

コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDIES ON THE STRUCTURAL DESIGN OF CONCRETE PAVEMENT

岩 間 滋*

By Sigeru Iwama

要 旨 コンクリート舗装版に生ずる応力のうち、輪荷重応力と温度応力を実物大のコンクリート舗装について、実験的に測定した。

輪荷重応力は、静荷重を加えた場合のコンクリート舗装版のたわみ、ひずみおよび路床路盤の反力などを測定することによって、その大きさと載荷位置に対する影響縁を求め、国道上数カ所において大型車の走行位置分布を観測した結果を利用して、走行位置分布を考慮した輪荷重応力の度数を求めた。

温度応力は、内部応力、端部こう東応力およびそりこう東応力にわけて考え、コンクリート舗装版の温度変化変位、伸縮、そりなどを測定する一方、いろいろな温度差における破壊試験を実施し、2種類以上の方法で、その大きさと時間を求めた。

また、主としては供試体について、コンクリートの疲労曲線を測定し、さらに実物大のコンクリート舗装版にくり返し荷重を加えた場合のひびわれの発生と発達を観測することによって、コンクリート版の縦縁部を補強する方法を比較した。

その結果、合成応力の大きさと度数から見て、もっともきびしい応力条件にさらされているのは、コンクリート舗装版縦縁部であることを明らかにし、コンクリート舗装版の縦自由縁部またはタイバーにつき縦突合せ目地縁部の輪荷重応力に関する設計公式および影響縁、ならびに大型車の重量別走行台数と大型車後輪の走行位置分布を考慮して、輪荷重応力の大きさと度数を求め、縦縁部の温度応力に関する設計公式と温度差の時間を考慮して温度応力の大きさと時間を求め、輪荷重応力と温度応力の時間的組合せを考へて、合成応力の大きさと度数を決定し、これを新しいコンクリートの疲労曲線と照合することによって、コンクリート舗装を設計するのが合理的であることを結論した。

また、コンクリート舗装版の縦縁部を補強することによって、舗装全体の寿命をいちじるしく高めうることを論じ、直径 13~16 mm の異形鉄筋 5~6 本などによって縦縁部を補強することは、肉眼で見える程度のひびわれの発生を少なくするばかりでなく、ひびわれの発達も防ぐ効果が高いことを明らかにした。

1. 緒 言

コンクリート舗装の構造設計に関しては、すでに多数の研究が発表されている。しかし今日まで慣用されている設計方法には、①スリップパーなどによって横目地を補強するようになった最近のコンクリート舗装においては、隅角ひびわれがきわめて少なく、縦縁部から横方向に生ずるひびわれが多いにもかかわらず、隅角部の輪荷重応力をもととしたものしかないこと、②コンクリート舗装版縦自由縁部の輪荷重応力に関しては、いくつかの理論式ならびに実験式が発表されているが、半円載荷板に全荷重を加えることを仮定していて実際と合わないこと、③タイバーで補強したコンクリート舗装版縦突合せ目地縁部の輪荷重応力式がないこと、④車輪の走行位置が道路の横断方向に分布していることを考慮したものがないこと、⑤日間および年間を通じての温度応力の大きさと時間を設計に採り入れたものがないこと、⑥舗装コンクリートの疲労曲線はずか 100 000 回を限度としたものしかなく、今日の交通情勢に全く合わないことなど問題点が少ない。本論文は、これらの問題点を解明するために、主として建設省土木研究所において、昭和 30 年 4 月から 37 年 12 月までわたって実施した、実験的な研究の結果を要約したものである。

本研究を行なうにあたって、終始有益なご指導ご鞭撻をいただいた歴代土木研究所長、道路部長、舗装研究室長、非常なご援助を下さった建設省荒川下流、関東 4 号、大宮国道、甲府工事、大津国道などの各工事事務所の方々、ならびに試験の実施にあたって特別な努力を払われた舗装研究室の方々、さらに本論文の取りまとめにあたって、きわめて適切なご助言をいただいた東京大学国分教授に厚くお礼申し上げます。

2. コンクリート舗装版応力の理論

(1) 温度応力

温度変化によって薄い弾性版に生ずる応力は、Timoshenko が一般解を与えており、版表面温度が時間的に正弦変化するとした場合の Timoshenko の温度応力の解を Thomlinson が与えている。これらの温度応力の解によると、コンクリート版の温度応力を内部応力、端部

