とし、横断方向に原点から外側に向かう方向をプラス、原点から内側に向かう方向をマイナスとして、10cm間隔の区間を通過した大型車のタイヤの走行位置測定結果を図-2.5に示す。

原点付近を中心とした分布をしており，正規性の適合度の検定を実施した結果，(1.1, 24.42) の正規分布に適合していると判断された。車両走行位置分布に関して報告された既往の文献では，正規分布や対数正規分布とされているが^{4),5),6)}，本調査結果によれば，概ね正規分布として扱って良いものと考えられる。

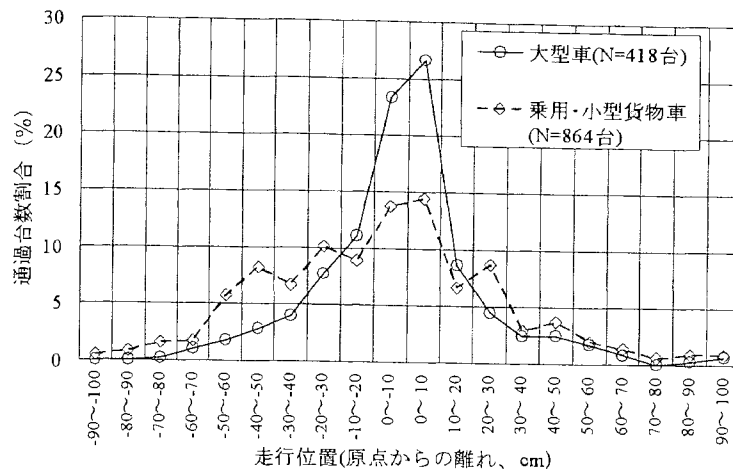


図-2.5 タイヤ走行位置の分布計測結果

(3) 車両走行速度調査結果

車両の走行速度調査結果を図-2.6に示す。平均の走行速度は81km/hとなっている。

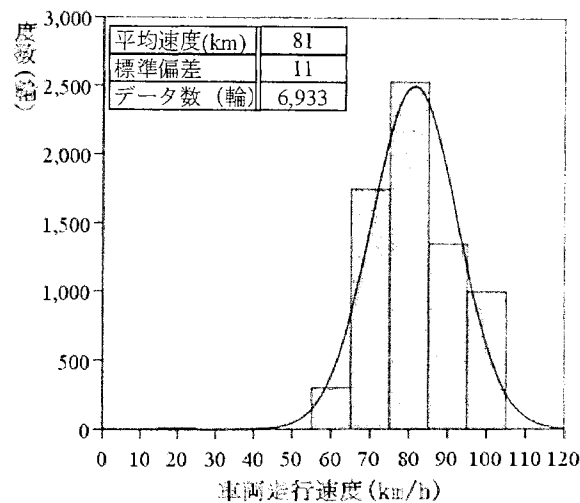


図-2.6 車両走行速度の計測結果

(4) スパイクタイヤ規制に関する調査結果

交通条件の質の変化として，スパイクタイヤ使用規制の経緯について把握しておく必要がある。経緯は以下の通りである。

試験道路構築当時の1990年は冬期間にスパイクタイヤを使用するのが一般的であったが，スパイクピンにより削り取られた細かい屑が車によって舞い上がり人の健康や生活環境に影響するいわゆる車粉公害が社会問題として顕在化し，1990年6月に「スパイクタイヤ粉じんの発生の防止に関する法律」が公布，施行された。この法律によって，札幌市や千歳市などが存する一次指定地域は1991年4月1日から，新試験道路が位置する苫小

牧市などの第二次指定地域は1993年3月1日からスパイクタイヤの使用が規制された。使用規制に伴いスパイクタイヤ装着率は第一次指定区域では1992年度にほぼゼロとなり、続いて第二次指定区域は1993年度に、第三次指定区域は1996年度にそれぞれほぼゼロ%となったと報告されている⁷⁾。

したがって、新試験道路においては構築当時の1990年度および1991年度はスパイクタイヤによる摩耗の発生を考慮に入れる必要があり、1992年度以降はスパイクタイヤによる摩耗がないものと考えて良いと思われる。

(5) 気温調査結果

最寄りの気象庁のアメダス観測データより美々新試験道路の気温を推定している。このアメダス観測地点は厚真であるが、美々新試験道路近傍の気温とほぼ同じであることを確認している。

1990年度～2003年度の間のアメダスデータから得られた各月毎の気温と凍結指数を図-2.7、図-2.8に示す。平均気温は-10～20(°C)の範囲、平均凍結指数は585(°C・day)、年間の0°C以下の日数は105日であり、寒冷的な気候の地域であることがわかる。

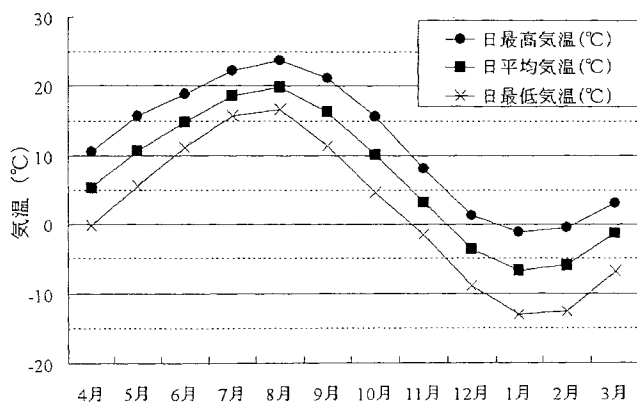


図-2.7 1990年から2003年の各月平均気温

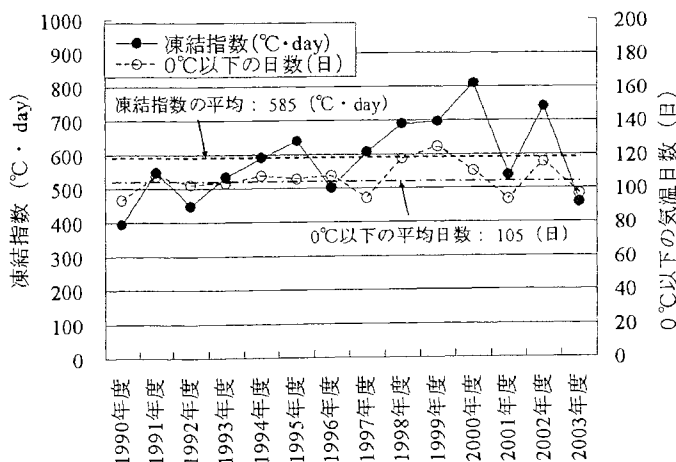


図-2.8 1990年から2003年の凍結指数と0°C以下の気温日数

(6) 舗装体温度調査結果

美々新試験道路の T2-2 断面において、実測されたアスファルト混合物層内の温度と、美々新試験道路の実測気温を用いて「舗装設計便覧」に示された算定式(2.1)によって算出したアスファルト混合物層内の温度の対応関係を表-2.3 および図-2.9 に示す。混合物層温度の一年間の実測結果と、算定式を用いて算定した値を比較すると、概ね±2℃程度の精度で算定できていることが確認できる。前項において、厚真のアメダス観測地点における気温と美々新試験道路近傍の気温がほぼ同じであることが確認されているので、アメダス気温データを基に美々新試験道路のアスファルト混合物層の深さ方向の温度が概ね算定可能であることとなる。

1990 年から 2004 年の期間の毎正時のアメダス気温データから算定した各月の平均気温と式(2.1)を用いて、美々新試験道路の各月の混合物厚の 1/3 深さでの月平均舗装体温度を算定した結果を表-2.4 に示す。

$$M_p = M_a \left(1 + \frac{2.54}{z + 10.16} \right) - \frac{25.4}{9(z + 10.16)} + \frac{10}{3} \quad (2.1)$$

ここで、 M_p : 月平均舗装温度 (°C)

M_a : 月平均気温 (°C)

z : 温度を推定しようとしている点の表層

上面からの深さ (cm)

表-2.3 舗装体温度の実測値と算定値との比較
(上表：3cm 深さ、中表：7cm 深さ、下表：13cm 深さ)

3cm深	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平均
実測値	-4.4	-4.1	1.5	9.1	14	22.5	24.1	27.6	22.1	14.3	5.6	-3.9	
算定値	-3.8	-4.8	0.7	9	13.4	21.1	24.4	29	23.3	16	7.3	-3.8	
誤差	-0.6	0.7	0.8	0.1	0.6	1.4	-0.3	-1.4	-1.2	-1.7	-1.7	-0.1	-0.3

単位 (°C)

7cm深	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平均
実測値	-4.2	-3.9	1.2	8.7	13.7	21.9	23.8	27.3	22.1	14.5	5.9	-3.5	
算定値	-3.5	-4.4	0.9	8.8	13	20.5	23.6	28.1	22.6	15.6	7.2	-3.5	
誤差	-0.7	0.5	0.3	-0.1	0.7	1.4	0.2	-0.8	-0.5	-1.1	-1.3	0	-0.1

単位 (°C)

13cm深	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平均
実測値	-3.7	-3.4	1.1	8.5	13.5	21.6	23.6	27.1	22.3	14.8	6.3	-2.8	
算定値	-3.2	-4.1	1	8.6	12.8	20	23	27.3	22	15.2	7.1	-3.2	
誤差	-0.5	0.7	0.1	-0.1	0.7	1.6	0.6	-0.2	0.3	-0.4	-0.8	0.4	0.2

単位 (°C)

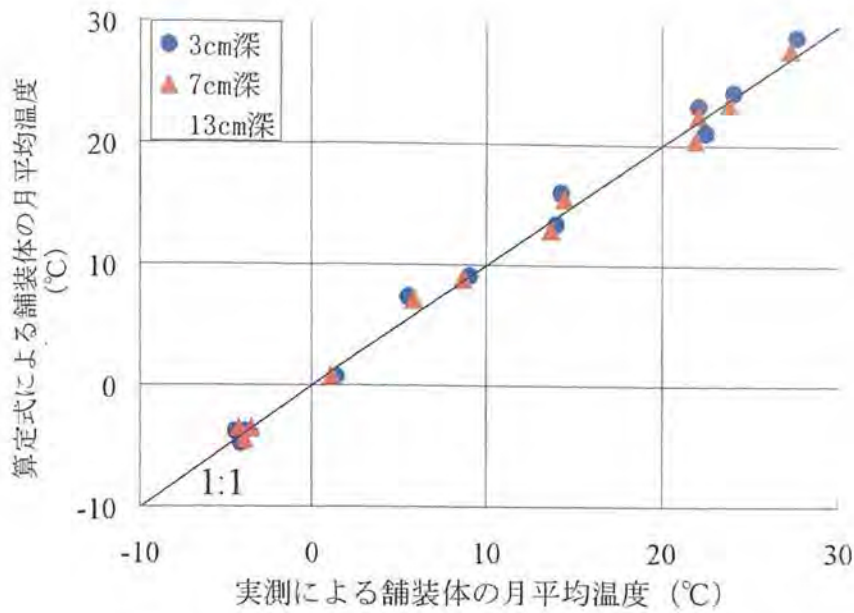


図-2.9 舗装体温度の実測値と算定値との比較

表-2.4 月平均舗装体温度の算定結果

月	平均気温	A断面	B断面	C断面	D断面
		T1-1断面 T1-2断面	T2-1断面 T2-2断面		
4月	5.4	10	9	9	9
5月	10.7	16	16	15	15
6月	14.8	21	20	20	20
7月	18.7	25	25	24	24
8月	19.9	27	26	26	25
9月	16.3	22	22	22	21
10月	10.1	15	15	15	14
11月	3.3	7	7	7	7
12月	-3.6	-1	-1	-1	-1
1月	-6.7	-5	-5	-4	-4
2月	-5.9	-4	-4	-3	-3
3月	-1.3	2	2	2	2

(単位：°C)

2.4 まとめ

本章では、舗装の路面性状の長期変化と環境要因との関係を調査する目的と、力学的な設計法の妥当性を検証する際の現場データとして活用することを目的に、美々新試験道路における環境条件（交通量，軸重，走行位置分布，温度など）の測定結果を把握した。本章で得られた事を要約すると次のとおりである。

- (1) 国道 36 号美々新試験道路の大型車交通量は 4,224 台/日・方向，10 年当り 49kN 換算輪数は 28 百万輪・方向であることから，D 交通相当であると評価される。試験道路が設けられている車線の大型車交通量は 1,714 台/日，10 年当り 49kN 換算輪数は 8.8 百万輪であった。一方向交通量の約 7 割が走行車線に集中しており，試験断面が設けられている追越車線には 3 割の割合となっている。
- (2) 調査期間中の平均日当り 49kN 換算輪数は，7,668 輪/日・方向，試験断面が設けられている追越車線は 2,398 輪/日/車線であった。1994 年と 1997 年の過積載車両取締り規制の強化によって，49kN 換算輪数は 1993 年度をピークに減少した。この傾向は美々試験道路だけの傾向ではなく，全国的に同様の傾向を示すものと考えられる。
- (3) タイヤ走行位置分布は概ね正規分布に適合するとの計測結果が得られた。
- (4) 美々新試験道路の構築当時の 1990 年度および 1991 年度はスパイクタイヤによる摩耗の発生を考慮に入れる必要があるが，1992 年度以降はスパイクタイヤによる摩耗がないものと考えて良いと思われる。
- (5) 気温と舗装体温度を実測した結果，月平均舗装体温度は気温データから概ね算定が可能であり，美々新試験道路の舗装体温度の年間変化を把握することができた。

参考文献

- 1)日本道路協会：舗装試験法便覧，1988.
- 2)日本道路協会：舗装試験法便覧別冊（暫定試験方法），1996.
- 3)財団法人交通事故総合分析センター：交通事故統計年報
- 4)松野三朗，小林泰介：車両走行位置分布について，第14回日本道路会議論文集，pp.177-178，1981.
- 5)笠原篤，工藤敏雄：舗装における車輛の走行軌跡分布，第14回日本道路会議論文集，pp.179-180，1981.
- 6)笠原篤：舗装における車輛の車輪通過位置分布に関する研究，第38回土木学会年次学術講演会概要集，V-239,pp.457-476，1983.
- 7)浅野基樹，原文宏，田邊慎太郎，横山真吾：スパイクタイヤ規制後10年間の評価と今後の課題，開発土木研究所月報 No.580，pp16-23，2001.

第3章 美々新試験道路の長期パフォーマンス観測

3.1 路面性状長期パフォーマンス調査の目的

舗装断面構成の違いおよび輪荷重と路面性状の長期的変化の関係を把握する目的で、新試験道路の8タイプの試験舗装断面でわだち掘れ量、ひび割れ率、縦断方向の平坦性の3項目の路面性状について追跡調査を行った。

3.2 路面性状調査方法

試験断面が構築されている追越車線において、試験道路構築後毎年定期的に春期（5月頃）と秋期（10月頃）の2回実施している。ただし、ひび割れ率はひび割れ発生確認以降、適宜測定頻度を増やしている。

調査方法は舗装試験法便覧¹⁾に則って実施しており、わだち掘れ量は道路の横断方向に発生する凹凸を横断プロフィールメータにより測定する方法、ひび割れ率は路面に生じたひび割れをスケッチシメッシュ法により算出する方法、平坦性は道路の縦断方向の基準線と路面との高さの差を3mプロフィールメータによって1.5m間隔で計測し、区間の標準偏差を測定値とする方法を用いた。

3.3 累積49kN換算輪数の算定方法

累積49kN換算輪数は、先に述べた輪荷重調査結果を平日の49kN換算輪数とし、土曜日、日曜日は曜日変動を考慮し、49kN換算輪数を補正してこれらを累積して求めた。ここでは、1993年10月に1週間にわたって実施した交通量調査結果²⁾に基づいて、曜日変動係数を平日1.00、土曜日1.05、日曜日0.98とした。

3.4 路面性状調査結果

(1) わだち掘れ量調査結果

わだち掘れ量の時系列変化および49kN換算輪数との関係を図-3.1に示す。美々新試験道路は1990年8月に供用後、1995年7月にわだち掘れ隆起部のみを切削する工事が施工され、2002年3月には切削4cm+改質Ⅱ型アスファルト混合物によるオーバーレイ4cmの施工が実施されている。そのため、その時期にはわだち掘れ量が減少して路面状態が改善されている。そこで、図-3.1を以下に示す3つの期間に分けて検討をすすめることとする。

第一期間：スパイクタイヤ規制から初回の
切削工事までの期間

第二期間：初回の切削工事から次の切削
オーバーレイ工事までの期間

第三期間：切削オーバーレイ工事から現在
までの期間

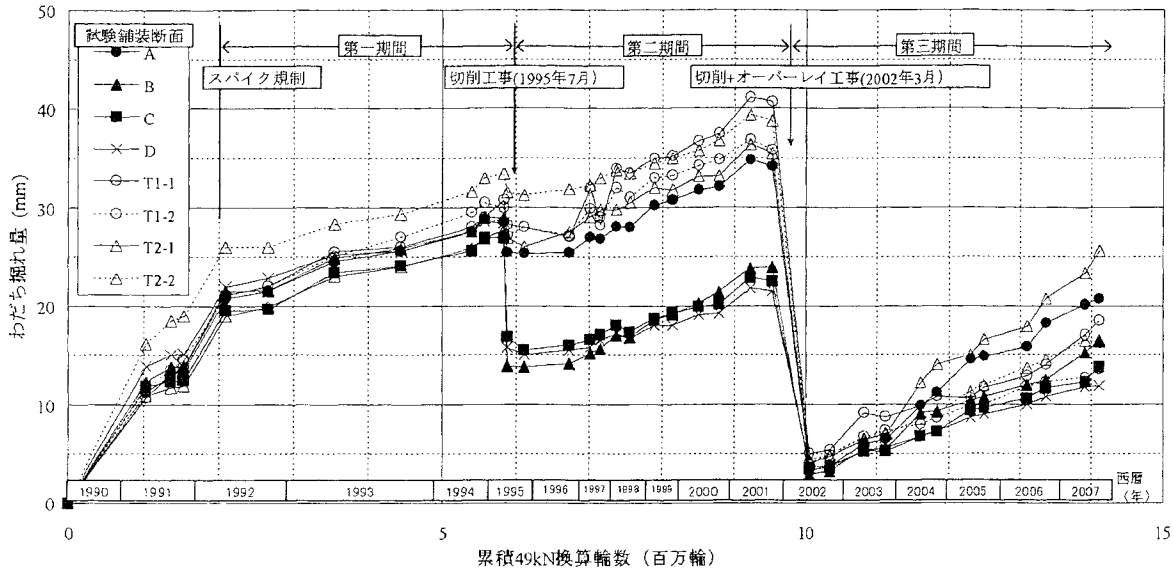


図-3.1 わだち掘れ量と 49kN 換算輪数の関係

第一期間から第三期間までの各々の舗装断面におけるわだち掘れの進行状況を定量化するために、各期間ごとに累積 49kN 換算輪数とわだち掘れ量との関係を一次式に当てはめた。各期間をパラメータとした一次式の傾きと混合物層設計厚さとの関係を図-3.2 に示す。

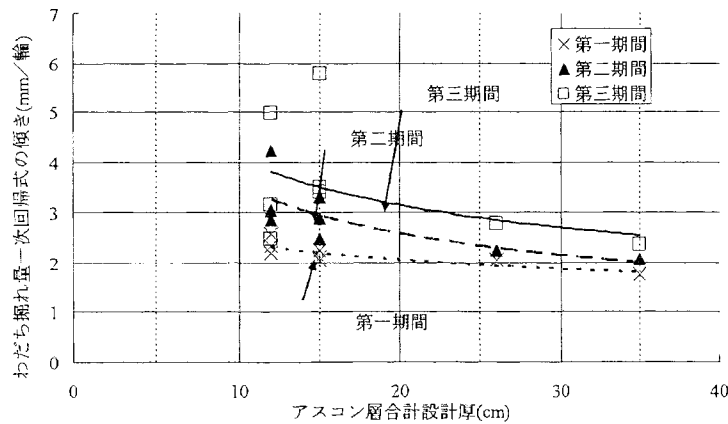


図-3.2 わだち掘れ回帰式の傾きと混合物層厚との関係

第一期間は混合物層の厚さによる差が小さいが、第二期、第三期は混合物層の設計厚が薄いほど傾きが大きくなる傾向が表れている。一次式の傾きはわだち掘れの進行速さを示すことから、アスコン設計厚が薄いほど、わだち掘れの進行速さが早い傾向にあるといえる。すなわち、アスファルト混合物層厚さが比較的薄い A, B, T1-1, T1-2, T2-1, T2-2 断面は、アスファルト混合物層が厚い C 断面と D 断面に比較してわだち掘れ進行が早い状況にある。

また、その傾向が第一期に比べて第二期や第三期の方が顕著に認められる事から分かるように、建設直後からその差が認められるものではなく、車輪の累積通過台数の増加につれて、顕著となるものと推測される。切削オーバーレイが施工された後の第三期においても混合物層厚が薄い断面でわだち掘れ進行が早い点は注目し値する。

表層、基層部の混合物層厚変形量の把握と下層路盤面以下の塑性変形量の推定を目的に、供用後5年となる1995年8月に実施したコア採取調査結果を図-3.3に示す。

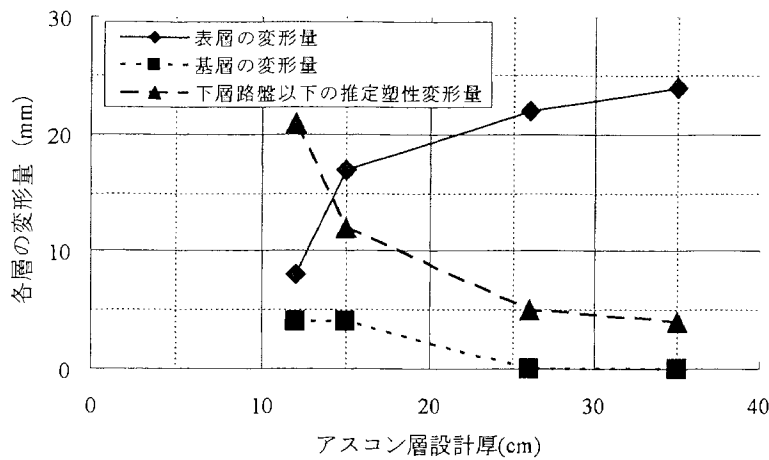


図-3.3 コア採取調査による各層の変形量

図-3.3 から、表層においては、混合物層厚が厚い断面ほど表層の変形量が大きいことがわかる。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。上層路盤層（加熱アスファルト安定処理層）は最大粒径が30mmと大きく、40mm級切込砂利である下層路盤との境界面の骨材の凹凸が激しいため、その境界位置を明確に判断することは困難であった。そこで、上層路盤の変形量はごく小さいものと仮定して、表層と基層の変形量の和とわだち掘れ量の差を下層路盤以下の塑性変形量とすると、下層路盤以下の塑性変形量は、混合物層厚が薄い断面ほど大きくなっている。すなわち、混合物層厚が薄いほど表層の変形割合が小さく、下層路盤以下の塑性変形量が大きいとの結果が得られた。これはアスファルト混合物層による荷重分散効果の違いにより、下層路盤上面や路床面上面での鉛直荷重の大きさが異なり、塑性変形量が異なったためと考えられる。

以上の結果から、わだち掘れの推移は舗装断面の混合物層厚さに影響される部分があり、混合物層厚さが薄いほどわだち掘れの進行が早い傾向にあり、下層路盤以下の塑性変形量が大きいものと推測される。なお、補修後のわだち掘れパフォーマンスカーブが補修前に比べて劣るのは一般的に当然と言える結果であり、混合物層厚だけでなくアスファルト混合物が供用に伴い空隙率が低下することや切削による断面欠損やオーバーレイ混合物の品質が新設時と同等でないことなどの多くの要因が影響する複合的なものであることを認識しておく必要があり、混合物層厚のみで説明が可能と考えるものではない。

(2) ひび割れ調査結果

2001年3月に写真-3.1のようなひび割れの発生を確認した。ひび割れ付近のコア採取調査の結果、ひび割れは混合物層の底面から路面方向に向かって進行しており、このひび割れは疲労破壊によるひび割れ（以下、疲労ひび割れ）であると判断された。疲労ひび割れが発生した断面はこの時点で T1-1 断面、A 断面、T2-1 断面の3ヶ所であり、ひび割れ率は約5%程度であった。ひび割れ率の経時変化を図-3.4に示す。供用開始（1990年7月）から約10年7箇月経過、累積49kN換算輪数にして約900万輪/車線で舗装の表面に疲労ひび割れが生じた事となる。アスファルト舗装要綱に示されているA交通やB交通の設計期間10年内の累積49kN換算輪数15万輪および100万輪を上回った。また、試行的に力学設計により設計した断面も予定した設計期間を超えており、断面設計時の凍上抑制層や路床の材料定数やタイヤ走行位置分布、走行速度、舗装体温度、混合物の疲労特性、混合物層下面にひび割れが生じてから表面に達するまでのタイムラグなどの設定手法の検証が必要と考えられる。



写真-3.1 A断面に発生した疲労ひび割れ

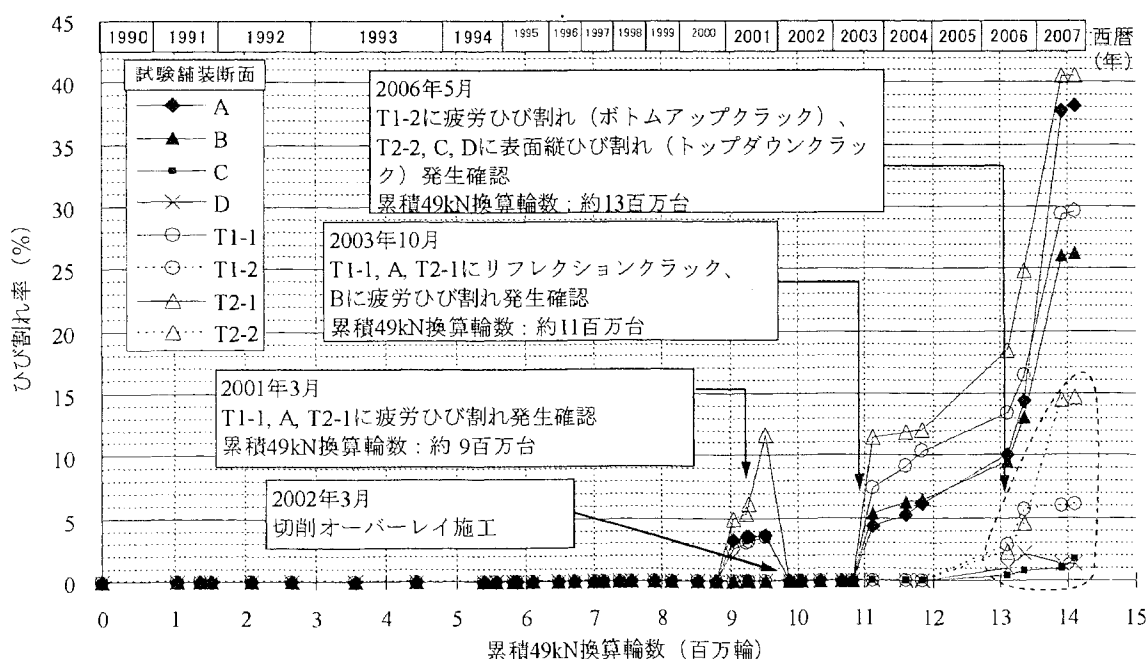


図-3.4 ひび割れ率の経時変化

図-3.4より、2001年3月にT1-1断面、A断面、T2-1断面に発生したひび割れはその後、徐々に進展した様子がわかる。最初は縦断方向のひび割れが路面に現れ、やや遅れて魚の骨のように横方向のひび割れが現れて亀甲状のひび割れとなっていく様子が観察された。なお、2002年3月の時点でわだち掘れが著しく、試験道路全区間において切削4cm+改質II型混合物によるオーバーレイ4cmの修繕が施された。その後、2003年10月にT1-1断面、A断面、T2-1断面の3つの断面においてリフレクションクラックの発生、またB断面においては疲労ひび割れの発生を確認した。このことから、B交通断面は供用後13年3ヶ月経過、累積49kN換算輪数にして約1,100万輪/車線で疲労ひび割れが発生した事となる。この時点までのひび割れ発生の有無と舗装の断面構成厚の関係を図-3.5と照らして見ると、疲労ひび割れが発生した断面はいずれも混合物層厚が12cm又は15cmで、混合物層の最下層がアスファルト安定処理混合物であることが分かる。混合物層厚が同一厚さでも混合物層最下層が粗粒度アスファルト混合物や密粒度アスファルト混合物で造られた断面には疲労ひび割れの発生は認められていなかった点が特筆される。交通荷重条件および環境条件は8つの断面が同一であるため、混合物配合の違いが疲労ひび割れの発生に影響したものと推測できる。つまり、アスファルト安定処理混合物は、粗粒度アスファルト混合物や密粒度アスファルト混合物よりも疲労ひび割れが入りやすく、発生したひび割れの進展速度が速いと推測された。

さらに、2006年にはT1-2断面、T2-2断面、C断面、D断面の路面においてもひび割れの発生が認められ、2007年10月にコア採取および開削調査を実施したところ、T1-2断面に発生したひび割れは疲労ひび割れ（ボトムアップクラック）であり、T2-2断面、C断面、D断面に発生したひび割れはトップダウンクラックであることが確認された。このことから、混合物層最下層が粗粒度アスファルト混合物であるT1-2断面において、累積49kN換算輪数が約1,300輪/車線で疲労ひび割れが発生したこととなる。



