

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）
 研究期間：平 18～平 22
 担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）
 研究担当者：久保和幸、寺田剛、堀内智司、井谷雅司

【要旨】

本研究は効率的に道路基盤整備を行うため、合理的に舗装の構造設計ができる理論的設計の精度向上を目的とする。アスファルト舗装に関しては、アスファルト混合物と粒状路盤材の弾性係数を求める試験方法を確立してばらつきを考慮した設計を可能にし、車両の走行位置や速度を加味して現場条件を考慮した設計を可能にした。また、アスファルト混合物層表面から進行するひび割れも考慮することで破壊実態との整合性を向上させた。コンクリート舗装に関しては、国道の実態調査から従来の舗装の信頼性は 80%以上であることを確認した。また、コンクリート版の上下面の温度調査を行って気象条件に応じた設計を可能にした。

キーワード：舗装、理論的設計方法、材料試験、トップダウン疲労ひび割れ、信頼性、温度応力

1. はじめに

平成13年に国土交通省都市・地域整備局長と道路局長より「舗装の構造に関する技術基準」¹⁾が通達され、設計法や使用材料、施工法を問わない性能規定化に向けた方針が示された。それを受けて舗装の構造設計においては、従来の経験にもとづく設計方法と、舗装の自由な設計が行える理論的設計方法を新たに整理した「舗装設計便覧」²⁾が平成18年2月に発刊された。しかし、この理論的設計方法は設計条件の設定が困難なことや、実道の疲労破壊の実態との整合性に不明な点があるといった課題を抱えているため、実道の舗装の構造設計への適用はほとんどされていない。限られた予算で効率的な道路基盤整備を行うためには、適材適所で自由でかつ合理的な舗装の構造設計ができる理論的設計方法を活用することが望まれており、現在の理論設計方法の精度と適用性の向上による高度化が必要である。

2. アスファルト舗装の理論設計方法の高度化

理論的設計方法の主なものには多層弾性理論を用いた設計方法があり、その概略は以下のとおりである。

- ①舗装の構造的な破壊をアスファルト混合物層の疲労ひび割れと路床を含めた舗装各層の圧縮変形が累積して路面に現れる永久変形とする。
 - ②仮定した舗装断面の交通荷重による応力やひずみなどの計算を行う。
 - ③算出されたひずみの値が許容値に収まる場合を設計期間内に舗装の構造的な破壊を超えないものとして舗装断面を決定する。
- 具体的な設計の手順は図-1 のとおりである。

ここで、設計条件にあるアスファルト混合物や路盤材の弾性係数の設定には、試験によって算出することが必要となるが、アスファルト混合物の材料試験の設定条件は任意で決定していないことから精度を向上する必要があり、粒状路盤材の材料試験は煩雑であるため代替試験が求められる。また、現行の理論設計方法には、交通条件として車両の走行位置分布を考慮していないため、考慮した場合の設計への影響を検討した。そして、疲労ひび割れとして現行はアスファルト混合物層下面から入るひび割れのみを考慮しているが、縦ひび割れ等の説明が困難なことから表面から入るひび割れについての導入を検討した。

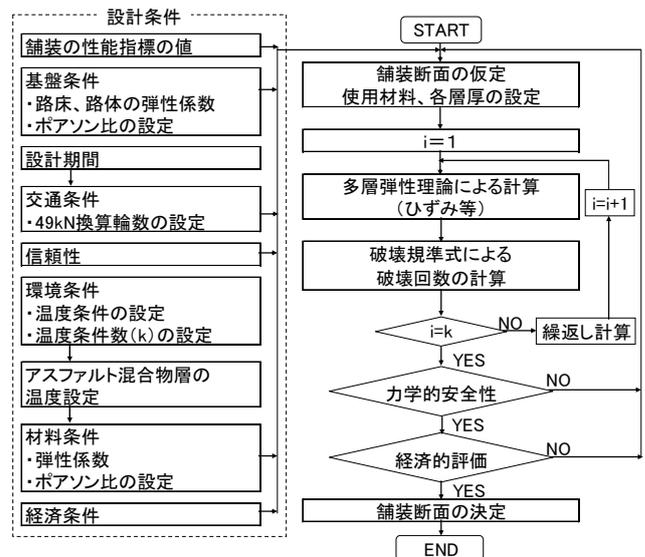


図-1 アスファルト舗装の理論設計方法による構造設計²⁾

2.1. アスファルト混合物の試験の設定方法の確立

アスファルト混合物の弾性係数を室内で確認する代表的な手法として、アスファルト混合物のレジリエ

ントモデュラス試験があり、試験の手法については舗装調査・試験法便覧³⁾に示されている。また、近年レジリエントモデュラス試験については多くの研究^{4)~15)}がなされており、各種試験条件がレジリエントモデュラス (Mr) やポアソン比に及ぼす影響についての検討結果が報告されている。しかし、載荷時間の設定方法など、標準的な手法は明示されていない状況にあるため、レジリエントモデュラス試験の標準試験方法を提案した。

2.1.1. 影響要因の検討

標準的なレジリエントモデュラス試験方法を提案するため、試験条件を変えてレジリエントモデュラス試験を実施し、試験結果に影響を与える要因について検討した。

レジリエントモデュラス試験により得られる変形係数である弾性係数 (レジリエントモデュラス) を「Mr」と表示する。また、本検討では全復元 Mr についての検討を行う。

各試験条件およびレジリエントモデュラス試験により求めた Mr を表-1 に示す。

表-1 各試験条件および Mr

| 試験条件 | 試験温度 (°C) | 載荷条件 | | | Mr (MPa) | | |
|------|-----------|--------|----------|-----|----------|------|------|
| | | 時間 (秒) | 周波数 (Hz) | 荷重 | 平均値 | 標準偏差 | 変動係数 |
| 1 | 25 | 0.1 | 1.00 | 10% | 4.204 | 374 | 8.9 |
| 2 | 5 | 0.1 | 1.00 | 10% | 10.310 | 429 | 4.2 |
| 3 | 40 | 0.1 | 1.00 | 10% | 1.062 | 138 | 13.0 |
| 4 | 25 | 0.4 | 1.00 | 10% | 1.859 | 224 | 12.1 |
| 5 | 25 | 0.9 | 1.00 | 10% | 1.573 | 305 | 19.4 |
| 6 | 25 | 0.1 | 0.33 | 10% | 5.154 | 274 | 5.3 |
| 7 | 25 | 0.1 | 0.50 | 10% | 5.675 | 179 | 3.2 |
| 8 | 25 | 0.1 | 1.00 | 20% | 5.263 | 95 | 1.8 |
| 9 | 25 | 0.1 | 1.00 | 30% | 4.634 | 266 | 5.7 |
| 10 | 25 | 0.1 | 1.00 | 30% | 4.910 | 164 | 3.3 |
| 11 | 25 | 0.1 | 1.00 | 30% | 4.903 | 421 | 8.6 |

まず、温度の影響について検討を行った。比較を行った試験条件 No.1 (25°C)、No.2 (5°C)、No.3 (40°C) の結果から得られた Mr を図-2 に示す。温度と Mr の回帰式は決定係数が 1 と相関性が非常に高い。回帰式より温度が上昇するほど Mr の減少が大きいことが分かる。このことから高い温度で実験する場合は注意が必要である。

続いて、載荷時間の影響について検討を行った。試験結果から得られた Mr を図-3 に示す。載荷時間が長くなるにしたがって Mr は減少している。また、載荷時間 0.9 秒における変動係数は約 20% あり、全試験条件の中で最もばらつきが大きい。ばらつきが大きくなった理由としては載荷時間 0.9 秒に対して休止時間が 0.1 秒しかないため、供試体の復元が十分確保されていない段階で次の載荷が行われるといった状況が繰り返されていると考えられる。

載荷時間と Mr の回帰式は、決定係数が 0.95 と相関

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究性が非常に高い。回帰式より載荷時間が短いほど Mr の変動が急であることから載荷時間が短い場合は注意が必要である

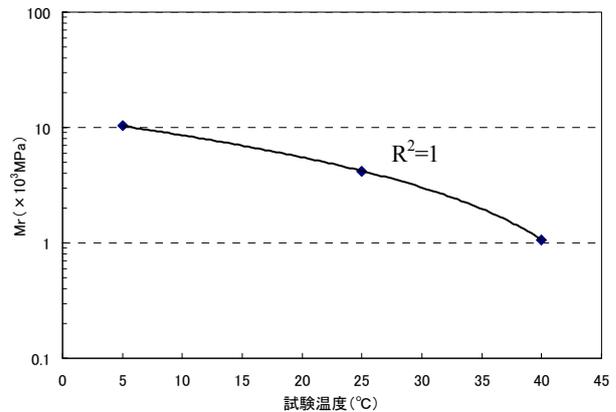


図-2 温度と Mr の関係

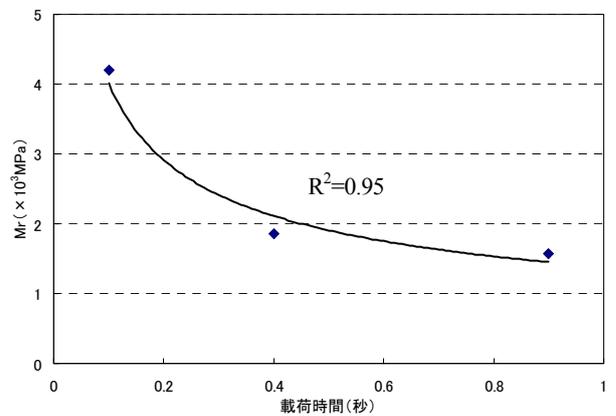


図-3 載荷時間と Mr の関係

2.1.2 交通荷重が舗装に与える影響

載荷時間が Mr に影響を与えることから載荷時間を実際の現象に合わせて設定することが高い精度の Mr を得るためには重要になってくる。そこで、交通荷重が舗装に影響を与える時間の実態を把握するために、荷重車走行調査を実施した。

2.1.3 荷重車走行調査の概要

荷重車走行調査は土木研究所の舗装走行実験場において、走行速度を 10km/h、30km/h、50km/h の 3 条件で実施した。調査で用いた荷重車を写真-1 に示す。また、走行調査で用いた断面および各種計器の埋設位置を図-4 に示す。

