土木学会論文集 No. 599／V-40, 143-153, 1998.8

格子パネルを用いた埋設ジョイントの繰返し荷重に対する疲労抵抗性

高橋　修[1]・丸山暉彦[2]・稲葉武男[3]

[1]正会員　工修　長岡技術科学大学助手　環境・建設系（〒 940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1）
[2]正会員　工博　長岡技術科学大学教授　環境・建設系（〒 940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1）
[3]ジャパンコンステック(株)（〒 222 神奈川県横浜市港北区新横浜2-7-3 フジビル3F）

埋設ジョイントの舗装体には，橋軸方向の桁の伸縮変位と桁のたわみによる端部の回転変位が外的な変形作用として働くことになる．伸縮変位は変位量としてかなり大きいものであるが静的に作用し，回転変位はひずみ速度が速い動的な作用であるが変位量は非常に小さい．現在の設計法では，主に桁の伸縮変位に基づいて埋設ジョイントの型式や断面寸法が決められており，桁端部の回転変位についてはほとんど考慮されていない．本研究は，桁の回転変位を実橋において調査するとともに，動的な変形作用に対する格子パネルを用いた埋設ジョイントの疲労抵抗性を評価し，埋設ジョイントに対する桁端部の回転変位の影響について検討した．回転変位の影響は，実橋での測定と疲労試験の結果に基づいた寿命予測をケーススタディとして行うことによって評価した．

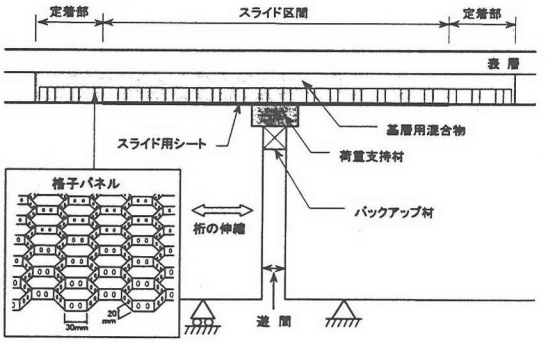
Key Words : *buried joint, asphalt mixture, grid panel, dynamic rotation, fatigue*

1. はじめに

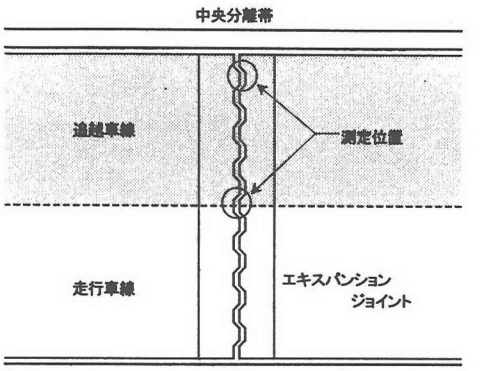
道路橋の桁遊間には，交通車両の安全性と走行性を確保するために伸縮装置が設けられており，舗装表面は不連続なものとなっている．伸縮装置あるいは舗装表面の損傷が進行すると段差が大きくなって，種々の問題を引き起こすことになる．近年では，ノージョイント化の推進によって，伸縮装置の代わりに埋設ジョイントが数多く施工されるようになった．埋設ジョイントは，橋面のアスファルト舗装を連続して舗設し，桁と桁，あるいは桁と橋台の遊間を舗装体で覆って，継ぎ目が表面に現れないようにしたものである．

埋設ジョイントには通常の輪荷重のほかに，埋設ジョイントのみに限定される外的な変形作用が舗装体に働くことになる．これは2種類に大別され，その一つは温度変化に伴う主桁伸縮による桁端部の橋軸方向の変位であり，もう一つは車両走行によって桁が支承を支点にしてたわむことに起因する桁端上部の回転方向の変位である．前者は変形作用として大きなものであるが，極めて緩慢とした変位速度であり，伸縮という一連の動きとしての頻度は少ない．後者は非常に小さな変形量であるがその速度がかなり速く，主桁の振動に伴って恒常的に作用するものである．埋設ジョイントの舗装体には，これら桁端部の移動が強制変位として作用することになる．このほかに，コンクリート橋では，クリープや乾燥収縮による桁の変形についても考慮する必要があるが，変形作用としては前者のものとほぼ同じタイプで，特に問題となるのは桁の施工から埋設ジョイントの施工までの期間が短い場合に限られている．実際には，これらの強制変位に加えて輪荷重も埋設ジョイントに作用することになり，舗装体としてはかなり複雑な応力状態を呈するものと考えられる．

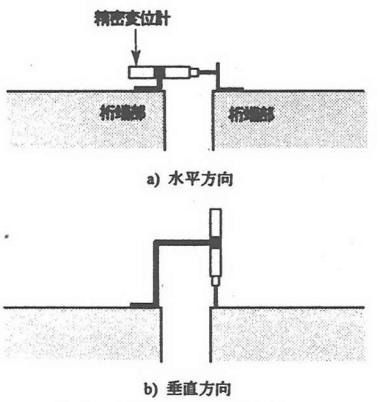
埋設ジョイントには多くの工法（型式の種類）が開発されており，その選定や構造細部の設計は，主に桁端部の変位量に基づいて行われている[1]．この場合の変位量とは桁遊間の変動幅のことであり，桁端と桁端，あるいは桁端と橋台パラペットにおける相対変位である．相対変位の算定には，温度変化，活荷重，クリープ，乾燥収縮，場合によっては余裕量を考慮することになっており，それぞれによる変位を独立に計算し，それらを単純に合計して求めている．すなわち，設計の基準となる桁端部の変位は，先述した橋軸方向の緩慢としたひずみ速度の変位とひずみ速度の速い桁の回転変位の橋軸方向成分を足し合わせたもので，ひずみ速度の違いと回転変位の垂直方向成分についてはほとんど考慮されていないことになる．そして，相対変位としては温度変化によるものが最も大きく，活荷重による回転変位の橋軸方向成分は他のものに比べてけた違いに小さい．そのため，実際の計算では，活荷重による変位を計算しても余裕量のなかに含められてしまって，設計変位には加算されない場合が多い．つまり，埋設ジョイントの構造設計では，活荷重による回転変位の存在は認められているが，その影響につては設計の手続きに反映されていないのが実際のところである．