図-3.5 美々新試験道路の試験舗装平面図

(3) 平坦性調査結果

外側車輪通過位置（Outer Wheel Path, 以下, OWP）と車輪通過位置中央（Between Wheel Path, 以下, BWP）の平坦性測定結果について、代表例として A 断面の測定結果を図-3.6 に示す。2002 年 3 月に切削 4cm+改質 II 型混合物によるオーバーレイ 4cm を実施した以降は平坦性が 1mm 以下に改善していることから、2002 年 3 月以降のデータを省いたものを図-3.7 に示す。

OWP で測定した平坦性 σ は、累積 49kN 換算輪数の増加に伴い悪化する傾向にある。その変化には変動があるものの概ね一次直線で回帰でき、800 万輪で $\sigma=2.5\text{mm}$ に達している。春期は秋期よりも平坦性が悪化することが予想されたが、一概に春期の平坦性が秋期よりも悪いという傾向は見られず、春期、秋期と変動を繰り返しながらも、通過輪数が多くなるにつれて平坦性が悪化する傾向にある。なお、凍上が平坦性に与える影響に関して凍上量調査は実施していないものの、凍上に対する設計置換厚である 80cm まで凍上抑制層（80mm 級切込砂利）で置換えられており、問題となるような凍上は発生していないと考えられる。

一方、車輪が通過しない位置（BWP）の平坦性は、通過輪数によらずほぼ一定していることが分かる。

なお、図に示した A 断面以外の全ての断面においても同様の傾向が見られるが、舗装断面構成の違いによる平坦性変化量などに、特に明確な差は確認できなかった。

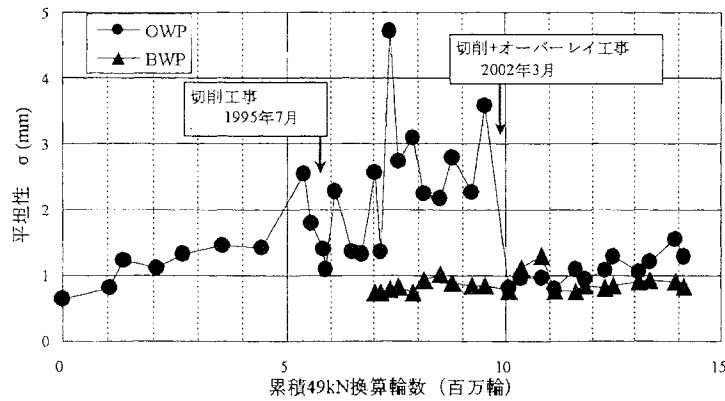


図-3.6 OWP 部と BWP 部の平坦性測定結果 (A 断面)

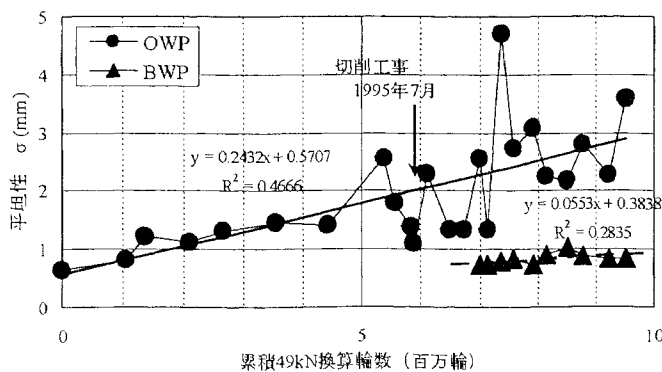


図-3.7 平坦性と累積 49kN 換算輪数の関係 (A 断面)

(4) 維持管理指数 MCI 調査結果

路面評価指標である MCI (維持管理指数, Maintenance Control Index) は, 式(3.1)a から (3.1)d で算出される数値の中で最小のものを評価値とするものであり, MCI を算出した結果を図-3.8 に示す.

$$MCI = 10 - 1.48C^{0.3} - 0.29D^{0.7} - 0.47\sigma^{0.2} \quad (3.1)a$$

$$MCI_0 = 10 - 1.51C^{0.3} - 0.3D^{0.7} \quad (3.1)b$$

$$MCI_1 = 10 - 2.23C^{0.3} \quad (3.1)c$$

$$MCI_2 = 10 - 0.54D^{0.7} \quad (3.1)d$$

ここで、C：ひび割れ率 (%)

D：わだち掘れ量 (mm)

σ：平坦性 (mm)

49kN 換算輪数の増加に伴い MCI が低下する傾向が伺える。供用開始からの累積 49kN 換算輪数が 500 万輪を超える頃には MCI が 4 以下となりわだち掘れも 30mm に達する区間が見られたことから、そのままの路面状態での供用が困難と判断され、本来であれば切削オーバーレイが施される場所であるが試験舗装区間であるために凸部を切削するに留めて経過を観察した。切削量が断面毎に一律でなかったために MCI の改善程度は断面によって差があるものの、この切削工事によって MCI が改善した。その後、49kN 換算輪数の累積に伴い再び MCI が低下する傾向が認められ、供用開始からの累積 49kN 換算輪数が 900 万輪を超える頃には一部の断面で MCI が 3 以下の路面状態となるに至って、切削 4cm + 改質 II 型混合物によるオーバーレイ 4cm の修繕が施された。この切削オーバーレイ工事により、MCI は 8 以上に回復した。

切削オーバーレイ工事後約 100 万輪の 49kN 換算輪数が通過した頃に T1-1 断面、A 断面、T2-1 断面の 3 つの断面においてリフレクションクラックが発生し、B 断面においては新たに疲労ひび割れが発生したために、それらの 4 断面では MCI が急激に低下する傾向を示している。C 断面と D 断面の MCI の低下が最も緩やかである。

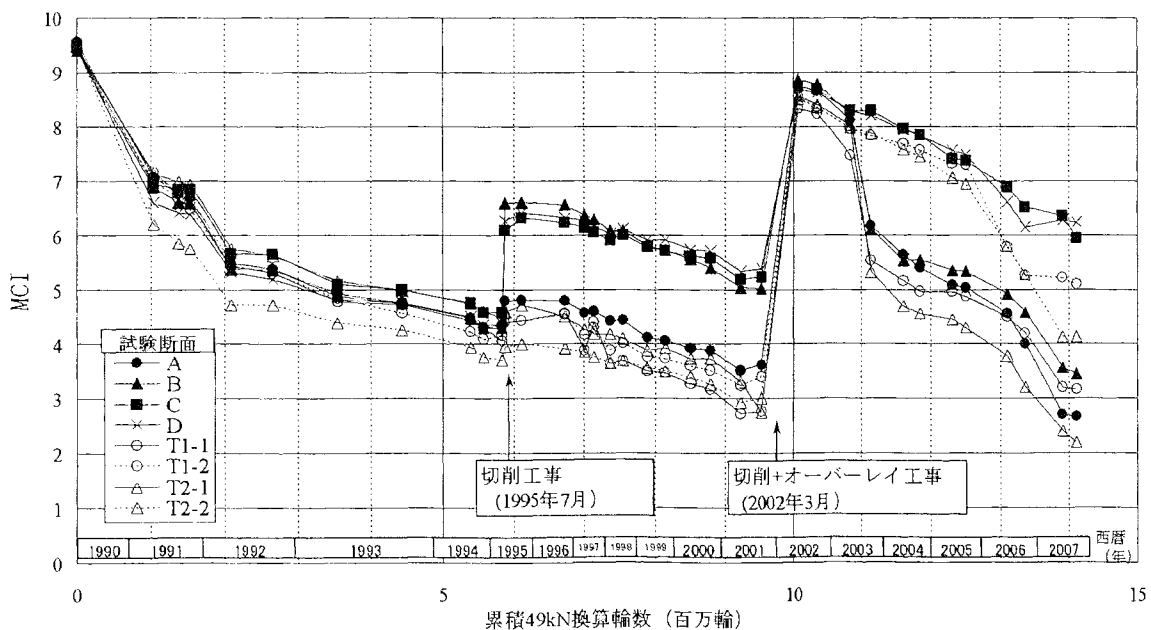


図-3.8 MCI の経年変化

3.5 まとめ

本章では、美々新試験道路の建設から、供用後 18 年間のわだち掘れやひび割れなどの路面性状の長期的な推移について述べ、舗装構造の違いが舗装のパフォーマンスに与える影響に特に着目して報告した。本章で得られた事を要約すると次のとおりである。

- (1) スパイクタイヤによる摩耗の影響が大きかった 1993 年頃までは、舗装構成の違いによるわだち掘れ量への影響は相対的に小さく、差異を認めることはできなかったが、スパイクタイヤ規制後は摩耗が減ったことによって、舗装構成のうち混合物層厚がわだち掘れに影響を与える傾向が確認された。すなわち、混合物層厚が薄いほどわだち掘れの進行が早い傾向にあった。混合物層が薄い場合の変形は下層路盤面以下の粒状材料の塑性変形の占める割合が多いことが確認された。
- (2) 長期的なひび割れ推移は混合物層厚と混合物層最下層の混合物配合によって異なっており、混合物層の厚さが 12cm 又は 15cm で混合物層最下層がアスファルト安定処理混合物の断面において最初に疲労ひび割れ（ボトムアップクラック）の発生が認められ、混合物層厚が 12cm 又は 15cm で混合物層最下層が粗粒度アスファルト混合物や密粒度アスファルト混合物で造られた断面には疲労ひび割れの発生が見られなかった。さらに供用年数が経過した後に混合物層厚が 12cm で混合物層最下層が粗粒度アスファルト混合物で造られた T1-2 断面に疲労ひび割れ（ボトムアップクラック）の発生が見られた。これらのことから、アスファルト安定処理混合物の疲労抵抗性が粗粒度アスファルト混合物や密粒度アスファルト混合物に比べて小さいと推測される。
- (3) 車輪通過部の平坦性は 49kN 換算輪数の増加に比例して悪化する傾向にあるが、舗装構成の異なる 8 つの試験断面による差は特に見られない。
- (4) MCI は 49kN 換算輪数の増加に伴い悪化する傾向にあり、MCI=4 で切削、MCI=3 で切削オーバーレイが道路管理者の判断で実施された。

参考文献

- 1) 日本道路協会：舗装試験法便覧，1988.
- 2) 石谷雅彦，中川伸一，小笠原章，高橋守人，笠原篤：美々新試験道路におけるアスファルト舗装のパフォーマンスに関する研究，土木学会論文集，No.564/V-35，pp.265-276，1997.

第4章. 舗装の構造に関する調査

美々新試験道路における舗装の構造に関するデータを取得して、舗装構造が異なる舗装体の疲労ひび割れ発生状況の差を検証する目的と、力学的な設計法の妥当性を検証する際の現場データとして活用することを目的に、開削調査と支持力に関する現位置試験やFWD調査を行った。

4.1 開削調査

4.1.1 開削調査目的

美々新試験道路における開削調査は

2002年（平成14年）12月

2004年（平成16年）8月

2007年（平成19年）10月

の3回実施している。おのこの調査の目的等を以下に示す。

(1) 2002年（平成14年）12月開削調査

- ① 混合物層下面からのひび割れ発生状況の確認
- ② 室内4点曲げ試験用の現場採取供試験体の採取
- ③ 現位置での支持力試験の実施
- ④ CBR試験，DCP試験の相関性確認

(2) 2004年（平成16年）8月開削調査

- ① 混合物層下面からのひび割れ発生状況の確認
- ② ひずみ測定計器の埋設

(3) 2007年（平成19年）10月開削調査

- ① 混合物層下面からのひび割れ発生状況の確認
- ② 現位置での支持力試験の実施
- ③ 室内4点曲げ試験用の現場採取供試体の採取
- ④ 新たな舗装断面の構築

4.1.2 開削調査方法と概要

(1) 2002年（平成14年）12月調査

開削位置は、図-4.1に示すように疲労ひび割れが発生しているT1-1断面にて車線幅3.6m×奥行1.5mの範囲で実施した。開削調査位置は、表面までひび割れが到達していない部分とした。図-4.2に示すように、車道全幅に対してコンクリートカッターによって混合物層を横45cm×奥行き40cm×厚さ12cmのブロック状に切断して採取し、切断面と裏面に発生しているひび割れを目視確認した。

T1-1断面で混合物層のブロック状供試体（幅45cm×奥行40cm×厚さ12cm）を、わだち部（IWP,OWP）、非わだち部（BWP）から2個ずつ計6個を採取し、あわせて下層路盤、凍上抑制層、路床において現場CBR試験、DCP試験とひずみ計の設置を行った。

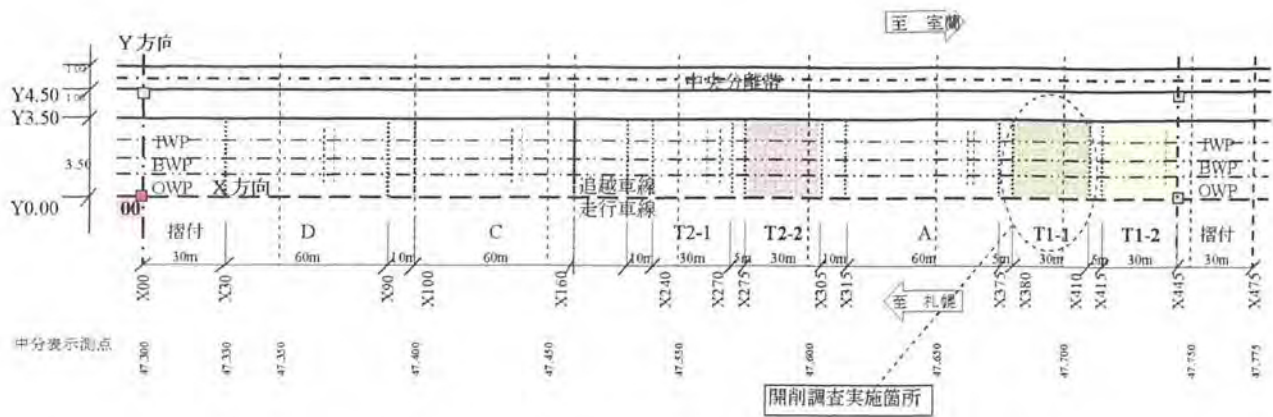


図-4.1 2002年（H14年）開削調査平面図

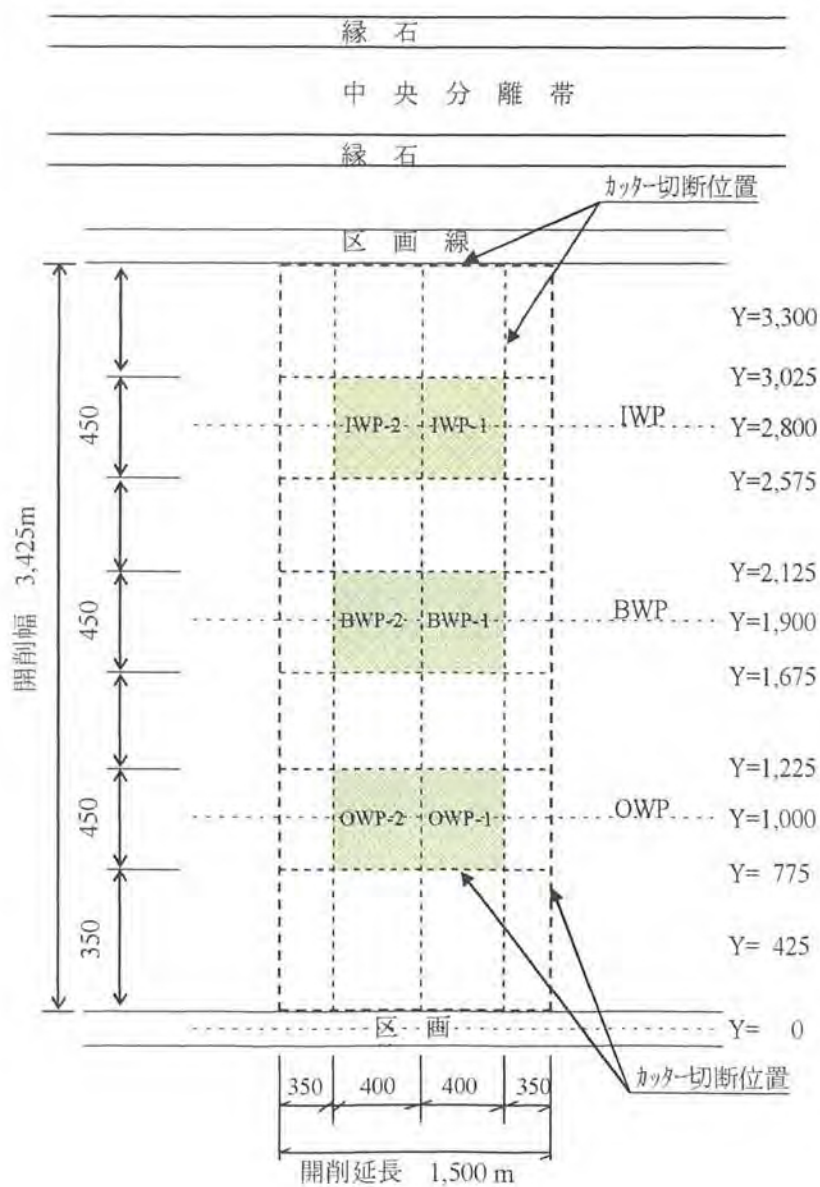


図-4.2 2002年（H14年）ブロック採取概要図

(2) 2004年(平成16年)8月調査

図-4.3に示すように3つの断面(T1-2, T1-1, T2-2)で開削調査を実施した。各々の断面において、図-4.4に示すように1車線幅、奥行き2m程度の範囲を開削し、ブロック状の供試体を採取し、混合物層底面のひび割れ状況を目視調査した。また、BWP部の供試体は曲げ疲労試験に用いた。

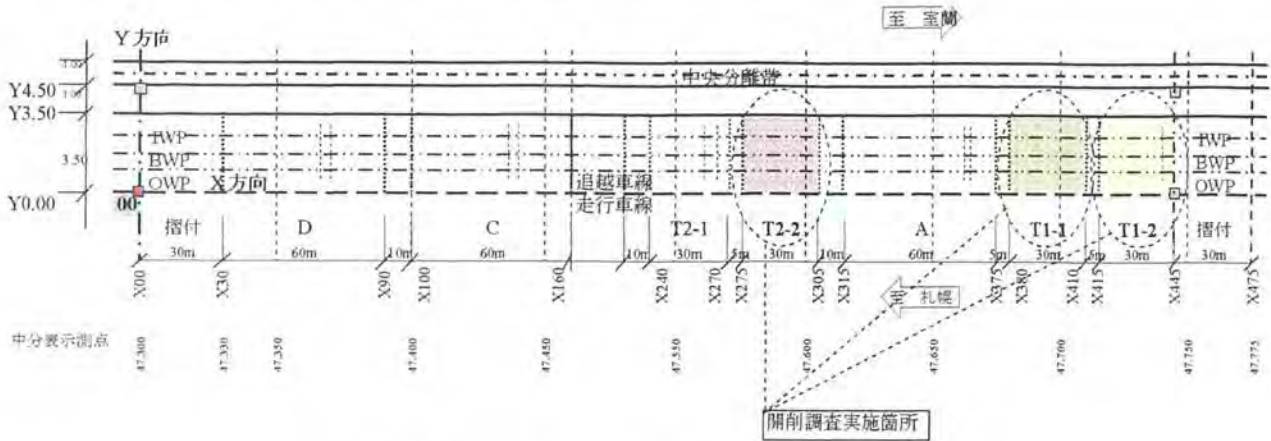


図-4.3 2004年(H16年)開削調査平面図

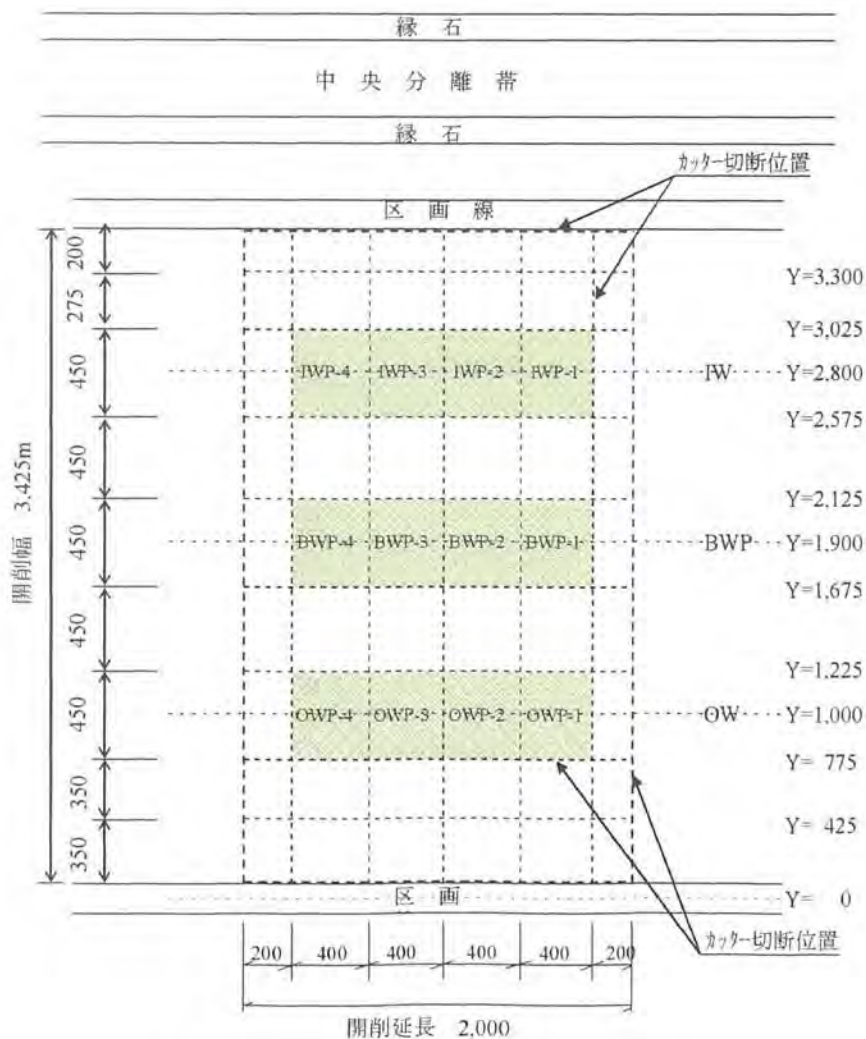


図-4.4 2004年(H16年)ブロック採取概要図

(3) 2007年（平成19年）10月調査

開削位置は、図-4.5に示すように4つの断面（T1-2, T1-1, A, T2-1）で実施した。各々の断面において、図-4.6に示すように1車線幅、奥行き2m程度の範囲を開削した。

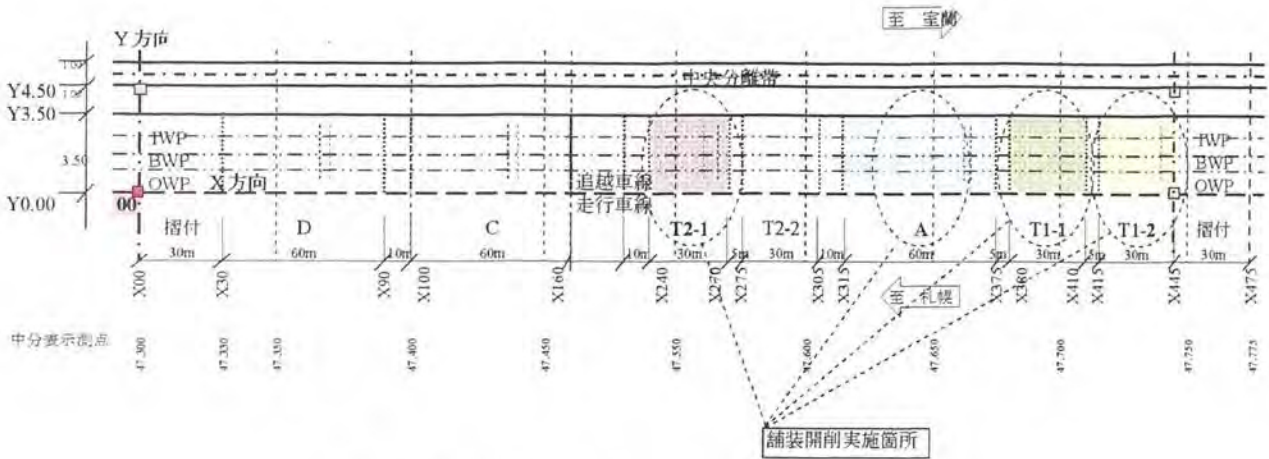


図-4.5 2007年(H19年)開削調査平面図

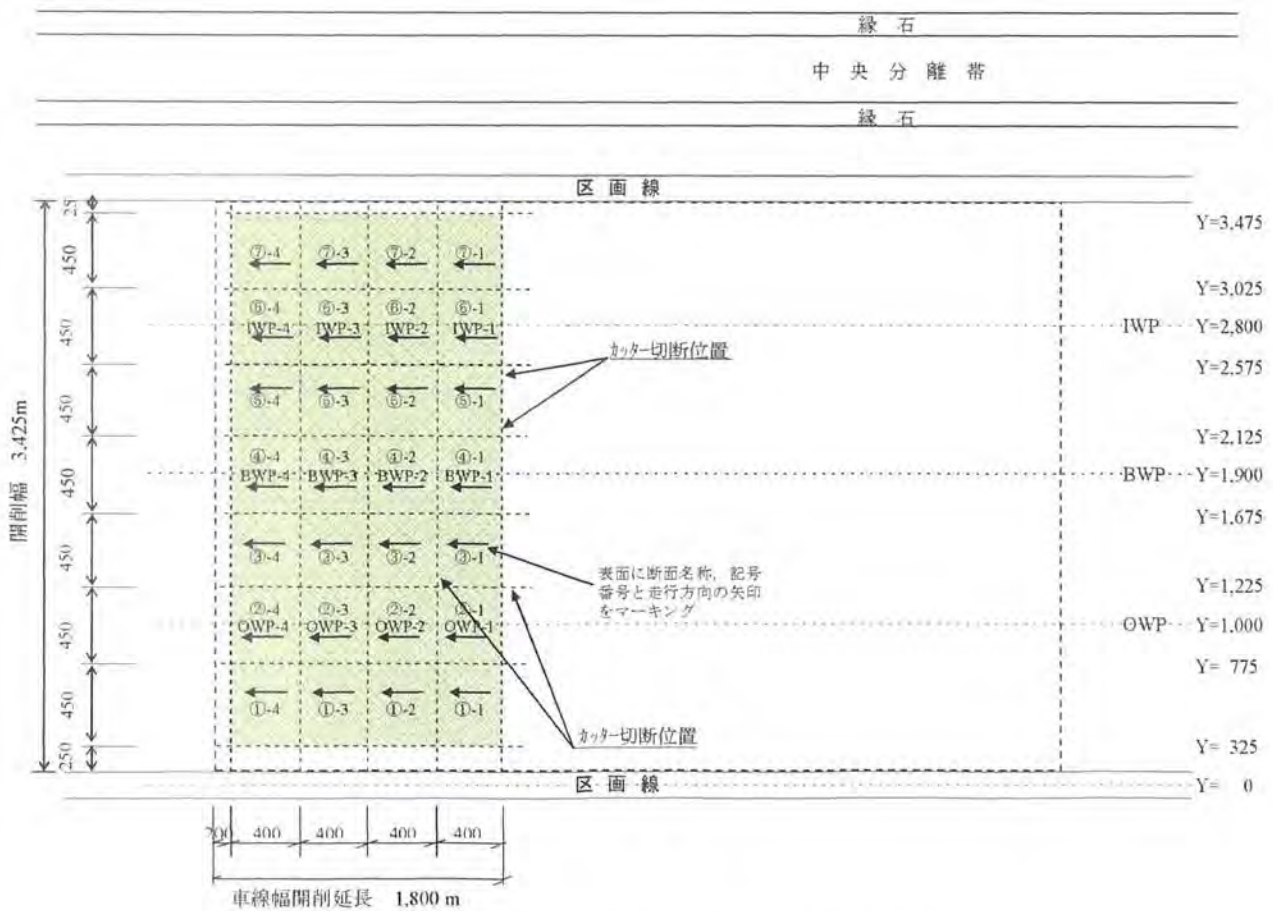


図-4.6 2007年(H19年)ブロック採取概要図

4.1.3 開削調査結果

(1) 2002年（平成14年）12月調査結果

車道全幅員からブロック状に採取した供試体を並べて切断面と底面のひび割れ発生状況をスケッチしたものを図-4.7に示す。また、外側車輪通過位置(OWP)および内側車輪通過位置(IWP)から採取したブロック状供試体の切断面と裏面のひび割れを写真-4.1、写真-4.2に示す。

ひび割れは混合物層底面から表面に向かって発生しており、車輪通過位置から採取したブロック状供試体にはひび割れが見られるが、それ以外の位置にはひび割れが見られない。従って、これらのひび割れは車両の载荷により発生した疲労ひび割れであることが確認された。

また、水平面上のひび割れ発生方向については、車両進行方向（縦断方向）と直角方向（横断方向）の両方のひび割れが入っている事が分かる。特に、IWP部から採取したブロック状供試体においては、横断方向のひび割れが多く見られるのに比べて、縦断方向のひび割れがあまり見られない。路面に現れる疲労ひび割れの観察では縦断方向のひび割れから亀甲状のひび割れに進展したため、混合物層下面にも横断方向引張ひずみによって縦断方向のひび割れが主に生じると推測していたが、採取供試体では横断方向のひび割れが多く興味深い結果といえる。

