連続鉄筋コンクリート舗装横ひび割れの 荷重伝達機能

西澤辰男¹ · 七五三野茂² · 小松原昭則³ · 小梁川雅⁴

¹工博 石川工業高等専門学校助教授 環境都市工学科 (〒929-03 河北郡津幡町北中条)
 ²工修 日本道路公団試験研究所 舗装研究室長 (〒194 東京都町田市忠生1-4-1)
 ³日本道路公団試験研究所 舗装研究室主任研究員
 ⁴工博 東京農業大学講師 農学部農業工学科 (〒156 東京都世田谷区桜丘1-1-1)

連続鉄筋コンクリート舗装 (CRCP) の構造設計においては横ひび割れの荷重伝達機能を適切に考慮することが必要である. CRCP のように不連続性を有するコンクリート舗装版の応力解析には、平板理論に基づいた FEM が有効である. その際、ひび割れ部は3つの線形ばねでモデル化されるが、CRCP の横ひび割れのよう な微細なひび割れにおけるばね定数は明らかになっていない. そこで試験舗装における載荷実験によって、ひ び割れ部のコンクリート版の応力状態を調べ、それに基づいてモデルのパラメータを同定した. その結果ひび 割れのばね定数の値は、コンクリート版の平均温度によって変わることが明らかになった.

Key Words : continuously reinforced concrete pavement, transverse crack, load transfer, FEM analysis

1. はじめに

連続鉄筋コンクリート舗装(以下 CRCP)は、縦方 向の鉄筋によってコンクリートの体積変化を拘束し、微 細な横ひび割れを分散させて発生させることにより、横 目地を省略したコンクリート舗装の一種である.横目 地がないので、乗り心地の改善、維持管理の軽減など いくつかの利点を有している.また、温度変化による ひび割れ部での変位が小さく、レフレクションクラック の防止効果が期待できることから、アスファルト表層 を持つコンポジット舗装のベースとしての利用も検討 されている.

CRCP の設計は、横ひび割れを制御するための鉄筋 量の決定と、供用後の交通荷重に抵抗するための版厚 の決定とから成る.これらの理論的な背景が確立され ていなければ、両者のバランスの取れた合理的な設計 を行なうことはできない.前者については佐藤ら^{1),2)} の研究があり、我が国のコンクリート標準示方書舗装 編³⁾にもその考え方が踏襲されている.後者は、CRCP の力学的挙動の正確な予測が必要であるが、CRCP が 横ひび割れの存在によって不連続な構造となるため力 学的な取り扱いは難しく、実用的な解析法が確立され ていない.このようなことから、CRCP の版厚設計は かなり経験的な要素が強い.

コンクリート舗装においては横目地やそり変形を考 慮した FEM によって構造解析を行う手法が開発されて おり^{4),5)},この手法を CRCP の構造解析にも適用する ことが可能である.その際に問題となるのは、横ひび 割れにおける荷重伝達モデルである.FEM 解析におい てはこれらの不連続性を3つの線形ばねモデルに基づ いた目地・ひび割れ要素で対応するが、横ひび割れの荷 重伝達能力を表すばね定数の具体的な値については不 明である.著者らは、微細なひび割れではせん断伝達 だけでなく、曲げモーメントの伝達もあることを初め て明らかにした⁶⁾.それ以降、曲げモーメントの伝達 効果は広く認められたものの^{7),8)}、ばね係数の値につ いての明確な指針は与えられていないのが現状である.

本研究の目的は、CRCP の合理的な版厚設計法に必要な力学モデルを確立するために、CRCP の横ひび割れの荷重伝達機能を正確に反映したパラメータの値を決定することにある。そのために、CRCP の試験舗装において載荷実験を実施し、そこで得られた結果に基づいて横ひび割れのパラメータの値を同定した。さらに、それらの値とコンクリート版の温度との関係について考察した。

2. FEM 解析

(1) **FEM** 解析の定式化

弾性平板理論に基づいた FEM による CRCP のモデ ルを図-1に示す. コンクリート版は4 節点の12 自由度 の平板要素に分割し,路盤は1 次元のばねモデルであ る Winkler 基礎とする. 横ひび割れは,その荷重伝達 機能を線形ばねでモデル化したひび割れ要素に置き換