図–1 格子パネルを用いた埋設ジョイントの概要



図–2 回転変位の測定位置



図–3 相対変位の測定方法

活荷重による桁端部の回転変位は，それ以外のものと変形作用としての性格を異にしており，本来，違った基準で評価しなければならないと考えられる．桁の伸縮変位による変形作用は舗装体を橋軸方向に引き伸ばしたり，あるいは圧縮したりするものであるが，回転変位はその垂直方向の成分によって曲げについての作用も含まれることになる．そして，埋設ジョイントの舗装体に対して，活荷重による回転変位は明らかに動的な変形作用であり，繰返し荷重に対する疲労という概念を導入して評価する必要がある．

本研究では，以上のような観点から，活荷重によって引き起こされる桁端部の回転変位に着目し，埋設ジョイントの舗装体に及ぼす影響について検討した．ここでは，主に，著者らが検討している格子パネルを用いた型式の埋設ジョイントを研究の対象とし，桁端部の回転変位の実状を調査するとともに，動的な繰返し作用に対する舗装体の疲労特性を評価した．そして，これらの結果と既往の研究成果に基づいて疲労寿命を試算し，桁端部の回転変位に対する埋設ジョイント舗装体の破壊抵抗性について検討した．

なお，格子パネルを用いた埋設ジョイントの概要は**図–1** に示すとおりで，①ハニカムセル構造の鋼製格子パネルが舗装体の下部に埋め込まれていること，②桁遊間部における舗装体とコンクリート床版の境界面に2枚重ねの特殊シートが敷設されていて，両者に付着力が働かない構造となっていること，という二つの特徴がある．格子パネルを舗装体に埋め込むことは，埋設ジョイントの耐流動性や伸縮性能を改善するという舗装体の補強を目的としている．また，2枚重ねのシートは，シートの接合面に滑りを生じさせて（各シートの接合面は滑らかな特殊コーティングが施されている），舗装体の下面に作用する桁端変位の影響が小さく抑えらるように敷設されている．工法の詳細については，先の報告[2]を参照されたい．

2. 活荷重による回転変位の実挙動

(1) 概 要

疲労特性を評価する場合には，最初の手続きとして，繰り返し作用する外力の実状を調査する必要がある．本章では，以下に検討する疲労特性や寿命予測の基本データとなる桁端回転変位の挙動について取り扱った．本研究で問題としているような桁端部の回転変位については，考慮すべき変形作用であると一般的に指摘されているが[1]，その実状を調査して定量的に言及している報告は非常に少ない．単純桁に対しての理論的な算定方法は示方書[3]等に記述されているが，計算の元となる桁のたわみ量の実際が不明確であり，実挙動については予測，算定することが難しい．本研究では，実交通荷重に対する桁端上部の実挙動を把握するために，実橋の伸縮装置に変位計を配置して測定を行った．

測定箇所は，新潟県長岡市に位置する国道17号線の高架橋上であった．測定の対象とした橋梁の桁遊間は3径間連続PC箱桁橋が連なった箇所で，連続桁の一つの支間長は27.9mである．この路線は片側2車線の計4車線で，上り線と下り線で各橋梁は独立している．測

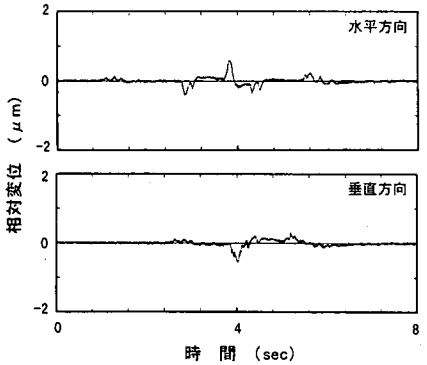


図-4 普通車単独の場合の変位

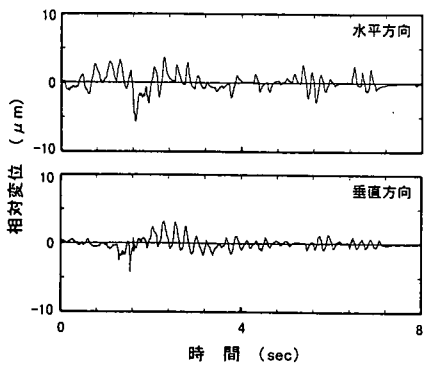


図-5 普通車と大型車が連続した場合の変位

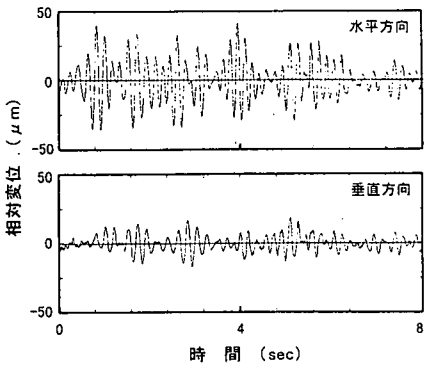


図-6 積載大型車が連続した場合の変位

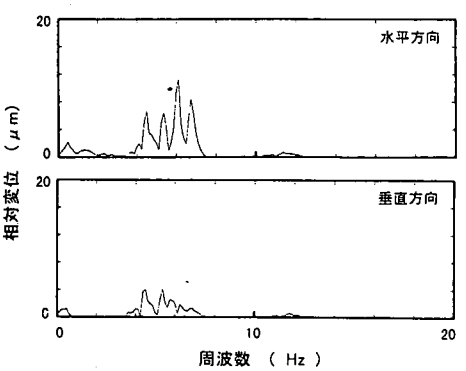


図-7 変位波形のスペクトル

定を実施した下り線での当日（'93年11月12日）の日交通量は約13,400台であり，大型車混入率は21.5%であった．したがって，アスファルト舗装要綱[4]での交通区分はC交通ということになる．

(2) 測定方法

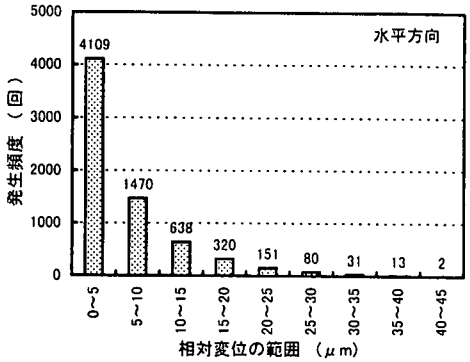
回転変位の測定は，**図-2** に示すように追越車線を交通規制し，橋面の伸縮装置の中央部と端部に精密変位計を配置して実施した．回転変位は，橋軸方向とそれと直交する上下方向の変位に分けて測定した．ここでは，橋軸方向を水平方向，直交する上下方向を垂直方向と便宜的に称する．測定箇所には鋼製のエキスパンションジョイントが取り付けられており，**図-3** に示すように片方の主桁端部に精密変位計を固定して双方の桁の動きに対する相対変位を測定した．