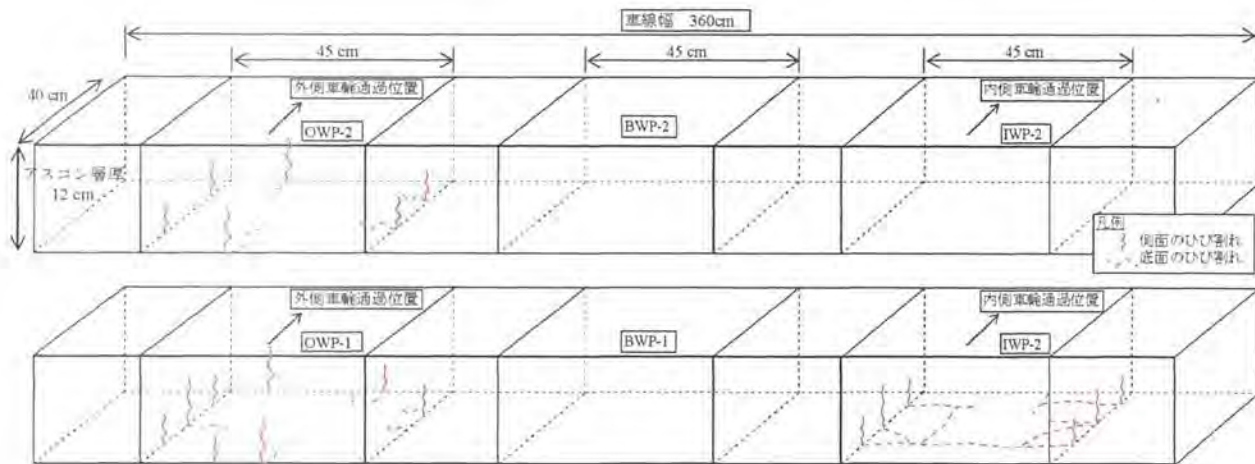


図-4.7 2002年(H14年)開削調査による底面ひび割れ発生状況

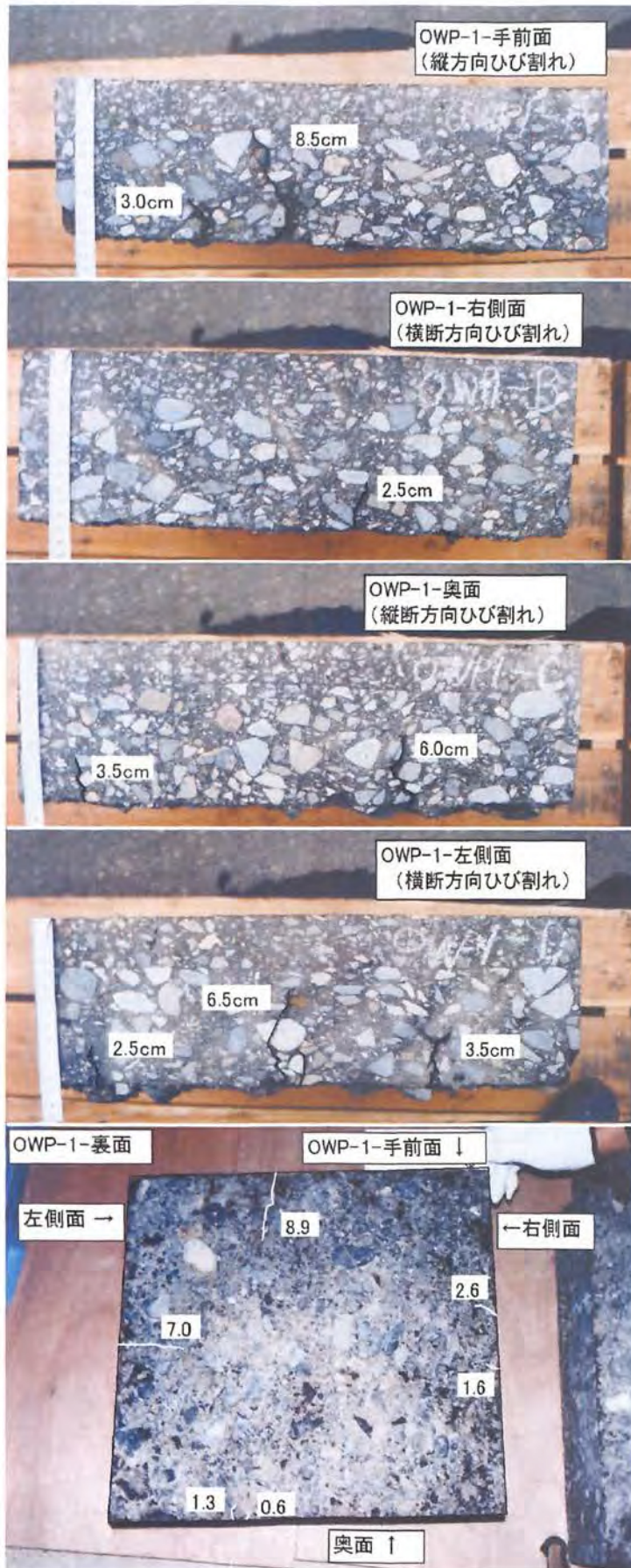


写真-4.1 切取供試体の疲労ひび割れ
(OWP-1 供試体の側面および底面)

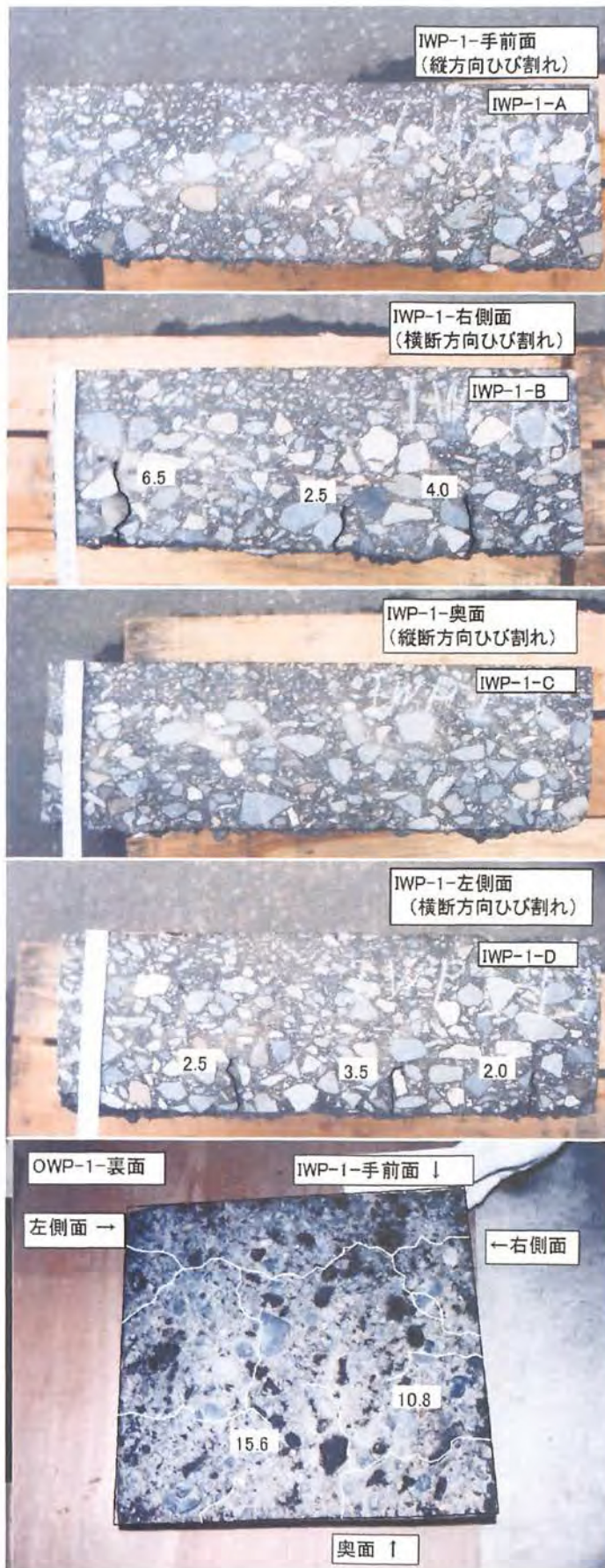


写真-4.2 切取供試体の疲労ひび割れ
(IWP-1 供試体の側面および底面)

(2) 2004 年（平成 16 年）8 月調査結果

疲労ひび割れの発生状況は、表面と混合物層底面の両面を目視にて観察した。開削調査対象の T1-1、T1-2、T2-2 各々の舗装断面から採取したブロック状供試体から底面のひび割れ発生状況をスケッチした結果を図-4.8 に示す。図-4.8 より、混合物層最下層の混合物がアスファルト安定処理混合物である T1-1 断面の底面には内側車輪通過位置（Inner Wheel Path, 以下、IWP 部）と外側車輪通過位置（Outer Wheel Path, 以下、OWP 部）を中心に車道幅員全幅に渡ってひび割れが発生しており、開削範囲における混合物層底面のひび割れ率は 92%と非常に高いことが確認された。なお、T1-1 断面の表面に見られるひび割れ率は 13%であり、表面と混合物層底面ではひび割れ率が異なっている。一方、混合物層最下層の混合物が粗粒度アスファルト混合物である T1-2 断面の底面にはひび割れ率にして 3%の僅かなひび割れが確認できるが、表面にはひび割れは認められない。最下層の混合物が密粒度アスファルト混合物である T2-2 断面は、混合物層底面と表面の両方に全くひび割れが認められない。混合物層の最下層に使用した混合物の種類によって底面に発生するひび割れの発生量に明確な差があることが確認された。

また、T1-1 断面の IWP 部および OWP 部から採取したブロック状供試体の底面と切断面のひび割れ状況を写真-4.3、写真-4.4 に示す。これらの写真と混合物層の表面と底面のひび割れ率の差異から、このひび割れは、混合物層底面から表面に向かって伝播しているボトムアップクラック（Bottom-up crack）であることが確認できた。図-4.8 からは車輪通過位置周辺にひび割れが見られるが、それ以外の位置にはひび割れの発生が少ないことがわかる。これらのことからひび割れは車両の载荷により発生した疲労ひび割れであると判断される。

断面名称	混合物層最下層混合物種	混合物層底面のひび割れ状況 (混合物層の底面のひび割れ状況を底面側から表面側に向かって見た場合の図)	開削断面のひび割れ率 (上段数値：表面， 下段数値：底面)
T1-1	アスファルト安定処理混合物		表面：13% 底面：92%
T1-2	粗粒度アスファルト混合物		表面：0% 底面：3%
T2-2	密粒度アスファルト混合物		表面：0% 底面：0%

図-4.8 採取供試体のひび割れ発生状況(2004年調査)

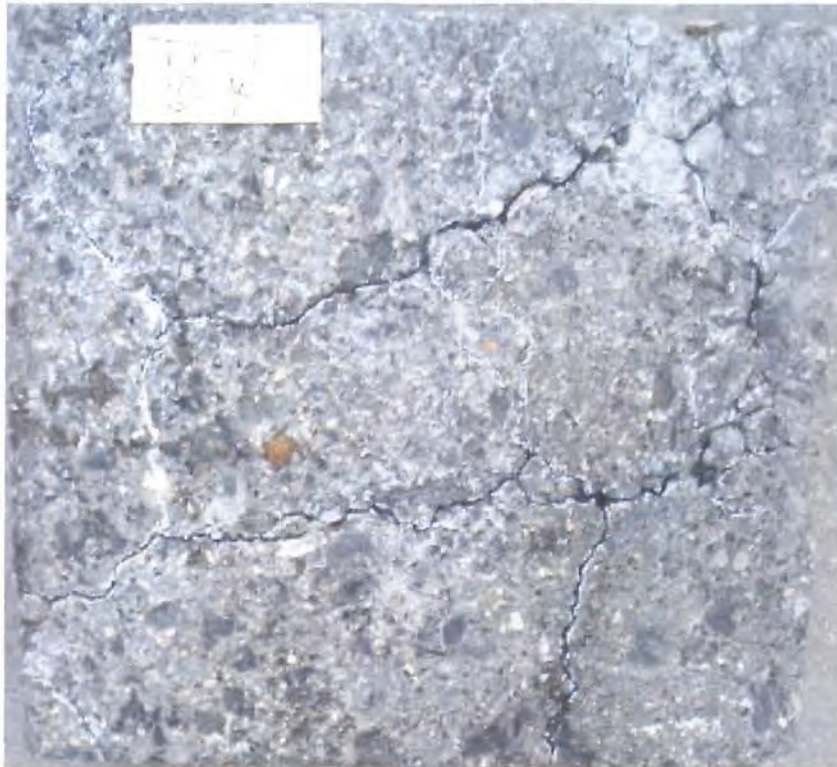


写真-4.3 切取供試体下面のひび割れ
(T1-1 断面の IWP 部の底面)

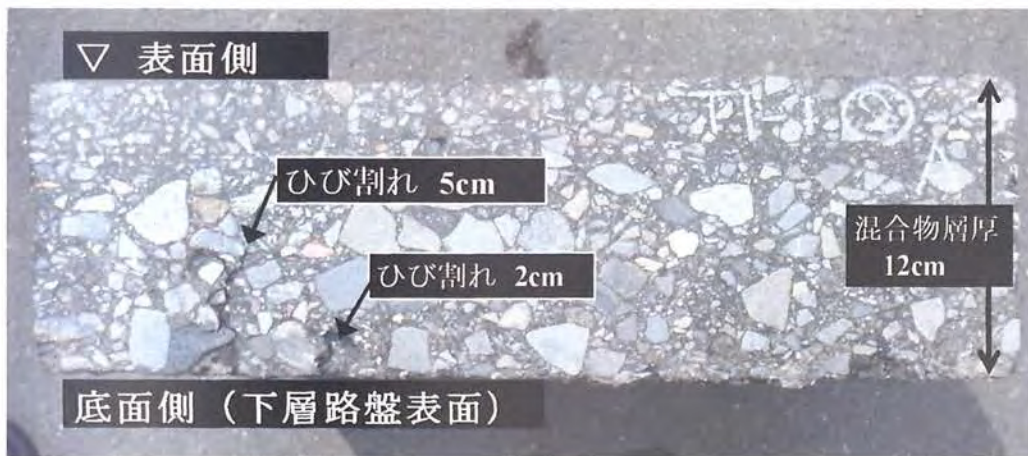


写真-4.4 切取供試体の側面のひび割れ
(T1-1 断面の OWP 部の側面)

(3) 2007年（平成19年）10月開削調査結果

A断面、T1-1断面、T1-2断面、T2-1断面から採取したブロック状供試体の表面側と底面側のひび割れ発生状況を写真-4.5～4.12に示す。

写真-4.9、写真-4.10に着目すると、混合物層最下層に粗粒度アスファルト混合物を使用しているT1-2断面の底面側に亀甲状のひびわれが発生していることが確認できる。2004年の開削調査時には、図-4.8に示したようにわずかなひび割れが底面側に確認できたのだが、底面側のひび割れが増え、表面にも達したことがわかる。

A断面、T1-1断面、T2-1断面のアスファルト混合物層最下層はいずれも安定処理混合物であるが、写真-4.6、4.8、4.12に示すように底面側に多くのひび割れが確認できた。



写真-4.5 A断面のひび割れ（表面側）



写真-4.6 A断面のひび割れ（底面側）



写真-4.7 T1-1 断面のひび割れ（表面側）

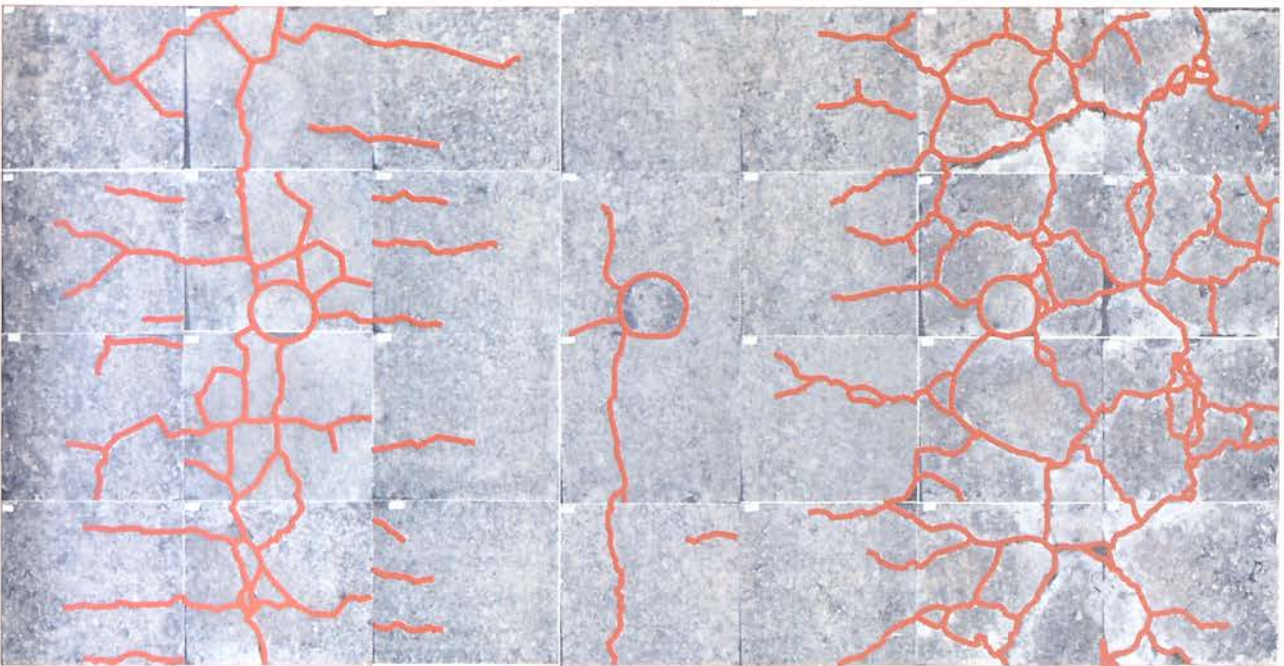


写真-4.8 T1-1 断面のひび割れ（底面側）



写真-4.9 T1-2 断面のひび割れ（表面側）



写真-4.10 T1-2 断面のひび割れ（底面側）



写真-4.11 T2-1 断面のひび割れ（表面側）



写真-4.12 T2-1 断面のひび割れ（底面側）

4.2 路盤・路床材料に関する調査

4.2.1 路盤・路床材料に関する調査目的

路盤材や路床材料は舗装体の挙動に影響を与えると考えられるので、現場採取材料もしくは現位置における試験によって、これらの材料特性を把握することを目的とする。

4.2.2 路盤・路床材料に関する調査方法

路盤・路床材料に関する調査として以下の3種類の試験を行った。

(1) コア採取時の現位置での DCP 試験

2002 年の開削調査時に、8 種類全ての試験断面において、コア採取後の穴において下層路盤上面で図-4.9 に示す DCP (Dynamic Cone Penetrometer, 動的円錐貫入試験器) による試験を実施し、8kg ハンマによる打撃 1 回あたりの貫入量すなわち動的円錐貫入指数 (DCPI) を求め、米国陸軍水路実験局が作成した式 (4.1) から CBR_{DCP} を算定した。各断面の IWP 部 3 点、BWP 部 3 点で DCP 試験を実施し、IWP 部と BWP 部での差を確認する。

$$CBR_{DCP} = \frac{292}{DCP^{1.12}} \quad (4.1)$$

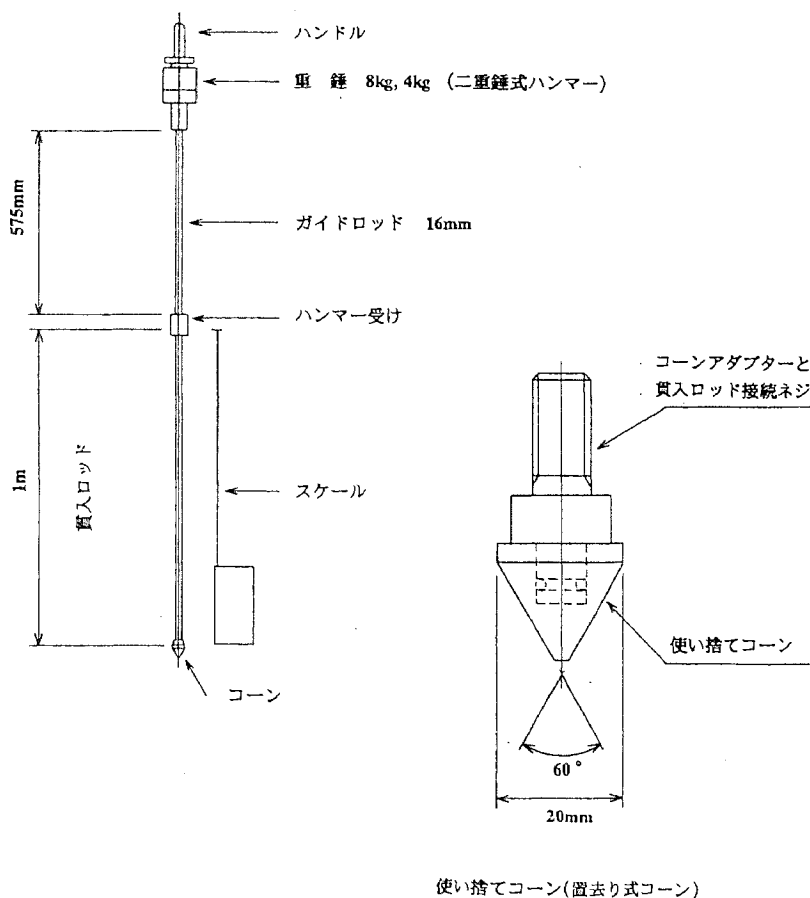


図-4.9 動的円錐貫入試験器 (DCP) の概要図

(2) 開削調査時の現位置での DCP 試験および現場 CBR 試験

2002 年の開削調査時に、T1-1 断面の開削位置において、図-4.10 に示す様に IWP 部と BWP 部の下層路盤上面、凍上抑制層上面、路床上面で DCP 試験を各 3 回計 18 回行い、併せて、現場 CBR 試験も行った。

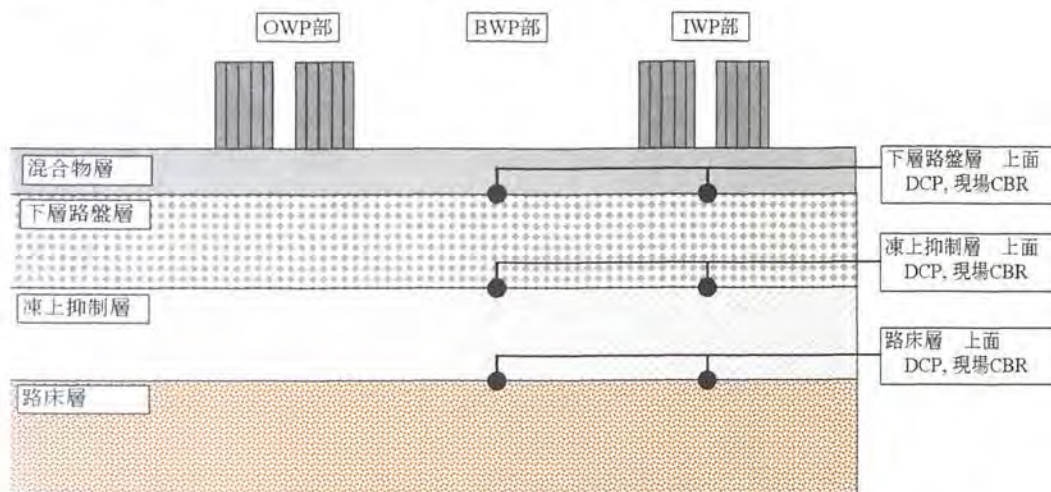


図-4.10 T1-1 断面における DCP 試験と現場 CBR 試験位置

(3) 開削調査時に採取した試料による室内 CBR、修正 CBR 試験

2007 年の開削調査時に、T1-1 断面の開削位置において、下層路盤材、凍上抑制材、路床材の試料を採取し、室内 CBR 試験および室内修正 CBR 試験を行った。また、A 断面の開削位置の下層路盤上面において、DCP 試験を行った。

4.2.3 路盤・路床材料に関する調査結果

(1) コア採取時の現位置での DCP 試験結果

8種類全ての試験断面の下層路盤上面での DCP 試験結果を図-4.11 に示す。なお、一般的に CBR は 100%が上限値であるが、DCP 試験貫入量が非常に小さかったために式(5.1)で算定すると 100 以上の数値になるものであり、ここではそのままの数値として扱っている。D 断面を除いて IWP 部の CBR_{DCP} の方が BWP 部の CBR_{DCP} よりも値が大きい。また、図-4.12 にはアスファルト混合物層の厚さと CBR_{DCP} の関係を示す。混合物層厚が薄いほど、 CBR_{DCP} 値は大きいことがわかる。これらの結果より、車両の載荷作用により、下層路盤は締固められており、その影響は混合物層厚が薄いほど顕著に受けているといえる。アスファルト混合物層が薄いほど荷重分散効果が小さいためと推測される。

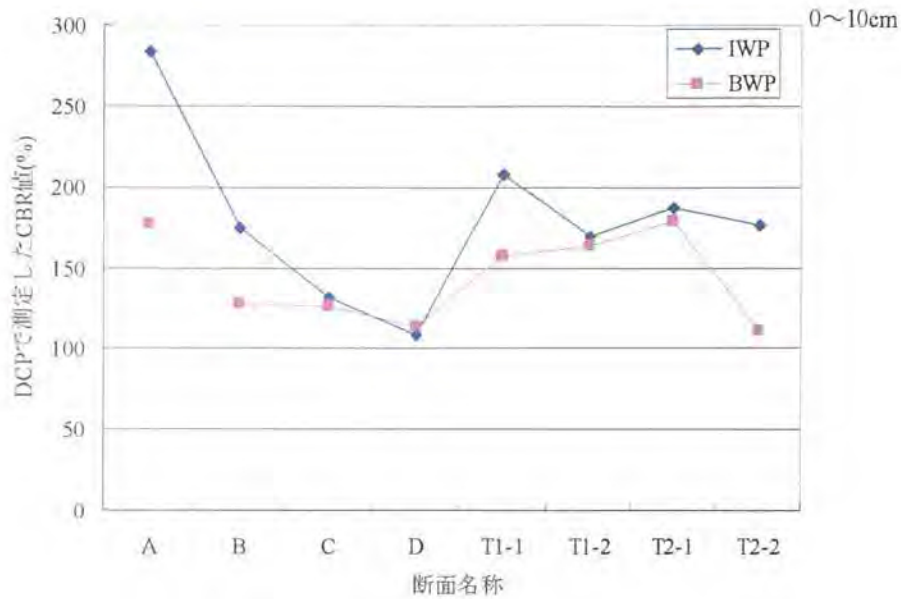


図-4.11 DCP 試験による各試験断面の CBR_{DCP} 値

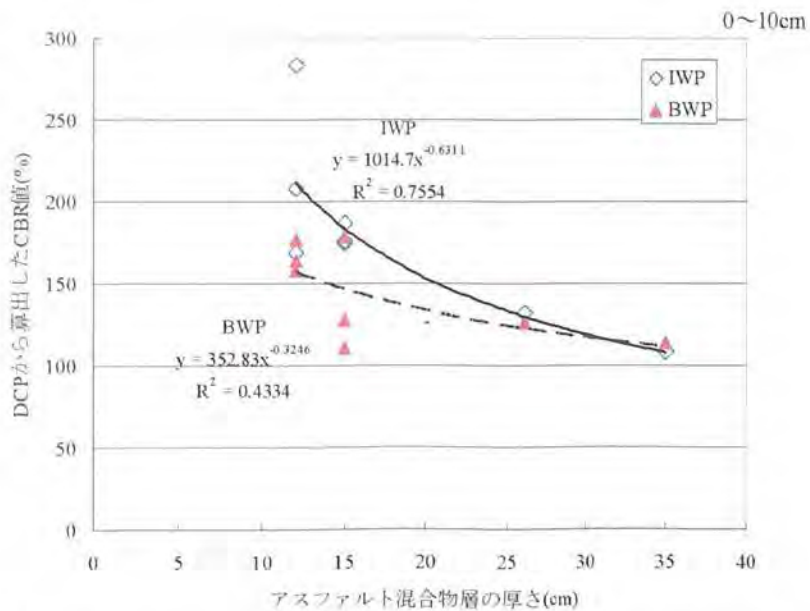


図-4.12 アスファルト混合物層の厚さと CBR_{DCP} の関係

(2) 開削調査時の現位置での DCP 試験および現場 CBR 試験結果

現場 CBR の測定結果を表-4.1 に示す。表-4.2 には路盤や路床の品質規格と設計値を示しているが、現場 CBR 値はこれらの規格値や設計値と比較して大きな値となっており、路盤や路床が良好な支持力を発揮していることがわかる。また、IWP 部の路盤と凍上抑制層の現場 CBR 値が BWP 部の現場 CBR 値と比べて大きくなっており、車両の繰り返し载荷によって締め固められた様子が伺える。

次に、現場 CBR 試験と DCP 試験から求めた CBR を比較した結果を図-4.13 に示す。凍上抑制層の BWP の CBR 値以外、概ね同様の値を示しており、CBR 値を従来よりも効率的に収集することができる DCP 試験の有用性が確認できる。

なお、採取した試料から、下層路盤の材料は切込砂利 40mm 級、凍上抑制層は切込砂利 80mm 級、路床はレキ質土であることを確認した。地下水位面は開削時に確認できなかった。本箇所は湿地に 2.5m 程度盛土した道路構造となっており、地下水位面は路床よりも 1m 程度低いものと推測される。

表-4.1 現場 CBR 値 (2002 年開削調査時)

	T1-1断面		BWPを1としたときの比率
	BWP	IWP	
路盤	43	68	1.6
凍上抑制層	38	82	2.2
路床	36	39	1.1

表-4.2 路盤・路床材の品質規格および設計値

区分	材料	品質規格	設計CBR	等値換算係数
下層路盤	切込砂利0-40mm級	修正CBR 30以上	—	0.25
凍上抑制層	切込砂利0-80mm級	—	設計CBR 10	合成設計CBR 4
路床	レキ混じり粒状材	—	設計CBR 3	

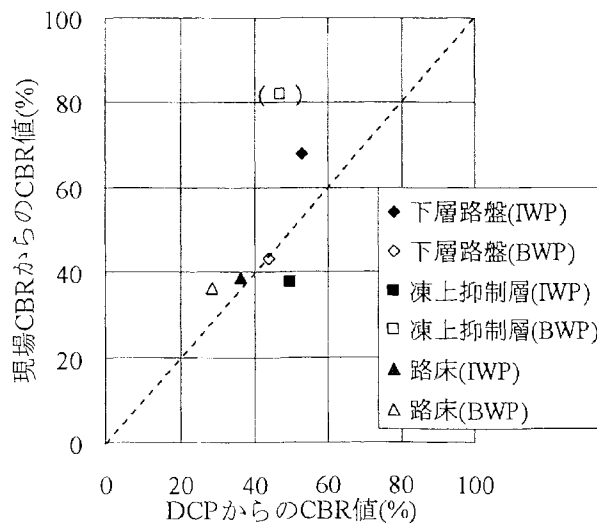


図-4.13 現場 C B R からの C B R 値と D C P からの C B R 値の比較

(3) 開削調査時に採取した試料による室内 CBR, 修正 CBR 試験

開削して試料採取を行い, 室内 CBR 試験および修正 CBR 試験を実施した結果を表-4.3 に示す. 表-4.2 に示した路盤や路床の品質規格と設計値に比べて, 室内 CBR 値および修正 CBR 値は大きな値となっており, 路盤材や路床材が良好な品質を有していることが確認できた.