* 正会員 日本道路公団高速道路静岡建設局浜松工事事務所

こう東応力およびそりこう東応力の3つに分解して考えることができる。内部応力は、版の深さ方向の温度勾配が直線でないために生ずる応力であり、端部こう東応力は、平均温度が変化することによって版が平面的に伸縮しようとするのを妨げるために生ずる応力であり(この応力は路盤摩擦による摩擦応力と隣版などのこう東による狭義端部こう東応力にわけて考えることがある)、そりこう東応力は版表面と底面の温度差によって、版がそろうとするのを妨げるために生ずる応力である。内部応力は、こう東のいかに無関係にきまるが、端部こう東応力とそりこう東応力は、こう東の大小によって相違するので、完全にこう東した版(まったく変形しない版)の温度応力を理論式で求め、それにこう東の程度を表わすこう東係数を掛けて、実際の温度応力を求めることが多い。いずれにせよ、理論式は完全にこう東された版の応力を取り扱っている。

a) Thomlinson の温度応力式 Thomlinson は、コンクリート舗装版表面の温度が正弦曲線で変化すると仮定し、

$$\theta = \theta_0 \sin \frac{3\pi}{T} t \dots\dots\dots(1)$$

これを熱伝導方程式に入れて深さ z cm の点の温度を求め、

$$\theta_z = \theta_0 e^{-(\alpha/\phi)\sqrt{\pi}T} \sin\left(\frac{2\pi}{T}t - \frac{z}{\phi}\sqrt{\frac{\pi}{T}}\right) \dots\dots(2)$$

式(2)を Timoshenko の温度応力式に入れて、完全にこう東されたコンクリート版の各温度応力がすべて正弦曲線で表わされることを明らかにした。

$$i\sigma_i = A_i \sin 2\pi \frac{t+t_i}{T} \dots\dots\dots(3)$$

$$e\sigma_i = A_e \sin 2\pi \frac{t+t_e}{T} \dots\dots\dots(4)$$

$$w\sigma_i = A_w \sin 2\pi \frac{t+t_w}{T} \dots\dots\dots(5)$$

式(1)~(5)で

- θ : コンクリート版表面の温度 (°C)
- θ_0 : コンクリート版表面温度の振幅 (°C, 半振幅)
- T : 温度変化の周期 (1日=86 400 sec または1年=31 536 000 sec)
- t : 時間 (sec)
- θ_z : 深さ z cm の点のコンクリート版温度 (°C)
- ϕ^2 : コンクリートの温度伝導率 (熱拡散率) $=\nu/c\rho$ (cm²/sec)
- ν : コンクリートの熱伝導率 (cm \cdot g/sec³ \cdot °C)
- c : コンクリートの比熱 (cm²/sec² \cdot °C)
- ρ : コンクリートの密度 (g/cm³)
- $i\sigma_i$: コンクリート版中央部の内部応力 (kg/cm²)
- $e\sigma_i$: コンクリート版中央部の端部こう東応力 (kg/cm²)
- $w\sigma_i$: コンクリート中央部のそりこう東応力

(kg/cm²)

A_i : 内部応力の振幅 (kg/cm², 半振幅)

A_e : 端部こう東応力の振幅 (kg/cm², 半振幅)

A_w : そりこう東応力の振幅 (kg/cm², 半振幅)

t_i : 内部応力変化と表面温度変化の位相差 (sec)

t_e : 端部こう東応力変化と表面温度変化の位相差 (sec)

t_w : そりこう東応力変化と表面温度変化の位相差 (sec)

Thomlinson による温度の時間変化は 図-1, 各時刻ごとの温度~深さ曲線は 図-2, 各温度応力の振幅と位相差は 図-3 のようである。

本研究において、晴天が続いた場合の極大温度時刻と測定点の深さの関係から推定した温度伝導率 ϕ^2 は、0.01~0.02cm²/sec ($\phi \approx 0.12$) であったから、 $h=25$ cm のコンクリート版床面においては、周期1日に対して $\tau = \frac{z}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}} = \frac{25}{0.12} \sqrt{\frac{2.14}{86400}} \approx 1.2$ であり、周期1年に対して $\tau = \frac{25}{0.12} \sqrt{\frac{3.14}{31536000}} \approx 0.066$ である。