荷重車の走行速度は荷重車の車軸間距離 (前輪軸～後輪 2 軸) とひずみ波形から得られる車輪通過時間から算出 (式 (1)) した概算値を用いた。車軸間距離は写真-1 に示したとおりである。

$$\text{走行速度} = \text{車軸間距離} / \text{車輪通過時間} \quad (1)$$

車輪通過時間はひずみゲージから得られるひずみの波形から算出した。ひずみ波形からの車輪通過時間算出方法を図-5 に示す。

なお、ひずみ波形は車輪の载荷に最も敏感なアスファルト混合物層下面に設置されたひずみ計（水平）のデータを用いることとした。

軸間距離とひずみ波形から求めた通過時間を用いて算出した速度を目標速度（10km/h、30km/h、50km/h）ごとにとりまとめた。算出した速度のうち全工区および各工区で（平均値± σ_{n-1} ）を外れる値を特異値として控除し、平均値を算出した。平均速度を見ると特異値を控除したことで、各工区の平均速度は同程度になったことを確認した。

2.1.4 荷重が舗装に影響を与える時間の検討

交通荷重が舗装へ影響を与える時間（以下、荷重影響時間とする）について検討した。荷重影響時間の確認はアスファルト混合物層下面に設置されたひずみ計で得られる波形をもとに算出した。輪荷重の応答とひずみの挙動時間は完全には一致しないが等しいものとみなし、ひずみの発生時間を荷重影響時間とした。輪荷重の応力のうち、引張りひずみの発生時間を荷重影響時間として捉えた（図-6）。各工区の目標速度別の荷重影響時間を図-7 に示す。

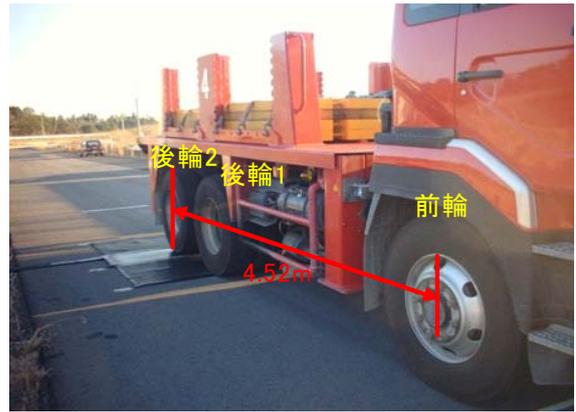


写真-1 調査で用いた荷重車

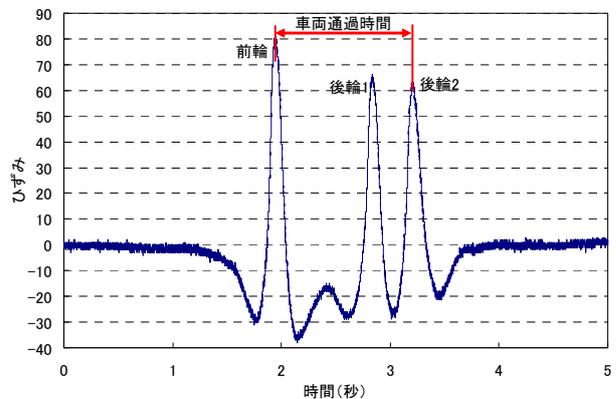


図-5 ひずみ波形による車輪通過時間の推定

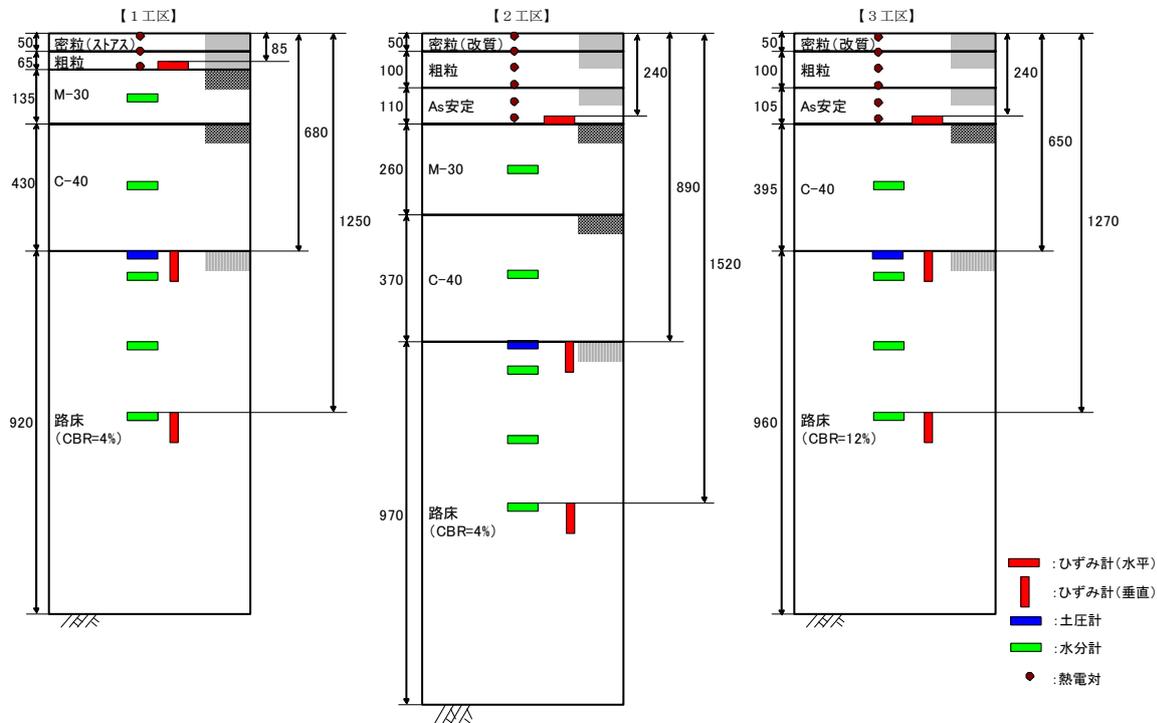


図-4 調査工区の断面および計器埋設位置

その結果、速度が遅いほど荷重影響時間が長くなる傾向が確認された。また、アスファルト混合物層と荷重影響時間の関係をみるとアスファルト混合物層が厚いほど荷重影響時間が長くなる傾向があった。

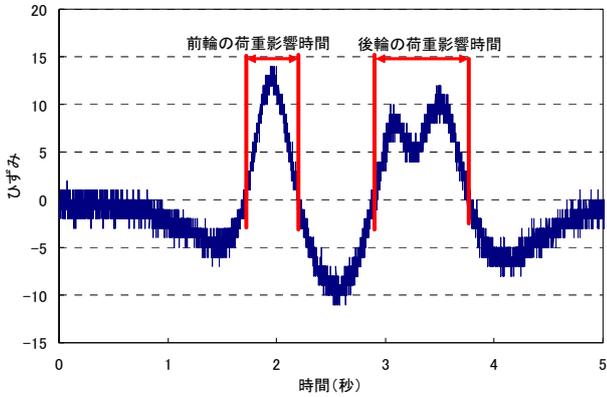


図-6 荷重影響時間の捉え方

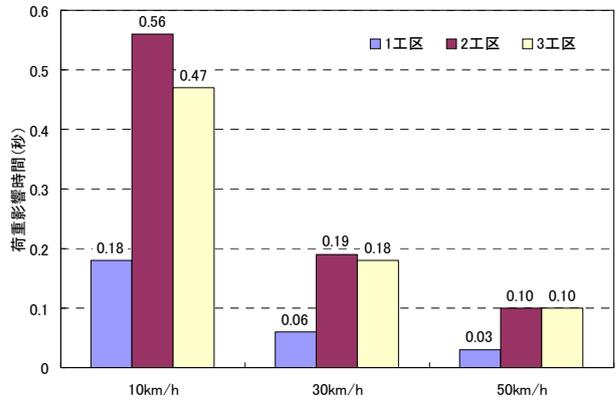


図-7 目標速度別の荷重影響時間

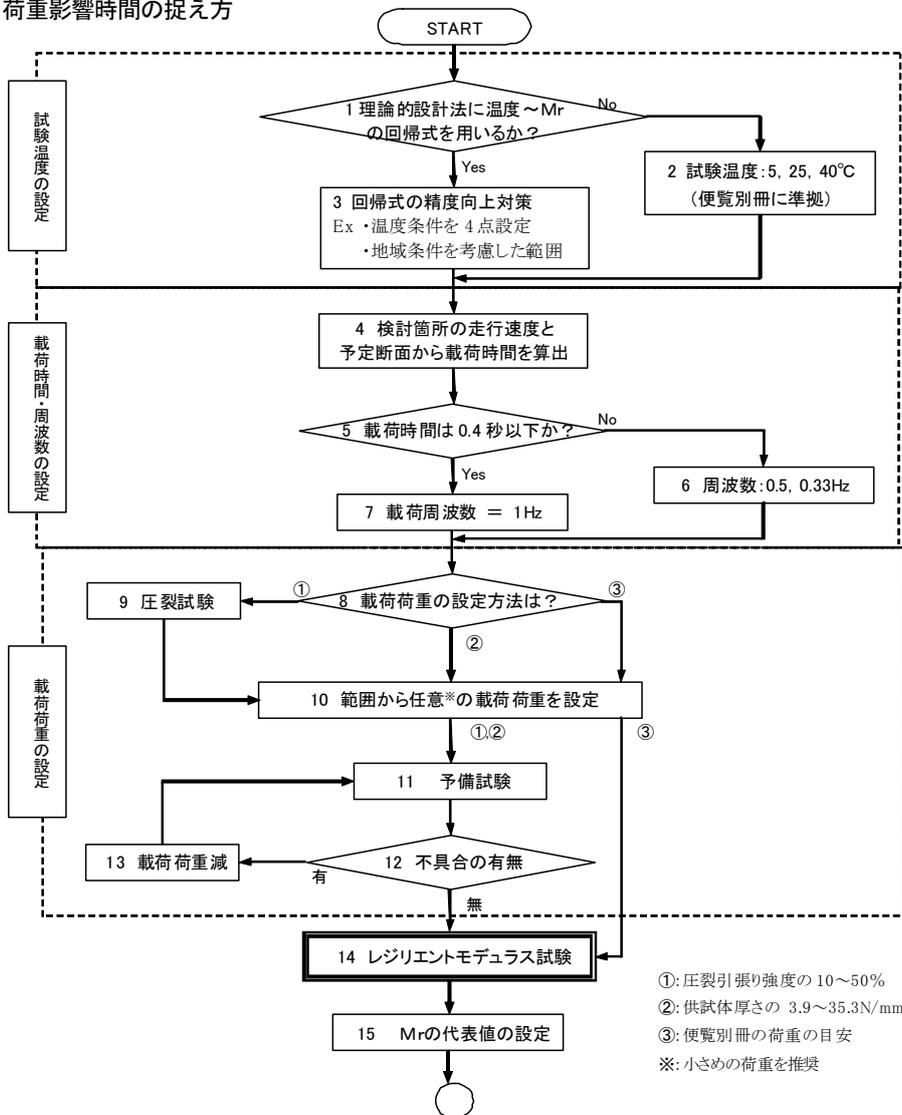


図-8 レジリエントモデュラス試験のフロー

①: 圧裂引張り強度の10~50%
 ②: 供試体厚さの 3.9~35.3N/mm
 ③: 便覧別冊の荷重の目安
 ※: 小さめの荷重を推奨

2.1.5 レジリエントモデュラス試験の標準方法

文献調査、実際にレジリエントモデュラス試験を行った結果および荷重車走行調査の結果を踏まえて、精度の高い弾性係数を設定するためのレジリエントモデュラス試験のフローを図-8に示す。フローを適用するにあたっては以下の事項に注意する必要がある。