表-4.3 採取試料による室内 CBR 試験結果および現位置での DCP 試験結果

測定断面		T1-1	T1-1	T1-1	A
試料名		路床土	凍上抑制材	路盤材	既設路盤面
CBR試験	含水比(%)	5.0	—	—	—
	乾燥密度(g/m^3)	1.913	—	—	—
	CBR(%)	62	—	—	—
修正CBR試験	最適含水比(%)	—	7.5	6.0	—
	最大乾燥密度(g/cm^3)	—	2.205	2.288	—
	修正CBR(%)	—	73	89	—
DCP試験	IWP部の CBR_{DCP} (%)	—	—	—	66
	BWP部の CBR_{DCP} (%)	—	—	—	44

4.3 FWDによる調査

4.3.1 FWDによる調査目的

美々新試験道路において、一般交通に供用後から現在に至るまでの長期間にわたって非破壊試験である Falling Weight Deflectometer(以下 FWD)を用いてアスファルト舗装面でたわみ量測定を行い、逆解析プログラムによって混合物層、路盤、路床の逆解析弾性係数(E)を求め、支持力の推移を把握することを目的としている。

4.3.2 FWD 調査方法および解析方法

(1) FWD 調査方法

FWD (Falling Weight Deflectometer)調査は、毎年春期と秋期の2回を基本に、各舗装断面においてわだち部 19 点非わだち部 5 点で測定を行っている。各断面のたわみ量の平均を算出し、その断面の代表たわみ量データを作成し、そのたわみ量曲線を用いて逆解析を行っている。なお、FWD 測定時に、舗装表面から 5~10mm 程度の深さの温度測定も合わせて実施している。

(2) 逆解析方法

逆解析は姫野らが開発した LMBS¹⁾(Layer Moduli Backcalculation System)を使用している。逆解析モデルは図-4.14 に示すように、舗装構成をアスファルト混合物層、路盤層、路床層、不動層の4層に分けて解析を行っている。

		↓P
アスファルト層		$E1, \mu 1, h1$
路	盤	$E2, \mu 2, h2$
路	床	$E3, \mu 3, h3=1000\text{cm}$
不	動	層 $E4, \mu 4, \infty$

図-4.14 FWD 逆解析における舗装モデル

4.3.3 FWDによる調査結果

各断面の逆解析弾性係数と測定時の舗装体温度の関係を図-4.15~図-4.22 に示す。混合物層の弾性係数は舗装体温度の影響を受け、舗装体温度が高いほど弾性係数が小さくなる傾向があるが、路盤と路床の弾性係数は舗装体温度に関わらずおおむね一定の範囲に分布している。

各断面の逆解析結果弾性係数の平均値集計表を表-4.4 に示す。下層路盤と路床の弾性係数は舗装体温度に影響をあまり受けないため、この平均値を代表的な弾性係数と扱えるものと考え、各々路盤の弾性係数は 265MPa、路床の弾性係数は 76MPa となった。

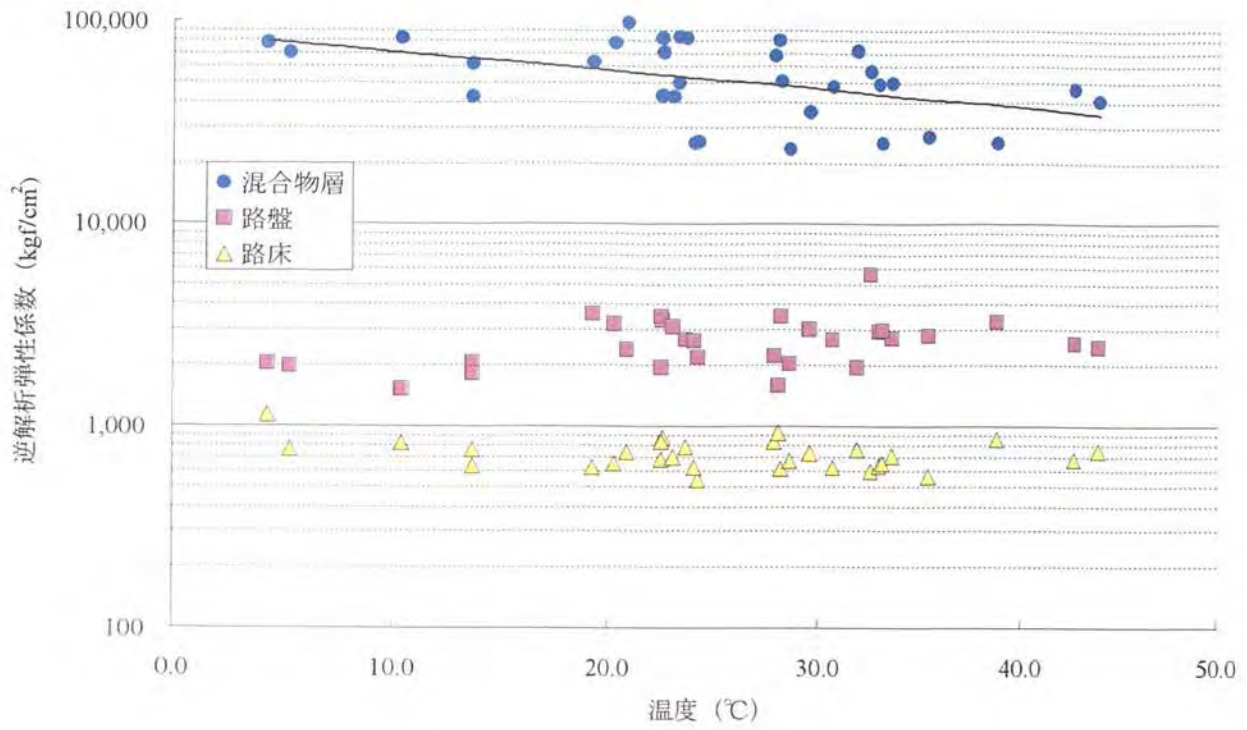


图-4.15 FWD 逆解析結果 (A 交通断面)

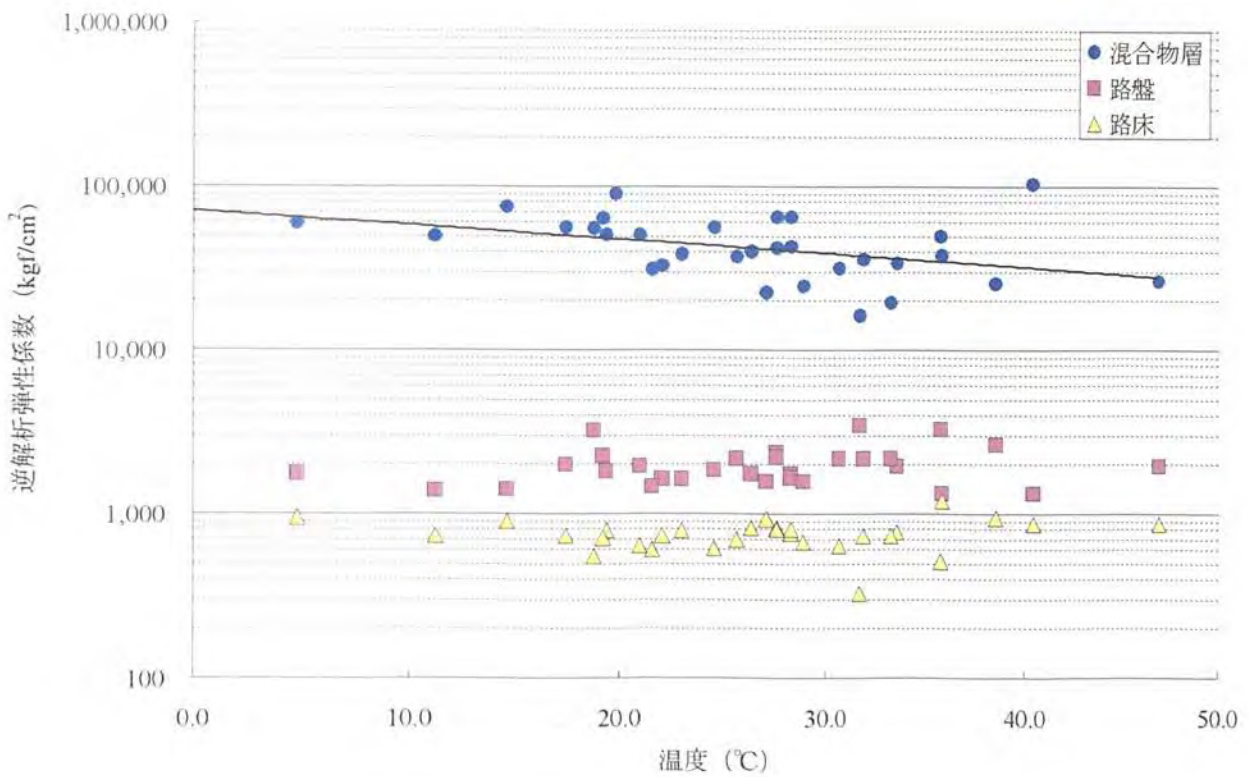


图-4.16 FWD 逆解析結果 (B 交通断面)

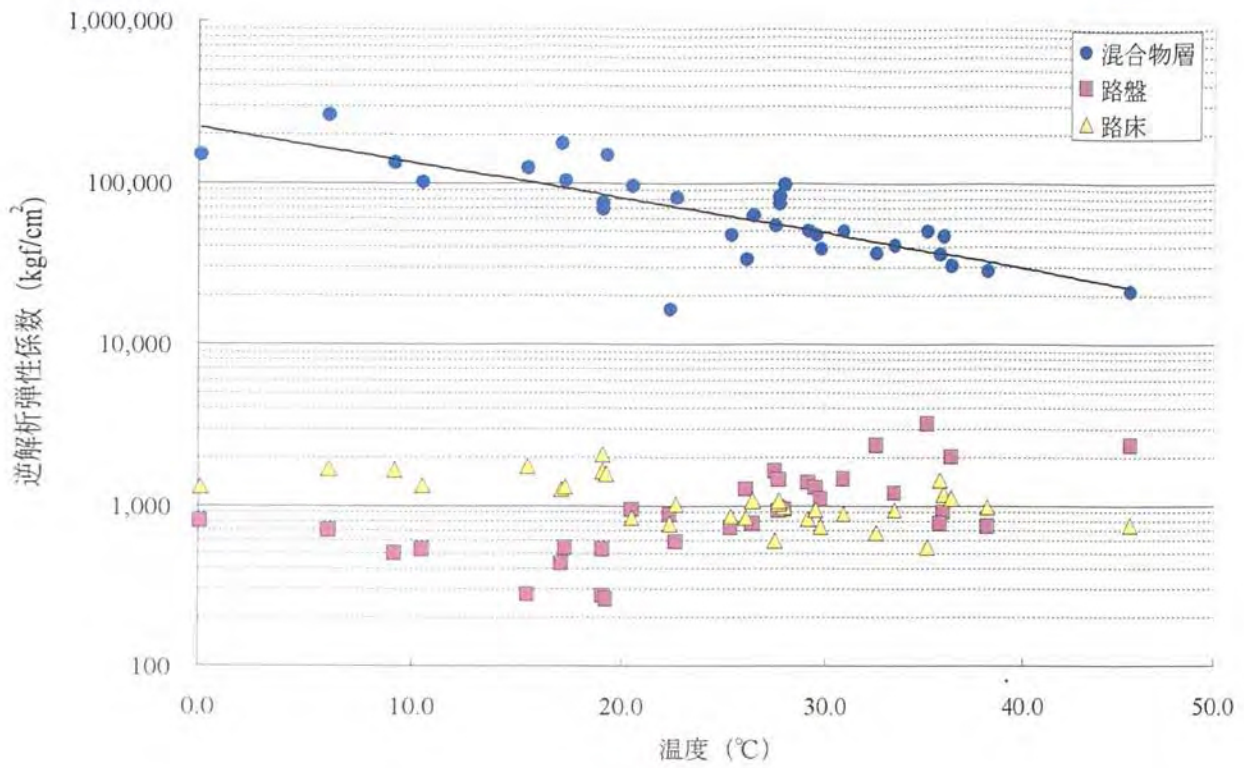


图-4.17 FWD 逆解析結果 (C 交通断面)

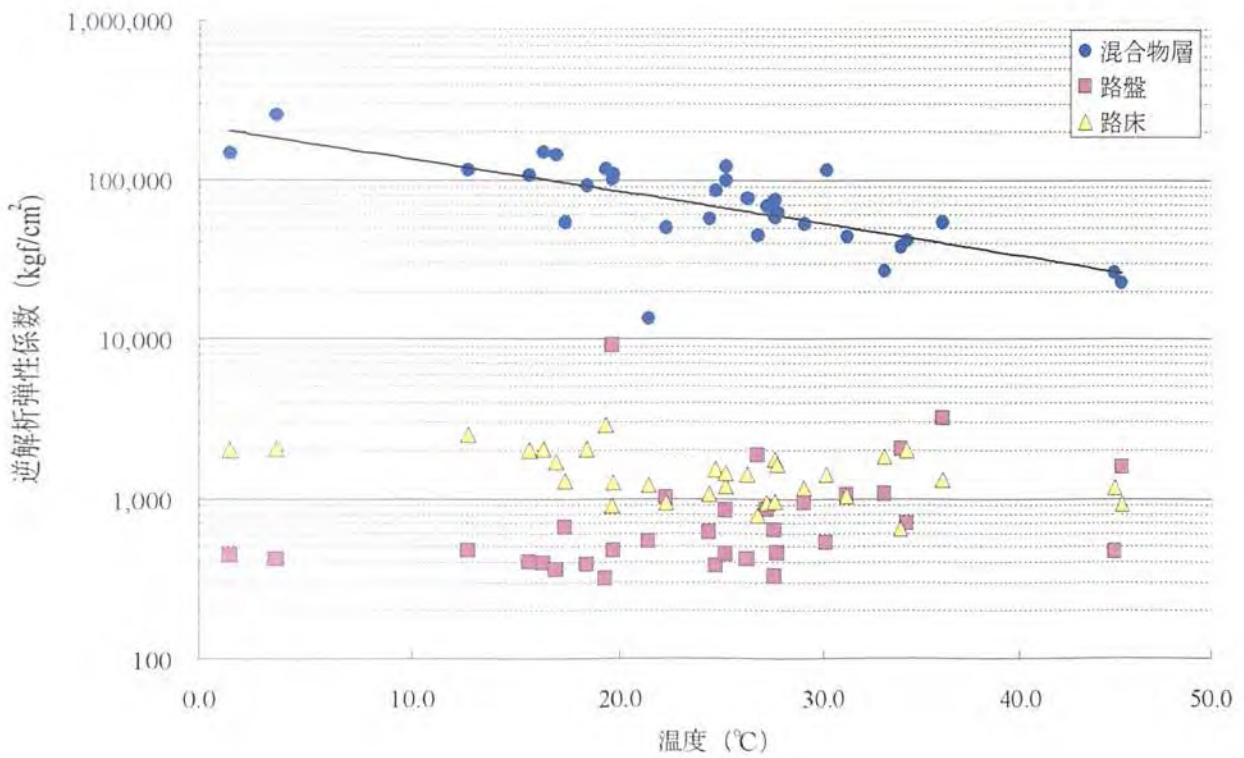


图-4.18 FWD 逆解析結果 (D 交通断面)

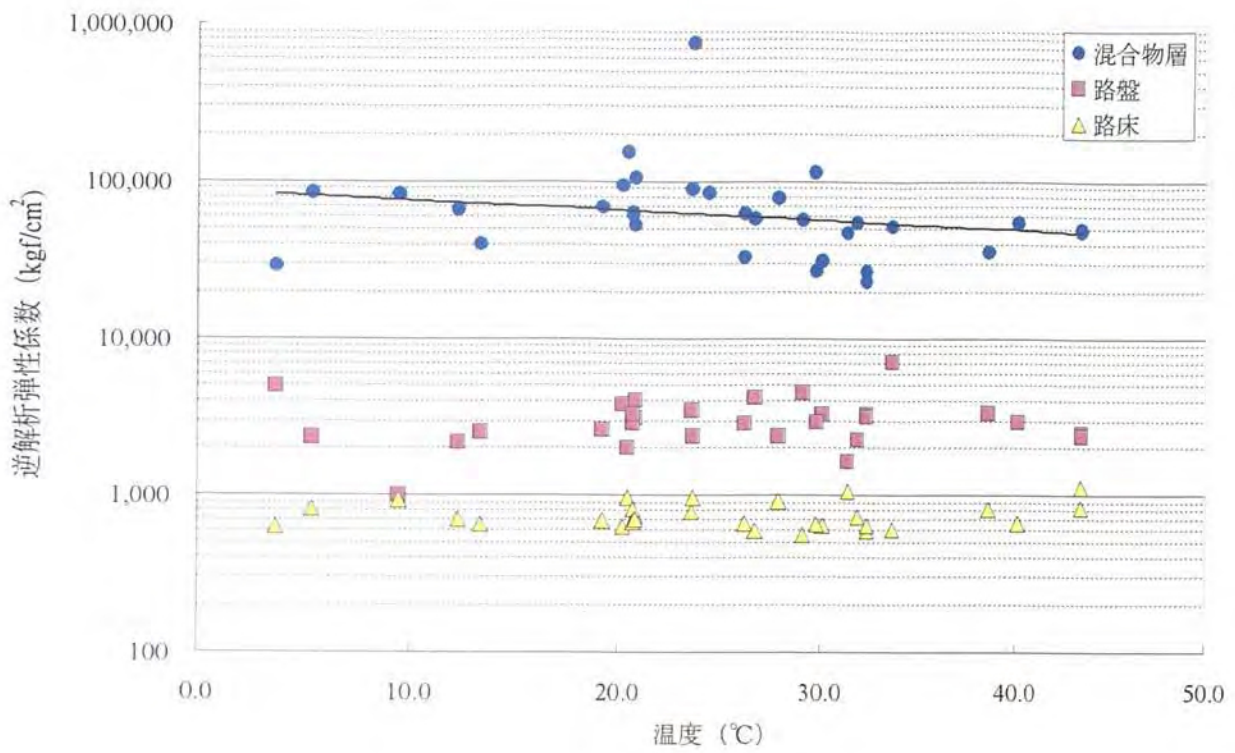


図-4.19 FWD 逆解析結果 (T1-1 断面)

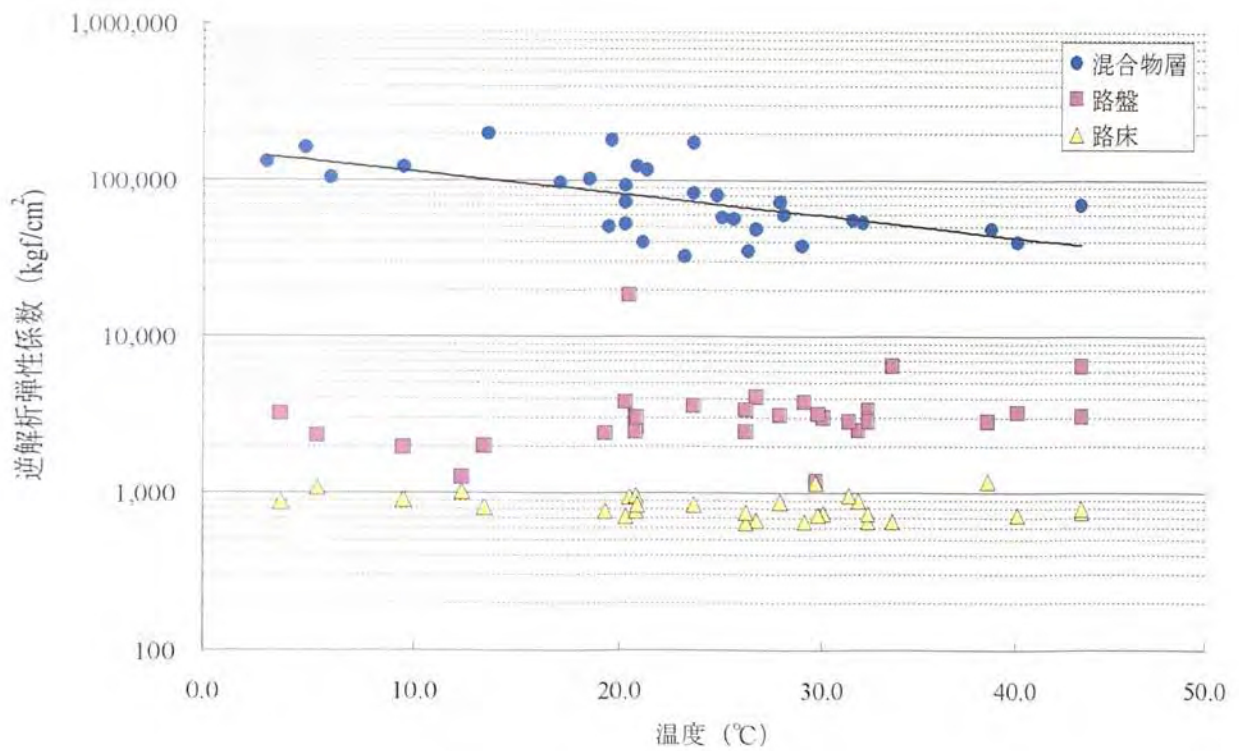


図-4.20 FWD 逆解析結果 (T1-2 断面)

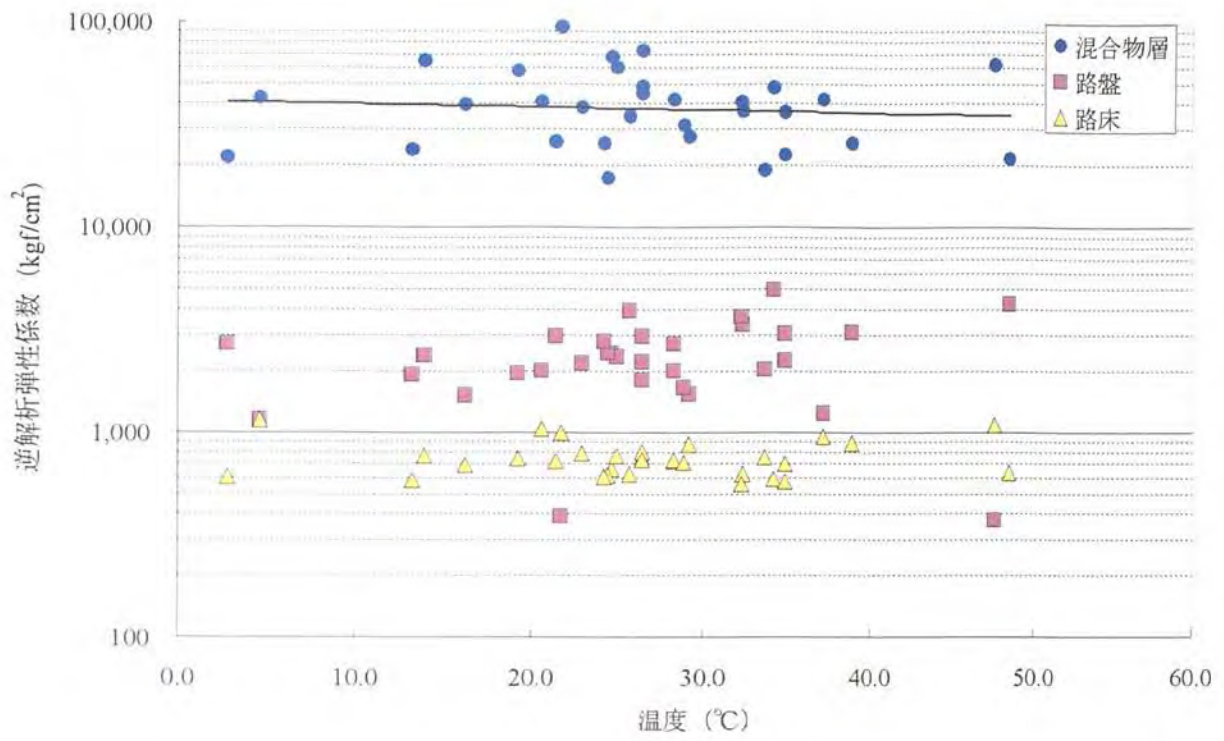


圖-4.21 FWD 逆解析結果 (T2-1 断面)

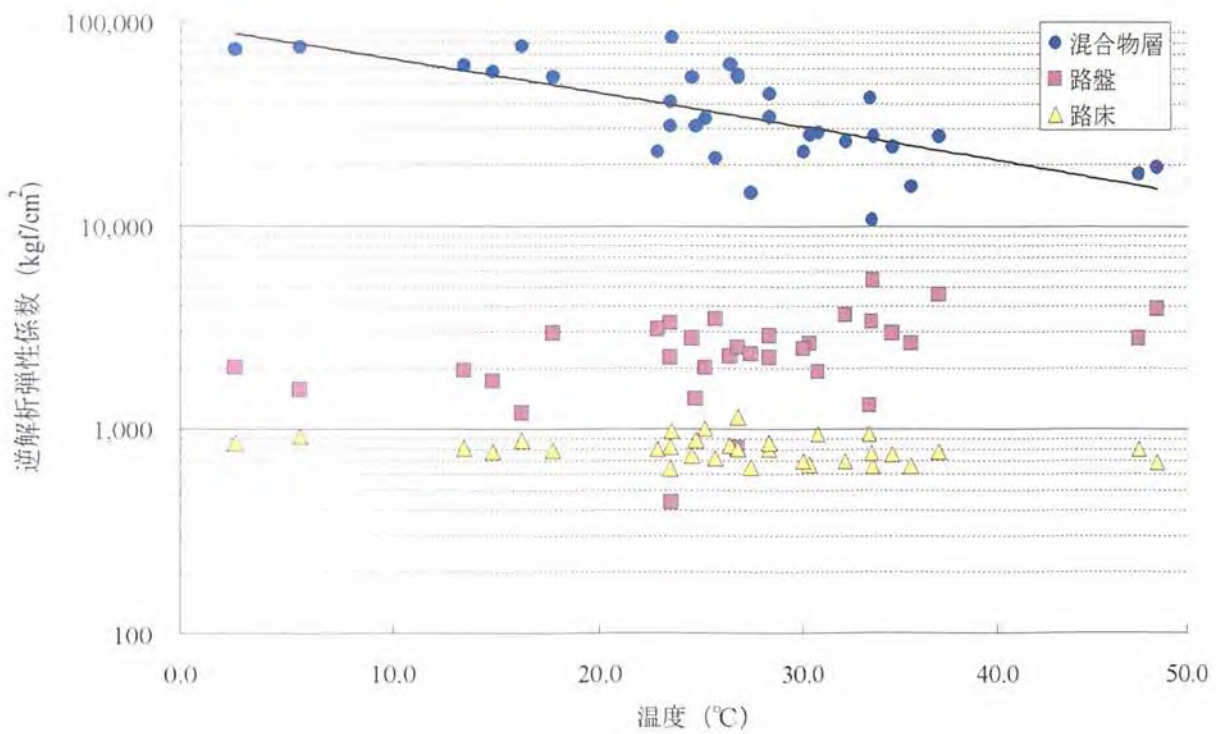


圖-4.22 FWD 逆解析結果 (T2-2 断面)

表-4.4 逆解析結果弾性係数集計表

	逆解析弾性係数			
	混合物層 (MPa)	温度 (°C)	路盤層 (MPa)	路床層 (MPa)
A断面	5450	25.5	262	71
B断面	4602	25.5	194	75
C断面	7534	25.0	103	109
D断面	8015	24.5	102	144
T1-1断面	8211	25.4	301	74
T1-2断面	8367	22.9	353	82
T2-1断面	4046	22.9	233	74
T2-2断面	3925	26.7	248	79
12,15cm 厚の平均	5767	24.8	265	76

4.4 まとめ

本章では、美々新試験道路における舗装の構造に関する調査として、開削調査と支持力に関する現位置試験や FWD 調査を行い、舗装構造が異なる舗装体の疲労ひび割れ発生状況の差を確認し、力学的な設計法の妥当性を検証する際の現場データとして活用するために路盤材と路床材の材料性状値の把握を行った。本章で得られたことを要約すると次のとおりである。

- (1) 開削調査結果から、混合物層最下層の混合物がアスファルト安定処理混合物である A 断面、T1-1 断面、T2-1 断面の底面にはひび割れが発生していることが確認された。

一方、混合物層最下層の混合物が粗粒度アスファルト混合物である T1-2 断面の底面には 2004 年調査時にはひび割れ率にして 3%の僅かなひび割れが確認できる程度で、表面にはひび割れは認められなかったが、2007 年調査時には底面に多くの疲労ひび割れの発生が認められ、表面側にも達するなど、ひび割れが進展している状況が確認された。

混合物層最下層の混合物が密粒度アスファルト混合物である T2-2 断面は、混合物層底面と表面の両方に全くひび割れが認められない。

このように、混合物層の最下層に使用した混合物の種類によって底面に発生するひび割れの発生時期や量に明確な差があることが確認された。

- (2) 路盤・路床材に関する現位置試験および室内試験結果から、路盤と路床に使用されている材料は現位置と室内両方において、品質規格値と設計値を満足するものであり、良好な品質の材料で、十分な支持力を有していることを確認した。

- (3) FWD 調査と逆解析結果から、混合物層の逆解析弾性係数は舗装体温度の影響を受け、温度が高いほど弾性係数が小さくなる傾向があるが、路盤と路床の逆解析弾性係数は舗装体温度に関わらずおおむね一定の範囲に分布しており、下層路盤と路床の平均的な弾性係数は、各々 265MPa、76MPa と算定された。

参考文献

- 1) 青木朋貴，姫野賢治，大谷智夫：多層弾性理論に基づいた Windows95/98 上の順および逆解析プログラムの開発，第 23 回日本道路会議一般論文集，pp.494-495，1999.10.