図-1 半無限固体の表面温度が正弦変化する場合の各深さにおける温度の時間的変化の計算値

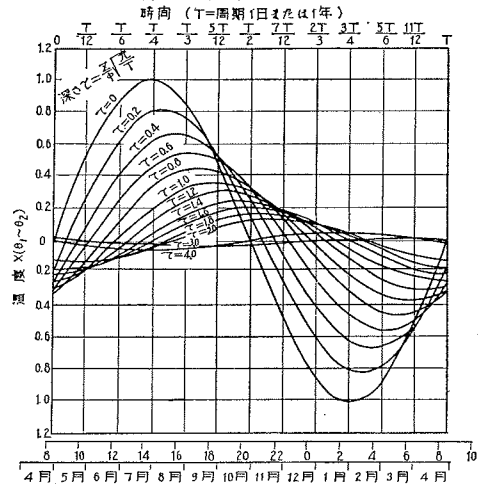


図-2 半無限固体の表面温度が正弦変化する場合の各時刻における深さ方向の温度分布の計算値

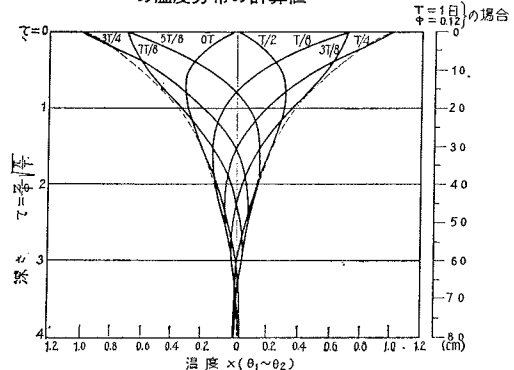
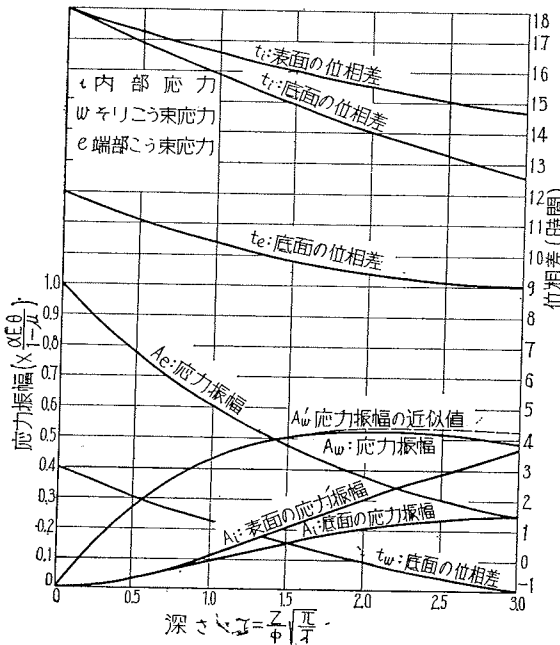


図-3 Thomlinson の温度応力の振幅と位相差の計算値



したがって、図-3 からつぎのことがいえる。

① 内部応力は、温度の日変化によってのみ生じ、年変化によっては生じない。コンクリート版底面の内部応力振幅は、表面のその 3/4~4/5 である。

② 端部こう束応力は、温度の日変化によっても年変化によっても生ずるが、日変化によるものは、年変化によるものの約 1/2 である。端部こう束応力は、コンクリート版全断面を通じて一定である。

③ そりこう束応力は、温度の日変化によってのみ生じ、年変化によっては生じない。コンクリート版底面のそりこう束応力振幅は、表面のそれと同じであるが位相が半周期だけずれている（応力の符号が常に反対である）。なお、コンクリート版縁部の温度応力は、それぞれ記号 $i\sigma_e, e\sigma_e, w\sigma_e$ で表わすが、中央部の温度応力のおおむね $(1-\mu)$ 倍である。

b) Westergaard のそりこう束応力式 Westergaard

は、版の深さ方向の温度変化が直線であること（すなわち内部応力が 0 であること）および路盤が鉛直方向にだけ反応をもつこと（スプリング路盤であること）を仮定して、完全にこう束された版のそりこう束応力を求めた。

$$w\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha E \theta' \dots\dots\dots (6)$$