測定は約1時間にわたって連続的に実施した．測定中は，遊間部を通過した車両の車種や台数，および大型車では積荷の状態についても同時に記録した．使用した精密変位計の性能は，変位測定の分解能が1μmで，動的応答性は15Hz以下をサポートするものであった．そして，変位計からの出力電圧はDATレコーダに収録し，FFTアナライザを用いて解析を行った．

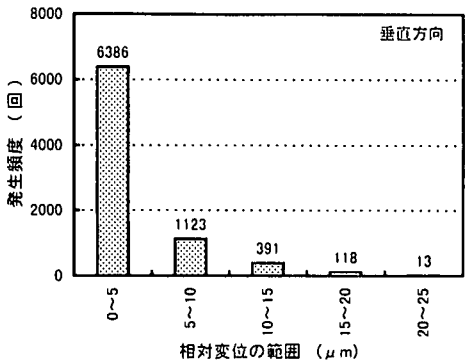
(3) 測定結果および考察

実際の交通荷重によって引き起こされる桁端上部の回転変位は，桁のたわみといった静的なイメージのものではなく，主に桁の振動に起因する動的なものである．実交通流は不特定多数の車両によって構成されており，したがって，回転変位の挙動は車種やその組み合わせ状況，および速度等の違いによって大きく変化することになる．たとえば，**図-4** に普通乗用車が単独で走行した場合の水平および垂直方向の変位波形を示す．変位計の分解能からすると，数値そのものには信頼性に多少の問題があるが，変位量としてはどちらの方向もpeak-to-peakで2μm以下の非常に微小なものであることが認められる．また，同様の例として大型車1台と普通車5台が連なって走行してきた場合の各変位を **図-5** に示す．**図-4** と縦軸のスケールが異なることに注意して両者を比較すると，大型車を含んだ連続的な交通のほうは変位波形にピークが多数みられる周期的なものであり，その振幅はかなり大きく，全体的に複雑に変動している．そして，垂直方向の変位よりも水平方向の変位のほうが多少大きい．

次の例として，荷物を積載した大型車が数台連なって走行してきた場合で，本測定において最大の変位を



a) 水平方向



b) 垂直方向

図-8 相対変位の発生状況

記録したときの各方向の変位を **図-6** に示す．変位量の最大値はpeak-to-peakで水平方向が約80μm，垂直方向が約40μmで，水平方向のほうが2倍ほど大きな値である．そして，変位波形はかなり周期的である．先の二つの例と比べると，両方向の変位とも全体的に振幅が大きく，それが比較的長い時間において継続している．したがって，大型車，特に荷物を積載したものが連続して通過する場合は，埋設ジョイント舗装体への影響が非常に大きなものと推察される．この場合における各方向の変位波形のスペクトルは **図-7** に示すとおりで，両方向とも5Hz付近にいくつかのピークが見られる．

以上に示したいくつかの例のように，桁端上部の回転変位は動的に変化して繰り返し生じるものであり，その変動の大きさ（振幅の大きさとその変化の程度）と継続時間は桁上を走行する車両の状況によって大きく異なっている．したがって，桁端部の回転変位の変動はある種のランダム振動と考えることができ，振幅と継続時間は大きく変化するが周波数については桁の固有振動数に依存しており，極端に大きく変化することはない．ここでは回転変位の大きさに注目することにして，各方向における相対変位の全体的な変動幅（振幅）の発生状況について調査してみた．本測定の約1時間における変位波形について，変位振幅の概略的な発生状況をヒストグラムにまとめると **図-8** に示すとおりである．これは，ピークを迎えてほぼゼロに減衰するまでの一連の波形を，最大振幅を指標にいくつかのグループに分け，振幅の分布を実データを基準に単純化して一サイクル単位の振幅を求め，それを各グループで集計し，さらにすべてのグループの結果を取りまとめて全体としてのヒストグラムを得た．(手順が複雑で説明を要すると思われたので，詳細を付録に記述した．) なお，ここでの変位振幅は，後述する寿命予測に活用するため，0-peakの値である．**図-8** において，水平方向では5μm以下の小さい変位が全体の60%以上を占めており，30μm以上の大きい変位は発生頻度がかなり少ない．また，垂直方向も5μm以下の小さい変位がほとんどで，20μm以上の変位はわずか13回ほどである．**図-6** に示したような大きな変位は，相対的な発生頻度は非常に少ないが，測定時間からすると1日のうちで数回ないし数十回は生じるもので，決して希有のものではないと考えられる．さらに，測定では交通車線を半分に減じていることも考慮すると，実際の変位振幅の発生状況は，大きな振幅の発生頻度がもっと多くなると予想される．

以上の測定データとそれらに対する知見は本測定における固有のものであり，橋梁と交通条件が異なれば細かい数値やその頻度分布は違った結果となる．しかしながら，橋梁や交通車両，走行速度については種々の規格，規制が設けられていることから，交通条件が異なっても大略的なオーダーや分布の範囲はそう大きく異なることはないと考えられる．厳密な意味合いとしては一般性に欠ける部分もあるが，ここでの測定条件（車線構成と交通条件）に対する結果を一つの目安として種々の状況を推定，評価することが可能である．

3. 繰返し曲げ試験による疲労特性の評価

(1) 概 要

前章で記したような回転変位が桁端上部に生じると，舗装体には曲げ作用（垂直方向の変位に起因）と伸縮作用（水平方向の変位に起因）が同時に働くことになる．そして，これらは動的に繰り返し作用するものである．このような変形作用に対する埋設ジョイント舗装体の破壊抵抗性を評価するために，本研究では繰返し曲げ試験を実施して舗装体の疲労特性を調査した．