試験温度は試験結果に影響を与えるため、現地の気温や路面温度等を考慮して設定することが望ましい。

載荷周波数については走行速度を考慮し、載荷時間を0.4秒以上にする場合には復元時間が十分とれるよう周波数を0.5Hzや0.33Hzに変更するなどの対応が必要である。

載荷荷重については試験結果に大きな影響を与えないため小さめの値を設定することを推奨する。また、載荷荷重を大きめに設定する場合には、事前に予備試験を実施することを推奨する。

但し、今回の試験は圧裂強度比の30%と10%の載荷荷重でしか実施していないため、今後さらにデータの蓄積を行い検証する必要がある。

2.2 粒状路盤材の代替試験の提案

文献調査の結果をもとにして、粒状路盤材および路床の材料定数試験方法を検討した。

2.2.1 試験方法の検討

現在、粒状路盤材および路床の材料定数を設定するための室内試験としてレジリエントモデュラス試験が行われているが、試験結果のばらつきが大きく、試験装置が高価なことから現場で標準的に行うのは難しい。そこで、CBR試験供試体を使用した簡易な試験方法を検討した。今回検討した試験方法は静的な試験であるが、アスファルト層が厚い場合は交通荷重による拘束応力の変化が少ないことが分かったため、実際の交通状況を反映できていると考える。

2.2.2 試験方法

試験器具は CBR 試験で使用する器具と同じものを使用する。モールドは 150mm モールドで、有孔底版とし、穴の直径は 2mm 以下とする。測定装置を図-9に示す。供試体は CBR 試験の供試体作成方法に準じて作成する。以下に試験手順を示す。

- ①供試体の表面の浮石やろ紙を取り除いて載荷版を中央に載せる。
- ②貫入ピストンが正確に載荷版の中央にくるように供試体をセットし、貫入ピストンと載荷版と密着させる。この場合の荷重は0.05kN以下とし、これを試験のゼロ荷重とする。
- ③載荷装置の荷重計の読みを記録するか、ゼロに合わ

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究
せる。

- ④ピストンに1mm/minの速さで荷重をかけ、荷重が所定の荷重の時に載荷を止め、貫入量の読みを記録する。荷重計の読みが所定値になる前に貫入量が5mmに達した時はその時の荷重と貫入量を記録する。
- ⑤荷重を除き、ダイヤルゲージの読みが安定したら貫入量を記録しておく。
- ⑥再び、ピストンに1mm/minの速さで荷重をかけ、④、⑤を繰り返す。
- ⑦試験後の供試体をモールドから押出し、含水比を求める。

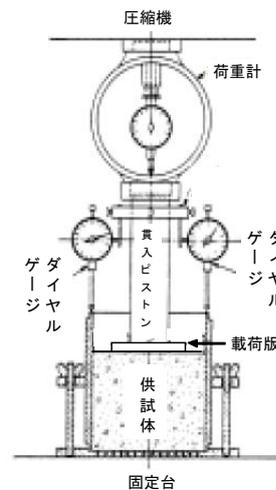


図-9 測定装置

2.2.3 試験結果の整理

弾性係数の計算は以下の手順で行う。

- ①貫入試験の結果から求めた荷重を載荷版の断面積で除して荷重強さを計算する。
- ②貫入量の平均値を計算し、供試体高さからひずみを求める。
- ③各繰返し載荷、除荷のサイクルにおける荷重強さ、ひずみから式(2)により弾性係数を計算する。
- ④1サイクル目を除いた変形係数の平均値を計算する。

$$E_r = \frac{p}{\varepsilon} \quad (2)$$

ここに、 E_r : 弾性係数 (MPa)
 p : 荷重強さ (MPa)
 ε : ひずみ

$$E_r = \frac{a \cdot p \cdot \pi \cdot (1 - \nu^2)}{2 \cdot d} \quad (3)$$

ここに、 E_r : 弾性係数 (MPa)
 a : 載荷版の半径
 p : 荷重強さ (MPa)
 ν : ポアソン比
 d : 載荷版直下の復元変位 (mm)

2.2.4 簡易試験法の実施

粒状路盤材の粒度調整砕石、クラッシュラン、再生クラッシュラン、路床土で簡易試験を実施し、弾性係数を算出した。試験結果を表-2に示す。路盤材料はJIS道路用砕石の基準を満足する材料を、路床土は土木研究所構内の舗装走行実験場で使用されていたものを採取し、使用した。

表-2を見ると各材料とも大きなばらつきはないことから試験の精度に問題はないと考えられる。

表-2 簡易試験の結果

| 材料名 | No | 乾燥密度 (g/cm ³) | 締固め度 (%) | 含水比 (%) | 弾性係数 (MPa) |
|------------------|----|---------------------------|----------|---------|------------|
| 粒度調整砕石 (M30) | 1 | 2.242 | 100.9 | 3.8 | 468.4 |
| | 2 | 2.221 | 100.0 | 3.7 | 467.7 |
| | 3 | 2.222 | 100.0 | 3.8 | 492.4 |
| | 平均 | 2.228 | 100.3 | 3.8 | 476.2 |
| クラッシュラン (G40) | 1 | 2.208 | 99.5 | 3.6 | 510.9 |
| | 2 | 2.190 | 98.6 | 3.4 | 531.5 |
| | 3 | 2.193 | 98.8 | 3.5 | 496.6 |
| | 平均 | 2.197 | 99.0 | 3.5 | 513.0 |
| 再生クラッシュラン (RG4U) | 1 | 1.955 | 98.5 | 9.3 | 593.7 |
| | 2 | 1.929 | 97.3 | 9.5 | 585.0 |
| | 3 | 1.929 | 97.2 | 10.0 | 619.4 |
| | 平均 | 1.938 | 97.7 | 9.6 | 599.4 |
| 路床 | 1 | 0.994 | 93.0 | 37.9 | 73.5 |
| | 2 | 0.969 | 90.6 | 40.3 | 94.8 |
| | 3 | 0.972 | 90.9 | 40.1 | 82.5 |
| | 平均 | 0.978 | 91.5 | 39.4 | 83.6 |

路盤では3種類すべての材料の簡易試験結果が舗装設計便覧に示されている弾性係数の範囲(100~600MPa)に入っている。但し、舗装設計便覧で示されている粒度調整砕石およびクラッシュランの代表値(粒度調整砕石300MPa、クラッシュラン200MPa)を大きく上回っている。また、通常は粒度調整砕石の方がクラッシュランより弾性係数が大きくなると考えられているが今回の試験結果では逆になっている。このような試験結果になった要因が簡易試験条件によるものなのか、材料特性によるものなのかは今回の結果だけでは検証できない。

路床の結果を見ると現在の設計で推定値として用いられている10CBR(91MPa)に近似しており、良好な試験結果であると言える。

以上のようなことから検証が必要な課題はあるものの簡易試験は材料定数試験として使用できるものであるということが出来る。今後は様々な試験条件で簡易試験を実施し、詳細に試験条件などを整えていく必要がある。

以上より、提案したアスファルト混合物と粒状路盤材の弾性係数を求める試験の確立を行い、材料のばらつきを考慮した設計が可能になると考えられる。また、

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究

アスファルト混合物の弾性係数を求める試験では、載荷時間が走行速度に相当すると考えることができ、個別の現場条件を考慮した構造設計が可能となると考えられる。

2.3 車両の走行位置分布を考慮した設計

各車両の走行位置は一定箇所を走行するものではなくばらつくと考えられるため、走行位置分布のばらつきの実態を把握し、走行位置分布を再現した際の設計に与える影響を確認した。

2.3.1 車両走行位置の調査

走行位置分布の推移を検討するために既往文献および調査の結果を整理した。検討に用いた調査の調査年と調査箇所を表-3に示す。

表-3 調査年と調査箇所

| 調査年 | 調査箇所 |
|-------|------------------------------|
| 昭和34年 | 国道1号 滋賀県甲賀市 |
| 昭和48年 | 国道4号 宮城県仙台バイパス ⁴⁾ |
| 昭和62年 | 国道8号 北陸 |
| 平成19年 | 国道4号 栃木県那須塩原市 |

各年代の大型車の車輪走行位置(センターラインから30cmごと)と通過頻度の関係を図-10に示す。

設計便覧で示されている「車輪の走行位置と走行頻度の関係」のデータとなっている昭和34年の結果を見ると、車輪通過位置はセンターライン付近に集中している。このような結果になった理由は、昭和34年当時は車線の分離が進んでいなかったためにセンターライン付近に集中したと考えられる。その後、昭和48年ごろには車線の分離化が進み、車輪の軌道はIWPとOWPの2つで山を示すようになった。昭和62年以降になるとセンターライン付近を通過する車輪はほとんど存在しなくなっている。また、昭和62年と平成19年のデータを比較した場合、両者に明確な差が見られないことから、昭和62年以降は走行位置分布に大きな変化が生じていないと考えられる。