ここで

$w\sigma_e$: 長さ無限大のコンクリート舗装版の縦縁部ににおける縦方向のそりこう束応力 (kg/cm^2)

α : コンクリートの温度膨張率 ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)

E : コンクリートのヤング率 (kg/cm^2)

θ' : コンクリート版の温度差 = 表面温度 - 底面温度 ($^{\circ}\text{C}$)

(2) 輪荷重応力の理論

コンクリート舗装版の輪荷重応力については、版の隅角部、縁部および中央部に輪荷重を加えた場合について多数の公式が発表されているが、スプリング路盤の仮定にもとづいた Westergaard の理論式および実験結果に合うように Westergaard の理論式を修正してつくった実験式が大部分を占めている。理論式としては、路盤がポアソン比をもつ弾性体から成っているととして、解かれた解がいくつかあるが、コンクリート舗装のように上層の版のヤング率と下層の路盤のヤング率の比がいちじるしく大きい場合には、スプリング路盤のほうが実用であると考えられたので、本研究においてはスプリング路盤の仮定にもとづいた輪荷重応力式を取り扱った。

a) 自由隅角応力式 Westergaard の第 1 隅角応力式は、スプリング路盤にもとづいたものであって、

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0.6} \right] \dots\dots\dots (7)$$

Pickett の隅角応力式は、実験式であって、

$$\sigma_c = \frac{4.2P}{h^2} \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0.925 + 0.22\frac{a}{l}} \right] \dots\dots\dots (8)$$

式 (7), (8) で

σ_c : コンクリート版の自由直角隅角部の最大応力 (kg/cm^2)

P : 輪荷重 (kg)

a : タイヤの接地半径 (cm)

a_1 : タイヤ中心と隅角先端の距離 (cm) = $\sqrt{2}a$

l : 剛比半径 = $\sqrt{\frac{4Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$ (cm)

μ : コンクリートのポアソン比

K : 路盤の支持力係数 (kg/cm^3)

b) 自由縁部応力式 Westergaard の縁部応力式

は、スプリング路盤の仮定にもとづいたものであって、

$$\sigma_e = 2.116(1+0.54\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \frac{l}{b} + 0.090 \right] \dots\dots\dots (9)$$

Teller & Sutherland の縁部応力式は、実験式であって

$$\sigma_e = 2.116(1+0.54\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \frac{l}{b} + \frac{1}{4} \log_{10} \frac{b}{2.54} \right] \dots\dots\dots (10)$$

式 (9), (10) で

σ_e : コンクリート版の自由縁部の最大応力 (kg/cm^2)

b : 式 (11) で与えられる等価接地半径 (cm)

$$b = \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \quad a < 1.724h \text{ の場合} \\ b = a \quad a \geq 1.724h \text{ の場合} \dots\dots\dots (11)$$

c) 中央部応力式 Westergaard の中央部応力式

は、スプリング路盤の仮定にもとづいたものであって、

$$\sigma_i = 1.1(1 + \mu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \frac{l}{b} + 0.268 \right] \dots\dots(12)$$

ここで

σ_i : コンクリート版中央部の最大応力 (kg/cm²)

3. 試験および調査の方法

(1) 温度応力の測定

コンクリート舗装版に生ずる温度応力は比較的大きく、時には輪荷重応力に匹敵するほど大きくなることは、従来もいわれてきたことであるが、温度応力が設計に採り入れられたことはもちろん、年間を通じて温度応力の大きさと頻度を求めた例は、過去においてまったくなかった。しかしコンクリート舗装版を設計するためには、単に輪荷重応力だけを考えるのは不合理であって、合成応力を考えるべきであることは、きわめて明らかであった。合成応力の要素としては輪荷重応力、温度応力、含水量変化などがあるが、初めの二応力ももっとも大きいと考えられたので、本研究においては温度応力の測定を第一に行なったのである。完全にこう束されたコンクリート舗装版の温度応力は、Thomlinson によって理論的にはほとんど完全に解かれたと思われる。たとえば、版表面の温度が正弦変化しないとしても、フーリエ級数に展開できることは明らかだからである。しかし、われわれが温度応力を設計に採り入れようとする場合、温度応力の大きさと時間をあらかじめ、簡単な方法で知ることができなければ、實際上意味がない。したがって、実際のコンクリート舗装版の温度変化が、どのようなかを観測して、温度応力の理論式、特に Thomlinson の方法を検討することを最初に行なった。