実際の舗装体は表層と基層の2層構造であるが，ここでは各層を独立に考えて，各層を構成するアスファルト混合物の疲労特性をそれぞれ個別に評価した．表層

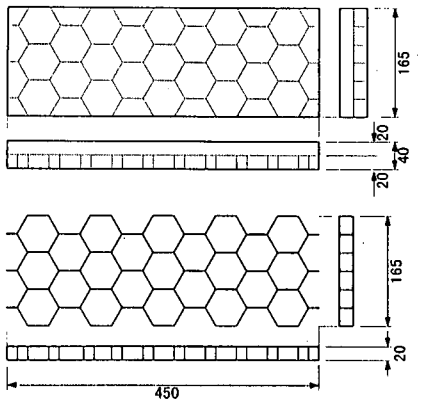


図-9 供試体の形状寸法

用混合物としては，最も一般的な密粒度アスファルト混合物(13)とした．密粒度アスファルト混合物(13)についてはこれまでに多くの報告があるので，本研究では試験を実施せずに，既往の研究[5),6)]のデータを流用した．したがって，本研究で実際に試験を行ったのは基層用の混合物である．格子パネルを用いた型式では，基層部分にハニカムセル構造の格子パネルが埋め込まれおり，試験では実際と同じ構造の供試体を用意した．また，本型式の特徴である格子パネルの影響についても評価するために，格子パネルを使用しない混合物単体についても同様に試験を行った．

以下の記述では，基層用混合物と格子パネルの複合体を「複合体」，基層用混合物単体を「基層単体」，密粒度アスファルト混合物(13)を「密粒度アスコン」とそれぞれ略記する．

(2) 試験供試体

本型式の基層には伸縮性を配慮した特殊配合のアスファルト混合物が使用されている．骨材のトップサイズは13mmであるが，細骨材とフィラーが多く，全体的には細かめの骨材配合である．そして，アスファルト量が8%と多く，当該工法に用いられる特殊なアスファルト混合物である．配合の詳細については著者らの既報告[7)]を参照されたい．

供試体の寸法は格子パネルの効果が損なわれないように，ある程度の面積を確保した比較的大型の板状のものとした．**図-9**に供試体および埋め込んだ格子パネルの形状寸法を示す．格子パネルは，実際の現場で使用しているものからセル構造を崩さないように切り出し，プライムコートを施して供試体の底部に埋め込んだ．供試体はローラコンパクタを使用して，十分に締固めを行った．格子パネルを使用しない混合物単体についても全く同じ要領で供試体を作製した．

(3) 試験方法

繰返し曲げ試験は，古くから多くの研究者によって行われている．試験の方法には，載荷方法として2点支持1点載荷方式と2点支持2点載荷方式があり，制御方法としてひずみ制御と応力制御がある．本研究では，試験精度と桁の回転変位の実状を考慮して，2点支持1点載荷方式のひずみ制御で行うことにした．供試体支持のスパン長は400mmであり，与えるひずみは強制両振りの正弦波とした．なお，ここで制御するひずみ振幅の大きさは，はりの弾性理論に基づいて変位から計算される供試体の上下縁部に発生する最大値である．

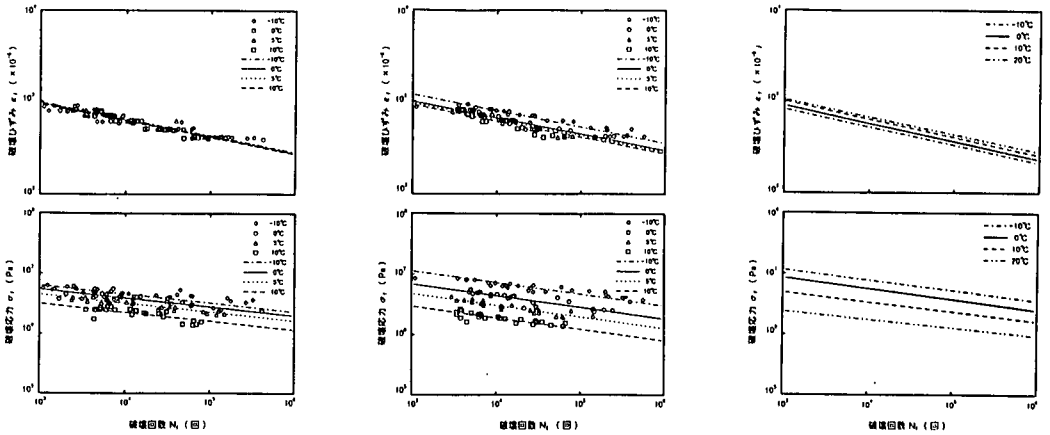
試験条件は温度とひずみ振幅をパラメトリックに変化さることにして，温度については -10，0，5，10℃の4とおり，ひずみ振幅については$400\sim800\times10^{-6}$ (0-peak) の範囲で100×10^{-6} 間隔の5とおり変化させた．温度 -10℃については，900×10^{-6}のひずみ振幅についても実施し，合計21とおりの条件について試験を行った．試験結果のばらつきを考えて，一条件についてのサンプル数は5とした．そして，ひずみ制御の周波数は既往の研究と現場測定の結果に基づいて5Hzとした．

試験は，供試体を所定の温度で十分に養生した後，恒温槽を用いて一定の温度下で実施した．繰返し回数と与えた変位，およびその応答としての荷重を逐一モニターし，供試体の永久変形によって治具の載荷ヘッドが緩んだ場合は適宜締め直した．

結果を流用した密粒度アスコンについては，温度条件が -10，0，10，20℃と若干異なっており，供試体形状も40×40×180mmと異なるが，それ以外はほぼ同じ条件で試験を実施している．

(4) 試験結果および考察

試験結果の整理にあたっては，供試体の破壊点を丸山らの指摘[8)]に基づいて，応力が急激に減少したときの状態と定義した．具体的には，次のような手順で破壊点を求めた．載荷回数の増加に伴って応力の振幅値は徐々に低下していくが，載荷回数を対数軸上にとってこれらを表示すると，ある載荷回数の付近で応力振幅が急激に低下するのが読み取れる．その回数を境に応力の振幅値を二つのグループに分け，それぞれについて回帰直線を求めて，その交点をもって破壊点とした．そして，破壊点における載荷回数を破壊回数，応力の振幅を破壊応力，およびその時のひずみ振幅を破壊ひずみと称すことにすると，これらは正負の破壊点で2組得られることになる．以下の結果の整理では，それらの絶対値の平均をとって破壊回数N_f，破壊応力σ_f，破壊ひずみε_fと表す．



a) 複合体　　b) 基層単体　　c) 密粒度アスコン

図-10 各種混合物の破壊ひずみと破壊回数および破壊応力と破壊回数の関係

a) 破壊ひずみと破壊回数，破壊応力と破壊回数の関係

既往の研究より，同じ試験温度あるいは同じ試験周波数における破壊ひずみと破壊回数，および破壊応力と破壊回数の関係は，両対数軸上において直線で表される関係にあることが知られている．これに基づいて，**図-10** に各供試体に対する破壊ひずみと破壊回数の関係，および破壊応力と破壊回数の関係を示す．図中のシンボルで表した点は各試験条件で得られた結果であり，各温度について直線近似したものがそれぞれの線分である．(ただし，密粒度アスコンについては回帰直線のみ.) 各温度の試験結果を最小二乗法で直線回帰したところ，それぞれの傾きは同じものとならなかった．しかしながら，傾きの違いはわずかであり，疲労特性の評価に後述する疲労破壊包絡線を導入することから，ここでは直線の傾きをすべての温度で同じとした．ただし，c)に示した密粒度アスコンのものは，既往の結果[5]を操作することなくそのまま掲載した．