第5章. 混合物の疲労破壊特性に関する室内試験

5.1 室内試験の目的

試験道路において、アスファルト安定処理混合物を最下層に使用している断面で疲労ひび割れが顕著に発生している一方で、粗粒度アスファルト混合物や密粒度アスファルト混合物を最下層に使用している断面では疲労ひび割れが発生していない状況を踏まえると、配合が異なるアスファルト混合物の疲労破壊抵抗性には差があると推測され、その差を定量的に把握することが必要と考えられる。また、疲労破壊現象は確率事象と位置づけられるので、アスファルト混合物自体の疲労破壊のばらつきを定量的に把握しておくことは、力学的設計法を構築する上で重要といえる。

また、舗装の力学的設計法によって疲労ひび割れ発生時期を予測する上で、配合が異なる様々な混合物の疲労破壊抵抗性を表現することができる疲労破壊規準式を設定できれば、配合が異なる混合物の疲労破壊抵抗性を把握するために多くの実験を繰り返し行う必要がなくなり効率化を図ることができるし、力学的な計算を行う上でも簡略化を図ることが出来る。

以上の背景から、配合の異なる3種類の混合物（アスファルト安定処理混合物、粗粒度アスファルト混合物、密粒度アスファルト混合物）の疲労破壊特性の差異と破壊回数のばらつきに関する基礎的データを取得し、疲労破壊抵抗性の差とばらつきを定量的に把握することと、配合の異なる混合物の疲労破壊特性を表現する疲労破壊規準式を設定することを目的に、アスファルト混合物供試体に対して4点曲げ試験装置によるひずみ制御方式の繰り返し曲げ疲労試験を行った。試験の概要を図-5.1に示す。試験は実験室内で室内作成した供試体と、美々新試験道路において現場切取した供試体に対しての2種類実施した。

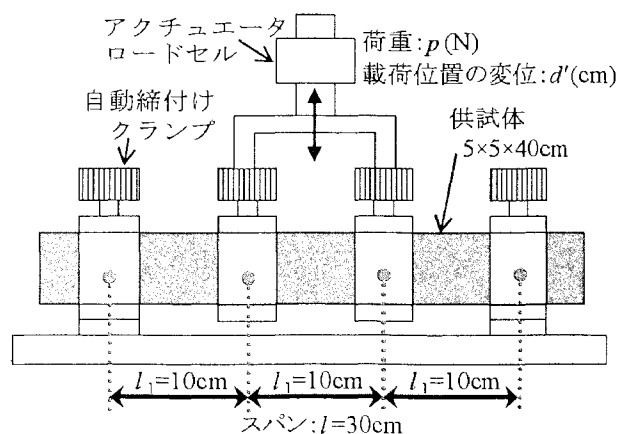


図-5.1 4点曲げ疲労試験概要図

5.2 室内試験の方法

5.2.1 室内作成供試体による試験方法

骨材やストアス 80-100 等の材料は同一の物を使用して表-5.1 の配合でアスファルト安定処理混合物(0-30)と粗粒度アスファルト混合物(20)と密粒度アスファルト混合物(13F)の3混合物供試体を作成し、4点繰返し曲げ疲労試験を行った。

供試体は、図-5.2 のようにまず 15×8×40cm の供試体を作成し、上下左右4面カットで 5×5×40cm の供試体を2本切り出して必要本数を作成した。

試験条件と試験数量を表-5.2 に示す。疲労破壊回数の差とばらつきを統計的に検定するために、300 μ のひずみで20本の試験を実施した。さらに、疲労破壊規準式を作成するため、200 μ と 400 μ のひずみで2本ずつの試験を実施した。破壊回数は図-5.3 に示すように載荷重の変曲点から算出した。

表-5.1 試験混合物の配合

混合物種類	最大粒径(mm)	アスファルト量(%)	アスファルト容積率(%)	空隙率(%)
安定処理(0-30)	30	4.5	10.0	8.4
粗粒度(20)	20	5.3	12.1	5.1
密粒度(13F)	13	5.4	12.6	3.6

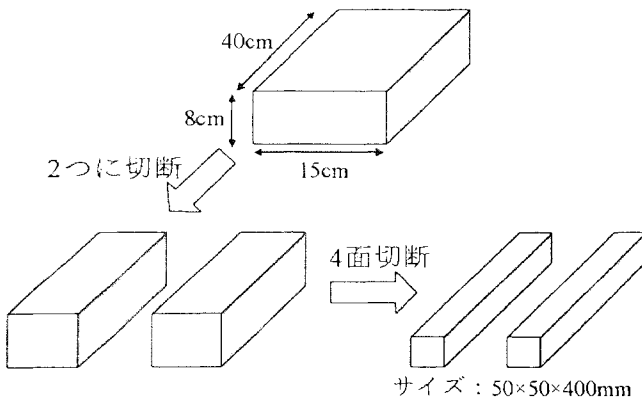


図-5.2 室内作成供試体の作成方法

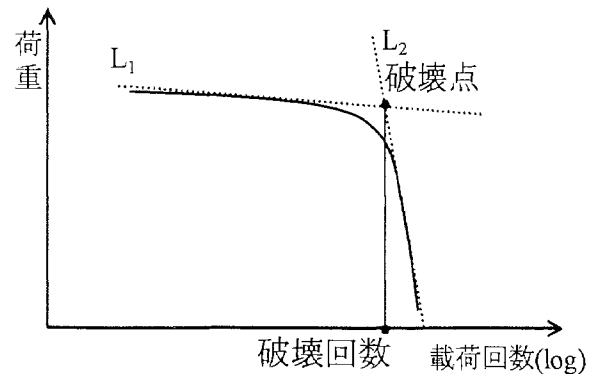


図-5.3 破壊回数の算出方法

表-5.2 試験条件と試験数量

試験区分	室内作成供試体		
試験温度	10℃		
载荷周波数	10Hz, サイン波		
ひずみレベル	200 μ	300 μ	400 μ
試験数量	2本	10本	2本
養生時間	6時間以上		
制御方法	ひずみ制御		

5.2.2 現場切取供試体に対する試験方法

2004年に実施した開削調査に合わせて、美々新試験道路からアスファルト混合物層の切取供試体を採取し、4点曲げ疲労試験を行っている。

混合物層最下面がアスファルト安定処理混合物である T1-1 断面，粗粒度アスファルト混合物である T1-2 断面，密粒度アスファルト混合物である T2-2 断面の各々の断面の車輪通過位置中央（Between Wheel Path, 以下，BWP 部）から現場採取したブロック状供試体（45×40×12cm または 45×40×15cm）を，図-5.4 のようにカッター切断して 5×5×40cm の曲げ疲労試験用供試体を作成した。作成した供試体の建設時の配合と，回収試験等により求めたアスファルト量および空隙率等の実測値データを表-5.3 に示す。

開削調査により BWP 部から採取したブロックから得られる曲げ疲労試験用供試体は，各々の断面毎に 20 本と限られたため，試験条件と数量は表-5.4 に示す通り，疲労破壊回数の差とばらつきを統計的に検定するために 300×10^{-6} のひずみで 10 本の試験を，疲労破壊規準を検討するため，この試験に加えて 200×10^{-6} と 400×10^{-6} のひずみで 5 本ずつの試験を実施した。なお，多層弾性解析プログラム GAMES^{1),2)} Ver.2.3 を用いた解析によれば，車両の载荷によって BWP 位置の混合物層底面に生じるひずみは圧縮ひずみのみであり，引張ひずみによる曲げ疲労ダメージは非常に少ないものとして扱った。

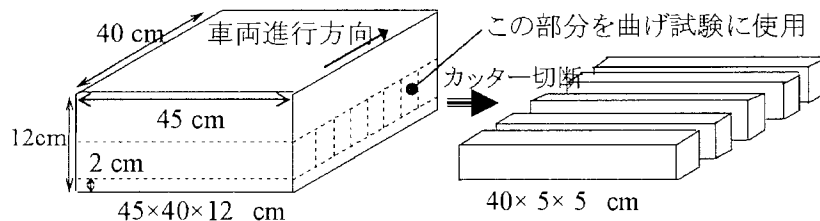


図-5.4 現場切取供試体からの曲げ疲労試験用供試体作成方法

表-5.3 現場切取供試体の配合

混合物種類	区分	最大粒径(mm)	アスファルト量(%)	アスファルト容積率 V_b (%)	空隙率 V_v (%)	飽和度 VFA(%)
安定処理 (0-30)	配合値	30	4.0	9.5	7.5	55.9
	実測値	30	4.3	10.5	5.8	64.4
粗粒度 (20)	配合値	20	5.0	11.9	5.5	68.3
	実測値	20	5.5	13.5	2.5	84.4
密粒度 (13F)	配合値	13	6.3	15.0	3.4	81.6
	実測値	13	6.3	15.5	2.1	88.1

表-5.4 試験条件と試験数量

試験温度	10°C		
载荷周波数	10Hz, サイン波		
ひずみ($\times 10^{-6}$)	200	300	400
試験数量	5本	10本	5本
養生時間	6時間以上		
制御方法	ひずみ制御		

5.3 室内作成供試体の疲労破壊特性

5.3.1 混合物による疲労破壊回数の差異

室内作成供試体に対して 200×10^{-6} 、 300×10^{-6} 、 400×10^{-6} の 3 段階のひずみレベルで実施した曲げ疲労試験結果を図-5.5 に、破壊回数の基本統計量を表-5.5 に示す。曲げ疲労試験の詳細なデータは巻末付録に示す。表-5.5 から、破壊回数は混合物ごとにばらつきが見られるものの、いずれのひずみレベルにおいても、破壊回数はアスファルト安定処理混合物 < 粗粒度アスファルト混合物 < 密粒度アスファルト混合物の順に大きい傾向にあることが確認できる。

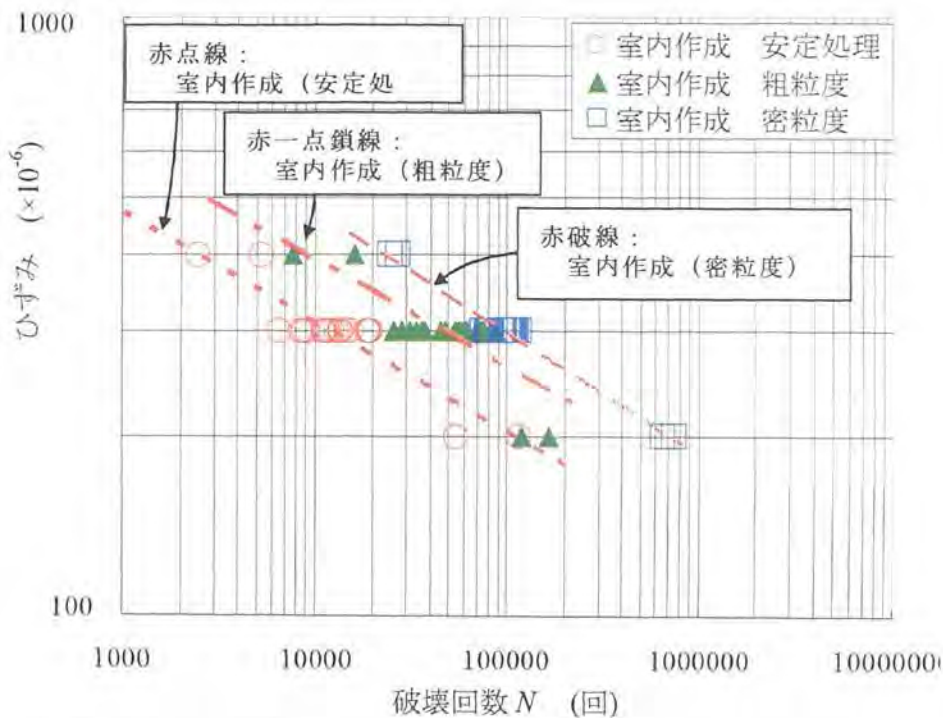


図-5.5 室内作成供試体に対する曲げ疲労試験結果

表-5.5 破壊回数の基本統計量集計表

試験ひずみ ($\times 10^{-6}$)		安定処理	粗粒	密粒
200	破壊回数平均	143,044	143,044	704,509
	標準偏差	44165	32646	70380
	変動係数(%)	30.9	22.8	10
	データ数	2	2	2
300	破壊回数平均	12,600	54,785	96,563
	標準偏差	3,574	18,306	12,423
	変動係数(%)	28.4	33.4	12.9
	データ数	20	20	20
400	破壊回数平均	3,929	11,893	26,119
	標準偏差	2,021	5,886	1,881
	変動係数(%)	51.4	49.5	7.2
	データ数	2	2	2

また，混合物による疲労破壊回数の差異を統計的に把握するため，室内作成した各混合物供試体に対して 300×10^{-6} のひずみで 20 本の曲げ疲労試験を行った．疲労破壊回数の度数分布を図-5.6 に示す．階級数はスタージェスの公式により算出し，データ数 $N=20$ に対し 5 とした．混合物ごとに疲労破壊回数の分布域が異なっていることがわかる．

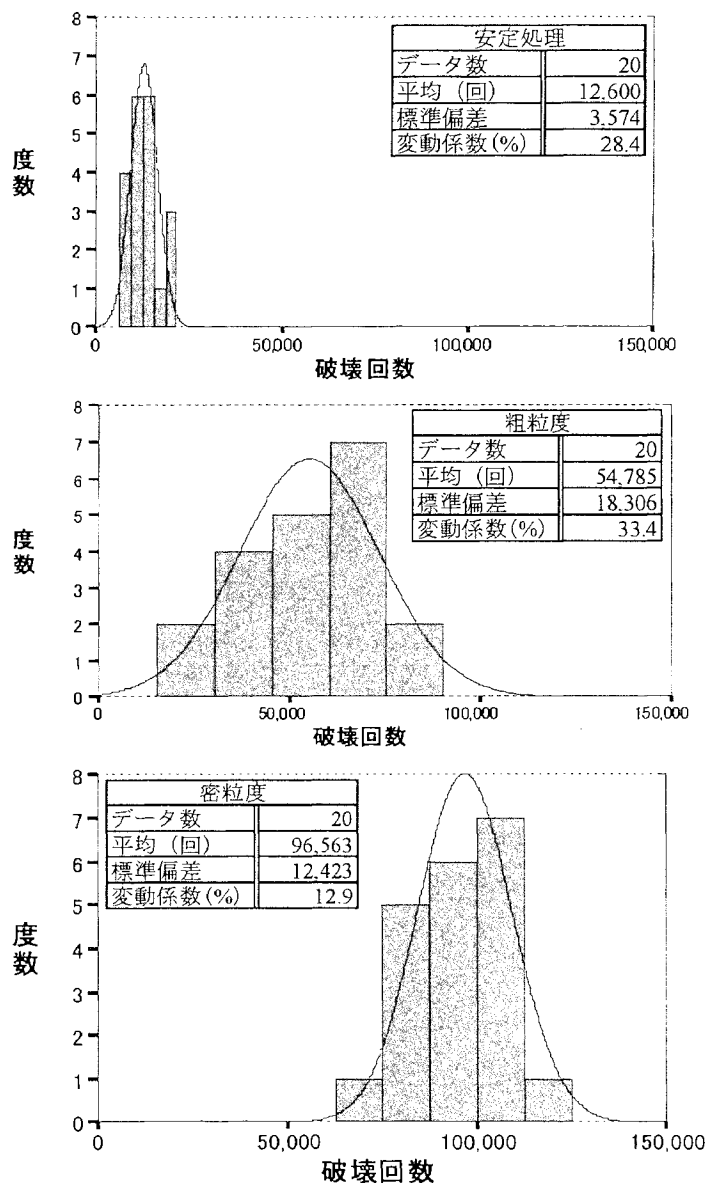


図-5.6 各混合物の破壊回数頻度分布
(上から，安定処理，粗粒度，密粒度)

破壊回数の平均値の差の検定 (Welch の t 検定) を実施した結果を表-5.6 に示す．検定の有意水準は 5% や 1% とする場合が多いが，平均値の差の検定を厳密に行うためにここでは 1% とした．有意水準 1% でアスファルト安定処理混合物と粗粒度アスファルト混合物，粗粒度アスファルト混合物と密粒度アスファルト混合物，アスファルト安定処理混合物と密粒度アスファルト混合物の母平均には差があると判断され，アスファルト安定処理混合物，粗粒度アスファルト混合物，密粒度アスファルト混合物の破壊回数には統計的に有意な差があるといえる．その差は破壊回数の平均値で，アスファルト安定処理混合物を

1 とすると、粗粒度アスファルト混合物は 4.3 倍、密粒度アスファルト混合物は 7.7 倍であり、アスファルト安定処理混合物の疲労破壊回数が最も少ない。

表-5.6 平均値の差の検定結果

	差の検定 (両側検定) 有意水準 $\alpha=1\%$	差の検定 (片側検定) 有意水準 $\alpha=1\%$
安定処理と 粗粒度の差	$p = 2.09 \times 10^{-9} < \alpha = 0.01$ 差がある	$p = 1.31 \times 10^{-9} < \alpha = 0.01$ 差がある
粗粒度と 密粒度の差	$p = 8.36 \times 10^{-10} < \alpha = 0.01$ 差がある	$p = 4.65 \times 10^{-6} < \alpha = 0.01$ 差がある
安定処理と 密粒度の差	$p = 4.10 \times 10^{-19} < \alpha = 0.01$ 差がある	$p = 2.43 \times 10^{-19} < \alpha = 0.01$ 差がある

α : 有意水準、 p = 有意確率

5.3.2 疲労破壊回数のばらつき

疲労破壊は確率事象と位置づけられ、そのばらつきを把握しておくことは、力学的設計法を確立する上で重要である。そこで、破壊回数のばらつきに関して正規分布と対数正規分布への適合度の検定を行った。結果を表-5.7 に示す。3 混合物すべてが正規分布に従うといえるが、対数正規分布に従うといえるのは安定処理と密粒の 2 種類であった。Pell による同一条件下の回転片持ち梁の応力制御曲げ試験結果³⁾においては対数正規分布に従うと報告されているが、本検討においては正規分布とも判断できる結果を得た。

また、正規分布としたときの変動係数は図-5.6 に示すように、10~35%程度となった。Monismith らによる様々な混合物に対する 4 点曲げ試験(応力制御, 20°C) 結果⁴⁾からは変動係数が概ね 30~80%程度、Tayebali らの 4 点曲げ試験(応力制御, 20°C) やひずみ制御試験(20°C) 結果⁵⁾からは 99%, 40%とあるものに比べて、小さな変動係数が得られたといえる。

表-5.7 破壊回数頻度分布の正規性検定結果

	対数正規分布への適合度検定		正規分布への適合度検定	
	判定指標	判定	判定指標	判定
安定処理	$\chi_o^2 = 0.467$ $\chi^2 = 5.992$	適合する	$\chi_o^2 = 2.322$ $\chi^2 = 5.992$	適合する
粗粒度	$\chi_o^2 = 8.085$ $\chi^2 = 5.992$	適合しない	$\chi_o^2 = 5.611$ $\chi^2 = 5.992$	適合する
密粒度	$\chi_o^2 = 1.843$ $\chi^2 = 5.992$	適合する	$\chi_o^2 = 0.897$ $\chi^2 = 5.992$	適合する

χ_o^2 : χ 自乗計算値, χ^2 : χ 自乗基準値

5.4 現場切取供試体の疲労破壊特性

5.4.1 混合物毎の破壊回数の差異

現場採取供試体に対して 200×10^{-6} 、 300×10^{-6} 、 400×10^{-6} の3段階のひずみレベルで実施した曲げ疲労試験結果を図-5.7に、破壊回数の基本統計量を表-5.8に示す。曲げ疲労試験の詳細なデータは巻末付録に示す。表-5.8から、破壊回数は混合物ごとにばらつきが見られるものの、いずれのひずみレベルにおいても、破壊回数はアスファルト安定処理混合物<粗粒度アスファルト混合物<密粒度アスファルト混合物の順に大きい傾向にあることが確認できる。

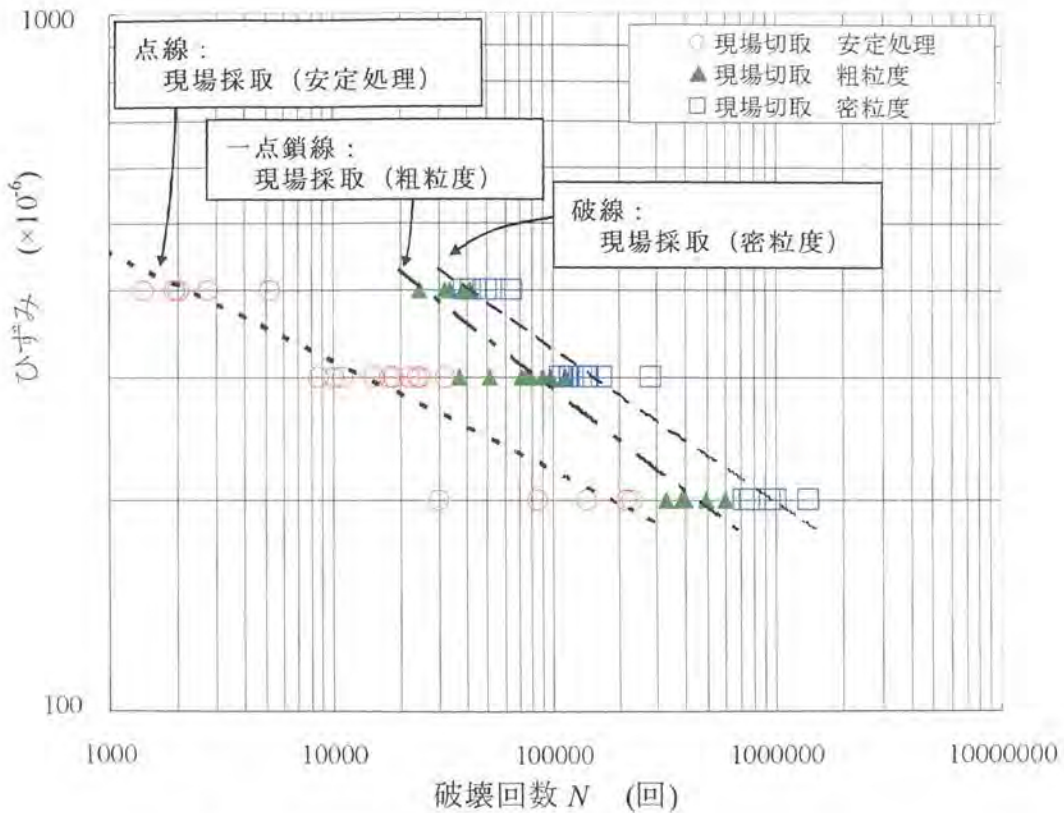


図-5.7 現場採取供試体に対する曲げ疲労試験結果

表-5.8 破壊回数の基本統計量集計表

試験ひずみ ($\times 10^{-6}$)	安定処理	粗粒度	密粒度	
200	破壊回数平均	142,148	440,630	978,047
	標準偏差	86189	104742	270324
	変動係数(%)	60.6	23.8	27.6
	データ数	5	5	5
300	破壊回数平均	18,478	80,031	146,642
	標準偏差	7,414	24,857	51,049
	変動係数(%)	40.1	31.1	34.8
	データ数	10	10	10
400	破壊回数平均	2,669	33,910	50,078
	標準偏差	1,480	6,521	10,056
	変動係数(%)	55.5	19.2	20.1
	データ数	5	5	5

現場採取供試体 10 本に対する 300×10^{-6} のひずみでの疲労破壊回数の度数分布を図-5.8 に示す。階級数はスタージェスの公式により算出し、データ数 $N=10$ に対し 4 としている。図-5.8 から疲労破壊回数はばらつきが認められ、混合物ごとに値の分布域が異なっていることがわかる。

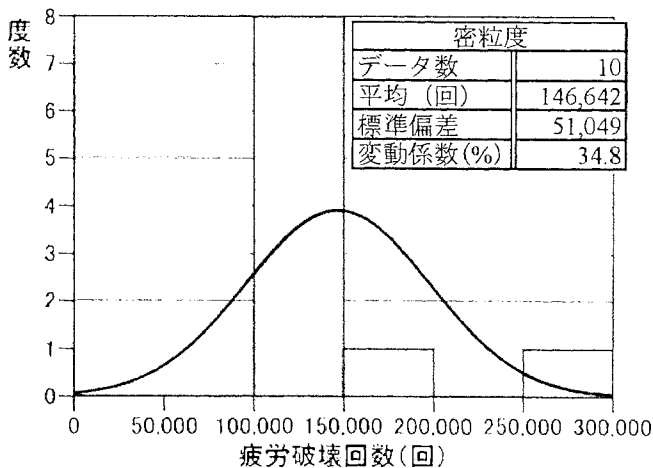
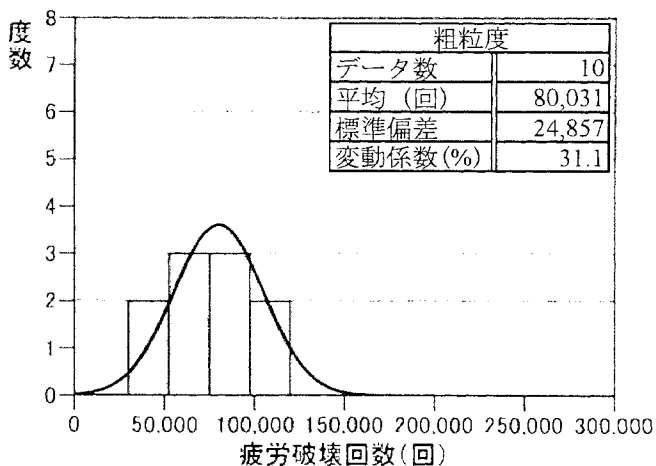
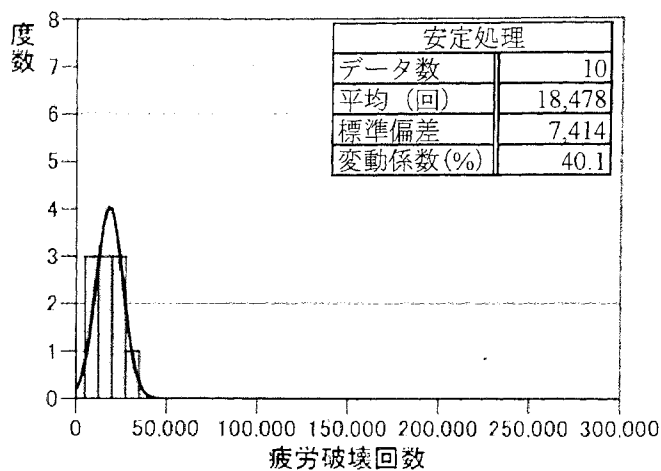


図-5.8 現場採取供試体の疲労破壊回数の頻度分布

次に、混合物による疲労破壊回数の差異を統計的に把握するため、現場切取供試体に対する 10 本の曲げ疲労試験結果に対して、破壊回数の平均値の差の検定（Welch の t 検定）を実施した結果を表-5.9 に示す。有意水準 1%でアスファルト安定処理混合物と粗粒度アスファルト混合物、粗粒度アスファルト混合物と密粒度アスファルト混合物、アスファルト安定処理混合物と密粒度アスファルト混合物の母平均には差がないとはいえないことから、各々のアスファルト混合物の破壊回数には統計的に有意な差があると判断される。その差は破壊回数の平均値で表-5.10 に示すとおり、アスファルト安定処理混合物を 1 とすると、粗粒度アスファルト混合物は 4.3、密粒度アスファルト混合物は 7.9 であり、アスファルト安定処理混合物の疲労破壊回数が最も少ない。

美々新試験道路での実道における開削調査によって、混合物層の最下層がアスファルト安定処理混合物の断面には疲労ひび割れが発生し、粗粒度アスファルト混合物の最下面に若干の疲労ひび割れが確認でき、密粒度アスファルト混合物の断面には一切発生していない状況が確認されているが、室内試験による疲労破壊回数の差と符合している。

表-5.9 平均値の差の検定結果

検定手法	母平均の差の検定 (両側) t検定 (Welch), 有意水準 $\alpha=1\%$
安定処理と 粗粒度の差	$p=1.49 \times 10^{-5} < \alpha=0.01$ 差がないとはいえない
粗粒度と 密粒度の差	$p=2.61 \times 10^{-3} < \alpha=0.01$ 差がないとはいえない
安定処理と 密粒度の差	$p=2.01 \times 10^{-5} < \alpha=0.01$ 差がないとはいえない

p:有意確率, a:有意水準

表-5.10 破壊回数平均値の比較 (ひずみ 300×10^{-6})