つぎに実際のコンクリート舗装版の温度応力の大きさと時間を知るためには、①温度変化の大きさと時間および、②こう束の大小を知ることが必要であるが、①温度変化については、わずかに最大値を測定した例が、一、二外国にあるだけであって、年間を通じての大きさと時間の測定した例は内外諸国を通じてまったくないことおよび、②こう束の大小については、版長6m前後のそりこう束係数を測定した米国の一例しかないことを考慮して、その測定を行なった。温度変化の実測値は、温度応力の理論式の検討に利用した観測値を、2時間ごとに整理して設計に利用しやすいようにした。端部こう束応力およびそりこう束応力を求めるのに必要なこう束係数は温度変化による変形をまったく自由に起こさせたときの変形量と、実際の変形量の測定値を比較して求めた。このように、完全こう束の場合の理論式にこう束係数を掛けて温度応力を求めることは、理論式が正しいことを前提としており、理論式の正否を検討することができない。この検討を行なうために、温度差が小さい午後5時～6時ごろと、温度差が大きい春の快晴の日の午後1時

～2時ごろに載荷試験を実施し、ひびわれ荷重と温度差の関係から、温度差に関する温度応力（内部応力およびそりこう束応力）を直接推定した。

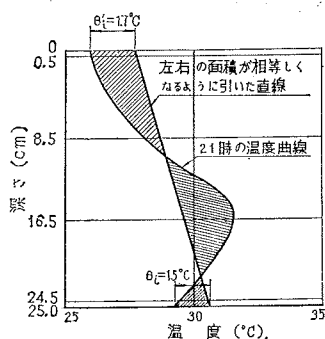
a) コンクリート舗装版温度変化の測定

温度応力を求める基礎資料となる温度変化の大きさと時間を知るために、また従来の温度応力式を検討するために、東京都北区に厚さ 15 cm, 20 cm および 25 cm の実物大コンクリート舗装を施工し、平面的に 25 カ所、深さ方向に 4～6 カ所、合計 118 点の温度を銅コンスタンタン熱電対で検出し、2年強にわたって連続的に観測した。また厚さ 5 cm のアスファルト コンクリートで被覆したコンクリート版の各点の温度変化も同様な方法で観測した。

b) 内部応力の測定

コンクリート版の内部応力は、深さ方向の温度分布を数式で表わしてから求める従来の方法が面倒で精度が低いので、著者の考案した図解法によって求めた。すなわち、深さ方向の温度分布が、図—4 の曲線で与えられた場合、左右の面積が相等しくなるような直線を引き、その直線がコンクリート版底面と交わったところの温度と実測底面温度との差に $\frac{\alpha E}{1-\mu}$ を掛けて縁部底面の内部応力を求め、 $\frac{\alpha E}{1-\mu}$ を掛けて、中央部底面の内部応力を求めた。ここで深さ方向の温度分布は、前述の実物大コンクリート舗装について観測した。