格子パネルが埋め込まれている複合体では，基層単体と比較すると破壊ひずみと破壊回数の関係および破壊応力と破壊回数の関係とも，温度による関係の変化が小さい．このことは，基層単体との比較ほど顕著ではないが，密粒度アスコンについても同様な傾向にある（温度範囲の違いに注意）．これは，複合体では，温度が変化しても破壊時のスティフネスは大きく変化しないということである．すなわち，格子パネルを埋め込むと破壊時スティフネスの温度依存性が小さくなることを意味する．また，上段の破壊ひずみと破壊回数の関係では，複合体と基層単体では温度の低いほうが座標面の上側，すなわち破壊回数が多い結果となっているが，密粒度アスコンでは逆の傾向となっている．これは，試験方法の差異ではなく，主にアスファルト量と骨材配合が異なることによる混合物性状の違いに起因するものである．

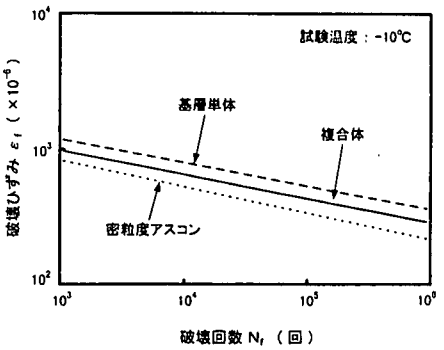
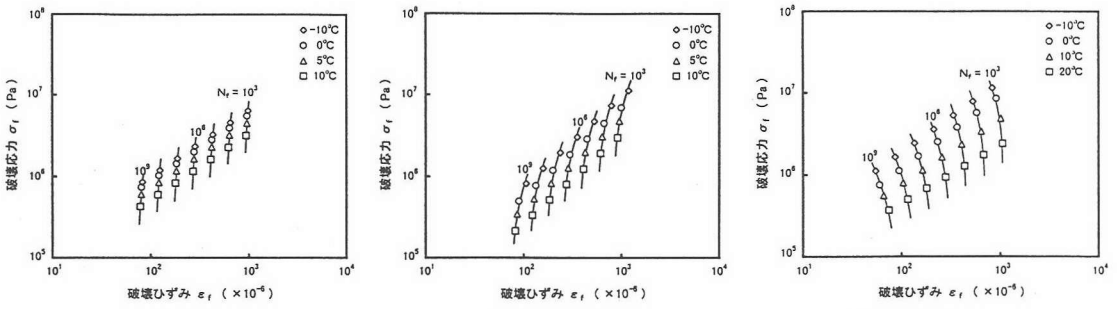


図-11 各供試体の破壊回数の比較

本研究で問題としている桁端部の回転変位は，埋設ジョイントに対して強制変位として作用することになるので，破壊ひずみと破壊回数の関係を各供試体について比較してみる．一つの例として，**図-11** に温度が -10 ℃の場合の関係を回帰直線のみ示す．直線の傾きに大きな差は見られないが，直線の位置関係から同一のひずみに対する疲労寿命の長さは基層単体，複合体，密粒度アスコンの順であることが読み取れる．**図-11** は，試験条件が共通する温度 -10，0，10 ℃の場合において差が最も大きかったもので，これ以外の温度では結果の傾向は共通していたが差はもっと小さい．通常の温度域においては，それぞれの混合物の疲労抵抗性に大きな差異は認められなかった．

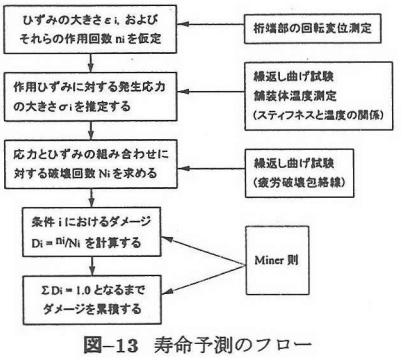
b) 疲労破壊包絡線の比較

次章で舗装体の疲労抵抗性を相対的に評価する寿命予測を行うため，先に取りまとめた破壊ひずみと破壊回数の関係，および破壊応力と破壊回数の関係から疲労破壊包絡線を求める．疲労破壊包絡線は，ひずみ速度や温度にとらわれることなく，舗装体の応力とひず

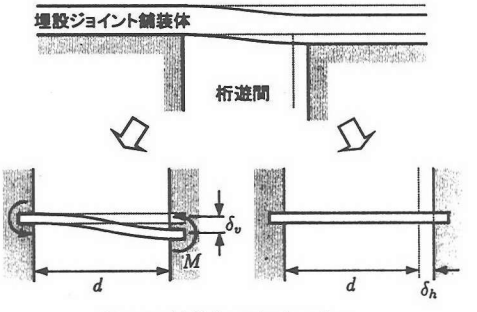


a) 複合体　　b) 基層単体　　c) 密粒度アスコン

図–12 各種供試体の疲労破壊包絡線



図–13 寿命予測のフロー



図–14 舗装体の変形モデル

みの状態から破壊を規定することができる一つの規準である[8),9)].