図-1 CRCPのFEMによるモデル化

える. このようなモデル化に基づいたコンクリート舗 装の剛性方程式は次式のようになる⁵⁾.

$$(\mathbf{K} + \mathbf{J} + \mathbf{H}) \cdot \mathbf{d}_e = \mathbf{f}_s + \mathbf{f}_v - (\mathbf{J} + \mathbf{H}) \cdot \mathbf{d}_t$$
(1)

ここに,

(2) 路盤との接合条件

Winkler 基礎においては、コンクリート版は変位に 比例する路盤反力を受ける.ただし、温度勾配により コンクリート版が路盤の上方にそり上がり、路盤の接 合条件が変化する.そこで以下のような路盤との接合 条件を設定した.

$$q = \begin{cases} k \cdot (w - w_0) & ((w - w_0) \ge 0 \text{ のとき}) \\ 0 & ((w - w_0) < 0 \text{ のとき}) \end{cases}$$
(2)

ここに

 q : 路盤反力

 w : たわみ

 w₀ : 平板と路盤との隙間

 k : 路盤 k値

w₀は温度勾配によるそり変形によって生ずる部分的な 路盤と平板との隙間を考慮するために導入した.このような路盤条件を仮定した場合,路盤の剛性マトリックス



は平板のたわみの関数となり、剛性方程式(1)が非線形 になる.そこで、式(1)を解くために Newton-Raphson 法を採用した.すなわち、平板のたわみを計算した後、 式(2)の条件に従って路盤の剛性マトリックス H を構 成しなおす.その後、改めて平板のたわみを計算し、式 (1)が十分な精度で成り立つまでこのような計算を繰り 返す.通常 3~4 回で収束して解が得られる.

(3) ひび割れの荷重伝達モデル

CRCP の横ひび割れにおける荷重伝達は、図-2に示 すように、せん断、曲げおよびねじりの3種類の線形 ばねでモデル化される⁶⁾.

すなわち、次式のように表現される.

$$\mathbf{f}_l - \mathbf{f}_u = \mathbf{K}_J (\mathbf{d}_l - \mathbf{d}_u) \tag{3}$$

ここに、

- **f**_l, **f**_u : 載荷側および非載荷側の節点力ベク トル
- d_l, d_u : 載荷側および非載荷側の節点変位ベクトル

$$\mathbf{K}_J = \begin{bmatrix} \kappa_w & 0 & 0 \\ 0 & \kappa_t & 0 \\ 0 & 0 & \kappa_n \end{bmatrix}$$

 $\kappa_w, \kappa_t, \kappa_n$: それぞれ、せん断、曲げ、ねじりに 対する単位長さたりのばね定数

CRCP の微細なひび割れにおいては若干の曲げモーメ ントの伝達があるが、ねじりの効果、すなわち κ_n はほ とんど無視できるとされている⁶⁾. しかしながら、そ の結果はベンケルマンベーム試験のたわみから導き出 されたものであり、コンクリート版内のひずみ分布に 対する検証はなされていない. そこで本研究において は、 κ_w 、 κ_t の値についてはその結果を尊重しつつ、 κ_n も含めて新たに検討することとした.

(4) ひび割れモデルの特性

ばね係数がひび割れ部における荷重伝達特性に及ぼ す影響について, FEM による数値計算によって検討す る.後述する舗装区間の CRCP を計算の対象として, 表-1に示すような入力データを用いた.また計算に用 いた要素分割を図-3に示す.20tf(196kN)の荷重をひび

表-1 計算に用いた諸数値

コンクリート版幅	4.5 m
コンクリート版厚	25 cm
コンクリートの弾性係数	33320 MPa
コンクリートのポアソン比	0.13
せん断ばね係数 [κw]	$10 \sim 1 \times 10^7 \text{ MPa}$
曲げばね係数 [<i>ĸ</i> t]	$1 \times 10^4 \sim 1 \times 10^{11} \text{ kN/m}$
ねじりばね係数 [ĸn]	$1 \times 10^2 \sim 1 \times 10^8 \text{ kN/m}$
ひび割れ間隔	2 m
路盤K値	196 MN/m ³