図—4 内部応力の図解法の説明図

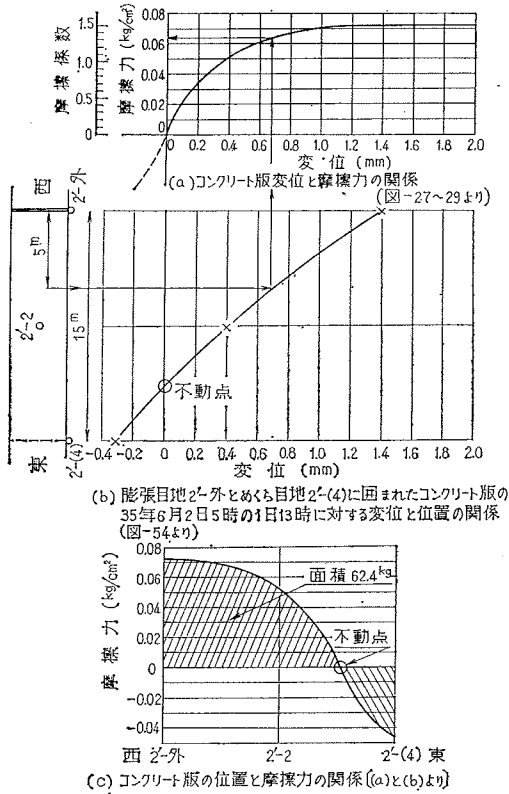


c) 端部こう束応力の測定

コンクリート版の端部こう束応力は、初め摩擦応力と狭義端部こう束応力の2つにわけて測定し、つぎに広義端部こう束応力を求めた。端部こう束応力を求めるためには、応力0の基準点を何時にとるかが問題であるが、最大値が得られるように最高温度または最低温度でコンクリート版が舗設されたものとして、これを求めた。

① 摩擦応力：コンクリート版の摩擦応力は、図—5に説明した図解法で求めた。すなわち幅 3.5 m, 長さ 5 m, 厚さ 15 cm および 25 cm の実物大コンクリート版をジャッキで水平におしたときの摩擦力と変位の関係 (a) と、千葉市穴川町に舗設した幅 3.75 m, 膨張目地間隔 180 m, めくら目地間隔 6 m, 10 m および 15 m, 厚さ 20 cm の実物大コンクリート版について測定した変位と位

図-5 摩擦応力の図解法による求め方の説明図



置の関係 (b) を使って、摩擦力和位置の関係を表わす曲線 (c) をつくり、その面積 (積分値) を単位幅あたりの断面積 $1 \times h$ で割ってその版の最大摩擦応力を求めた。

② 狭義端部こう束応力：コンクリート版の狭義端部こう束応力は、つぎの2つの方法によって、ごく大略の値を推定した。

① 目地板の圧縮応力と変形との関係をあらかじめ求めておき、膨張目地間隔 180 m、めくら目地間隔 6 m、10 m および 15 m の実物大コンクリート舗装版の膨張目地幅伸縮量を、これに入れて求める方法。この方法は目地板の変形特性が、乾湿の状態やくり返し載荷などの条件によって、かなり大きく相違するために正確さに欠ける点があった。

② 膨張目地間隔 180 m、めくら目地間隔 6 m、10 m および 15 m の実物大コンクリート版の膨張目地幅伸縮と温度変化との関係から温度変化 1°C あたりの膨張目地幅伸縮量を求め、

$$\frac{(\text{コンクリートの膨張率} \times \text{膨張目地間隔}) - (\text{温度変化} 1^\circ\text{C あたりの膨張目地幅伸縮量})}{(\text{コンクリートの膨張率} \times \text{膨張目地間隔})}$$

で、こう束係数を計算し、これに完全こう束の場合の端部こう束応力の理論式を掛ける方法。この方法は、めくら目地の存在をまったく無視していることが欠点であるが、めくら目地がおおむね閉じた高温時においては、比

較的妥当な結果を与えた。

③ 広義端部こう束応力：コンクリート版の広義端部こう束応力は、膨張目地間隔 180 m、めくら目地間隔 6 m、10 m および 15 m の実物大コンクリート版について隣り合っためくら目地に囲まれた版を一枚の単位として考えた場合の版の伸縮量と温度変化の関係を測定し、

$$\frac{(\text{コンクリートの膨張率} \times \text{めくら目地間隔}) - (\text{温度変化} 1^\circ\text{C あたりの版伸縮量})}{(\text{コンクリートの膨張率} \times \text{めくら目地間隔})}$$

で、こう束係数を計算し、これに完全にこう束された場合の端部こう束応力の理論式を掛けて求めた。ここで、端部こう束応力の理論式は、道路中心線方向だけ一次的にこう束されたコンクリート版の縦縁部について考えた。

$$e\sigma_e = \alpha E \bar{\theta} \dots \dots \dots (13)$$

$\bar{\theta}$: コンクリート版平均温度の変化量 ($^\circ\text{C}$)

d) そりこう束応力の測定 コンクリート版のそりこう束応力は、つぎの2つの方法によって測定した。

① 膨張目地間隔 180 m、めくら目地間隔 6 m、10 m および 15 m の実物大コンクリート版について、そりすなわち版中央の上下移動量と、版端の上下移動量との差を測定し

$$\frac{(\text{コンクリート版上下両面の温度差から計算した自由なそり}) - (\text{そりの実測値})}{(\text{コンクリート版上下両面の温度差から計算した自由なそり})}$$