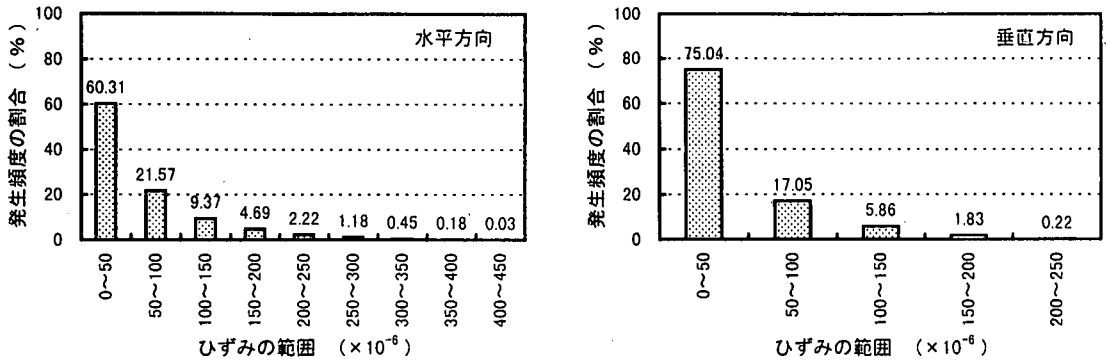
図–12 に各種供試体についての疲労破壊包絡線を示す．特殊配合の混合物を使用している複合体と基層単体では，包絡線の形状が左側に凸であるのに対し，密粒度アスコンでは右側に凸である．この形状の差異は，先述した温度に対する破壊回数の違いが両者の混合物で逆の傾向にあることに起因している．しかしながら，ある破壊応力と破壊ひずみに対する破壊回数は，どの混合物ともほぼ同じレベルにあり，疲労特性に大きな違いは認められない．複合体は供試体の底部に立体的な格子パネルが埋め込まれており，供試体下面はセルの壁によって仕切られている．そのため，舗装体としての下面の連続性が損なわれており，曲げ作用に対する強度低下が懸念されているが，その影響はほとんどないことが確認される．

4. 繰返し作用に対する埋設ジョイントの寿命予測

(1) 寿命予測の方法

2章で調査した繰返し変形作用が，3章で評価したような疲労特性の埋設ジョイント舗装体に働いた場合の影響について，疲労寿命を予測することによって検討してみる．ここでの寿命予測は，3章で示した各種混合物の疲労破壊包絡線を使用したMiner則に基づいて行った．すなわち，長岡市国道17号線の高架橋をケーススタディの対象とし，その橋梁の条件（車両交通，橋梁型式，温度等）に対する埋設ジョイント舗装体の疲労寿命を予測するものである．

予測方法の概略的なフローを **図–13** に示す．まず，実橋で測定した回転変位データと交通条件に基づいて，舗装体に生じるひずみの大きさとその発生頻度を仮定する．ここでの交通量は，測定を実施した箇所に最も近い地点における1994年交通センサスのデータを用いた．そして，繰返し曲げ試験の結果からスティフネスと温度の関係を求めておき，回転変位の測定と同一の橋梁で別のシリーズ[7)]で測定した舗装体温度から舗装体に生じる応力を推定する．これらのひずみと応力，およびその発生頻度からその条件に対するダメージを求め，Miner則に基づいてそれらを足し合わせて，破壊に達するまでの寿命（時間的なもの）を推定する．個々の条件に対してダメージを推定する一条件の期間は，既往の多くの研究[11),12),13)]がそうであるように1ヶ月とした．したがって，本研究の寿命予測における仮定を列挙すると，①桁端の回転変位の頻度分布は時間的に変



a) 水平方向　　b) 垂直方向

図–15 舗装体上下面におけるひずみの発生頻度

化しない，②舗装体の疲労特性は時間的に変化しない，③舗装体のスティフネスは1ヶ月間変化しない，④温度変化と交通条件は現場測定を実施した長岡市国道17号線の状況に従う，である．

(2) 舗装体に発生するひずみ

桁端の回転変位を先述したように水平方向と垂直方向に分けて考え，それぞれが埋設ジョイントの舗装体に作用した場合の上下縁部に生じるひずみについて検討する．舗装体は床版に密着していると仮定し，桁の遊間部における舗装体と床版の関係を**図–14** に示すような両端固定の線材と考える．片側の固定端に垂直方向変位 δ_v が作用した場合，端部に生じる曲げモーメント M は弾性理論から次式で与えられ，これが線材における最大曲げモーメントである．

$$M = \frac{6EI\delta_v}{d^2} \qquad (1)$$

ここに，EI は線材の曲げ剛性であり，d は固定端の間隔（桁の遊間）である．埋設ジョイントの舗装体にこのような弾性理論が適用できると考えれば，この式で算定した曲げモーメントから舗装体の上下縁部に生じるひずみの大きさが計算される．また，水平方向変位 δ_h が作用した場合に生じるひずみは単純に δ_h/d で与えられる．なお，d は季節によって多少変化するが，ここでは設計値である100mmと固定した．また，舗装厚は現場と同じ80mmとし，EI は E を舗装体のスティフネスとして計算した．

2章で示した各方向における相対変位の発生状況をもとに，上記の式によって舗装体の上下縁部に生じるひずみを算出すると **図–15** に示すようになる．これは，**図–8** に示した変位振幅のヒストグラムの元データをひずみ値に直し，再度ヒストグラムにまとめたものである．ただし，寿命予測の計算に都合がいいように，縦軸は個々の度数を全体の度数で除した割合で表した．

ここで，実際における埋設ジョイントの舗装体と床版の境界面について着目してみる．一般の埋設ジョイントでは，工法によっては境界面に瀝青シートを挿入する場合もあるが，基本的にはプライムコートを施して舗装体と床版が密に接着するように施工される．したがって，一般の工法では，水平方向と垂直方向の両方の変位が活荷重による回転変位の影響として舗装体に作用することになる．これに対して，格子パネルを用いた型式では，舗装体と床版の境界に2枚のシートを挿入して，舗装体と床版は完全に分離されている．この2枚のシートの接合面は互いに滑らかな特殊コーティングが施されており，床版からの水平方向変位の影響が舗装体に伝わり難くなるように設計されている．したがって，格子パネルを用いた型式では，桁端部の回転変位の影響としては垂直方向の変位が支配的である．厳密には，プライムコートによって舗装体と床版は一体化するわけではなく，また，格子パネルを用いた型式のシート間はスムースに何の抵抗もなく滑動するわけでもない．しかしながら，舗装体と床版の境界面を「粗」と「滑」といった表現で表すならば，一般の埋設ジョイントはかなり粗に近く，格子パネルを用いた型式はかなり滑に近いと考えるのが妥当である．

以上のことから，埋設ジョイントの舗装体に生じるひずみとしては，水平方向変位と垂直方向変位が同時に作用する場合と，垂直方向変位のみが作用する場合の2ケースについて考えることにした．