このようなことから、平成に入ってから車輪走行位置分布を測定した地点以外については車輪走行位置分布を測定することが望ましいと考えられる。

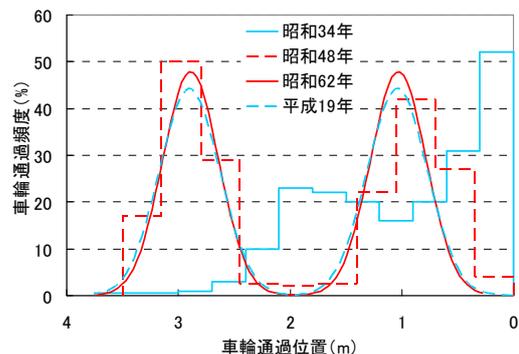


図-10 車輪の通過位置と走行頻度の関係

2.3.2 車両走行位置分布調査結果の解析

調査結果の一例として、金沢市倉光における位置別の車輪通過頻度を図-11に示す。車輪毎の走行位置分布については、おおむね正規分布を示していることから、統計により分布の標準偏差を求め解析を実施した。車線幅・路肩幅と分布の標準偏差の相関式を表-4に示す。全車両では車線幅・路肩幅ともに決定係数が0.5程度、大型車では車線幅が0.1程度、路肩幅が0.45程度となっている。大型車については車線幅の影響が極めて小さい結果となっているが、車両の走行位置分布には車線幅や路肩幅等の道路構造の他にも、路面の凹凸やわだち掘れ等の路面状況の影響が強く作用している可能性が考えられる。

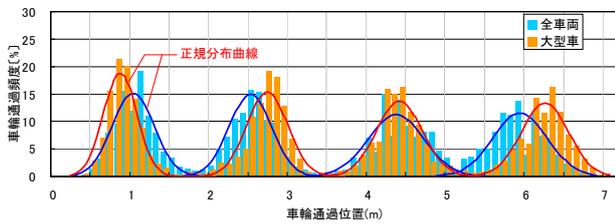


図-11 位置別車輪通過頻度 (金沢市)

表-4 走行位置分布の標準偏差と車線幅・路肩幅の関係

| 項目 | 全車両の相関式 (決定係数) |
|--------------|--|
| 車線幅(x_1) | $\sigma = 0.104x_1 - 0.041$ ($R^2=0.514$) |
| 路肩幅(x_2) | $\sigma = 0.064x_2 + 0.263$ ($R^2=0.508$) |
| 重回帰 | $\sigma = 0.068x_1 + 0.042x_2 + 0.050$ (補正 $R^2=0.637$) |

| 項目 | 大型車の相関式 (決定係数) |
|--------------|---|
| 車線幅(x_1) | $\sigma = 0.037x_1 + 0.136$ ($R^2=0.112$) |
| 路肩幅(x_2) | $\sigma = 0.043x_2 + 0.229$ ($R^2=0.451$) |
| 重回帰 | $\sigma = -0.00011x_1 + 0.043x_2 + 0.229$ (補正 $R^2=0.329$) |

2.3.3 車両走行位置分布が設計へ与える影響

車両走行位置分布が舗装の設計に与える影響について検討するために、3条件の分布の標準偏差と3種類の舗装断面を入力条件として与え、多層弾性解析によりアスコン層下面の引張ひずみと、路床上面に圧縮ひずみを算出した。解析に用いた入力条件の一覧を表-5に示す。なお、ひずみの計算には解析ソフトGAMESを用い、舗装断面は N_5 ~ N_7 交通の舗装計画交通量に応じて設定した。アスコン層の温度-弾性係数の算出方法については舗装設計便覧に準拠した。

解析により得られた、アスコン層下面における引張ひずみ ϵ_t および路床上面における圧縮ひずみ ϵ_z を表-6に、走行位置分布の標準偏差とひずみ比(走行分布を考慮した場合のひずみ/走行分布を考慮しない場合のひずみ)の関係を図-12に示す。走行位置分布の標準偏差が大きいほど、アスコン層下面および路床上面

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究に発生するひずみは小さくなり、その傾向は路床上面よりアスコン層下面の方が大きく現れる傾向にある。また、舗装構造の違いによる走行位置分布の影響は断面3(N_5 交通) > 断面2(N_6 交通) > 断面1(N_7 交通)の順に大きく、舗装厚が小さい方が走行位置分布の影響が大きくなる傾向が確認された。

車両の走行位置分布を把握して設計に反映することで、合理的な構造設計が可能になると考えられる。

表-5 解析入力条件一覧

| 項目 | 入力値 |
|----------------------|---|
| 舗装断面 | 断面1 N_7 交通、設計CBR4%、表基層15cm、 A_s 安定10cm、粒調碎石27cm、クラッシュラン35cm |
| | 断面2 N_6 交通、設計CBR4%、表基層10cm、 A_s 安定8cm、粒調碎石20cm、クラッシュラン35cm |
| | 断面3 N_5 交通、設計CBR4%、表基層10cm、粒調碎石15cm、クラッシュラン35cm |
| 走行分布 | Case0 車線走行分布を考慮しない(通常的设计) |
| | Case1 車線幅3.0m、路肩幅0.5m、 $\sigma=0.251$ |
| | Case2 車線幅3.5m、路肩幅1.0m、 $\sigma=0.272$ |
| | Case3 車線幅3.5m、路肩幅1.5m、 $\sigma=0.294$ |
| 物理定数 | アスコン層 $M_r=600\sim 12000$ MPa、ポアソン比0.35 |
| | 粒調碎石 $M_r=300$ MPa、ポアソン比0.35 |
| | クラッシュラン $M_r=200$ MPa、ポアソン比0.35 |
| | 路床 $M_r=40$ MPa、ポアソン比0.4 |
| 月平均温度($^{\circ}C$) | 1月 2月 3月 4月 5月 6月 7月 8月 9月 10月 11月 12月 5 5 8 14 18 21 25 26 23 17 12 7 |

表-6 多層弾性解析によるひずみ計算結果 ($\times 10^6$)

| ひずみの種類 | 条件 | 断面1 N_7 交通 | 断面2 N_6 交通 | 断面3 N_5 交通 |
|--------------|-------|--------------|--------------|--------------|
| ϵ_t | Case0 | 102 | 151 | 220 |
| | Case1 | 86 | 126 | 175 |
| | Case2 | 84 | 122 | 168 |
| | Case3 | 82 | 118 | 162 |
| ϵ_z | Case0 | 188 | 286 | 472 |
| | Case1 | 176 | 260 | 412 |
| | Case2 | 174 | 256 | 403 |
| | Case3 | 171 | 252 | 394 |

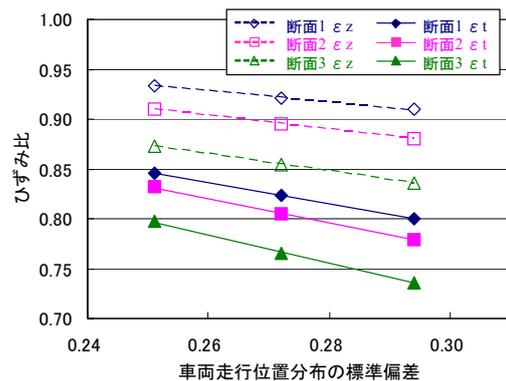


図-12 車両走行位置分布とひずみの関係

2.4 表面から入るひび割れを考慮した疲労度算出

理論的設計方法では、舗装の構造的な破壊をアスファルト混合物層(以下、アスコン層)の疲労ひび割れと、路床を含めた舗装各層の圧縮変形による永久変形と定義しており、疲労ひび割れについてはアスコン層下面から発生する“ボトムアップ疲労ひび割れ”に限

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究

定している。しかし、近年の研究ではボトムアップ疲労ひび割れの他に、アスコン層表面から発生する“トップダウン疲労ひび割れ”の存在が確認されている¹⁶⁾。海外においてはAASHTO(米国州道路行政官協会)のDesign Guide に実際の供用性調査にもとづいたトップダウン疲労ひび割れの疲労破壊基準式が示されている¹⁷⁾。

そこで、トップダウン疲労ひび割れの要因と考えられている、アスコン層表面の引張ひずみを多層弾性解析により計算し、国内における供用性調査の結果を用いて、トップダウン疲労ひび割れが舗装の供用性に与える影響について検討を行った。

土木研究所では、昭和63年度から全国の一般国道の指定区間を対象に試験舗装区間を設け、舗装の長期供用性に関する調査を行っている。調査箇所は全国28箇所、該当路線の舗装計画交通量は $N_6 \sim N_7$ 交通である。舗装断面と現地の温度条件を入力値とし、多層弾性解析ソフト(GAMES)によるひずみの解析を行った。解析モデルを図-13に、解析における荷重条件、物理定数を表-7に示す。アスコン層の弾性係数 E_1 、 E_2 は、現地の気温データから舗装体温度を推定し、表-8に示す関係の近似式より決定した。

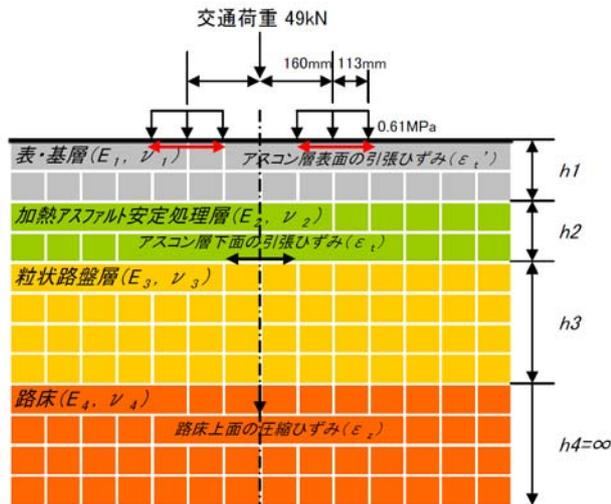


図-13 解析モデル

表-7 解析入力条件一覧

| 項目 | 入力値 | |
|------|---------|---|
| 荷重条件 | 載荷モデル | 2点載荷 |
| | 鉛直荷重 | 24.5kN × 2 |
| | 解析モデル | 4層 |
| 物理定数 | アスコン層 | $E = 600 \sim 12000 \text{ MPa}$, $\nu = 0.35$ |
| | 粒調碎石 | $E = 300 \text{ MPa}$, $\nu = 0.35$ |
| | クラッシュラン | $E = 200 \text{ MPa}$, $\nu = 0.35$ |
| | 路床 | $E = \text{FWDたわみ量より推定}$, $\nu = 0.4$ |

表-8 舗装体温度と弾性係数

| 舗装体温度[°C] | E_1 | E_2 |
|-----------|-------|-------|
| 10 | 9000 | 6000 |
| 15 | 7000 | 5000 |
| 20 | 5000 | 3500 |
| 25 | 3500 | 2500 |
| 30 | 2500 | 2000 |