割れ縁部に、300 mm × 300 mm の正方形等分布荷重 として作用させた. ばね係数の値を表-2のように変化 させ、荷重直近のひび割れ方向およびその直角方向の 曲げ応力 (それぞれ σ_y , σ_x とする)を、載荷側、非載荷 側について計算した. σ_y は縦ひび割れの発生原因とな るので、CRCP の設計上のクリティカルな応力と考え ることができる.

σ_yに対しては κ_w が最も大きな影響を及ぼすことが明 らかとなった.そこで、 κ_t 、 κ_n をパラメータとして、 σ_y と κ_w の関係を図-4に示した. κ_w か小さいと荷重の伝達 が十分に行われないため、載荷側の応力は非常に大き い. κ_w が大きくなるに従って、載荷側と非載荷側の σ_y はほぼ等しくなり、ひび割れのない場合の応力に収束 していく. κ_w の値が1×10⁵MPa以下の範囲において その影響が顕著である. κ_t の影響は図の中で狭い帯と なって現れており、 κ_t が増加すると σ_y はその帯の中で 減少する.また、 κ_n が1×10⁷kN/m以上になると影響 が現れ、その値が増加すると載荷側の σ_y は減少し、非 載荷側のそれは増加していく.

 σ_x に対しては κ_t が最も大きな影響を及ぼし、 κ_w, κ_n の影響はわずかであることがわかった。そこで、 κ_w, κ_n をパラメータとして、 $\sigma_x \geq \kappa_t$ の関係を図-5に示した。 κ_t の値が 1×10^5 kN/m 以上の範囲においてその影響が顕



図-4 ばね係数が σ_y に及ぼす影響



図-5 ばね係数が σ_x に及ぼす影響

表-2 コンクリート版応力に及ぼすばね係数の影響

ばね係数	影響する範囲	影響する応力
κ_w [MPa]	$\sim 1 \times 10^{5}$	ひび割れに平行な方向
$\kappa_t [\rm kN/m]$	$1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^9$	ひび割れに直角な方向
$\kappa_n [kN/m]$	$1 \times 10^7 \sim$	ひび割れに平行な方向

著であり、最終的にはひび割れのない場合に近い応力 値に収束していく、 σ_x がひび割れ直角方向の応力であ り、 κ_t がひび割れ直角方向の曲げモーメントの伝達を つかさどることから、これは自然な結果といえる、 κ_w の影響は図中に狭い帯となって現れており、 κ_w が増加 すると載荷側の σ_x は減少し、非載荷側のそれは増加し ていく傾向にある、また、 κ_n の影響は非常にわずかで あって、その値を変化させても σ_x の値はまったく変化 しなかった.

以上の結果を表-2にまとめた.また、 $\kappa_w \ge 1 \times 10^8$ MPa, $\kappa_t \ge 1 \times 10^9$ kN/m, $\kappa_n \ge 1 \times 10^7$ kN/m で、ひび 割れのない中央載荷の応力値とほとんど等しくなるの で、それぞれの上限値と考えることができる.



図-6 荷重と埋め込みひずみゲージの位置

表−3 試験区間の断面とコンクリートおよび路盤の性状					
	項目	A 区間	B 区間		
		(上り)	(下り)		
	版幅 [m]	3.0	4.5		
レン	版厚 [mm]	220	250		
ク	縱方向鉄筋間隔 [D16,mm]	150	125		
リ	鉄筋比 [%]	- 0.6	0.64		
	横方向鉄筋間隔 [D16,mm]	500	500		
ト	弾性係数 [MPa]	3.04×10^{4}	3.40×10^4		
版	ポアソン比	0.137	0.134		
路	セメント安定				
盤	処理層 [mm]	150	150		
	路盤 K ₃₀ 值 [MN/m ³]	1823	421		