混合物種	現場採取供試体	
	破壊回数	比率
安定処理	18,478	1
粗粒度	80,031	4.3
密粒粒度	146,642	7.9

5.4.2 疲労破壊回数のばらつき

破壊回数のばらつきに関して正規分布と対数正規分布への適合度の検定を行った。現場採取供試体 10 本の破壊回数に対する検定結果を表-5.11、表-5.12 に示す。Pell らによる同一条件下の回転片持ち梁の応力制御曲げ疲労試験結果³⁾においては対数正規分布に従うと報告されているが、3 混合物すべてが正規分布に従うとも対数正規分布に従うともいえる結果が得られた。

なお、正規分布としたときの変動係数は表-5.8 に示すように、20～60%程度となった。Monismith らによる様々な混合物に対する 4 点曲げ試験(応力制御, 20℃) 結果⁴⁾からは変動係数が概ね 30～80%程度、Tayebali らの 4 点曲げ試験(応力制御, 20℃) やひずみ制御試験(20℃) 結果⁵⁾からは 99%, 40%とあるものに比べて、若干小さな変動係数であったといえる。

表-5.11 破壊回数頻度分布の正規性検定結果

	正規分布への適合度検定 (両側) Kolmogorov-Smirnov, 有意水準 $\alpha=5\%$
アスファルト 安定処理混合物	$p=0.991 > \alpha=0.05$ 適合する
粗粒度アスファルト 混合物	$p=0.931 > \alpha=0.05$ 適合する
密粒度アスファルト 混合物	$p=0.316 > \alpha=0.05$ 適合する

p: 有意確率, α : 有意水準

表-5.12 破壊回数頻度分布の対数正規性検定結果

	対数正規分布への適合度検定 (両側) Kolmogorov-Smirnov, 有意水準 $\alpha=5\%$
アスファルト 安定処理混合物	$p=0.981 > \alpha=0.05$ 適合する
粗粒度アスファルト 混合物	$p=0.631 > \alpha=0.05$ 適合する
密粒度アスファルト 混合物	$p=0.576 > \alpha=0.05$ 適合する

p: 有意確率, α : 有意水準

5.4.3 曲げスティフネスの差異とばらつき

曲げ疲労試験では、試験中の曲げスティフネスを測定することも可能であることから、本研究では、载荷回数が 1000 回の時のスティフネスを曲げスティフネス(S_{mix})とし、その平均値とばらつきについて検討を試みた。温度 10℃、周波数 10Hz、ひずみ 300×10^{-6} における現場採取混合物の S_{mix} の値の度数分布図を図-5.9 に示す。 S_{mix} の平均値はどの混合物も 5,500~5,900(MPa)の範囲となっている。

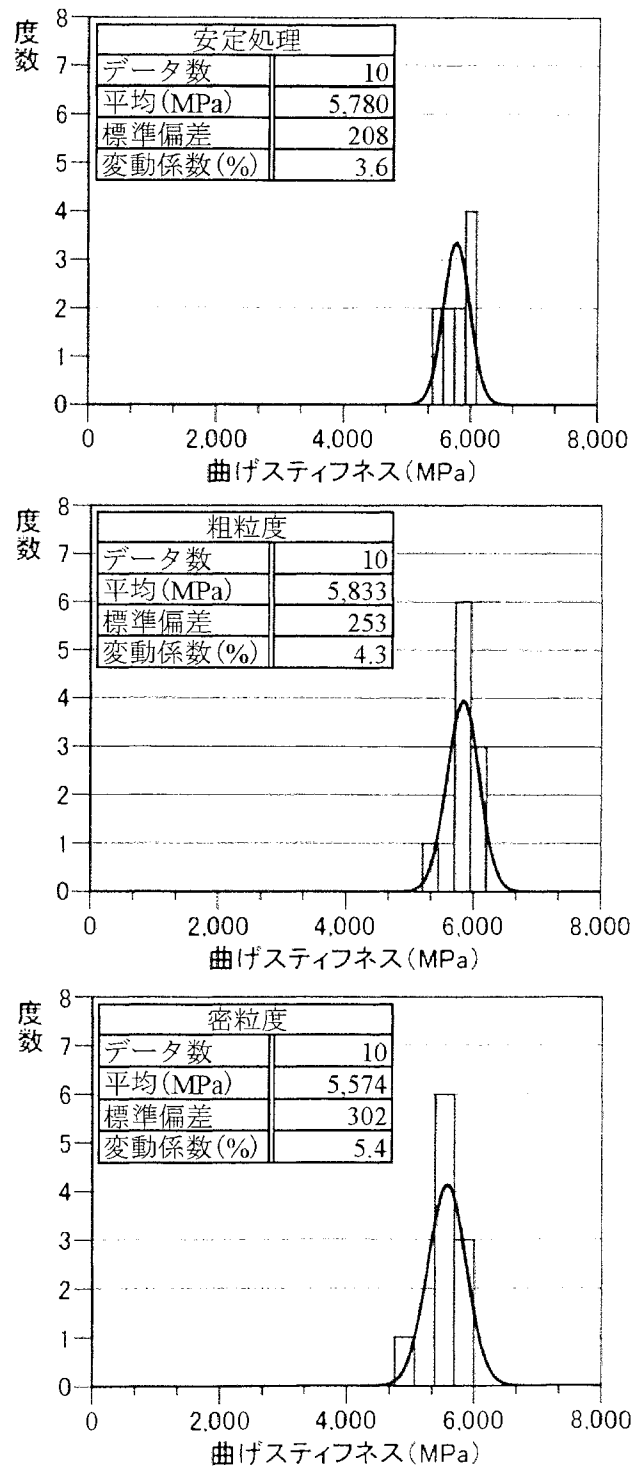


図-5.9 現場採取混合物の曲げスティフネス S_{mix} の度数分布

S_{mix} の平均値の差の検定を行った結果、表-5.13 に示すように有意差はない。

ばらつきについて正規分布への適合度の検定を実施した結果を表-5.14, 5.15 に示す。ばらつきは概ね正規分布もしくは対数正規分布をなしていると考えてよく、その変動係数は10%以内となった。SHRP のプロジェクトにおいて Tayebali らが行った実験結果⁴⁾を参照すれば、曲げ疲労試験時の曲げスティフネスの変動係数は概ね10~20%の範囲となっているが、本研究においては6%以内の結果を得ている。これらのことから、曲げ疲労試験による曲げスティフネスのばらつきは安全側をみて概ね20%以内程度として扱ってよいと思われる。

表-5.13 曲げスティフネスの平均値の差の検定結果

検定手法	母平均の差の検定 (両側) t検定 (Welch), 有意水準 $\alpha=1\%$
安定処理と 粗粒度の差	$p=0.620 > \alpha=0.01$ 差がない
粗粒度と 密粒度の差	$p=0.052 > \alpha=0.01$ 差がない
安定処理と 密粒度の差	$p=0.094 > \alpha=0.01$ 差がない

p:有意確率, a:有意水準

表-5.14 曲げスティフネス頻度分布の正規性検定結果

	正規分布への適合度検定 (両側) Kolmogorov-Smirnov, 有意水準 $\alpha=5\%$
アスファルト 安定処理混合物	$p=0.939 > \alpha=0.05$ 適合する
粗粒度アスファルト 混合物	$p=0.684 > \alpha=0.05$ 適合する
密粒度アスファルト 混合物	$p=0.361 > \alpha=0.05$ 適合する

p:有意確率, a:有意水準

表-5.15 曲げスティフネス頻度分布の対数正規性検定結果

	対数正規分布への適合度検定 (両側) Kolmogorov-Smirnov, 有意水準 $\alpha=5\%$
アスファルト 安定処理混合物	$p=0.917 > \alpha=0.05$ 適合する
粗粒度アスファルト 混合物	$p=0.662 > \alpha=0.05$ 適合する
密粒度アスファルト 混合物	$p=0.283 > \alpha=0.05$ 適合する

p:有意確率, a:有意水準

5.4.4 混合物配合が疲労破壊回数や曲げスティフネスに与える影響

前項までの検討において、混合物配合が疲労破壊回数に影響を与え、曲げスティフネスに対しては明確な影響を与えていないことが明らかにされた。

繰り返し曲げ試験におけるひび割れ発生面や現道における疲労ひび割れの発生位置を観察すると、ひび割れは骨材を避けるように発生していることから、疲労破壊現象は骨材間隙を占めるアスファルトの量や性質に影響を受けるものと推察できる。そこで、混合物の骨材間隙に占めるアスファルト容積率を表す飽和度（VFA）と破壊回数の関係について整理を行った結果を図-5.10、図-5.11に示す。なお、飽和度は式(5.1)から求められる。

$$VFA = V_b / (V_v + V_b) \quad (5.1)$$

ここに、 V_b ：アスファルト容積率（%）

V_v ：空隙率（%）

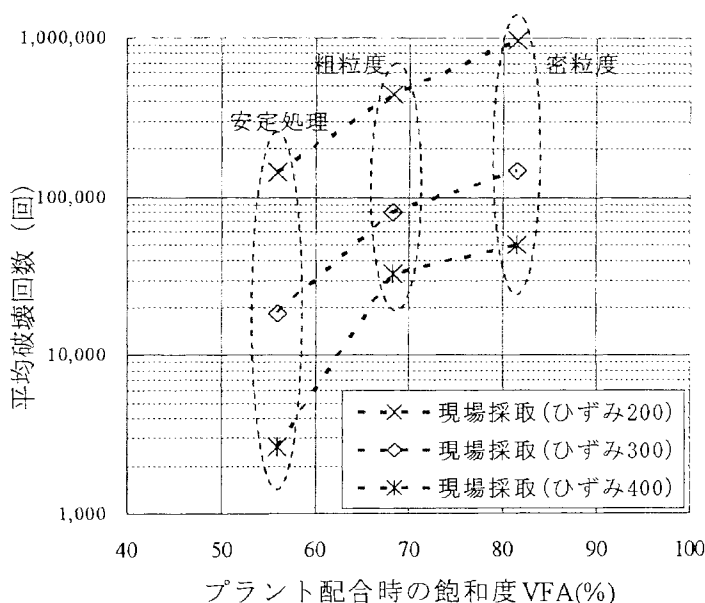


図-5.10 破壊回数と混合物の飽和度との関係

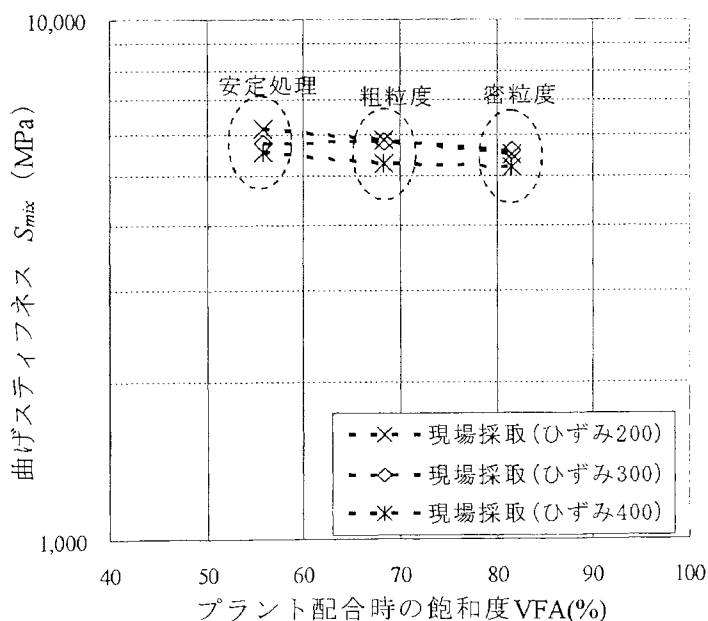


図-5.11 曲げスティフネスと混合物の飽和度との関係

Pell と Cooper や Monismith らは疲労破壊特性と飽和度の相関性が高いことを報告しており^{6),7)}, AI の破壊規準式にもこの指標は組み込まれている。なお, 疲労破壊特性に影響を与える配合要因は飽和度以外にも最大粒径や骨材品質や締固め度なども考えられるが, ここでは飽和度に着目して論じることとする。

図-5.10 より, 飽和度と疲労破壊回数の間には相関性が認められ, 飽和度が高くなると破壊回数が大きくなる関係にある。一方, 図-5.11 に示すように, 曲げスティフネスは飽和度との相関性は特に見られない。

5.4.5 混合物の曲げ疲労破壊回数の定式化

混合物配合から, 破壊回数を予測する手法について検討を行った。前項までの検討を踏まえ, 従属変数として現場採取供試体に対する曲げ疲労試験から得た破壊回数 N_f をとり, 飽和度 VFA , 曲げスティフネス S_{mix} , ひずみ ε を独立変数として重回帰分析を行った。現場採取供試体に対する曲げ疲労試験から得た破壊回数 N_f の詳細データは付録に示してある。重回帰分析には SPSS ver.14 for Windows を用いた。重回帰分析より得られた重回帰式を式(5.2)に示す。重回帰分析の相関係数と決定係数および, 分散分析表は表-5.16, 表-5.17 に示したとおりであり, 相関が高く, 有意性の高い式であると評価できる。式より算出したアスファルト安定処理混合物, 粗粒度アスファルト混合物, 密粒度アスファルト混合物の破壊回数とひずみの関係を図-5.12 に示す。

$$\log N_f = 6.123 \log VFA - 4.594 \log \varepsilon - 0.7000 \log S_{mix} + 7.551 \quad (5.2)$$

ここで,

N_f : 混合物層の曲げ疲労破壊回数 (回)

VFA : 混合物配合の飽和度 $VFA(\%)$

S_{mix} : 曲げスティフネス(MPa)

ε : 曲げ疲労試験時のひずみ ($\times 10^{-6}$)

表-5.16 重回帰分析の相関係数

重相関係数 R	決定係数 R ²	自由度調整済 決定係数 R ²
0.949	0.902	0.896

表-5.17 重回帰の分散分析表

	平方和	自由度	平均平方	F 値	有意確率
回帰	24.57	3	8.19	170.9	3.72×10^{-28}
残差	2.683	56	0.0479		
全体	27.25	59			

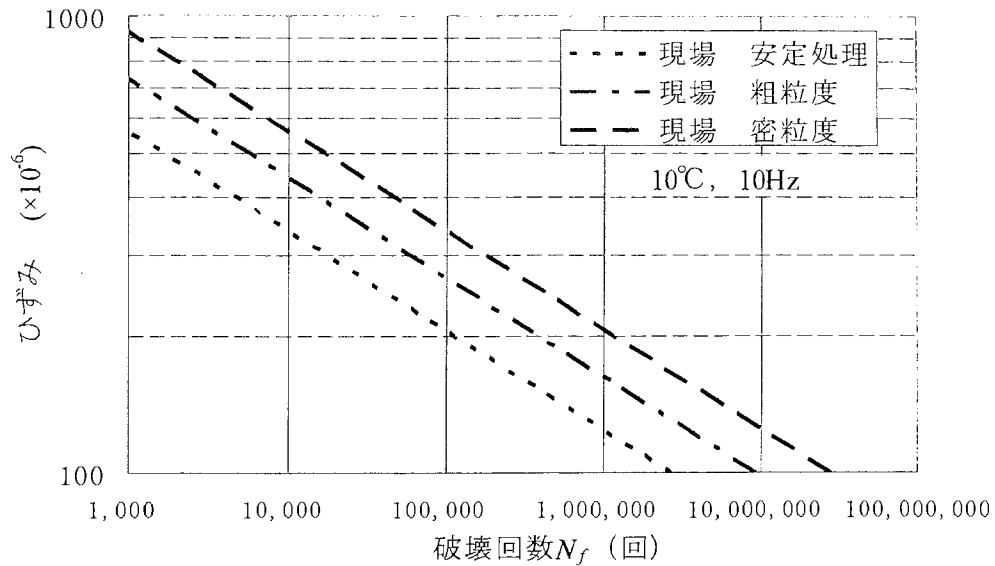


図-5.12 重回帰分析結果

次に、実験で把握した疲労破壊回数のばらつきを考慮できるように式(5.2)の拡張を試みた。破壊回数の分布を変動係数 α %の正規分布と仮定すると、確率分布の考えから各パーセンタイル値（破壊確率）に対応する平均値からのシフト量 b は、表-5.18に示すとおりとなる。これを式(5.2)に対して適用すると式(5.3)が得られる。なお、各パーセンタイル（破壊確率）に対応するシフトの概念は図-5.13に示すとおりであり、破壊回数が正規分布と仮定すると、各パーセンタイル（破壊確率）に対応する破壊回数は平均値が既知であれば計算が可能であることを応用したものである。

$$\log N_f = 6.123 \log VFA - 4.594 \log \varepsilon - 0.7000 \log S_{mix} + 7.551 + \log(1 + \alpha * b / 100) \quad (5.3)$$

ここで、

- N_f : 混合物層の曲げ疲労破壊回数 (回)
- VFA : 混合物の飽和度 (%)
- S_{mix} : 曲げスティフネス (MPa)
- ε : 曲げ疲労試験時のひずみ ($\times 10^{-6}$)
- α : 変動係数 (%)
- b : パーセンタイル値に対応するシフト量

表-5.18 パーセンタイル値に対応するシフト量 b

パーセン タイル値	シフト量 b
10	-1.3
20	-0.84
25	-0.67
30	-0.52
40	-0.25
50	0
60	0.25
70	0.52
75	0.67
80	0.84
90	1.3

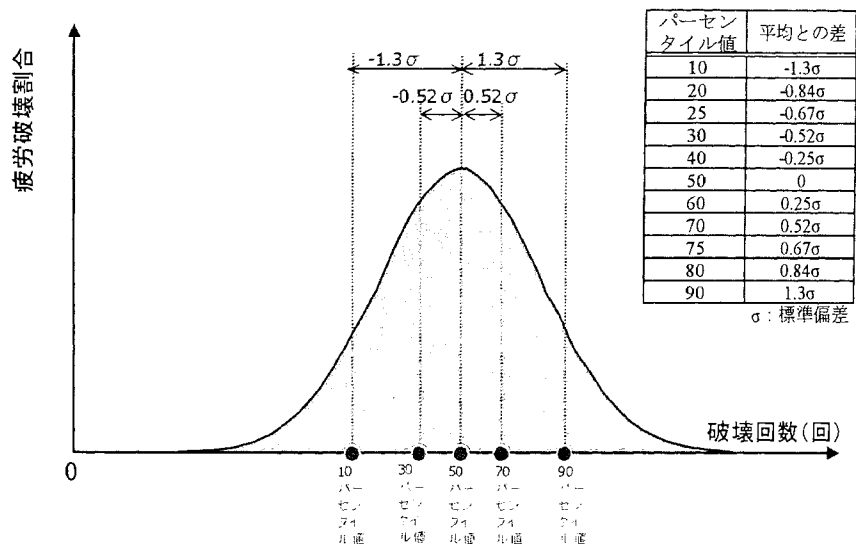
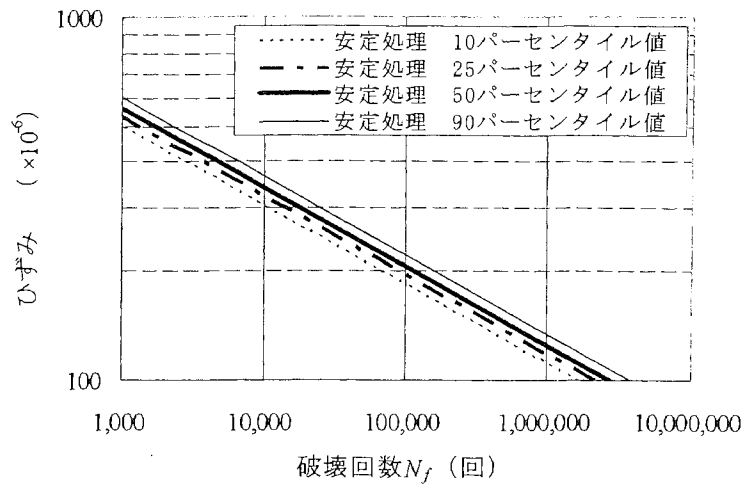
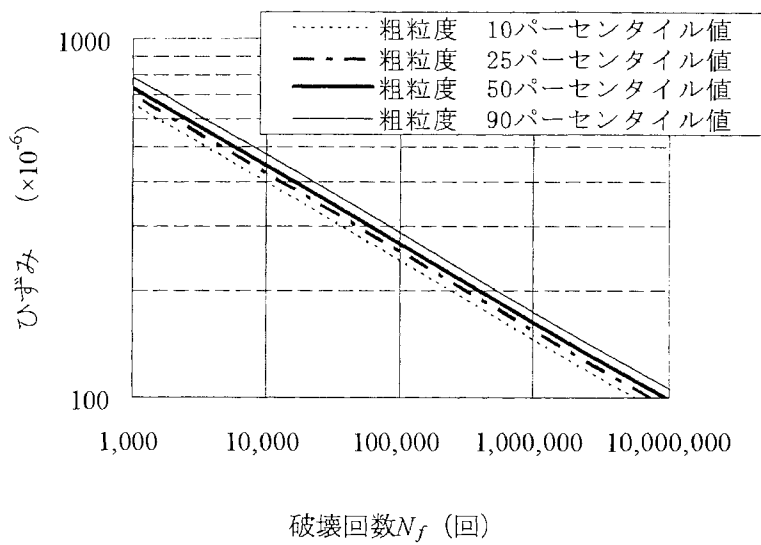


図-5.13 各パーセンタイルに対応するシフトの概念図

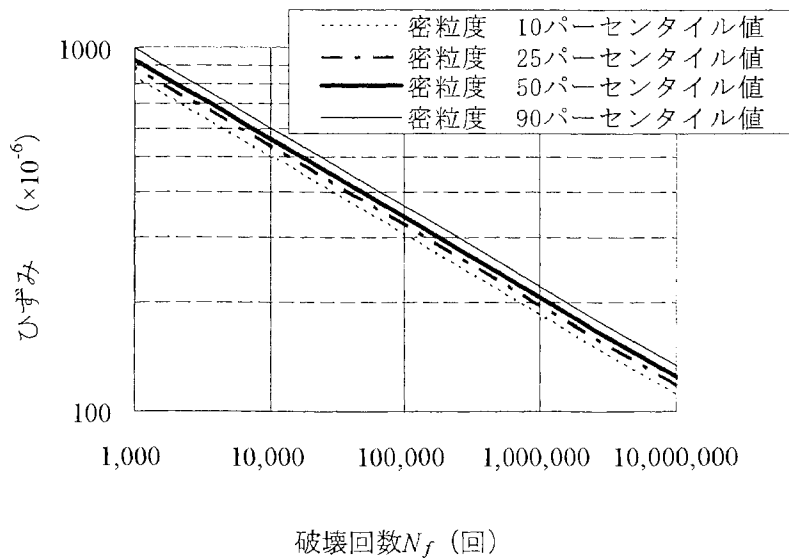
式(5.3)から算定したアスファルト安定処理混合物，粗粒度アスファルト混合物，密粒度アスファルト混合物の各パーセンタイル値に対応する破壊回数を図-5.14 に示す．破壊確率のとり方によって，対応する破壊回数変動することが分かる．式(5.2)，式(5.3)は美々新試験道路の実際の混合物の破壊回数や確率的なばらつきを組み入れた有意義な破壊規準式であると考えられる．



(a) 安定処理



(b) 粗粒度



(c) 密粒度

図-5.14 破壊確率を考慮した破壊回数の算定結果

5.4.6 現場採取と室内作成供試体の比較

図-5.5 と図-5.7 に示した室内作成供試体および現場採取供試体に対する曲げ疲労試験を同一のグラフ上に整理したものを図-5.15 に示す。現場採取供試体による試験から得られた回帰式は、室内作成供試体による回帰式と破壊回数自体や式の傾きに違いがあるが、概ね似たものとなっている。

また、 300μ の試験における現場採取と室内作成の破壊回数平均値を比較した結果を表-5.19 に示す。同じ混合物種の破壊回数を比較すると、現場採取供試体の値が室内作成の値に比べて約 1.5 倍大きな値となっており、現場供試体が若干高い疲労抵抗性を示す傾向にある。異なる混合物種の破壊回数を比較すると、アスファルト安定処理混合物の疲労破壊回数が最も少なく、アスファルト安定処理混合物を 1 としたときの比率は、粗粒度アスファルト混合物は約 4 倍、密粒度アスファルト混合物は約 7 倍であり、現場採取と室内作成はほぼ同じ比率を示している。

現場の混合物の疲労破壊特性は、室内作成供試体に対する試験結果から得られるものと大きく異なるものではなく、同様の傾向を示すと評価できる。

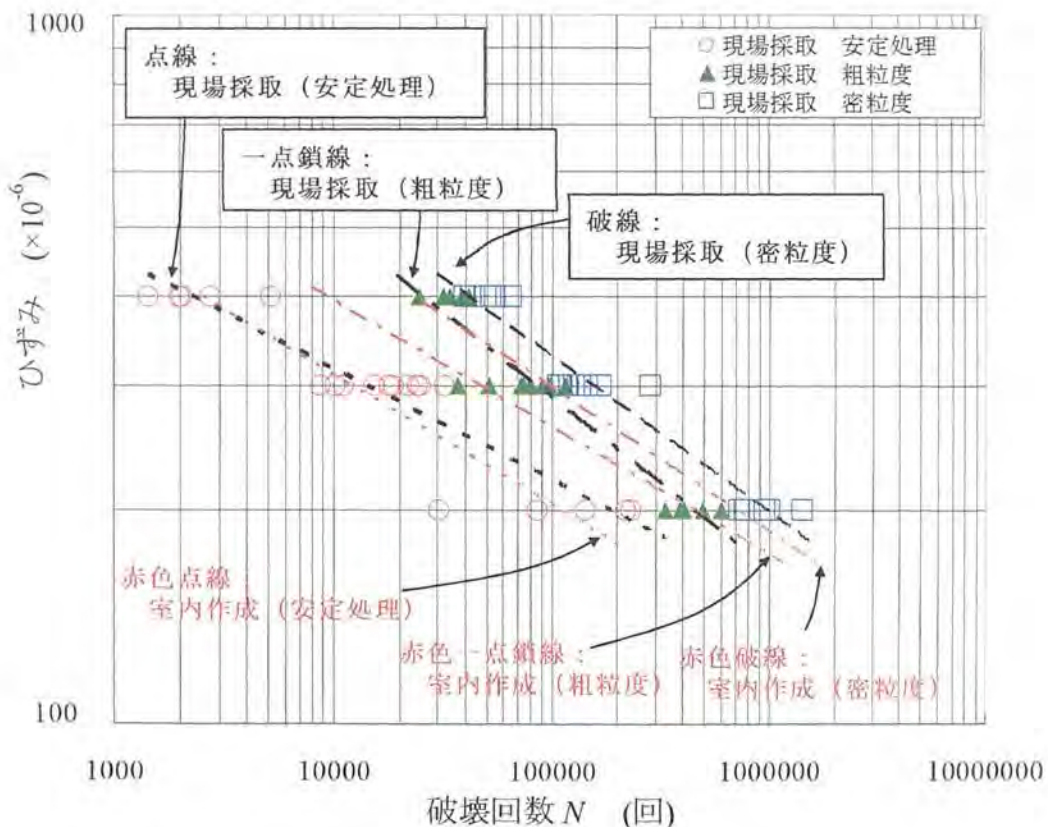


図-5.15 破壊回数の比較

表-5.19 300μ の時の破壊回数平均値の比較

混合物種	現場採取供試体		室内作成供試体		破壊回数の比 (現場/室内)
	破壊回数	比率	破壊回数	比率	
安定処理	18,478	1	12,600	1	1.5
粗粒度	80,031	4.3	54,785	4.3	1.5
密粒度	146,642	7.9	96,563	7.7	1.5

5.5 まとめ

本章では、配合の異なるアスファルト混合物の疲労破壊特性の差異とばらつきに関する基礎的データを取得し、疲労破壊抵抗性の差とばらつきを定量的に把握することと、配合の異なる混合物の疲労破壊特性を表現する疲労破壊規準式を設定することを目的に、4点曲げ試験による検討を行った。その結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 同一条件下における曲げ疲労試験を実施した結果、配合が異なる混合物の疲労破壊回数には統計的に有意な差があり、アスファルト安定処理混合物<粗粒度アスファルト混合物<密粒度アスファルト混合物の順に疲労破壊回数が大きい傾向を確認した。
この傾向は美々新試験道路の疲労ひび割れ発生状況に符合しており、疲労ひび割れの発生を抑制するには最下層に使用する混合物を粗粒度アスファルト混合物や密粒度アスファルト混合物などを使用することが有効な策と考えられる。
- (2) アスファルト混合物の破壊回数のばらつきは正規分布に適合し、その変動係数は室内作成供試体では10~35%程度、現場採取供試体では20~60%程度であった。疲労破壊時期を予測する場合、混合物の疲労破壊回数にこのようなばらつきがあることを把握し、その影響を考慮する必要があると考えられ、破壊時期予測や理論的設計法の精度検証を行なう上で有益なデータが得られた。
- (3) アスファルト混合物の曲げ疲労破壊回数を算定する疲労破壊規準式を設定することを試みた結果、アスファルト混合物の配合の違いを考慮でき、さらに破壊回数のばらつきを正規分布に従うと扱うことで、破壊確率も考慮できる疲労破壊規準式を提示することができた。

参考文献

- 1) 松井邦人, マイナジェイムス, 董勤喜, 小澤良明: 鉛直および水平方向に円形等分布の荷重作用を受ける舗装構造の弾性解析, 土木学会舗装工学論文集, 第6巻, pp.100-109, 2001.12.
- 2) 土木学会: 多層弾性理論による舗装構造解析入門-GAMES を利用して-, 舗装工学ライブラリー3, 2005.4.
- 3) Pell, P.S.: Fatigue characteristics of bitumen and bituminous mixes, Procs. of ICSDA P, pp.310-323, 1962.
- 4) Monismith, C.L. and Deacon, J.A.: Fatigue of asphalt paving mixtures, Transportation Engineering Journal, ASCE, Vol.95, TE2, pp.317-346, 1969.
- 5) Tayebali, A.A., Deacon, J.A., Coplantz, J.S., Harvey, J.T. and Monismith, C.L.: Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixes, SHRP-A-404, 1994.
- 6) Pell, P.S. and Cooper, K.E.: The Effect of Testing and Mix Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials, AAPT, Vol.44, pp.1-37, 1975.
- 7) Monismith, C.L., Inkasi, K., McLean, D.S. and Freeme, C.R.: Design Considerations for Asphalt Pavements, Report No.TE77-30, University of California, Berkeley, March, 1977.