理論的設計方法にもとづき、49kN 輪荷重1回通過あたりの舗装のダメージ (D_a : アスコン層下面、 D_a' : アスコン層表面) を算出した。 D_a' は式(4)~(6)に示すAASHTOの疲労破壊基準式を用いて算出した。 D_a 、 D_a' の算出結果から、舗装の累積ダメージであるアスコン層表面のトップダウン疲労度、アスコン層下面のボトムアップ疲労度を求め、実際の路面性状調査結果をもとに舗装の供用性に関する分析を行った。

$$D_a' = \frac{T}{\sum \frac{n_i}{N_i}} \dots \dots \dots (4)$$

$$N_i = 0.00432 \cdot k_i' \cdot C \cdot \left(\frac{1}{\epsilon_i'} \right)^{3.9492} \cdot \left(\frac{1}{E} \right)^{1.281} \dots \dots \dots (5)$$

$$k_i' = \frac{1}{0.01 + \frac{12.0}{1 + e^{(15.676 - 2.8196 \cdot hac)}}} \dots \dots \dots (6)$$

D_a' : ダメージ, T : 区間数, n_i : 区間*i*での輪荷重繰返し数, N_i : n_i に対応した許容繰返し数, ϵ_i' : 引張ひずみ, E : 弾性係数, hac : アスコン層の厚さ(inch)

解析結果の一例として、舗装表面温度を変化させた場合のアスコン層表面の引張ひずみ ϵ_i' の算出結果を図-14に示す。引張ひずみの発生位置は車輪端部であり、舗装表面温度が高いほど ϵ_i' の値が大きくなる傾向が見られる。

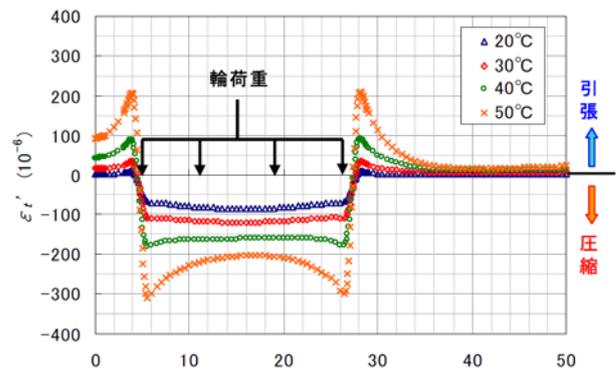


図-14 表面引張ひずみ ϵ_1' の解析結果

試験施工箇所における D_a 、 D_a' の算出結果を地域別に図-15に示す。 D_a' は年平均気温の低い北海道、東北、北陸地域で比較的小さく、 D_a の $10^3 \sim 10^6$ 分の1程度となっている。トップダウン疲労度と、路面性状調査の分析結果を図-16に示す。トップダウン疲労度の増加に伴い、縦ひび割れ率が増加する傾向が見られる。

特に、トップダウン疲労度 1.0×10^6 以上ではその傾向が顕著に現れており、トップダウン疲労度が縦ひび割れの発生と関係していることが推測される。

ボトムアップ疲労度と亀甲状ひび割れ率関係を図-17に示す。ボトムアップ疲労度の増加に伴い、亀甲状ひび割れ率が増加する傾向が見られる。縦ひび割れの影響については、早期に縦ひび割れが発生している箇所ほど、亀甲状ひび割れの進行が早く、早期に破壊に至る傾向が見られる。この結果から、トップダウン疲労ひび割れ発生は、ボトムアップ疲労破壊の進行に影響を与えているものと推測される。

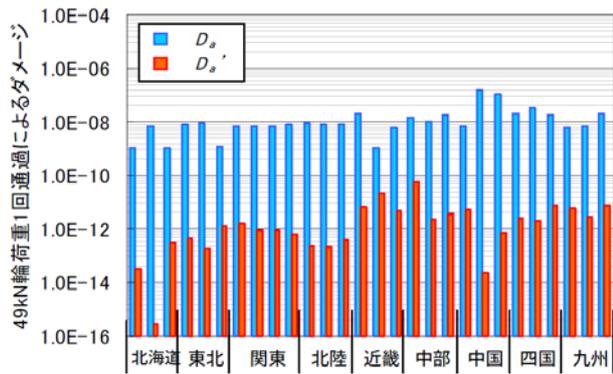


図-15 ダメージ (Da, Da') の算出結果

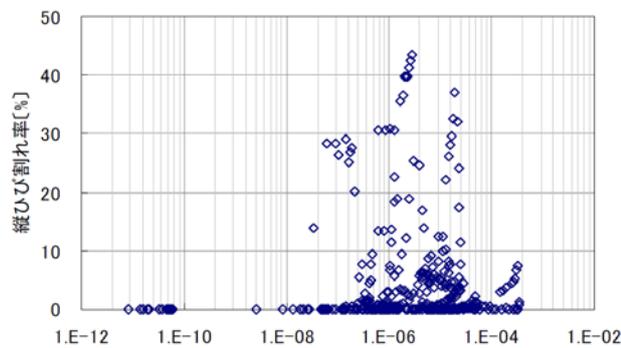


図-16 トップダウン疲労度と縦ひび割れ率の関係

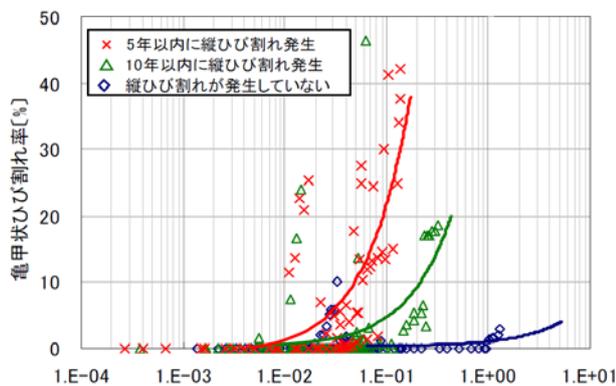


図-17 ボトムアップ疲労度と亀甲状ひび割れ率の関係

疲労度の計算結果および試験舗装区間の路面性状調査結果から、トップダウン疲労度は縦ひび割れの発生と関係があり、縦ひび割れが早期に発生している箇所では、ボトムアップ疲労破壊による亀甲状ひび割れが発生し易いことを確認した。以上より、表面から進行するひび割れを考慮することにより、破壊実態との整合性が向上すると考えられる。

なお、トップダウン疲労ひび割れについては、アスコン層表面の引張りずみの他にも、アスファルトの劣化等の様々な要因が発生に影響していると考えられており¹⁸⁾、疲労破壊基準式を導くためにはこれらの影響を把握し、検討を続けていく必要があると考えられる。

3. コンクリート舗装の理論設計方法の高度化

コンクリート舗装の理論的設計方法は、交通荷重と温度変化に伴いコンクリート版に発生する応力の繰返しによる疲労ひび割れが、舗装の設計期間内に設計で設定されたひび割れ度などを超えないように舗装構造を決定する。詳細な設計の手順は図-18のとおりである。

ここで、設定条件の信頼性の設定する際に元となったデータについて、重交通路線のデータが少ないことからデータ数を増やして検証する必要がある。また、路盤厚・材料を変えた試算で使用する路盤の設計曲線についての精度が不明であることから、確認する必要がある。また、環境条件として設定するコンクリート版の温度差の発生頻度は、現場で計測することが困難であり、便覧に掲載された地域分類が少ないことから、全国で調査して詳細に地域分類を示した。さらに、輪荷重応力で横断勾配やアスファルト中間層による影響を考慮する必要があるかを調べるため検証を行った。そして、鉄網とアスファルト中間層の構造細目の有効性について検討した。

3.1 重交通路線の信頼性の検証

舗装が設計期間を通して破壊しない確からしさを信頼性といい、その破壊しない確率を信頼度という。コンクリート舗装の信頼度は70%とされ、これを基準にコンクリート舗装の信頼度に応じた係数を決定している。そのため、信頼性設計を適切に行うにはコンクリート舗装の信頼度を正しく把握することが重要となる。

コンクリート舗装の信頼度の算出にあたって重交通路線 (N₆, N₇交通) のデータ数が少ないことから、重交通路線のデータが多い国道のコンクリート舗装のデータを使用して信頼度の確認を行った。具体的には、

平成11年から平成20年の舗装管理支援システムデータ

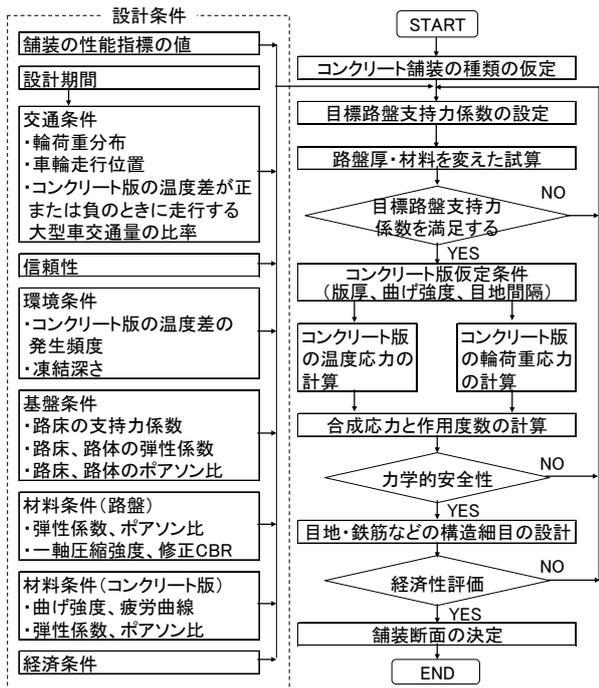


図-18 コンクリート舗装の理論設計方法による構造設計²⁾を使用して算出した。ここで、舗装の破壊の定義は、路盤までの打ち換えがされた状態とした。

データの抽出フローを表-9に示す。なお、補修延長の違い等による影響を無くするため、同一現場のデータは統合した。解析結果を表-10と図-18に示す。N₆、N₇交通の信頼度は、20年以上である確率より、それぞれ83%、91%であり、コンクリート舗装の信頼度は80%以上であることが確認された。

表-9 データの抽出フロー

| | |
|---|------------------------------|
| 1 | 新設のCo舗装データの抽出(トンネルは除く) |
| 2 | 1回目の補修が打ち換えのものを抽出 |
| 3 | データの統合(同一路線の同時期の補修データを1つに統合) |
| 4 | 破壊までに経過した年数の整理、および信頼度の算出 |