3. 試験舗装における載荷実験

(1) 試験舗装の概要

CRCP の試験舗装区間は、山陽自動車道吹田山口線 の兵庫県三木市の約 1.8km の上下区間である. その一 部に載荷試験および温度応力測定用のひずみゲージを 設置した試験区間を設けた. 舗装断面は表-3に示すよ うな 2 種類である. 上りの調査区間は版厚 22cm であ り、作業の都合上,登坂車線に設定されたため版幅は 3m と狭い. 下りの調査区間は版厚 25cm で、走行車線 に設定されており、版幅は通常の 4.5m ある. 以降、こ れら上下方向の試験区間をそれぞれ A 区間および B 区 間と呼ぶことにする. この区間は 1995 年 11 月に施工され、3 か月後最初 の載荷試験を実施した時点において、横ひび割れが発 生していた.ひび割れスケールを用いた目測によれば、 ひび割れの開きは 0.05 mm から 0.1 mm と微細であっ た.試験区間におけるコンクリートの材料試験および 路盤における平板載荷試験を実施し、解析に必要なコ ンクリートの弾性係数、ポアソン比、路盤 K 値を得た. その結果は表-3に示す通りである.

(2) 載荷実験の概要

試験区間において、比較的気温の低い2月中旬から3 月上旬にかけて1回目の載荷試験を、それよりも気温 の高い4月下旬から5月中旬にかけて2回目の載荷実 験を実施した.図-6はひずみゲージの位置と荷重作用 位置を示している.

自然なひび割れを発生させるために、特別なひび割 れ誘導措置はとらなかった.したがって、ひずみゲー ジを埋め込む段階においてはひび割れ発生位置が予測 できなかったので、ひずみゲージを広い範囲に設置し ておいた.ひずみゲージは1個所につき、コンクリー ト版上面、中央面、下面に埋め込み、断面方向のひず み分布、温度分布を計測できるようにした.載荷試験 時には試験区間においても、CRCP 特有の微細なひび 割れが発生していた.これらのひび割れの発生状況も

表-4 実験時のコンクリート版内温度(℃)

	荷重位置	平均	温度差	平均	温度差
A 区間	実施	1回目		2回目	
	1	6	2	23	6
	2	4	1	23	3
	3	6	1	18	4
	4	7	1	21	2
	実施	1回目		2回目	
В	1	8	2	19	7
区 間	2	9	3	22	6
	3	7	2	14	3
	4	9	4	27	5

図に示してあるが、その発生位置はひずみゲージを埋め込んだ場所に近く、ひび割れ縁部、隅角部載荷が可能となった.2回の載荷実験時においてひび割れ発生状況に変化はなかった.

荷重作用位置は、A、B区間とも、中央部(図中の番号で1、以下同様)、自由縁部(2)、ひび割れ縁部(3) およびひび割れ隅角部(4)の4個所である.載荷はレッカー車(441kN級)を反力として、ジャッキによって直径300mmの円形載荷板を介して行った.荷重を1tf(9.8kN)きざみで作用させ、各荷重段階におけるひずみ量を計測し、荷重直下のひずみが10⁻⁴に達する段階で除荷して1サイクルとした.同時に各ひずみ計の温度も計測し、版内の温度勾配をモニターした.各載荷位置において、3サイクル繰り返して再現性についてチェックした.

載荷実験時のコンクリート版平均温度および上下面 の温度差を表-4に示す.コンクリート版の平均温度と は、上面、中央面、下面の温度の平均である.荷重作 用位置は、2回とも正確に同一である.コンクリート版 の平均温度、温度差ともに、2回目の方が1回目よりも 高いことが分かる.