(3) スティフネスと温度の関係，舗装体の平均温度

繰返し曲げ試験の結果からスティフネスと温度の関係を求めてみると，**図–16** に示すとおりである．これらは，ひずみレベルが 125×10^{-6} の場合の，各舗装体における関係であるが，寿命予測の計算では **図–15** に示したひずみの範囲の中央値に対する関係をすべて使用して，各々の条件における応力を求めた．

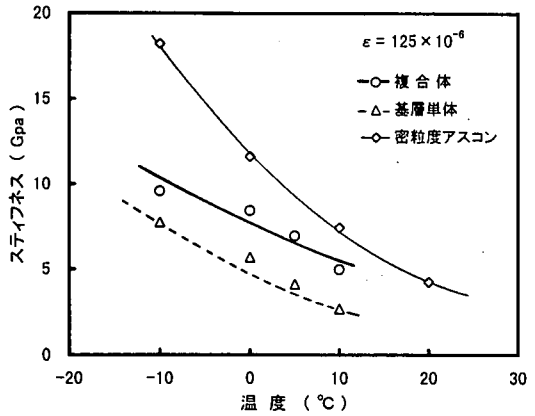


図-16 スティフネスと温度の関係

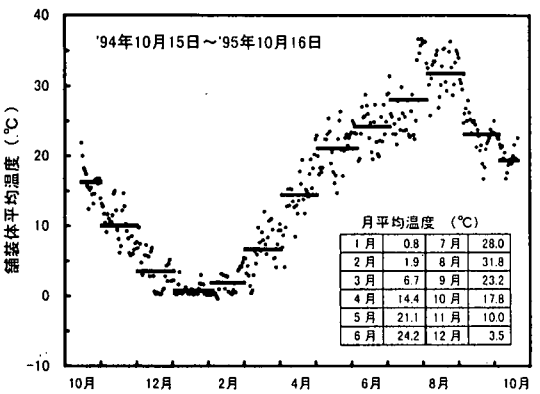


図-17 舗装体の月平均温度

舗装体の平均温度に近いと考えられる[10]舗装厚の1/2の位置の温度を月単位で平均すると **図-17** に示すとおりである．これは，'95年10月15日から'96年10月16日までの間の，2時間頻度で測定した温度データをまとめたものである．図中の散らばっている多数の点は日平均温度であり，横線がそれらを月単位で平均したものである．月平均舗装体温度の具体的な数値は図中に記したとおりで，寿命予測ではこれらの値を使用した．

(4) 寿命予測結果および考察

先に記したように，埋設ジョイントの舗装体に水平方向と垂直方向の変位が同時に作用する場合と，垂直方向の変位のみが作用する場合について寿命予測を行った．前者の舗装構成は密粒度アスコンの表層と基層単体の組み合わせとし，格子パネルを用いた型式以外の一般的な埋設ジョイントを想定した．また，後者の舗装構成は，密粒度アスコンと複合体を組み合わせた本研究の型式とした．ダメージの累積は，温度が年平均に近い4月から開始することにした．

以上に示したそれぞれのデータを使って各月のダメージを計算し，それらを累積すると **図-18** に示すとおりとなる．垂直方向の変位のみが作用する本型式の場合は，疲労寿命は約26ヶ月という結果となった．これに対して，両方の変位を受ける場合は，水平方向変位の影響が大きいため，約2ヶ月と寿命が短い．これらの比較から，桁の回転変位の影響は水平方向の変位がかなり大きく，垂直方向は比較的小さいことがわかる．

ここで現実問題との対応を考えてみる．現場の状況と室内試験の条件には大きな隔たりがあり，材料特性や応力，ひずみの算出方法にも多くの単純化を行っているので，ここでの推定結果がそのまま実際問題にリンクするわけではない．特に，実際の埋設ジョイント舗装体と床版の境界条件は粗や滑ではなく，さらに垂直

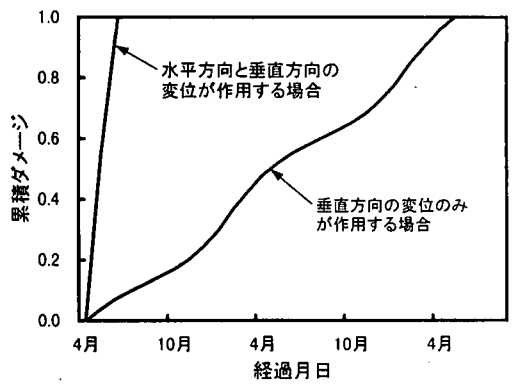


図-18 各種埋設ジョイントの寿命予測

方向変位の場合は両端固定といった条件ではない．どちらのケースも実際の疲労寿命は **図-18** に示した曲線よりもかなり長くなるものと考えられる．しかしながら，ここでの結果は一つのケーススタディであって，両方の場合を比較して各変位の影響の程度を評価することに意義がある．そして，先述したように，格子パネルを用いた型式は垂直方向変位のみが作用する場合に近く，それ以外の型式は両方の変位が作用する場合に近いもので，これらの差はかなり大きいと考えることができる．したがって，ここでの知見としては，活荷重による回転変位は格子パネルを用いた型式では舗装体に及ぼす影響が小さいが，それ以外の型式では無視し得ないほど大きく，構造設計の際には考慮を要するといえる．

5. まとめ

埋設ジョイントの舗装体に対する桁端部の回転変位の影響を評価するために，本研究では疲労という概念を導入し，現場測定と室内の材料試験を実施して疲労寿命を試算した．寿命予測は，繰返し曲げ試験の結果

から疲労破壊包絡線を求め，現場の実測データに基づいて月々のダメージを計算し，Miner則に従ってそれらを累積して行った．ここでは，著者らが検討している格子パネルを用いた型式について評価するとともに，これ以外の一般的な埋設ジョイントについても考察した．

本研究で得られた主な知見は，以下のとおりである．

(a) 活荷重による桁端上部の回転変位は動的に変化するものであり，主に走行車両の条件に依存している．その大きさは1/100mmのオーダー以下であり，水平方向の相対変位は垂直方向のものよりも約2倍ほど大きい．また，卓越する振動数はおおむね数Hzであり，桁の固有振動数に依存している．

(b) 基層用混合物に格子パネルを埋め込むことによって，破壊時スティフネスの感温性が鈍くなる．

(c) 複合体，基層単体および密粒度アスコンにおいては，ある破壊ひずみと破壊応力に対する破壊回数はほぼ同じレベルにあり，疲労特性に大きな差異は認められない．したがって，舗装体に格子パネルを埋め込むことは疲労特性にほとんど影響を及ぼさない．