で、こう束係数を計算し、これに完全にこう束された場合のそりこう束応力の理論式を掛ける方法。ここで、そりこう束応力の理論式は、Westergaard の式 (6) を用いたが、その理由については 4. (3) で論ずる。

② 千葉市穴川町に舗設した膨張目地間隔 15 m、めくら目地間隔 5 m の実物大コンクリート版の上下両面の温度変化によるひずみを測定し、それを使ってコンクリート版のそりを計算し、

$$\frac{(\text{コンクリート版の温度差から計算した自由なそり}) - (\text{コンクリート版上下両面のひずみ実測値から計算したそり})}{(\text{コンクリート版の温度差から計算した自由なそり})}$$

で、こう束係数を計算し、これに完全にこう束された場合のそりこう束応力の理論式を掛ける方法。

e) ひびわれ荷重の相違による温度応力の推定 b) ~ d) の温度応力の測定法は、いずれも理論式の考え方を応用したり、理論式にこう束係数を掛けて求めるものであるから、理論式自体の正否を検討することはできない。したがって本研究においては、コンクリート版上下両面の温度差が小さい時刻と、温度差が大きい時刻を特に選んで、厚さ 20 cm および 25 cm のコンクリート版の破壊試験を実施し、ひびわれ発生時の荷重の大きさと温度差の関係から、温度差に関する温度応力 (内部応力とそりこう束応力) を直接推定する方法も採用した。

(2) 輪荷重重力の測定
コンクリート舗装版の輪荷重重力については、すでに

多数の公式が発表されていて、いまさら新しく応力式を考えるのもどうかと思われるほどであるが、それでもなお、①スプリング路盤の仮定による誤差が果たして小さいかどうか、②全円載荷板による版縁部応力式および補強した版縁部応力式がまったくないこと、③車輪の走行位置が道路の横断方向に分布していることを考慮したものがないことなどの疑問の点が残っている。本研究においては、これらの疑問の点を解明することに重点をおき、従来の公式の検討も兼ねて、実物大のコンクリート舗装の載荷重応力を測定した。

a) 路床および路盤の試験 コンクリート版舗設前および破壊試験終了後において、路床および路盤の平板載荷試験を実施した。またコンクリート版の載荷試験時における路床および路盤の反力を、路床面および路盤面に埋設した土圧計によってそれぞれ測定し、その結果とコンクリート版たわみの関係を平板載荷試験結果と比較した。

b) コンクリート版の載荷試験 厚さ 20 cm, 25 cm, および 24 cm, 幅 3.75 m および 3.50 m, めくら目地間隔 5 m, 膨張目地間隔 15 m および 30 m の実物大コンクリート舗装に静荷重を加え、ひびわれ発生荷重のおおむね 1/2 の荷重によるコンクリート版のたわみおよびひずみ、ひびわれ発生時の荷重の大きさ、ひびわれ発生時におけるコンクリート版のたわみおよびひずみなどを測定した。載荷位置は、コンクリート版各部分の応力の比較、車輪の走行位置（載荷位置）の影響、載荷板直径の影響などを検討する目的によって選んだ。

コンクリート版のたわみは、ダイヤルゲージ、ベンケルマンビーム、カールソン継目計を利用したたわみ計などによって測定した。コンクリート版のひずみは、表面および側面に貼りつけたワイヤストレーンゲージおよび表面付近と底面付近に埋めこんだカールソンひずみ計によって測定し、その結果を二次元弾性方程式に入れて応力を計算した。ひびわれ発生時の荷重は、主として観察によってひびわれを発見することによって決定した。しかし、コンクリート版中央部のようにひびわれの発生を観察できない箇所においては、荷重-ひずみ曲線あるいは、荷重-たわみ曲線などを利用して、ひびわれ荷重の概略値を推定した。これらの試験は、温度変化による測定誤差を除去するために、夜間テント中で実施した。