(3) 載荷実験の結果

載荷実験によって得られた荷重直下の荷重-ひずみ曲 線を図-7に示した. ほぼ荷重とひずみは比例しており, 荷重レベルが弾性範囲内であることがわかる. この図 においては3サイクルの値をそのままプロットしてあ るが,それらの結果はほぼ同一であり,実験の再現性 は良好である.荷重直下においては,版上面が圧縮,底 面が引張で,両者のひずみ量が等しくかつ中央面がほ ぼゼロという曲げ理論に従った挙動が見られた. ただ し,一部の結果においては下の図に示すように,中央 面がほぼゼロであるにも関わらず,版上下面のひずみ 量に差が現れるものがあった. 結果の整理にあたって, このように上下面のひずみ量が異なった場合には,大 きい方の値を採用した. 設計上,安全側になると考え たためである.



図-7 実験によって得られた荷重-ひずみ曲線 (上:A 区間,中 央部載荷,下:A 区間,自由縁部載荷)

図-8はそれぞれの載荷位置における最大ひずみを, 実験した時期によって比較したものである。先の結果 から荷重とひずみは比例関係にあると考えてよいので, 20tf(196kN)の値に換算した. さらに、埋め込み位置を 考慮して版下面での値に変換した値を図に示している. 中央部載荷や自由縁部載荷の場合1回目と2回目では 大きな差はないが、ひび割れ縁部載荷やひび割れ隅角 部載荷の場合には、2回目(初夏)より1回目(初春) のひずみの方が大きい. これは明らかにひび割れの影 響であって、2回目より1回目の方がひび割れ部の荷重 伝達能力が低いためであろう. 横ひび割れの荷重伝達 能力は、主にひび割れの開き依存すると考えられてい る.1回目の実験時のコンクリート版内の平均温度は約 6 ℃から 9 ℃, 2 回目の版内温度は 14 ℃から 23 ℃で あり、その差は10℃程度であった.実験は施工後3か 月を過ぎてから行われており、その時の天候も良好で あったことから、乾燥収縮ひずみの影響は少ないと考 えられる、そうであれば、ひび割れ幅は主にこのよう な温度差によって変化することが予想される¹⁾. ただ し、最小目盛り 0.05 mm のひび割れスケールによる現 場での目測では、1回目と2回目の開きの差を確認する ことはできなかった.



図-9 計算に用いた要素分割

以上の結果より、CRCP のコンクリート版は基本的 に、線形弾性理論に従った挙動をすることが確認され た.その一方で、横ひび割れの存在によって CRCP の 力学的挙動が大きく影響されること、またコンクリー ト版の平均温度によってもその挙動が異なることが明 らかとなった.

4. 実験結果の FEM 解析

(1) 中央部および自由縁部載荷

FEM 解析の有効性を検証するために、ひび割れの影響のない中央部および自由縁部載荷について FEM による計算を行った.計算に使用した入力データは表-3の値を用いた.なお、路盤 K 値については、K₃₀を2.2で除した値を用いた.計算に用いた要素分割を図-9に示す.載荷位置やひずみを計算する節点は実験に対応させており、図には次項で扱うひび割れ縁部およびひび割れ隅角部の載荷位置も示している.

図-10は実測ひずみと計算ひずみを比較したものであ る.ひび割れの影響がないことから、実験実施日、載 荷位置、区間の区別をせずに一括してプロットしてい る.図から明らかなように、実測値と計算値は良好な 対応を見せているといってよい、実測ひずみと計算ひ ずみとの誤差を以下の式によって評価する.

$$e_s = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} (\epsilon_i^m - \epsilon_i^c)^2} \tag{4}$$

ここに,

 e_s : 誤差 n : 比較する計測点の数 ϵ^m : 実測ひずみ ϵ^c : 計算ひずみ

図-10に示した中央部および自由縁部載荷の場合, e_sの 値は 13.2 であった.以上より、ひび割れのない場合, FEM モデルによる解析は実用上十分な精度を持ってい ることが確認された.