(d) 活荷重による桁端部の回転変位は，水平方向の変位が垂直方向のものよりもかなり大きく，埋設ジョイントの舗装体に及ぼす影響が大きい．格子パネルを用いた型式では水平方向変位の影響がほとんど無く，主に垂直方向変位による変形作用を受けることになるので，回転変位の影響は比較的小さいといえる．埋設ジョイントの型式によっては両方向の変位が作用することになるので，構造設計の際には活荷重による回転変位の影響を考慮する必要がある．

謝辞：　本研究における回転変位の測定，およびその際の交通条件の情報については，建設省長岡国道工事事務所の方々にご支援をいただいた．また，繰返し曲げ試験における供試体の作製および試験の実施は，福田道路(株)技術研究所が所有する設備を使用させていただいた．試験の実施および結果の整理には，当時長岡技術科学大学の大学院生であった葛西康幸氏（現在，(株)安部工業所）に頼るところが多かった．関係各位に深甚なる感謝の意を表す次第である．

付録

本文2章で示した桁の回転変位のヒストグラムは，以下の手順で求めた．車両が単独あるいは集団で走行した際に，ピークを迎えてほぼゼロに減衰するまでの一連の変位波形を一つのサンプルと考え，本測定の間におけるすべてのサンプルを最大振幅を指標に5μm刻みでいくつかのグループに分ける．そして，各グループの代表的なサンプルについてすべての振幅を拾い出し，それらをさらに細かい刻み幅でヒストグラムにまとめる．この一例を示すと**図-19**のとおりで，ヒストグラムの縦軸は各度数を全体の度数で除した割合である．この割合の分布を破線のような傾きで単純化し，この横軸の刻み幅と割合の傾きをグループの基準と考える．グループ内のすべてのサンプルに対して，割合の分布はこの破線の傾きと同じであり，かつ，振幅の最大範囲はそのサンプルの最大振幅が属するようにヒストグラムを仮定する．そして，仮定した割合のヒストグラムとそのサンプルの波数から最大振幅に対応した各振幅のヒストグラムを得る．つまり，振幅をすべて拾い出すのは一グループのなかで一つのサンプルのみであって，それ以外は，各サンプルの最大振幅と上下動の頻度数から単純化した振幅の割合に基づいて逆に振幅の分布を求めるのである．(データ量が膨大となることから，このような便法で求めた．) すべてのサンプルについての振幅のヒストグラムを重ね合わせてグループのヒストグラムを作成し，さらにすべてのグループのものを取りまとめて測定全体としてのヒストグラムを得た．

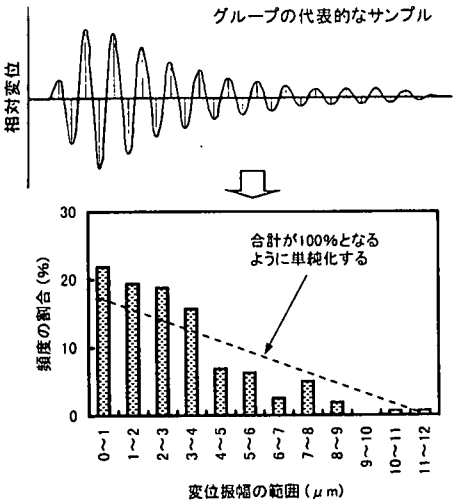


図-19 回転変位のヒストグラムの求め方

また，4章2節で示したひずみの発生状況は，各グループで集計した変位振幅のヒストグラムをひずみのヒストグラムに書き直し，それらをすべてのグループについて集計したものである．

参考文献

1) (財)道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案)，第1編 埋設ジョイントの設計施工手引き(案)，pp.1-46, 1995.
2) 高橋 修，丸山暉彦，稲葉武男：格子パネルを用いた埋設ジョイントのひずみ分散機能に関する基礎的検討，土木学会論文集，No.532/V-30，pp.77-87, 1996.
3) (社)日本道路協会：道路橋示方書 共通編，pp.1-46, 1995.
4) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱，pp.90-94, 1992.

5) 丸山暉彦：アスファルト混合物の寿命予測方法に関する研究，東京工業大学 博士論文, 1980.
6) 坂上浩則：再生アスファルト混合物の耐久性に関する研究，長岡技術科学大学 修士論文，1986.
7) Takahashi, O., Maruyama, T. and Inaba, T. : Reinforcement effects of grid panel buried in asphalt layer, *Proc. 6th Workshop on Paving in Cold Areas*, Volume 1, pp.265-285, 1996.
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.71-78, 1981.
9) 鈴木和夫：アスファルト舗装の耐久性に関する研究，長岡技術科学大学 修士論文，1985.
10) Maruyama, T., Takahashi, O., Himeno, K. and Hayashi, M. : A simple temperature estimation method in asphalt mixture layers, *Proc. 5th Workshop on Paving in Cold Areas*, Volume 1, pp.426-436, 1993.
11) Claessen, A.I.M., Edwards, J.M., Sommer, P. and Ugé, P. : Asphalt pavement design. The Shell method, *Proc. of 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, pp.39-74, 1977.
12) The Asphalt Institute : Computer program DAMA User's manual, 1983.
13) 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，第366号/V-4，pp.143-151, 1986.

(1997. 11. 19 受付)

FATIGUE RESISTANCE FOR DYNAMIC BRIDGE DECK MOVEMENTS ON THE GRID PANEL TYPE BURIED JOINT

Osamu TAKAHASHI, Teruhiko MARUYAMA and Takeo INABA

Bridge deck movements induced from traffic loading affect a buried joint as repetitive dynamic outer force. This kind of movement is not very long, but acting rate is very quick. In current structural design procedure, buried joint type and detail specifications are determined by longer thermal movement. It means that dynamic deck movement is not taken into account. In this study, dynamic movement influence toward the grid panel type buried joint was discussed. Actual bridge deck movement was quantitatively evaluated from field measurements, and fatigue failure envelope of asphalt layer was derived from cyclic bending test. Based on these investigations, fatigue life of buried joint layer was predicted in accordance with Miner's low. From the results of case studies applied for regional national highway, it was found that movement influence toward the grid panel type buried joint is so little as to be able to ignore, since influence of horizontal deck movement is hardly propagated to upper layer.