表-10 信頼度算出結果

| 交通量区分 | N ₆ | N ₇ | N ₆ +N ₇ |
|------------|----------------|----------------|--------------------------------|
| データの数 | 30 | 35 | 65 |
| 破壊までの平均年数 | 28.3 | 35.1 | 31.9 |
| 標準偏差 | 8.8 | 11.3 | 10.7 |
| 20年以上である確率 | 0.83 | 0.91 | 0.87 |

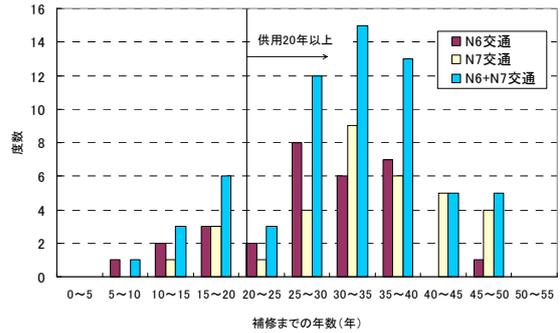


図-18 補修までの年数

3.2 路盤の設計曲線の精度の確認

コンクリート舗装の路盤厚を決定する際に使用する路盤厚の設計曲線において、クラッシュランの設計曲線の精度について検討した。

土木研究所舗装走行実験場に施工したコンクリート舗装及び実大路盤における調査結果と、既存調査結果のデータを図-19に示す。横軸は、路盤上面の支持力係数と路床上面の支持力係数の比 K_1/K_2 となっている。囲み線(破線)で示すように、測定データを路盤厚毎にグルーピングし、各グループにおいて、下回る確率 P が15%、20%、25%となるように特性値を算出した結果を図-20に示す。設計曲線は、確率 P が20%の場合とほぼ一致することから、設計曲線は80%の精度を有していると言える。

さらに、精度に応じた路盤厚設計曲線を以下の手順に従って求める方法を提案する。このようにして求めた精度に応じた路盤厚設計曲線を図-21に示す。

- (1) 路盤厚ごとの K_1/K_2 の平均値 f_m (平均値を用いた設計曲線) を算出する。
- (2) 精度に応じた K_1/K_2 の値 f_k を求め、これを直線で結び設計曲線を求める。ここで、 K_1/K_2 の標準偏差 σ は調査結果から式(8)で示した近似式で表せる。また、信頼度に応じた係数 k は表-11に示した値を用いる。

$$f_m = f_k + k \cdot \sigma \quad (8)$$

$$\sigma_h = 0.0469 \times h \quad (7)$$

f_m : K_1/K_2 の平均値

f_k : 精度に応じた K_1/K_2 の値

h : 路盤厚

σ_h : 路盤厚 h の標準偏差

表-11 精度に応じた係数 k の値

| 精度 | 95% | 90% | 85% | 80% | 75% | 70% | 65% | 60% |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| k | 1.64 | 1.28 | 1.04 | 0.84 | 0.67 | 0.52 | 0.39 | 0.25 |

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究

し、1年間にわたり温度を計測した。

温度データを集計して、度数分布図および発生頻度表を作成した。その一例として、版厚 25cm の結果を図-23 表-13 に示す。発生頻度表を見ると、各地域の温度差発生頻度には地域差が見られ、便覧に示される温度差大よりも、温度差の発生頻度の高い地域があることがわかった。

以上より、現在の2地域からより詳細に地域特性を考慮した設計が可能になると考えられる。

表-12 温度測定データ収集条件

| | |
|------------|---|
| 設置箇所 | 北海道苫小牧市,宮城県多賀城市,茨城県つくば市,石川県津幡町,愛知県名古屋市,広島県広島市,福岡県久留米市,鹿児島鹿児島市,沖縄県豊見城市 |
| 供試体サイズ | 版厚:15,20,23,25,28,30cm 面積:30×30cm |
| 温度センサー設置位置 | 上方(表面から0.5cm),中央,下方(底面から0.5cm) |
| サンプリング間隔 | 1回/時間 |



図-22 Go版供試体の設置例(愛知県名古屋市)

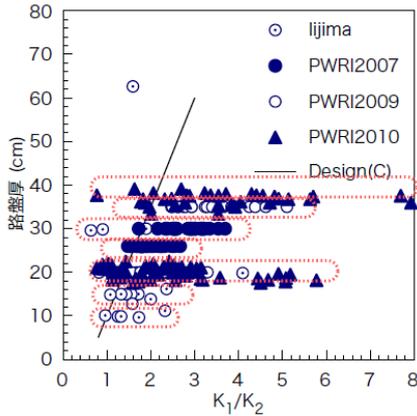


図-19 路盤厚設計曲線と実測データの関係

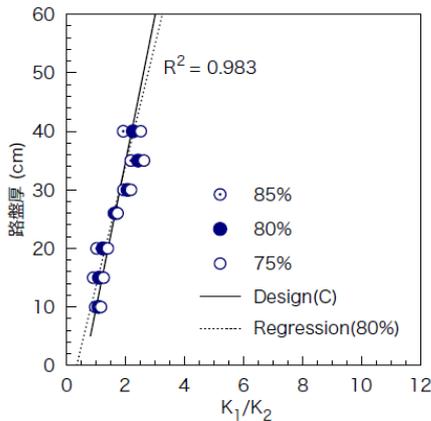


図-20 クラッシュランの設計曲線と特性値との関係

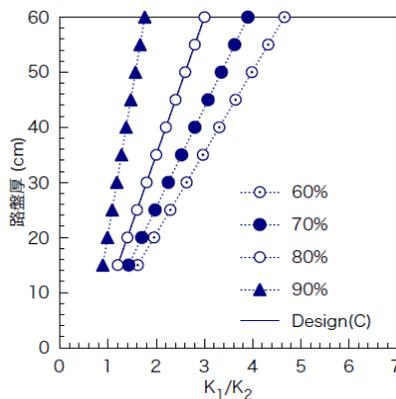


図-21 精度に応じた路盤厚設計曲線

3.3 地域特性を考慮した設計

コンクリート舗装の版厚の設計で温度応力を算出する際に、コンクリート版の上下面の温度差が必要であり実測することが望ましい。しかし、実測には時間と費用がかかることから、実測が困難な場合の参考値として舗装設計便覧に例が掲載されている。便覧例では、温度差の大小の2通りの分類しかないため、より詳細な気候条件を判断できるよう、日本全国の様々な気候を代表する表-12に示す9地域で6種類の版厚のコンクリート供試体(図-22)を日当たりの良い場所に設置

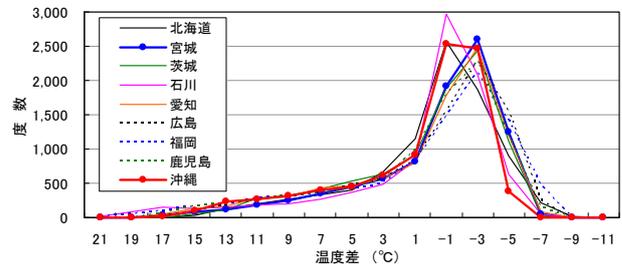


図-23 温度差の度数分布(版厚 25cm)

表-13 コンクリート供試体の温度差の発生頻度(版厚 25cm)

| 温度差(°C) | 実測値から算出した頻度 | | | | | | | | | 舗装設計便覧 | |
|---------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| | 北海道 | 宮城 | 茨城 | 石川 | 愛知 | 広島 | 福岡 | 鹿児島 | 沖縄 | 温度差小 | 温度差大 |
| 21 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.005 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 19 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.029 | 0.000 | 0.000 | 0.016 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.005 |
| 17 | 0.001 | 0.010 | 0.000 | 0.051 | 0.014 | 0.005 | 0.033 | 0.021 | 0.005 | 0.000 | 0.018 |
| 15 | 0.013 | 0.030 | 0.016 | 0.046 | 0.042 | 0.033 | 0.050 | 0.048 | 0.032 | 0.002 | 0.032 |
| 13 | 0.040 | 0.044 | 0.038 | 0.053 | 0.054 | 0.056 | 0.063 | 0.065 | 0.071 | 0.016 | 0.040 |
| 11 | 0.065 | 0.060 | 0.082 | 0.061 | 0.085 | 0.089 | 0.082 | 0.073 | 0.079 | 0.037 | 0.050 |
| 9 | 0.084 | 0.089 | 0.101 | 0.071 | 0.093 | 0.098 | 0.098 | 0.101 | 0.098 | 0.085 | 0.080 |
| 7 | 0.103 | 0.124 | 0.127 | 0.093 | 0.135 | 0.125 | 0.116 | 0.106 | 0.118 | 0.110 | 0.100 |
| 5 | 0.129 | 0.160 | 0.164 | 0.128 | 0.147 | 0.149 | 0.127 | 0.128 | 0.136 | 0.155 | 0.125 |
| 3 | 0.208 | 0.198 | 0.194 | 0.168 | 0.177 | 0.179 | 0.155 | 0.167 | 0.186 | 0.205 | 0.190 |
| 1 | 0.357 | 0.286 | 0.279 | 0.294 | 0.251 | 0.265 | 0.255 | 0.291 | 0.273 | 0.390 | 0.360 |
| -1 | 0.462 | 0.330 | 0.344 | 0.518 | 0.321 | 0.276 | 0.270 | 0.333 | 0.470 | 0.600 | 0.410 |
| -3 | 0.334 | 0.448 | 0.444 | 0.364 | 0.446 | 0.405 | 0.386 | 0.420 | 0.458 | 0.335 | 0.320 |
| -5 | 0.162 | 0.214 | 0.206 | 0.110 | 0.217 | 0.276 | 0.257 | 0.220 | 0.071 | 0.063 | 0.220 |
| -7 | 0.039 | 0.007 | 0.005 | 0.008 | 0.015 | 0.044 | 0.086 | 0.028 | 0.000 | 0.002 | 0.048 |
| -9 | 0.002 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.002 |

3.4 輪荷重応力式の検証

3.4.1 輪荷重とタイヤ接地半径の関係

輪荷重応力式の係数のひとつであるタイヤ接地半径の検証を行った。

タイヤ接地半径を検証するために荷重車の載荷荷重を変化させて輪荷重および設置面積の測定を行った。輪荷重の測定の様子を写真-2 に、接地面積の測定の様子を写真-3、測定した一例を図-24 に示す。