(2) ひび割れ縁部および隅角部

載荷実験の結果に基づいて、横ひび割れモデルのパ ラメータであるばね定数の値を具体的に同定していく. ひび割れ部のパラメータの値を同定するために、それ らのパラメータ値を表—5に示すように変化させて、こ れらのすべての組み合わせについて FEM 計算を実行 した. $\kappa_w \geq \kappa_t$ の値は著者らの研究において、それぞれ 5×10^3 から 5×10^4 MPa および 5×10^4 から 5×10^5 kN/m の範囲にあることが見出されているので、それ らを少し広げた範囲を設定した. κ_n の影響はわずかで あることされているが、その確認のためにかなり広い 範囲の値を設定した.それぞれの計算結果に式(4)を適



図-10 中央および自由縁部載荷における実測値と計算値の 比較

κ_w [MPa]	1×10^3 , 5×10^3 , 1×10^4 , 5×10^4 ,		
	$1 \times 10^5, \ 1 \times 10^8$		
$\kappa_t \; [\rm kN/m]$	$1 \times 10^4, 5 \times 10^4, 1 \times 10^5, 5 \times 10^5,$		
	$1 \times 10^{6}, 1 \times 10^{7}, 1 \times 10^{9}$		
$\kappa_n \; [\rm kN/m]$	$0, 1 \times 10^3, 1 \times 10^4, 1 \times 10^5,$		
	$1 \times 10^{6}, 1 \times 10^{7}, 1 \times 10^{9}$		

表-5 ひび割れ部のばね係数の設定

用して誤差を求め、その値が最小になるパラメータ値 を同定結果とした.また、中央部および自由縁部での *e*_s=13.2 を、同定されたパラメータ値の信頼性を測る 基準とした.

表-6に同定結果として、 e_s が最小となるパラメータ 値の組み合わせをまとめた。A、Bの両区間において、 ひび割れ縁部載荷の場合には e_s は小さく同定の結果は 良好であったが、偶角部載荷では e_s の値はほとんどが 基準値を上回っており、また同定結果も広い範囲にわ たっている。隅角部載荷における e_s が大きい原因は不 明であるが、設計上クリティカルになるのはひび割れ 縁部載荷であることから、以降ひび割れ縁部の結果に 基づいて議論していく。 κ_w の値は先の研究で提案され ている値を含む範囲に同定されているが、 κ_t は全般に かなり高い値となった。 κ_n の値は広い範囲で同定され ているが、これはその影響がかなり小さいためである。

ひび割れ縁部について、同定された値を採用した場合の計算値と実測値の比較を行った結果を図-11に示す. 計算を行う際、同定された値が範囲を持つ場合にはその下限値を採用した.この場合の誤差 e_sは 12.9 であり、 計算値と実測値の対応は良好であることが分かる.

1回目と2回目の載荷実験から同定された値には大 きな差が認められるが、これはコンクリート版平均温 度の影響ではないかと予想される.そこで、図-12にお



図-11 ひび割れ縁部載荷における実測値と計算値の比較



図-12 ばね係数に及ぼすコンクリート版温度の影響

いてコンクリート版平均温度とひび割れ縁部載荷から 同定された κ_w , κ_t の関係をみる. B 区間の κ_t を除いて, コンクリート版平均温度が高いほど, κ_w , κ_t の値は大 きくなる. 図-4の結果から考えて, κ_t の変動は設計上 クリティカルなひび割れ方向の応力, σ_y , にさほどの 影響は及ぼさないが, κ_w の変動は49kN 輪荷重による σ_y を 0.25 MPa 程度変化させるため,設計における影 響度は κ_w の方が大きいといえる.

5. まとめ

CRCP の横ひび割れにおける荷重伝達機構をモデル 化し、そのパラメータを試験舗装における載荷実験結 果から同定した.本研究によって得られた成果をまと めると以下のようになる.