第6章. 力学的設計手法に関する検討

6.1 検討の目的

混合物層の底面から発生する疲労ひび割れは舗装の構造的な終局破壊形態であるため、舗装の設計期間や耐用年数を力学的な手法により検討する際の重要課題といえる。しかし、日本国内で実物大の走行路や実際の道路において、力学的な手法によって疲労ひび割れ発生時期を予測し、比較検証がなされた事例はなく、力学的な手法の妥当性に関する研究成果が待たれている。

そこで、本章では、アスファルト混合物の疲労破壊特性や舗装厚さなどの舗装構造が疲労破壊時期におよぼす影響について、多層弾性理論と損傷ダメージ計算に基づく力学的なアプローチをすることにより疲労寿命予測の妥当性について実証的な検証を加えることを目的に検討を行った。

具体的な検討手法としては、前章までに得られている、国道36号苫小牧市美沢に1990年に構築された美々新試験道路において実測した交通量や温度データなどの環境条件と、路盤材や路床材の支持力に関するデータと、アスファルト混合物の疲労破壊規準式を用いて、多層弾性理論に基づく層構造解析によって累積ダメージと疲労破壊時期を算出し、実際の疲労破壊時期と比較することで力学的な理論に基づく手法の妥当性に関して実証的な検討を試みた。

6.2 検討の手順と概要

美々新試験道路での疲労ひび割れ発生時期と，室内試験結果を基に作成した破壊規準式（以下，作成規準式）とマイナー則によって算定した疲労破壊年数との比較を行い，力学的な理論に基づく疲労ひび割れ発生予測手法の妥当性について検討を行った．検討手順のフローを図-6.1 に示す．なお，本検討では混合物層下面に生じるひずみによる疲労問題に対象を限定した．

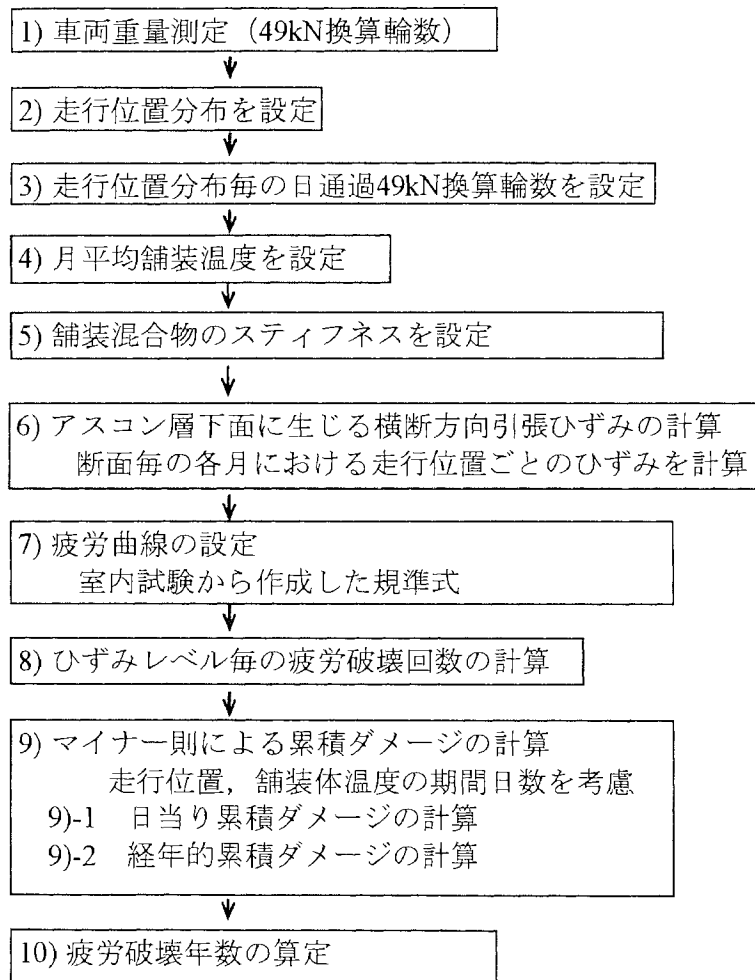


図-6.1 力学的な手法の手順

6.2.1 49kN 換算輪数と車両走行位置分布

疲労ひび割れと交通との関係を把握するためには，対象とする舗装道路上を走行する交通量や軸重および車輪走行位置の分布を把握することが不可欠である．美々新試験道路では，毎年1回平日に交通量調査と輪荷重測定を実施しており，平均日49kN換算輪数は2398（輪/日/車線）なる値が得られている（第2章参照）．さらに，美々新試験道路における大型車の走行位置分布調査結果を基に，表-6.1 に示すように車線を横断方向に10cm間隔の階級に分割した時の走行頻度と，走行頻度に対応する1日当り通過49kN換算輪数を設定した．

表-6.1 横断方向の車両走行位置分布

走行位置分布中心からの距離(cm)	走行頻度(%)	通過49kN換算輪数
-95~	0	0
-95~-85	0	0
-85~-75	0	0
-75~-65	0	0
-65~-55	1	23
-55~-45	2	48
-45~-35	4	96
-35~-25	8	192
-25~-15	12	288
-15~-5	15	360
-5~+5	16	384
+5~+15	15	360
+15~+25	12	288
+25~+35	8	192
+35~+45	4	96
+45~+55	2	48
+55~+65	1	23
+65~+75	0	0
+75~+85	0	0
+85~+95	0	0
+95~	0	0
計	100	2398

6.2.2 舗装体温度と舗装混合物のスティフネス

気温データからアスファルト混合物層の温度を推定する方法の一つとして、舗装設計便覧に式(6.1)が示されており、アスファルト混合物層の平均温度はその層の上面から 1/3 の位置での温度としている¹⁾。美々新試験道路では混合物層や路盤や路床の温度測定を行なっており、混合物層温度の一年間の実測結果と、式(6.1)を用いて算定した値を比較した結果、概ね±2℃程度の精度で算定できることが確認されたことから、式(6.1)と、1990年から2004年の期間の毎正時のアメダス観測地点厚真の気温データから算定した各月の平均気温から、各月の舗装体の表面から混合物層厚の 1/3 深さでの月平均舗装体温度を推定し、その値を表-6.2に示した。

$$Mp = Ma \left(1 + \frac{2.54}{z + 10.16} \right) - \frac{25.4}{9(z + 10.16)} + \frac{10}{3} \quad (6.1)$$

ここで、 Mp : 月平均舗装温度 (°C)

Ma : 月平均気温 (°C)

z : 温度を推定しようとしている点の表層
上面からの深さ (cm)

次に、混合物層の平均温度に対応する混合物層のスティフネスの設定方法について以下に述べる。

混合物層は密粒度アスファルト混合物、粗粒度アスファルト混合物、アスファルト安定処理混合物の層の組合わせで構成されているが、前章の図-5.9 および表-5.12 に示したように 10℃においては各混合物のスティフネスの値には統計的に有意な差が認められないことから、混合物層のスティフネスは混合物種類や層構成が異なっても、アスファル

ト安定処理混合物の曲げスティフネス値をもって代表させて問題ないとした。また他の温度領域においても使用しているアスファルトが同一であることから同様とみなし、混合物層のスティフネスとしてアスファルト安定処理混合物の曲げスティフネス値をもって代表させることとした。すなわち、混合物層の平均温度に対応する混合物層のスティフネスとして、現場採取混合物とほぼ同一な配合のアスファルト安定処理混合物に対する 10Hz の 4 点曲げ疲労試験から得た図-6.2 に示す曲げスティフネス S_{mix} の値をもって代表させることとし、これ以降の論を進めるものである。ここで、10Hz は車両走行速度 80km/h の载荷時間に概ね対応しており²⁾、美々新試験道路における車両速度の実測平均速度は図-6.3 に示すように 81km/h であることから、室内試験時と実道における载荷時間は対応しているものと考えられる。

表-6.2 月平均舗装体温度の設定

月	平均気温	A断面	B断面	C断面	D断面
		T1-1断面 T1-2断面	T2-1断面 T2-2断面		
4月	5.4	10	9	9	9
5月	10.7	16	16	15	15
6月	14.8	21	20	20	20
7月	18.7	25	25	24	24
8月	19.9	27	26	26	25
9月	16.3	22	22	22	21
10月	10.1	15	15	15	14
11月	3.3	7	7	7	7
12月	-3.6	-1	-1	-1	-1
1月	-6.7	-5	-5	-4	-4
2月	-5.9	-4	-4	-3	-3
3月	-1.3	2	2	2	2

(単位：℃)

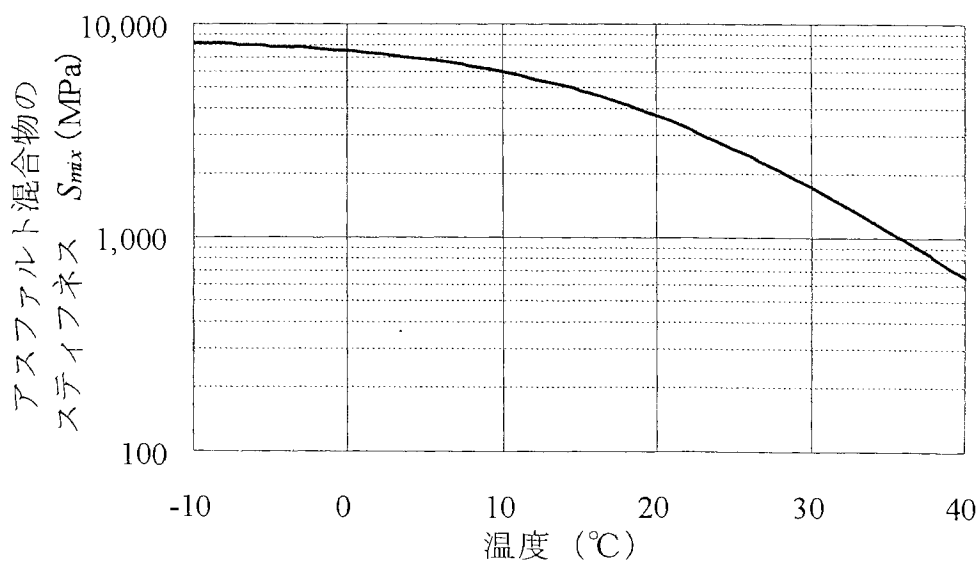


図-6.2 混合物のスティフネスと温度の関係(10Hz)

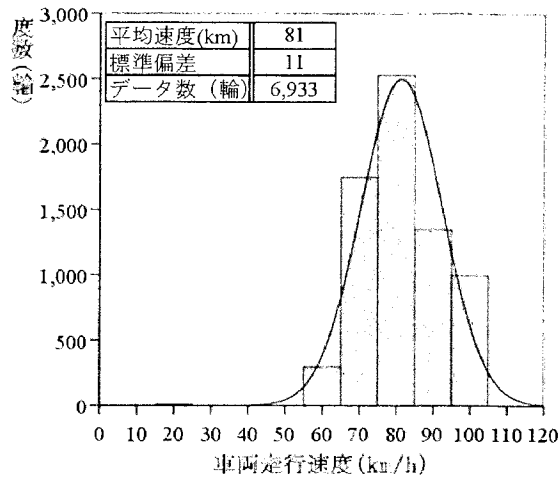


図-6.3 車両の走行速度測定結果

6.2.3 混合物層下面の引張ひずみ

各温度における混合物層底面の横断方向引張ひずみを、多層弾性解析プログラム GAMES Ver.2.3 を使用して算定した。計算時の舗装体モデルは図-6.4 のように 49kN 複輪荷重とし、混合物層のスティフネス S_{mix} は図-6.2 に示したように温度に応じて変化する値とし、下層路盤と路床の弾性係数は美々新試験道路における FWD 試験の逆解析から算定した値を用い、舗装体温度によらずそれぞれ 265MPa、76MPa とした（第 4 章参照）。ポアソン比 ν は既往の解析事例^{1), 3)}を参考にして図-6.4 に示す値に設定した。混合物層層厚 h は表-6.3 のとおりである。

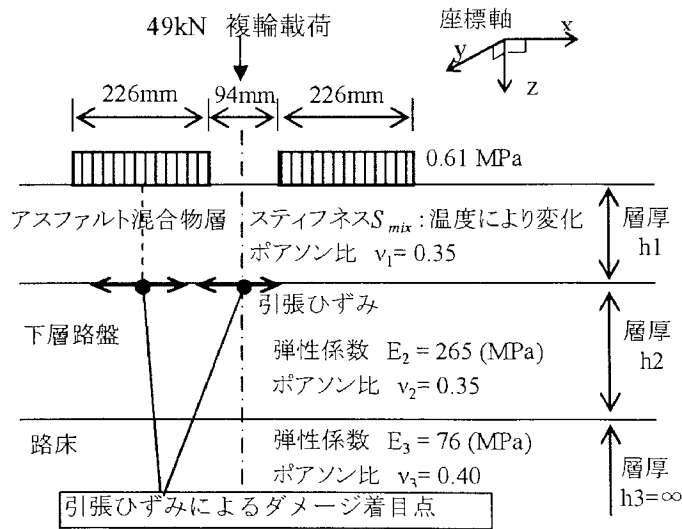


図-6.4 解析に用いた舗装体モデル

表-6.3 解析に用いた層厚

断面名	A, T1-1, T1-2	B	C	D	T2-1, T2-2
h_1 (cm)	12	15	26	35	15
h_2 (cm)	40	65	55	65	37

6.2.4 マイナー則による累積ダメージの計算

混合物層の疲労は走行位置の分布や供用中の舗装体温度によって様々なひずみレベルの疲労問題といえる。引張ひずみによる累積ダメージの着目点は、複輪タイヤのタイヤ直下および複輪タイヤの中間位置とし、どちらかの着目点の累積ダメージが1になった状態をこの位置の混合物層底面にひび割れが発生した状態と定義した。

累積ダメージの具体的な算定方法は、先に述べた室内試験から得た疲労破壊規準式である式(5.2)を用い、各々の温度区分における走行位置ごとの49kN換算輪数(N_{si})とそのひずみレベル(ε_i)における疲労破壊回数(N_{fi})より、1日当りの累積ダメージ・ D_{day} を式(6.2)より計算する。

$$D_{day} = \sum (N_{si} / N_{fi}) \quad (6.2)$$

ここで、

N_{si} : 走行位置ごとの1日当り49kN換算輪数

N_{fi} : 走行位置ごとのひずみに対応する疲労破壊回数

i : 走行位置 (-100, ..., -10, 0, 10, ..., 100)

ダメージ計算の一例を表-6.4に示す。また、各々の断面における各月の日当り累積ダメージを表-6.5に示す。

表-6.4 日当りの累積ダメージ (A, T1-1 断面, 1月)

舗装断面	走行位置 (cm)	走行位置毎49kN換算輪数: N_{si}	着目点ひずみ ($\times 10^{-6}$)	疲労破壊回数: N_{fi}	走行位置毎ダメージ
A T1-1	-95~	0	0	0	0
	-95~-85	0	0	0	0
	-85~-75	0	0	0	0
	-75~-65	0	0	0	0
	-65~-55	23	0	0	0
	-55~-45	48	0	0	0
	-45~-35	96	0	0	0
	-35~-25	192	0	0	0
	-25~-15	288	0	0	0
	-15~-5	360	53	39,878,626	9.03E-06
	-5~+5	384	93	3,011,985	1.27E-04
	+5~+15	360	52	43,525,541	8.27E-06
	+15~+25	288	52	43,525,541	6.62E-06
	+25~+35	192	93	3,011,985	6.37E-05
	+35~+45	96	53	39,878,626	2.41E-06
	+45~+55	48	0	0	0
	+55~+65	23	0	0	0
+65~+75	0	0	0	0	
+75~+85	0	0	0	0	
+85~+95	0	0	0	0	
+95~	0	0	0	0	
1日当たり累計ダメージ(D_{day})					2.18E-04

表-6.5 一日当りの累積ダメージ計算結果集計

断面	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
A, T1-1	2.18E-04	2.25E-04	2.55E-04	3.41E-04	4.91E-04	7.38E-04	1.13E-03	1.39E-03	8.03E-04	4.54E-04	2.94E-04	2.31E-04
T1-2	6.38E-05	6.60E-05	7.47E-05	1.00E-04	1.44E-04	2.17E-04	3.30E-04	4.07E-04	2.36E-04	1.33E-04	8.61E-05	6.77E-05
B	6.86E-05	6.80E-05	8.09E-05	1.02E-04	1.58E-04	2.25E-04	3.74E-04	4.20E-04	2.63E-04	1.48E-04	9.49E-05	7.17E-05
C	7.31E-06	7.64E-06	8.68E-06	1.16E-05	1.74E-05	2.73E-05	4.10E-05	4.88E-05	3.31E-05	1.74E-05	1.02E-05	8.00E-06
D	1.44E-06	1.56E-06	1.77E-06	2.51E-06	4.15E-06	6.86E-06	1.09E-05	1.24E-05	7.37E-06	3.74E-06	2.22E-06	1.54E-06
T2-1	1.05E-04	1.09E-04	1.21E-04	1.54E-04	2.29E-04	3.22E-04	5.05E-04	5.60E-04	3.70E-04	2.15E-04	1.45E-04	1.12E-04
T2-2	1.04E-05	1.08E-05	1.19E-05	1.52E-05	2.26E-05	3.18E-05	4.98E-05	5.53E-05	3.65E-05	2.12E-05	1.43E-05	1.11E-05

次に、供用開始時点做起算点として1日当りの累積ダメージを月ごとに順次積算し、経時的な累積ダメージを各断面について算出した結果を図-6.5に示す。各々の交通断面のダメージは年数の経過に伴って累積し、A交通断面とT1-1断面がまず最初に約5年経過時点で累積ダメージが1となり混合物層底面に疲労ひび割れが発生する状態になると算定された。

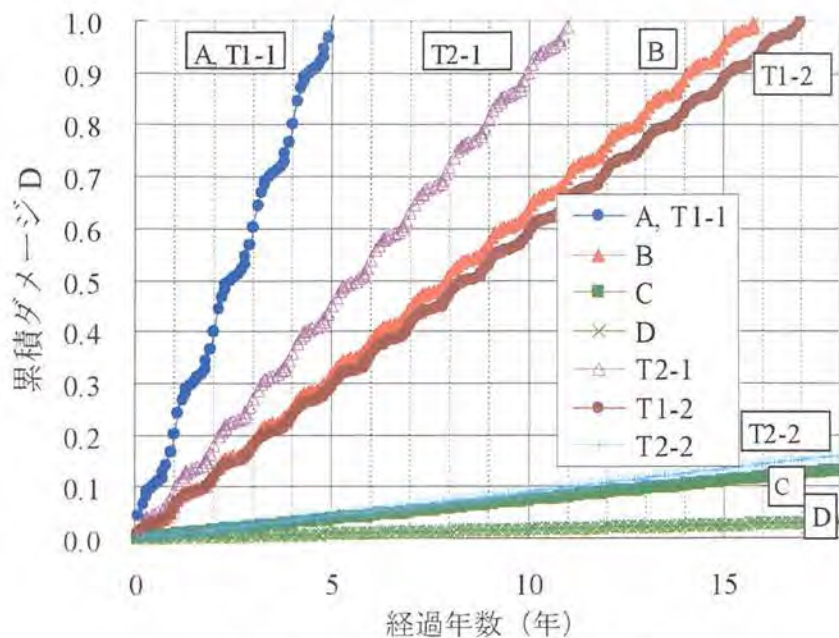


図-6.5 累積ダメージ経年変化

6.3 疲労破壊年数の推定

図-6.5 から各断面の累積ダメージが 1 となり混合物層底面に疲労ひび割れが発生する状態となるまでの年数を算出した結果と、美々新試験道路において実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測された時点の経年数を表-6.6 に合わせて示す。疲労破壊年数の計算値が小さい断面ほど実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測されている傾向にあり、観測値と計算値との差は約-3 年～+6 年であることが分かる。計算では混合物層底面に疲労ひび割れが発生する時期を算定しているが、実際に疲労ひび割れの発生が観測されるのは路面にひび割れが進展した時であり、その間の時間差がこの差を生じた要因の一つと考えられる。

また、疲労破壊回数はばらつきを有し、その変動係数が 20～60%程度の正規分布と考えられることは第 5 章の室内試験の結果で示した。この破壊回数のばらつきは破壊規準式にも反映され、破壊規準式から導き出される疲労破壊年数にも同様のばらつきを含むと推測される。仮に、疲労破壊年数のばらつきも変動係数 40%程度の正規分布に従うと仮定した場合の平均値± σ の範囲は表-6.6 に示すとおりである。A 断面と T1-1 断面については、平均値± σ の範囲内に観測された疲労破壊年数が入っていないが、B 断面と T2-1 断面と T1-2 断面では平均値± σ の範囲内に収まっており平均値に近い値を示している。T2-2 断面および C 断面と D 断面の疲労破壊時期は数十年後以降と推定され、その確認は時間的に困難である。

以上の事から、本手法のように現地の様々な環境条件や材料の特性値を適正に把握して力学的な手法に反映すれば、平均値± σ の範囲内もしくは約-3 年～+6 年の誤差範囲で疲労破壊年数を推定することが可能であることが実証できた。舗装の疲労破壊現象が確率的な事象であり、観測値と計算値の差はある程度発生することを踏まえれば、本手法は概ね妥当な手法と評価できよう。

表-6.6 計算値と実際の疲労破壊年数の比較

断面	疲労破壊年数 (年)		平均値との差 (年)
	マイナー則による計算値 (平均- σ) ~ 平均値 ~ (平均+ σ)	試験道路における観測値	
A	3 ~ 5 ~ 7	10.6	5.6
T1-1	3 ~ 5 ~ 7	10.6	5.6
T2-1	6.7 ~ 11.1 ~ 15.5	10.6	-0.5
B	9.5 ~ 15.9 ~ 22.3	13.3	-2.6
T1-2	10.2 ~ 17 ~ 23.8	15.8	-1.2
T2-2	67.4 ~ 112.3 ~ 157.2	-	-
C	82.2 ~ 137 ~ 191.8	-	-
D	352.9 ~ 588.2 ~ 823.5	-	-

6.4 まとめ

本章では、前章までに得られた外的条件、長期的路面性状推移、疲労破壊特性を基に、美々新試験道路をモデルとして力学的な手法によって算定されるひび割れ発生時期と、実際のひび割れ発生時期を比較して、力学的な手法による疲労破壊予測の妥当性に関して検討を加えた。本章で得られた事を要約すると次のとおりである。

- (1) 混合物の疲労破壊特性はその配合に影響される事が確認され、混合物の配合と破壊回数のばらつきを考慮した疲労破壊規準式を提示することができた。
- (2) 美々新試験道路における実測の現場データを基に、層構造解析手法により算出される疲労破壊年数に対して、実証的な検討を試みた。その結果、疲労破壊年数の計算値が小さい断面ほど実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測されている傾向にあり、平均 $\pm\sigma$ の範囲内もしくは約-3年～+6年の誤差範囲での疲労破壊年数の算定は可能であり、舗装の疲労破壊現象が確率的な事象である面を踏まえれば疲労ひび割れの発生予測手法として概ね妥当なものと評価できる。
- (3) 4点曲げ疲労試験から得られる破壊規準式と層構造解析と各種の現地データを適切に組み合わせることで、舗装の寿命解析はある程度理論的に推定が可能であることが実証できたと言える。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：舗装設計便覧，2006.2.
- 2) 笠原篤，岡川秀幸，菅原照雄：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，土木学会論文集，No.254，pp.107-117，1976.10.
- 3) 土木学会：多層弾性理論による舗装構造解析入門-GAMES を利用して-，舗装工学ライブラリー3，2005.4.

第 7 章. 結論

本研究の成果は以下のとおり整理できる。

- (1) 美々試験道路は積雪寒冷地の舗装設計法を研究するために作られた道路であり、これまでの約 50 年間に 5 期の試験断面が作られてきた。この試験道路における調査によって、凍上抑制層の設置や凍結融解期の支持力低下に対して上層路盤にアスファルト安定処理混合物を使用することの有効性が示され、日本の積雪寒冷地特有の設計手法として成果が反映されてきた。現在は第 5 期目の試験断面となっており、力学的な舗装設計手法に関する検討を目的としている。
- (2) 美々新試験道路における外的条件（交通量、輪荷重、走行位置分布、気温、舗装体温度など）の測定を行った結果、大型車交通量の実測値は、4224 台/日・方向、10 年当り 49kN 換算輪数は 2800 万輪・方向であり、D 交通相当と評価された。タイヤの走行位置分布は概ね正規分布に適合することを把握した。また、舗装体の深さ方向の月平均温度は、気温から比較的精度良く算定可能であることを確認した。
- (3) 美々新試験道路の建設から供用後約 18 年経過するまでのわだち掘れやひび割れなどの路面性状の長期的な推移を調査した結果、アスファルト混合物層の厚さがわだち掘れ量に影響を与える傾向が確認され、アスファルト混合物層厚が薄いほどわだち掘れの進行が早い傾向にあることや、アスファルト混合物層が薄い場合の変形は下層路盤面以下の粒状材料の塑性変形の占める割合が多いことが分かった。また、アスファルト混合物層厚とアスファルト混合物層最下層の混合物配合の違いによって、舗装のひび割れ発生時期が異なっているという特筆すべき事実が確認され、舗装構造や材料の違いが長期的なパフォーマンスに影響を与えることが明確となった。
- (4) 美々新試験道路の建設から供用後約 18 年経過するまでに実施した舗装の構造に関する調査（開削調査と FWD 調査）の結果、混合物層の最下層に使用した混合物の種類によって底面に発生する疲労ひび割れの発生量に明確な差があることを示した。また、開削時に行った路盤・路床の支持力調査および採取試料から得た路盤と路床材の修正 CBR 値と CBR 値を把握し、FWD 調査と逆解析によって得た下層路盤と路床の弾性係数が、舗装体温度に関わらず概ね 265MPa、76MPa と一定の範囲に分布していることを把握した。
- (5) 室内作成供試体と現場から採取した供試体に対して 4 点曲げ疲労試験を行うことによって、混合物自体の疲労破壊特性の把握を試みた。その結果、配合の異なる混合物の疲労破壊回数には統計的に有意な差があり、混合物の飽和度がその指標となることや、破壊回数の分布は室内作成供試体では変動係数 10～35%程度、現場採取供試体では変動係数 20～60%程度の正規分布に適合することを示した。疲労破壊時期に関してもこの変動は含まれると考えられるため、破壊時期予測や理論的設計法の

精度検証を行う上で有益な知見と考えられるものである。さらに、疲労破壊時期予測を行う際に欠かすことのできない、混合物の配合と破壊回数のばらつきを考慮した疲労破壊規準式を提示した。疲労ひび割れの発生を抑制するには最下層に使用する混合物を粗粒度アスファルト混合物や密粒度アスファルト混合物などとするのが有効な策と考えられる。

- (6) 本研究の調査によって得られた外的条件、長期的路面性状推移、疲労破壊特性を基に、美々新試験道路において多層弾性理論による層構造解析と、マイナー則による疲労ダメージ計算に基づく力学的な計算手法によって、疲労破壊時期予測を行った。その結果、疲労破壊年数の計算値が小さい断面ほど実際に疲労ひび割れの発生が観測されている傾向にあり、平均 $\pm\sigma$ の範囲内もしくは約-3年~+6年の誤差範囲での疲労破壊年数の算定が可能と考えられた。舗装の疲労破壊現象が確率的なばらつきを有する事象である面を踏まえれば、疲労ひび割れの発生予測手法として概ね妥当なものとして評価できる結果といえる。すなわち、4点曲げ疲労試験から得られる破壊規準式と層構造解析と各種の現地データを適切に組み合わせることで、舗装の寿命解析はある程度理論的に推定可能であることが実証できた。

以上のように、本研究によって、アスファルト舗装の疲労ひび割れに関して、実道路と室内試験との相関関係が明らかになり、4点曲げ疲労試験から得られる疲労破壊規準式と層構造解析と各種の現地データを適切に組み合わせることで、舗装の寿命はある程度理論的に推定可能であることが実証できた。アスファルト舗装の疲労寿命予測と力学的設計法の構築に関して、新たな知見が得られた。

しかし、本研究で提示した疲労破壊規準式はひずみと弾性係数と混合物飽和度の関数の形であるが、载荷速度や温度が疲労破壊回数に与える影響をより細かく考慮するために、散逸エネルギーの概念を用いた疲労破壊規準の活用が有効と考えられる。また、疲労ひび割れは初冬期や融雪期に進行することが多いため、路盤や路床の支持力の季節変動の影響を把握することも必要である。さらに、本研究では、混合物層底面からの疲労ひび割れに特に着目した力学的な設計手法を検討したが、積雪寒冷地における低温ひび割れも考慮した力学的な設計手法の構築を進める必要もある。今後、これらの課題について研究を継続する考えである。