写真-2 荷重測定装置



写真-3 タイヤ接地面積測定状況

測定は平坦なコンクリート舗装面および横断勾配が7%あるコンクリート舗装面で行い、タイヤの空気圧は900kPaとした。また、タイヤ接地半径は接地面を円に置き換えて算出した。輪荷重とタイヤ接地半径の関係を図-25 に示す。勾配による影響はないことが確認された。

以上のようなことより、タイヤのトレッドパターンが変わっても舗装設計便覧に示されているタイヤ接地半径の換算式を見直す必要がないことが確認された。

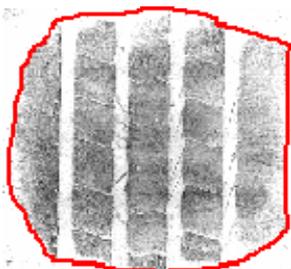


図-24 タイヤの溝を考慮した接地面積

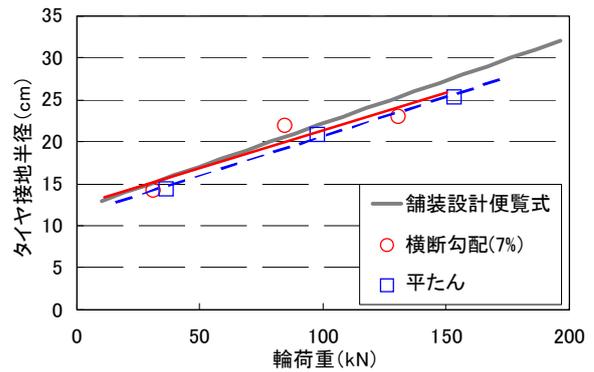


図-25 輪荷重とタイヤ接地半径の関係

3.4.2 輪荷重応力の低減係数の確認

土木研究所舗装走行実験場に施工したコンクリート舗装および荷重車を使用して静的な載荷試験を行い、輪荷重応力の低減係数の確認を実施した。

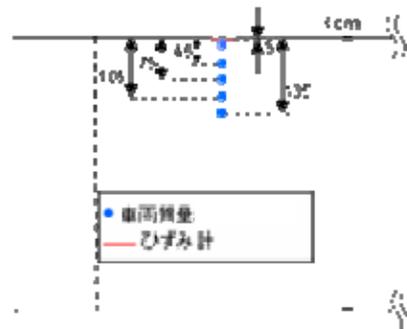


図-26 静的載荷試験の荷重載荷位置

低減係数の確認は図-26 に示すように、自由縁部から5cm、45cm、75cm、105cm、135cm離れた箇所に車両重量を40tに調整した荷重車によって荷重をかけ、その時の自由縁部から5cm離れたひずみ計のひずみ値を測定することによって行った。静的載荷試験の状況を写真-4に示す。



写真-4 静的載荷試験状況

輪荷重とコンクリート版の底面ひずみの関係を図-27 に、荷重載荷位置とコンクリート版底面ひずみの関係を図-28 に示す。

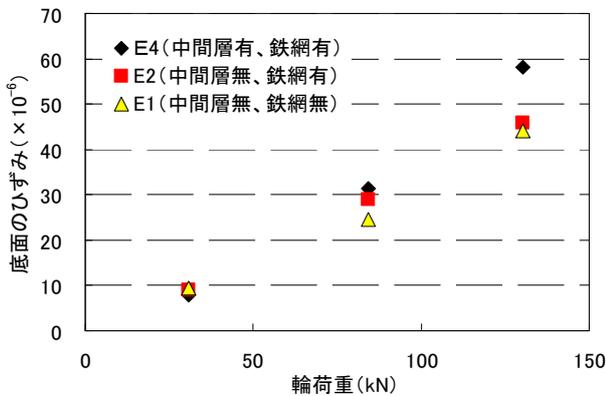


図-27 輪荷重と底面ひずみの関係

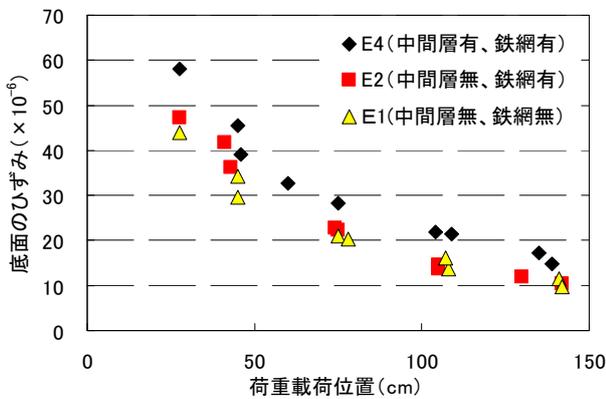


図-28 載荷位置と底面ひずみの関係

輪荷重とひずみの関係を見ると中間層がある場合はない場合に比べて、輪荷重が大きくなるとひずみが大きくなる傾向は見られたが、大きな差は見られない。

載荷位置とひずみの関係では載荷位置が縁部より離れるにつれて小さくなっている。今回の試験から得られた載荷位置による低減係数と舗装設計便覧で示されている低減係数例との比較した結果を表-14に示す。縁部より 45cm 離れた箇所設計便覧の例よりも大き

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究
 くなる傾向が見られたが、ほぼ同程度であった。ただし、今回の試験では荷重車によって載荷を実施したため、載荷位置がひずみ計直上の測定において、荷重の中心とひずみ計の位置がずれていた。そのため、例の値に比べて差が生じたと考えられる。

しかし、大きな傾向としてみると設計例をそのまま用いても問題ないことが確認された。

表-14 設計便覧例と試験結果の低減係数の比較

| 走行位置 | | 45cm | 75cm | 105cm |
|------|---------|------|------|-------|
| 低減係数 | 設計便覧例 | 0.70 | 0.50 | 0.35 |
| | 試験結果 E4 | 0.73 | 0.48 | 0.38 |
| | 試験結果 E2 | 0.76 | 0.45 | 0.28 |
| | 試験結果 E1 | 0.74 | 0.47 | 0.35 |

3.5 構造細目の効果の確認

アスファルト中間層と鉄網の構造細目の有効性について検討するため、図-29 に示すようにアスファルト中間層や鉄網の有無等を変えた 11 の工区にわかれたコンクリート舗装を土木研究所構内に敷設し、3 年にわたり促進載荷試験を実施した。有効性の確認については、コンクリート版内部の温度やひずみ、段差量、FWD 結果から検討した。

3.5.1 コンクリート版温度

1 時間ごとに 3 年間、コンクリート版上方、中央、下方の温度を測定してコンクリート版表面および底面の温度を推定し、工区毎に温度差の発生頻度を算出した結果を表-15 に示す。

中間層の有無で比較すると、昨年度までの結果と同様に中間層を有する方が、温度差が大きい方の発生頻度が小さくなり、コンクリート版に発生する温度応力が小さくなる結果となった。これにより、中間層を有することで、耐久性の向上につながる可能性があることが確認できた。

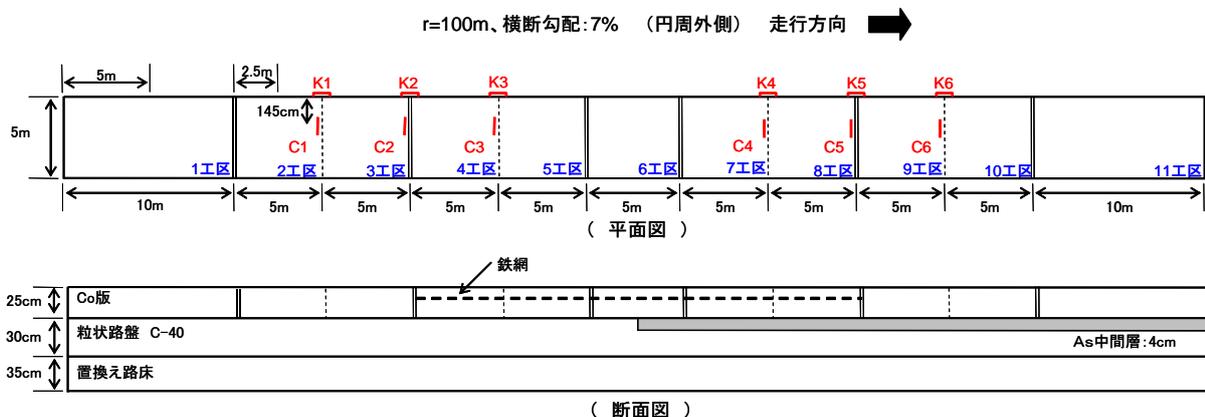


図-29 土木研究所のコンクリート舗装工区

表-16 段差量測定結果

| 通過輪数 (万輪) (散水開始以降) | 測定日 | 段差量 [※] | | | |
|--------------------------|----------|-------------------------|---------|-------------------------|---------|
| | | C1:ひび割れ部 (中間層無, 鉄網無) | | C6:ひび割れ部 (中間層有, 鉄網無) | |
| | | 平均値(mm) | 最大値(mm) | 平均値(mm) | 最大値(mm) |
| 0 | 09/7/14 | 0.2 | 2.0 | 0.1 | 1.0 |
| 20 | 09/10/22 | 0.9 | 2.0 | 0.1 | 1.0 |
| 30 | 09/12/24 | 1.3 | 3.0 | 0.2 | 1.0 |
| 40 | 10/2/25 | 1.3 | 3.5 | 0.4 | 1.0 |
| 50 | 10/9/29 | 1.3 | 2.5 | 0.8 | 1.5 |
| 60 | 10/11/4 | 1.3 | 3.0 | 0.7 | 1.5 |
| 70 | 10/12/24 | 1.3 | 3.0 | 0.6 | 1.0 |
| 80 | 11/2/24 | 1.2 | 3.0 | 0.7 | 1.5 |