1) ひび割れモデルのばね係数がコンクリート版の応 力に影響を及ぼす範囲は、 κ_w で1×10⁵MPa以下、

区間	載荷位置	時期	$\kappa_w ~[{ m MPa}]$	$\kappa_t [\rm kN/m]$	$\kappa_n [\rm kN/m]$	e _s
A	ひび割れ	1	1×10^3	$1 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$	1×10^{6}	12.3
î. Îvr	縁部	2	$5 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$	1×10^{9}	$0 \sim 1 \times 10^{6}$	12.9
	ひび割れ	1	1×10^3	1×10^{6}	$0 \sim 1 \times 10^6$	8.3
	偶角部	2	1×10^8	1×10^9	$0 \sim 1 \times 10^9$	21.7
В	ひび割れ	1	$5 imes 10^3$	1×10^9	$0 \sim 1 \times 10^6$	12.9
	縁部	2	1×10^{8}	1×10^7	$0 \sim 1 \times 10^6$	12.3
	ひび割れ	1	$5 \times 10^4 \sim 1 \times 10^6$	1×10^9	$0 \sim 1 \times 10^9$	35.6
	隅角部		1×10^{8}	1×10^9	$0 \sim 1 \times 10^6$	35.6
		2	$5 \times 10^4 \sim 1 \times 10^8$	$1 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$	$0 \sim 1 \times 10^9$	24.1

表-6 ひび割れ部のばね係数の同定結果

 κ_t は $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^9$ kN/m, κ_n は 1×10^7 kN/m 以上である.

- コンクリート版内の平均温度が高いほど、ひび割れ縁部における実測ひずみは小さい。
- 3) ひび割れの影響の小さい中央部や自由縁部におい ては、実測値と FEM による計算値はよく一致し、 FEM モデルの妥当性が検証された.
- 実験結果から同定されたばね係数の値は、κ_wについては従来と同程度、κ_iについては従来の値よりもかなり高い値となった.従来からいわれているように、κ_nの影響は小さい.
- κ_wの値はコンクリート版の平均温度が高くなるに 従って大きくなる.この温度による係数値の変化 は、49kN 輪荷重によるひび割れ縁部応力に 0.25 MPa 程度の差をもたらす.

謝辞:載荷実験を行うにあたり、日本道路公団大阪 建設局神戸工事事務所長田中裕治氏、舗装工事長仲道 義馬氏をはじめとする関係各位の多大な協力を頂いた. ここに記して感謝の意を表する. ment of new design method for control of cracking in continuously reinforced concrete pavement, Proc. of 4th Int. Conf. on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, pp.431-443 1989.

- 2) 阿部洋一・川上淳仁・亀田昭一・佐藤良一: 連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れに関する研究, コンクリート構造物の体積変化によるひび割れ幅制御に関するコロキウム論文集, pp.61-70, 1990.
- 3) 土木学会:コンクリート標準示方書舗装編, 1996.
- 4) 西澤辰男・福田正・松野三朗: コンクリート舗装版の横 目地における力学的挙動の解析, 土木学会論文集, 第 378 号/V-6, pp.185-193, 1987.
- 5) 西澤辰男・蛭川明・福田正: FEM 解析に基づくコンク リート舗装版横目地のそり応力式,土木学会論文集,第 532 号/V-30, pp.89-96, 1996.
- 6) Nishizawa, T., Matsuno, S. and Fukuda, T. : A mechanical model for the rational design of CRCP, *Proc. of 3rd Int. Conf. on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*, 1985.
- Jackson, P.A.: Continuously reinforced concrete pavement: A literature review, Contractor Report 127, Transport and Road Research Laboratory, 1988.
- 8) Marchionna, A. and Molinaro, E.: Use of the FWD evaluation of rigid pavements, Proc. of 3rd Workshop of Theoretical Design of Concrete Pavements, 1994.

(1996.10.14 受付)

参考文献

1) Sato, R., Hachiya, Y. and Kawakami, A.: Develop-

LOAD TRANSFER AT TRANSVERSE CRACKS IN CONTINUOUSLY REINFORCED CONCRETE PAVEMENT

Tatsuo NISHIZAWA, Shigeru SHIMENO, Akinori KOMATSUBARA and Masashi KOYANAGAWA

In the structural design of continuously reinforced concrete pavement (CRCP), load transfer across transverse cracks should be properly taken into account. Plate FEM based on the elastic plate theory can be a good tool for stress analysis of concrete pavement slab with cracks and joints. Though load transfer at crack could be modeled by three elastic springs, coefficients of the springs have never been exactly specified. In this study, the coefficients were identified from the results of loading experiments conducted on test pavements. It was found that the coefficients depend on the average temperature in the concrete slab.