付録

付録1 交通量データ

交通量調査及び輪荷重測定データを付表-1に示す。

本研究では、実際の通過台数と路面性状変化との関係を把握することを主眼とするため、試験道路が構築されている追越車線を通過する車両による49kN換算輪数と、路面性状変化との関係に着目している。しかし、舗装設計上の舗装計画交通量は、大型車の一方向当たりの日交通量と定義されており¹⁾、一方向2車線以下の道路においては、大型車の方向別交通量のすべてが1車線を通過するものとして算定される点に注意が必要である。

具体的には、美々新試験道路の設計交通量区分はD交通であり、付表-2に示すように設計大型車交通量は3,000台/日・方向以上、10年当りの累積49kN換算輪数は35百万輪・方向とされている。これに対し、測定された方向当たり大型車交通量は4,224台/日・方向、10年当りの49kN換算輪数は28百万輪・方向であり、設計と実際の交通条件は符合しているといえる。

付表-1 交通量調査と輪荷重測定の結果

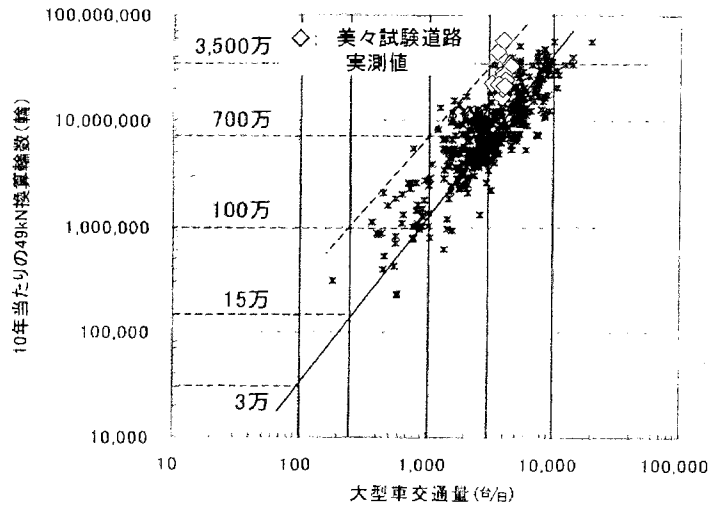
測定年	追越車線						走行車線					
	交通量調査結果			輪荷重測定結果			交通量調査結果			輪荷重測定結果		
	全車交通量 (台/日/車線)	大型車交通量 (台/日/車線)	大型混入率 (%)	日49kN換算輪数 (輪/日/車線)	10年49kN換算輪数 (輪/10年/車線)	全車交通量 (台/日/車線)	大型車交通量 (台/日/車線)	大型混入率 (%)	日49kN換算輪数 (輪/日/車線)	10年49kN換算輪数 (輪/10年/車線)		
1990年(H 2)	6,254	2,314	37.0	4,235	15,457,750	5,010	2,448	48.9	4,737	17,290,050		
1991年(H 3)	5,570	1,897	34.1	2,425	8,851,250	5,026	2,395	47.7	5,098	18,607,700		
1992年(H 4)	4,309	1,514	35.1	3,627	13,238,550	4,452	2,315	52.0	7,986	29,148,900		
1993年(H 5)	5,004	1,771	35.4	5,705	20,823,250	4,470	2,508	56.1	9,194	33,558,100		
1994年(H 6)	4,854	2,021	41.6	1,129	4,120,850	5,427	2,829	52.1	7,266	26,520,900		
1995年(H 7)	4,348	1,568	36.1	1,819	6,639,350	5,274	2,664	50.5	5,261	19,202,650		
1996年(H 8)	4,147	1,764	42.5	1,516	5,533,400	5,155	2,614	50.7	4,908	17,914,200		
1997年(H 9)	4,422	1,327	30.0	850	3,102,500	5,889	2,783	47.3	3,629	13,245,850		
1998年(H10)	3,683	980	26.6	1,438	5,248,700	6,208	2,515	40.5	4,505	16,443,250		
2000年(H12)	5,504	1,835	33.3	1,813	6,617,450	4,909	2,371	48.3	3,497	12,764,050		
2001年(H13)	5,826	1,775	30.5	2,295	8,376,750	5,013	2,117	42.2	3,465	12,647,250		
2004年(H16)	5,763	1,804	31.3	1,927	7,033,550	5,839	2,559	43.8	3,690	13,468,500		
平均	4,974	1,714	34.5	2,398	8,752,700	5,223	2,510	48.3	5,270	19,235,500		
一方向あたり(追越車線+走行車線)												
交通量調査結果						輪荷重測定結果						
全車交通量 (台/日・方向)			大型車交通量の範囲 (台/日・方向)			設計期間10年内の累積 49kN換算輪数(N)						
10,197			4,224			41.4			7,668			
									27,988,200			

付表-2 交通区分に対応する大型車交通量と設計期間

10年の累積49kN換算輪数(舗装要綱³⁾より引用)

設計交通量の区分	大型車交通量の範囲 (台/日・方向)	設計期間10年内の累積 49kN換算輪数(N)
L交通	100未満	30,000
A交通	100以上 250未満	150,000
B交通	250以上 1,000未満	1,000,000
C交通	1,000以上 3,000未満	7,000,000
D交通	3,000以上	35,000,000

「舗装の構造に関する技術基準・同解説」²⁾に示されている大型車交通量と 49kN 換算輪数の関係に、美々新試験道路の実測データをプロットしたものを付図-1 に示す。実測された 10 年当りの 49kN 換算輪数は D 交通に対応する 35,000,000 の範囲内であり、全国の調査結果に対して上限側にプロットされる傾向にあるのが分かる。



付図-1 大型車交通量と 10 年当り 49kN 換算輪数の関係
(技術基準・同解説²⁾からの抜粋に実測値をプロット)

付録2 気温データ

気温等の集計データを付表-3に示す。美々新試験道路近傍にあり、気温が同じような傾向を示すアメダス観測点である厚真観測点におけるアメダスデータを使用した。

付表-3 気温等集計表

年度		4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	合計
1990	平均	5.4	11.1	16.5	18.5	21.3	16.9	11.1	5.5	0.3	-3.7	-5.5	-1.9	
	最高	10.7	16.8	20.7	22.2	25.4	21.6	17	10.8	4.7	1	-0.5	2.5	
	最低	0	5.1	13	15.5	17.7	12.6	5.6	0	-3.9	-8.8	-11.8	-7.6	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	44.5 17	117.3 29	156 27	76.1 20
1991	平均	5.9	11.4	16.9	18.3	19.1	16.3	10.9	3	-2.9	-6	-5.9	-1.3	
	最高	11.1	17.1	21.1	21.7	23.3	21.9	15.5	8.2	1.7	-0.3	-0.1	3.3	
	最低	0.2	5.4	12.9	15.3	15.5	10.8	6	-1.7	-7.9	-12.2	-13.3	-6.5	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	1.6 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	9.5 5	113.9 24	179.4 30	174.2 27	68.3 20
1992	平均	5.1	9.9	14	18.7	19.4	14.4	9.5	3.3	-2.6	-4.3	-5.1	-1.1	
	最高	9.9	15	17.9	22.1	23	18.8	15.2	7.9	1.8	0.2	-0.2	3.4	
	最低	0.2	5	10.5	15.8	16.4	9.9	4.2	-1.7	-7.7	-9.6	-11.3	-6.6	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	7.3 4	107.5 23	136.1 27	142.8 28	54 20	447.7 102
1993	平均	4.2	10.2	13.5	16.3	18.2	15.5	8.7	3.9	-1.8	-8.7	-3.6	-1.8	
	最高	9.6	15	17.1	20.2	22.1	20.3	14.6	8.4	2.3	-2.3	0.3	2.2	
	最低	-1.5	5.1	10.7	12.9	14.7	10.6	3.2	-0.7	-6.2	-15.9	-9.3	-7.3	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	11.8 5	76.7 19	268.2 31	107.4 25	67.9 23	532 103
1994	平均	5.2	11.3	15.3	19.9	22.8	18.3	10.4	3.7	-4.5	-6.4	-5.8	-1.1	
	最高	10.5	16.2	19.7	23.4	27	22.7	16.1	8.5	0.6	-1.5	-0.2	3.4	
	最低	-0.9	5.9	11	17.1	19.2	14.2	4.5	-1	-9.7	-12	-12.7	-6.5	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0.3 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	9.8 4	152.5 27	201.1 28	163.3 27	62.2 20	589.2 107
1995	平均	5.6	11.6	13.7	19.7	19.6	15.5	11.4	4.1	-3.2	-7.8	-7.1	-1.8	
	最高	10.2	15.7	17.7	23.4	23.1	21	16.6	8.5	1.3	-1.5	-1.2	2.3	
	最低	0.3	7.5	10.4	16.4	16.2	10	6.4	-0.6	-8.5	-14.9	-14.6	-7	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	2.9 4	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	1 1	109.2 23	244.5 29	208.9 27	72.3 21	638.8 105
1996	平均	3.5	9	13.6	18.6	19.1	16	9.7	2.5	-2.8	-5.8	-5	-1.5	
	最高	8.6	13.3	17.5	21.7	22.9	20.8	15.3	6.9	1.7	-0.9	0.3	2.9	
	最低	-1.3	4.9	10	16.1	15.7	11.3	3.9	-1.8	-7.9	-11.5	-11.3	-7.2	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	12.3 6	91.7 25	182.6 29	141.8 26	72.7 21	501.1 107
1997	平均	5	9.8	14.5	20	18.6	15	8.6	5.2	-1.9	-9.8	-6.6	0	
	最高	10.7	14.6	18.3	24	21.9	19.8	14.4	10.3	2.5	-3.3	-1.2	4.9	
	最低	-1.1	5.3	11.4	16.5	15.9	10.3	2.7	0.5	-6.2	-16.3	-13.4	-5.1	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0.2 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	77.7 19	304.4 31	185.3 26	38.1 17	605.7 94
1998	平均	6.4	11	13.8	18.7	19.6	17.9	11.5	1.5	-4.4	-6.9	-6.8	-2.2	
	最高	11.5	16.4	17.5	22	23.1	22.3	16.9	5.6	0.3	-1.5	-1	2.2	
	最低	1.3	5.1	10.3	15.9	16.8	13.6	6.3	-3.2	-10.1	-14.2	-13.8	-7.7	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	1.3 2	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	38.2 14	147.7 25	215.3 29	195 26	91 21	688.5 117
1999	平均	5.1	10.5	16.1	20	22.8	17.7	10.1	3	-4.4	-6.6	-7.9	-2.4	
	最高	10.5	15.4	20.7	23.7	27.2	23.2	15.7	8.4	0.8	-0.8	-1.8	2	
	最低	-1	5.3	11.6	17.1	19.2	12	4.2	-1.9	-10.2	-13.3	-15.1	-8.6	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	6.6 5	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	21 7	142.5 27	205.1 30	228 29	92 26	695.2 124
2000	平均	5	12.4	15.6	20.5	21.7	17.4	9.4	1.9	-5.6	-8.9	-9.2	-1.5	
	最高	9.1	16.9	19.6	24.2	25.5	21.8	15.2	6.3	0.1	-2.8	-3.1	2.5	
	最低	0.7	8.6	12.1	17.7	18.8	13.2	4.1	-2.8	-12.1	-15.6	-15.7	-6.6	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0.2 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	21.3 11	178.1 28	277.8 30	257.9 26	74.8 14	810.1 110
2001	平均	5.4	10.5	14.8	18.7	18.8	15.3	9.9	3	-7.6	-5.4	-2.8	0.9	
	最高	11.2	15.3	19.4	21.9	22.5	20	15	8.2	-1.3	-0.4	2	5.2	
	最低	-1	5.9	10.4	16.3	15.7	10.8	5	-2	-13.9	-11.2	-7.8	-3.8	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0.2 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	13.6 6	235.9 29	174.6 28	86.7 19	27.7 10	538.7 93
2002	平均	7.4	11.3	13.9	18.6	18.7	15.6	9.8	1.1	-7.4	-7.1	-7	-1.5	
	最高	12.5	16.8	18.4	21.5	22.1	21.6	15.5	5.5	-1.1	-1.2	-0.8	3.4	
	最低	1.9	5.4	9.8	16.3	15.6	10	4.4	-3.4	-13.1	-14.7	-14.6	-6.8	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	22.5 9	230.1 29	223.7 29	194.7 28	70.7 20	741.7 115
2003	平均	5.8	10.1	14.5	15.5	19	15.7	9.8	4.7	-1.8	-5.7	-4	-1.5	
	最高	11.5	16.1	19	19.3	22.9	20.9	15.5	9.8	2.6	-0.2	1.5	3.6	
	最低	0	4.2	10.6	12.5	15.9	10.9	4.3	-0.6	-6.6	-12	-11.8	-7.4	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	5.3 4	66.7 22	179.1 29	126.4 22	80.8 19	458.3 96
2004	平均	4.8	11.4	16.1	19.6	20	16.4	10.4						
	最高	10.5	16.6	21.3	24	25.3	21.6	16.2						
	最低	-1.4	6.4	11.6	16	15.3	11	4.7						
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	2.3 2	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0						2.3 2
平均 90~03	日平均気温	5.4	10.7	14.8	18.7	19.9	16.3	10.1	3.3	-3.6	-6.7	-5.9	-1.3	
	日最高気温	10.5	15.8	18.9	22.2	23.7	21.2	15.6	8.1	1.3	-1.1	-0.4	3.1	
	日最低気温	-0.2	5.6	11.1	15.8	16.7	11.4	4.6	-1.5	-8.9	-13	-12.6	-6.8	
	月間の凍結指数 月間の0℃以下の日数	1 1.1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	12.4 5.4	126.8 24.1	207.8 29.2	169.2 25.9	67.8 19.4	585 105

付録3 路面性状調査データ

本文で述べた路面性状調査結果の詳細なデータを付表-4に示す。美々新試験道路は1990年8月に供用後、1995年7月にわだち掘れ隆起部のみを切削する工事が施工され、2002年3月には切削4cm+改質II型混合物によるオーバーレイ4cmの施工が実施されている。その時期の前後に路面性状が改善している。

付表-4 路面性状調査結果

測定年月	累積日数 (日)	累積49kN換算 輪数(百万輪)	A断面				B断面				C断面				D断面				
			D	C	σ	MCI	D	C	σ	MCI	D	C	σ	MCI	D	C	σ	MCI	
1990	8月	0																	
		0.00																	
1991	4月	247	1.04	11.2	0.0	0.81	7.07	12.3	0.0	1.46	6.87	11.9	0.0	1.24	6.94	13.9	0.0	0.80	6.59
	8月	381	1.36	13.0	0.0	1.23	6.75	13.8	0.0	1.41	6.61	12.4	0.0	1.52	6.85	15.0	0.0	0.87	6.41
	10月	448	1.53	13.4	0.0	0.00	6.68	13.9	0.0	0.00	6.59	12.5	0.0	0.00	6.84	15.1	0.0	0.00	6.39
1992	5月	654	2.09	20.8	0.0	1.12	5.48	21.5	0.0	1.76	5.38	19.6	0.0	0.93	5.67	21.9	0.0	1.09	5.32
	10月	811	2.66	21.5	0.0	1.32	5.38	21.6	0.0	1.70	5.36	19.7	0.0	1.47	5.65	22.8	0.0	1.76	5.18
1993	5月	1,024	3.55	24.5	0.0	1.73	4.93	24.8	0.0	1.91	4.89	23.4	0.0	1.36	5.09	25.2	0.0	1.16	4.83
	10月	1,179	4.43	25.6	0.0	1.42	4.77	25.8	0.0	1.87	4.75	24.1	0.0	1.45	4.99	25.6	0.0	1.39	4.77
1994	5月	1,388	5.39	27.6	0.0	2.55	4.49	27.6	0.0	2.54	4.49	25.6	0.0	1.41	4.77	27.5	0.0	1.01	4.51
	10月	1,548	5.57	28.8	0.0	1.79	4.32	29.0	0.0	1.61	4.30	26.9	0.0	2.36	4.59	28.6	0.0	2.06	4.35
1995	5月	1,748	5.83	28.6	0.0	1.39	4.35	28.9	0.0	1.56	4.31	26.9	0.0	1.15	4.59	28.4	0.0	1.48	4.38
	6月	1,775	5.88	25.4	0.0	1.09	4.80	13.9	0.0	2.30	6.59	16.9	0.0	1.88	6.09	15.8	0.0	1.19	6.27
	10月	1,899	6.11	25.3	0.0	2.29	4.82	13.8	0.0	2.19	6.61	15.5	0.0	1.96	6.32	15.0	0.0	1.79	6.41
1996	10月	2,271	6.72	25.4	0.0	2.78	4.80	14.1	0.0	2.23	6.56	16.0	0.0	2.75	6.24	15.5	0.0	1.26	6.32
1997	5月	2,478	7.01	27.0	0.0	2.57	4.58	15.2	0.0	1.90	6.37	16.6	0.0	3.11	6.14	15.9	0.0	0.72	6.26
	10月	2,638	7.14	26.8	0.0	1.35	4.60	15.7	0.0	1.97	6.29	17.1	0.0	1.24	6.06	16.5	0.0	1.16	6.16
1998	6月	2,862	7.37	28.1	0.0	4.72	4.42	17.0	0.0	1.72	6.08	18.1	0.0	3.44	5.90	17.3	0.0	1.45	6.03
	10月	2,990	7.56	28.0	0.0	2.73	4.44	16.9	0.0	1.78	6.09	17.4	0.0	1.42	6.01	16.7	0.0	0.76	6.12
1999	5月	3,219	7.90	30.2	0.0	3.09	4.13	18.6	0.0	2.36	5.82	18.8	0.0	1.58	5.79	18.0	0.0	3.70	5.92
	10月	3,369	8.15	30.7	0.0	2.25	4.07	19.2	0.0	1.99	5.73	19.3	0.0	2.03	5.71	18.0	0.0	1.21	5.92
2000	5月	3,586	8.51	31.7	0.0	2.17	3.93	20.3	0.0	2.52	5.56	19.9	0.0	3.43	5.62	19.1	0.0	3.20	5.74
	10月	3,736	8.78	32.1	0.0	2.80	3.88	21.4	0.0	2.20	5.39	20.2	0.0	2.21	5.57	19.3	0.0	1.77	5.71
2001	6月	3,961	9.23	34.8	3.5	2.27	3.52	23.8	0.0	2.23	5.03	22.8	0.0	1.56	5.18	21.8	0.0	2.76	5.33
	10月	4,087	9.53	34.1	3.6	3.59	3.61	23.9	0.0	2.91	5.02	22.5	0.0	1.71	5.23	21.5	0.0	2.67	5.38
2002	6月	4,327	10.06	3.3	0.0	0.81	8.75	2.9	0.0	1.12	8.86	3.4	0.0	0.80	8.73	3.6	0.0	0.78	8.68
	10月	4,458	10.35	3.7	0.0	1.12	8.65	3.2	0.0	1.24	8.78	3.6	0.0	0.80	8.68	3.8	0.0	0.83	8.63
2003	5月	4,681	10.83	6.0	0.0	1.30	8.11	5.5	0.0	1.39	8.22	5.2	0.0	0.90	8.29	5.2	0.0	0.98	8.29
	10月	4,827	11.13	6.5	4.4	0.79	6.17	5.5	5.4	1.11	6.11	5.2	0.0	0.53	8.29	5.6	0.0	0.67	8.20
2004	6月	5,062	11.60	9.9	5.3	1.10	5.64	9.1	6.3	1.96	5.53	6.7	0.0	0.98	7.96	6.8	0.0	0.71	7.93
	10月	5,186	11.84	11.2	6.2	0.94	5.4	9.3	6.5	1.12	5.54	7.2	0.0	0.70	7.85	7.2	0.0	0.96	7.85

T1-1断面				T1-2断面				T2-1断面				T2-2断面			
D	C	σ	MCI	D	C	σ	MCI	D	C	σ	MCI	D	C	σ	MCI
	0.0	0.81	9.46		0.0	1.34	9.41		0.0	0.57	9.49		0.0	0.69	9.47
10.7	0.0	1.27	7.16	11.6	0.0	0.86	7.00	10.9	0.0	0.98	7.13	16.2	0.0	1.02	6.21
13.0	0.0	1.30	6.75	13.5	0.0	1.16	6.66	11.7	0.0	1.17	6.98	18.5	0.0	0.95	5.84
13.8	0.0	0.00	6.61	14.5	0.0	0.00	6.49	11.9	0.0	0.00	6.94	19.0	0.0	0.00	5.76
21.1	0.0	1.40	5.44	21.2	0.0	1.55	5.42	19.0	0.0	1.27	5.76	26.0	0.0	1.20	4.72
22.0	0.0	1.33	5.30	22.0	0.0	1.56	5.30	19.9	0.0	1.38	5.62	26.0	0.0	0.89	4.72
25.5	0.0	1.88	4.79	25.1	0.0	1.48	4.85	23.0	0.0	1.67	5.15	28.3	0.0	1.47	4.39
26.0	0.0	1.59	4.72	27.0	0.0	1.83	4.58	24.0	0.0	1.39	5.00	29.3	0.0	1.11	4.26
28.0	0.0	1.45	4.44	29.5	0.0	2.36	4.23	25.8	0.0	2.53	4.75	31.6	0.0	2.00	3.94
29.0	0.0	1.53	4.30	30.5	0.0	1.21	4.09	26.8	0.0	1.24	4.60	33.0	0.0	0.99	3.76
30.7	0.0	2.02	4.07	30.0	0.0	2.63	4.16	27.7	0.0	1.44	4.48	33.4	0.0	1.14	3.70
28.2	0.0	2.13	4.41	27.2	0.0	2.43	4.55	26.9	0.0	1.69	4.59	31.5	0.0	1.31	3.96
28.0	0.0	2.90	4.44	28.0	0.0	1.97	4.44	26.0	0.0	1.86	4.72	31.2	0.0	1.58	4.00
27.0	0.0	1.78	4.58	27.2	0.0	1.75	4.55	27.5	0.0	1.35	4.51	31.8	0.0	2.15	3.92
32.0	0.0	3.93	3.89	29.9	0.0	2.27	4.17	29.1	0.0	2.98	4.28	32.2	0.0	3.08	3.86
28.2	0.0	1.80	4.41	29.0	0.0	1.36	4.30	29.8	0.0	1.74	4.19	33.0	0.0	1.65	3.76
34.0	0.0	2.86	3.63	32.0	0.0	2.86	3.89	29.8	0.0	1.83	4.19	33.8	0.0	1.02	3.65
33.5	0.0	2.07	3.69	31.0	0.0	1.69	4.02	30.5	0.0	1.81	4.09	33.5	0.0	1.58	3.69
35.0	0.0	3.28	3.50	33.0	0.0	1.64	3.76	32.0	0.0	2.35	3.89	34.5	0.0	1.59	3.56
35.2	0.0	2.93	3.47	33.2	0.0	2.40	3.73	31.7	0.0	2.06	3.93	35.0	0.0	1.01	3.50
36.7	0.0	2.25	3.28	34.2	0.0	1.94	3.60	33.1	0.0	2.47	3.74	35.8	0.0	2.25	3.39
37.5	0.0	3.33	3.17	34.8	0.0	3.83	3.52	33.1	0.0	1.96	3.74	36.8	0.0	2.18	3.26
41.1	3.0	2.16	2.72	36.9	0.0	2.22	3.25	36.4	5.4	5.16	3.30	39.4	0.0	2.34	2.93
40.7	3.5	2.82	2.77	35.8	0.0	1.68	3.39	35.5	11.7	4.07	2.75	38.8	0.0	2.28	3.01
5.0	0.0	0.97	8.33	4.1	0.0	1.08	8.55	4.0	0.0	1.00	8.57	4.3	0.0	0.66	8.50
5.4	0.0	1.28	8.24	4.9	0.0	1.25	8.36	4.7	0.0	1.23	8.40	4.9	0.0	0.73	8.36
9.1	0.0	1.02	7.47	6.7	0.0	2.05	7.96	6.4	0.0	1.26	8.02	6.6	0.0	0.79	7.98
8.7	7.4	0.87	5.53	7.3	0.0	1.10	7.83	7.0	11.5	1.01	5.32	7.1	0.0	0.62	7.87
9.9	9.1	1.84	5.16	8.0	0.0	1.38	7.68	12.2	11.9	1.77	4.69	8.5	0.0	0.77	7.58
10.8	10.3	1.77	4.96	8.6	0.0	1.43	7.56	14.0	12.1	1.07	4.66	9.2	0.0	0.64	7.45

D: わだち掘れ量(mm)、C: ひび割れ率(%), σ : 平坦性、MCI: MCI

付録 4 疲労破壊試験データ

本文で述べた，室内作成供試体と現場採取供試体に対する曲げ疲労試験の詳細なデータを付表-5，付表-6に示す。

付表-5 曲げ疲労試験結果（室内作成供試体）

ひずみ ($\times 10^{-6}$)	室内作成供試体の破壊回数		
	安定処理	粗粒	密粒
200	116,930	166,128	654,742
200	54,471	119,960	754,275
300	6,527	60,650	96,442
300	8,436	73,733	82,002
300	8,748	56,170	94,104
300	8,844	68,729	80,422
300	9,203	86,770	84,742
300	11,157	58,553	74,577
300	11,386	70,730	98,058
300	11,695	47,349	78,960
300	11,731	76,593	102,017
300	11,847	69,244	111,712
300	12,249	61,611	117,430
300	12,383	74,556	107,234
300	12,979	30,909	110,387
300	13,620	28,448	95,813
300	13,836	33,530	93,871
300	14,647	35,817	98,198
300	15,402	37,472	103,014
300	18,670	25,817	106,090
300	19,111	53,886	84,469
300	19,538	45,123	111,714
400	2,500	7,731	24,789
400	5,358	16,055	27,449

(単位：回)

付表-6 曲げ疲労試験結果（現場採取供試体）

ひずみ ($\times 10^{-6}$)	現場採取供試体の破壊回数		
	安定処理	粗粒	密粒
200	85,995	401,264	1,010,000
200	30,105	595,960	1,414,770
200	143,315	384,030	954,697
200	230,993	492,314	775,975
200	220,332	329,583	734,792
300	24,649	51,122	282,578
300	32,078	71,913	136,181
300	17,986	114,098	167,436
300	10,161	90,008	125,455
300	18,753	71,876	125,855
300	21,909	114,134	119,567
300	11,148	36,928	107,052
300	24,044	74,219	111,313
300	8,680	79,329	144,769
300	15,375	96,682	146,213
400	2,731	33,774	49,764
400	1,425	41,183	54,465
400	5,183	24,339	64,539
400	1,968	31,765	39,344
400	2,038	38,488	42,278

(単位：回)

参考文献

- 1)日本道路協会：舗装設計便覧，2006.
- 2)日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説，2001.
- 3)日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1996.

謝 辞

本論文は、独立行政法人土木研究所寒地土木研究所において行ったアスファルト舗装の疲労寿命予測と力学的設計法に関する研究成果をまとめたものです。研究を進めるにあたって、多くの方々からご指導、ご高配ならびにご支援を賜りました。

本論文をまとめるにあたり、北海道工業大学工学部 社会基盤工学科教授 笠原篤先生には多大なるご指導を賜りました。特に、研究の進行やとりまとめが思うように進まず苦しんだときでも寛容な態度で辛抱強く進捗を見守っていただき、適切なお助言を頂いたことは私の記憶に深く残っております。研究を進める中で、学術的技術的な面のみならず、物事の進め方や対処の仕方などについても態度をもって教えていただいたと思っており、深く感謝申し上げます。

本論文の審査において多くの労力を割いて頂き、貴重なご意見と激励を賜りました北海道工業大学工学部 社会基盤工学科教授 神谷光彦先生、同空間創造学部 建築学科教授 苫米地司先生、同空間創造学部 都市環境学科教授 亀山修一先生には心よりお礼申し上げます。

研究所においては、北海道道路管理技術センター 高木秀貴 道路管理技術研究所長（前寒地土木研究所長）、札幌開発建設部 川村和幸 部長（元維持管理研究室長）、寒地土木研究所 西村泰弘 審議役（元道路部長）、小樽開発建設部 相馬和則 部長（元道路部長）、留萌開発建設部 小笠原章 部長（元寒地道路研究グループ長）、寒地土木研究所 高橋守人 寒地基礎技術研究グループ長（元維持管理研究室長）、同 浅野基樹 寒地道路研究グループ長、北海道開発局 岳本秀人 機械課長（前維持管理研究室長）、寒地土木研究所 田高淳 上席研究員には、私の学位取得の希望に理解を示していただき、研究環境を与えて頂きましたこと、感謝いたします。論文をまとめる日を迎えることができましたのは永きに渡り影に日なたに支えていただいたからであります。また、本研究の実証フィールドとなった美々新試験道路は、私が研究に携わり始めた平成10年度から遡ること8年前の平成2年に構築されたものです。美々新試験道路の計画・構築にご尽力された諸先輩方の先見性にご努力に対して感謝申し上げます。また、数多くのご協力を頂きました寒地道路保全チームの皆様に対しても、深く感謝の意を表します。

北海道工業大学の修士課程の学生であった佐藤公亮君(H12年度修了、現北海道道路エンジニアリング)、森本勝彦君(H15年度修了、現ジオサーチ)、尹恢允君(H16年度修了、現グリーンアーム)には、長期パフォーマンスデータの収集整理および疲労曲げ試験において多大な協力を頂きました。

道路管理者である北海道開発局建設部道路建設課、室蘭開発建設部苫小牧道路事務所のご担当の皆様には、美々新試験道路における調査研究に関して常に理解を示して全面的なご協力を頂きました。日本において北海道でのみ本試験道路のような試みが可能となっているのは、道路管理者である北海道開発局の土木技術開発に関する理解と先進性があるからこそであり、このような環境で研究を進められたことは幸運でした。

このように多くの皆様のご理解とご協力を得て、本論文をまとめることができたことは私自身の大きな喜びとなり、糧となりました。

最後に、私事ではありますが、様々な面で支えとなり応援をしてくれた妻、両親に心より感謝いたします。