※段差の測定は、舗装調査試験法便覧S031(スケールによる方法)により実施した。
段差量は、横断方向に50cmピッチで9点測定した。

表-15 コンクリート版の温度差とその発生頻度

| 温度差(°C) | 頻度 | | | | | |
|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------|----------|
| | 誘発ひび割れ部 | | 目地部 | | 舗装設計便覧 | |
| | 中間層: 無 C3 | 中間層: 有 C4 | 中間層: 無 C2 | 中間層: 有 C5 | 温度差 小 | 温度差 大 |
| 21(20~21.9) | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 19(18~19.9) | 0.011 | 0.010 | 0.007 | 0.001 | 0.000 | 0.005 |
| 17(16~17.9) | 0.029 | 0.027 | 0.023 | 0.015 | 0.000 | 0.018 |
| 15(14~15.9) | 0.052 | 0.049 | 0.048 | 0.037 | 0.002 | 0.032 |
| 13(12~13.9) | 0.069 | 0.067 | 0.065 | 0.061 | 0.016 | 0.040 |
| 11(10~11.9) | 0.094 | 0.095 | 0.084 | 0.083 | 0.037 | 0.050 |
| 9(8~9.9) | 0.124 | 0.121 | 0.121 | 0.119 | 0.085 | 0.080 |
| 7(6~7.9) | 0.124 | 0.125 | 0.128 | 0.131 | 0.110 | 0.100 |
| 5(4~5.9) | 0.134 | 0.137 | 0.139 | 0.144 | 0.155 | 0.125 |
| 3(2~3.9) | 0.154 | 0.157 | 0.160 | 0.161 | 0.205 | 0.190 |
| 1(0~1.9) | 0.208 | 0.210 | 0.225 | 0.246 | 0.390 | 0.360 |
| -1(0.1~2.0) | 0.217 | 0.195 | 0.245 | 0.269 | 0.600 | 0.410 |
| -3(2.1~4.0) | 0.389 | 0.368 | 0.405 | 0.435 | 0.335 | 0.320 |
| -5(4.1~6.0) | 0.300 | 0.322 | 0.278 | 0.260 | 0.063 | 0.220 |
| -7(6.1~8.0) | 0.092 | 0.111 | 0.070 | 0.035 | 0.002 | 0.048 |
| -9(8.1~10.0) | 0.002 | 0.004 | 0.002 | 0.000 | 0.000 | 0.002 |

3.5.2 ひずみの経時変化

目地および誘発ひび割れ部、縦自由縁部のひずみ測定を連続的に行った。現在、荷重車走行が 49kN 換算輪数で 130 万輪まで走行しているが、中間層や鉄網の有無によるひずみの差異はほとんど見られなかった。

また、鉄網に接着したひずみを計測した結果を図-30 に示す。ひび割れの発生とともにひずみが 10,000 μ m 以上となっており、ひび割れ幅の制御に対する有効性は低いものと考えられる。

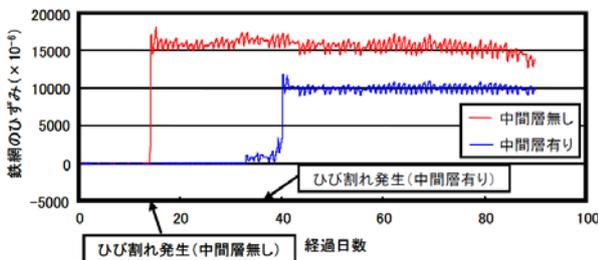


図-30 鉄網のひずみの推移

3.5.3 段差測定 (散水試験)

コンクリート版の誘発ひび割れ部の C1 (中間層有)、C6 (中間層無) の 2 箇所に水が浸透するような加工を施し、荷重車走行時に降雨を模擬した散水を実施し、強制的に段差の発生を促進させた。散水量は、H21 年度は年間降雨量 1,500mm 相当量を、H22 年度は倍の 3,000mm 相当の散水を実施した。散水を行った 2 箇所について、荷重車の通過輪数 10 万輪 (49kN 換算) ごとに段差量の測定を行った結果を表-16 に示す。

中間層無のひび割れ部は中間層有に比べてわずかではあるが段差量大きい結果となっている。そのため、中間層を有することで段差量の進行を抑制できることがわかる。

3.5.4 舗装体変化の確認 (静的載荷試験、FWD 測定)

荷重車走行に伴う舗装体の変化を確認するため、荷重車 10 万輪走行毎に静的載荷試験として、荷重 10t を載荷した時のコンクリート版のひずみを測定した。版の噛み合わせが影響しているためか、試験時期によりひずみの値が上下していたが、130 万輪走行時点で、中間層、鉄網の有無による差異はほとんど見られなかった。

FWD の測定は、静的載荷試験と同様に荷重車 10 万輪走行前後に実施した。FWD により測定された誘発ひび割れ部のたわみ量 (D_0) を図-31 に示す。中間層の有無を比較すると、中間層を有する方が誘発ひび割れ部のたわみ量が小さくなる結果が得られた。また、誘発ひび割れ部の荷重伝達率については、鉄網の有無にかかわらず 30%程度まで低下しており、鉄網を有していてもひび割れ後は、荷重伝達の効果が期待できないことがわかった。

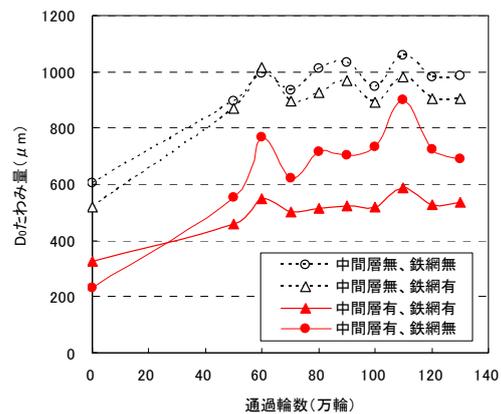


図-31 FWD 測定結果 (誘発ひび割れ部: D_0 たわみ量)

4. まとめ

本研究で得られた成果をまとめると以下のとおりである。

アスファルト舗装の理論設計に関しては、

- ① アスファルト混合物および粒状路盤材料の弾性係数を求める試験方法を確立することによ

り、材料のばらつきを考慮した精度に基づく構造設計を可能とした。

- ② 車両の走行位置分布や走行速度を加味することにより、個別の現場条件を考慮した構造設計を可能とした
- ③ 従来のアスファルト混合物層下面からのひび割れに加え、表面から進行するひび割れも考慮することにより、構造設計の結果と実態調査結果の整合性を向上させた。

セメントコンクリート舗装の理論設計に関しては、

- ① 直轄国道の実態調査により、従来の設計法で構築されたセメントコンクリート舗装の信頼性は80%以上であることを確認した。
- ② コンクリート版の上下面に発生する温度調査を行うことで、北海道と沖縄では発生する温度応力が異なることを把握し、地域の気象条件に応じた精度の高い構造設計を行うことを可能とした。
- ③ タイヤ接地半径と車両走行位置ごとの応力低減度については、従来の設計法で示されている標準値が妥当であることを確認した。
- ④ アスファルト中間層がセメントコンクリート舗装の長寿命化に有効であることを確認するとともに、ひび割れの拡大抑制を主目的に設置されている鉄網の効果があまり期待できないことを確認した。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説、2001.9
- 2) (社) 日本道路協会：舗装設計便覧、2006.2
- 3) (社) 日本道路協会：舗装試験法便覧別冊、2007.6
- 4) 伊藤正秀、伊佐真秋、安崎裕：舗装用材料の弾性係数推定法の比較、土木学会第46回年次学術講演会、1991.9
- 5) 阿部長門、宇佐美圭一、丸山暉彦、姫野賢治：アスファルト混合物のレジリエントモデュラス、土木学会第47回年次学術講演会、1992.9
- 6) 宇佐美圭一、阿部長門、雑賀義夫、丸山暉彦：アスファルト混合物のレジリエントモデュラス（その2）、1993.9
- 7) 野田悦郎、遠藤桂、新井一仁：アスコンのレジリエントモデュラスに関する検討、第20回日本道路会議、1993.10
- 8) 田口克也、野村敏明、安藤豊：舗装用常温複合混合物の材料特性に関する一検討、第21回日本道路会議、1995.10
- 9) 阿部長門、雑賀義夫、丸山暉彦：間接引張り試験と三軸試験によるMrの比較、土木学会第50回年次学術講演会、

9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究

- 1995.9
- 10) 佐藤弘、伊藤与一、阿部長門、酒井義郎：北陸地建におけるFWDの活用事例、舗装、32-2、1997.2
 - 11) 工藤正幸、岡部俊幸、林信也：排水性混合物のレジリエントモデュラスに関する検討、第25回日本道路会議、2003.11
 - 12) 工藤正幸、岡部俊幸、林信也：アスファルト混合物のレジリエントモデュラスに関する一検討、土木学会第58回年次学術講演会、2003.9
 - 13) 小林秀行、加納孝志、辻井豪：アスファルト混合物のレジリエントモデュラスに関する一検討、土木学会第58回年次学術講演会、2003.9
 - 14) 吉村啓之、磯部雅紀、岡部俊幸、加納孝志：アスファルト舗装の各構成層のレジリエントモデュラス、舗装、39-32、004.3
 - 15) 武藤一伸、大川秀雄、田口仁：アスファルト混合物のレジリエントモデュラスの算定に関する検討、土木学会第60回年次学術講演会、2005.9
 - 16) 東、吉田、小森谷、アスファルト舗装の表面ひび割れに関する研究：第24回日本道路会議一般論文集、p316-p317、2001.10
 - 17) AASHTO DESIGN GUIDE 2002: American Association of State Highway and Transportation Officials、2002
 - 18) 内田、黒川、姫野、西澤、アスファルト混合物のクラックに対する高温時のヒーリング特性：土木学会舗装工学論文集、第7巻、p29-1-p29-11、2002.12
 - 19) 竹内他、気象観測データを用いたコンクリート舗装版上下面温度差の試算、土木学会第60回年次学術講演会、第V部門、V-104、2005.9
 - 20) 関根他、重錘落下による鉄道盛土の締固め管理方法、土と基礎、48-4、pp.13-16、2009

A STUDY ON IMPROVEMENT OF THEORETICAL STRUCTURE DESIGN METHOD FOR PAVEMENT

Budget : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2006-2010

Research Team : Road Technology Research Group
(Pavement)

Author : KUBO Kazuyuki

TERADA Masaru

HORIUCHI Satoshi

ITANI Masashi

Abstract : This study aims at establishment of the theoretical structure design method in order to construct road pavements efficiently under the budget limitation.

Standard method of indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures is proposed to obtain accurate elastic modulus. Simple and easy elastic modulus test for unbound granular material is also proposed. Distribution of wheel pass and passing speed of vehicles are found to be important factors which affect structure design.

It is confirmed that 80% of cement concrete pavements for heavy traffic in national highways perform good conditions through design periods (20years). Temperature of cement concrete pavement (top concrete slab and bottom concrete slab) at various areas are measured to apply to various climate areas in Japan.

Key words : Pavement, Theoretical structure design, Reliability, Method of test for resilient modulus, Surface down cracking, Thermal stress