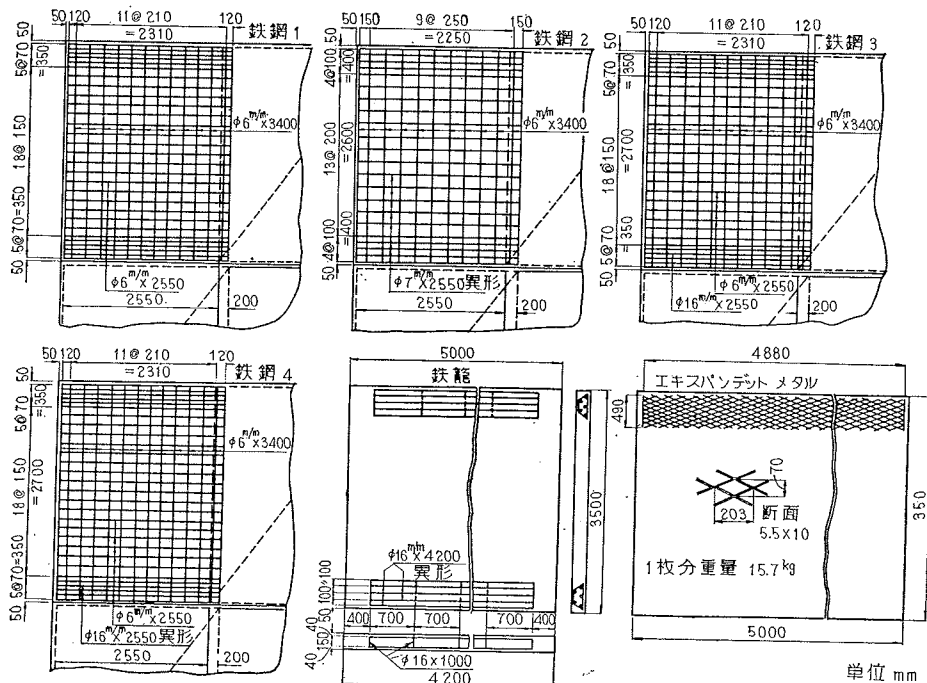
c) 大型車の走行位置分布と走行時間変化の調査

車道幅員 6.5 m, 7.5 m および 9 m の 2 車線道路および車道幅員 13 m の 4 車線道路において、大型車後輪の走行位置と走行時間の 24 時間調査を実施した。

(3) 舗装コンクリートの疲労曲線

舗装コンクリートの疲労曲線は、米国イリノイ州道路局で作成したものが、従来使われていたが、①わずか 100 000 回を限度としていること、および②わが国の舗装コンクリートよりはるかに軟練りのコンクリートについて求められたものであることから修正を要すると思われるので、主として 15 cm × 15 cm × 53 cm のはり供試体に、曲げ破壊荷重の 95, 90, 85, 80, 70, 60% を最大荷重とし、最大荷重の約 10% を最小荷重とする 3 等分点荷重を、200~600 回/分の速さで加え、ひびわれ発生

図-6 コンクリート版補強方法の詳細図



回数を測ることによって求めた。また、厚さ 24 cm, めくら目地間隔 5 m の実物大コンクリート版の自由縁部に、ひびわれ荷重の約 90% の荷重を最大荷重とし、最小荷重を 0 とするくり返し荷重を加えた場合の荷重とひびわれ発生回数との関係を参考にした。

(4) コンクリート舗装版自由縁部補強方法の比較試験

温度応力と輪荷重応力を合成すると、コンクリート版各部の応力条件はかなり相違し、縦縁部(自由縁部または目地縁部)の応力条件がもっともきびしいことがわかったので、縦縁部を補強することによって、全体の寿命を高められないかどうか検討した。

コンクリート舗装版自由縁部の補強方法を比較するために、厚さ 24 cm, めくら目地間隔 5 m のコンクリート版について、図-6 に示したように 6 種類の方法で補強したものとまったく補強しなかったものをつくり、それにくり返し荷重を加えた場合のひびわれの発生と発達を測定して補強効果を比較したが、比較試験のうち、つぎの 2 つの方法によって有意の差が認められた。

① 静的載荷試験を実施し、ひびわれ発生時における荷重の大きさ、ひびわれの幅と長さ、25 t 荷重におけるひびわれの幅と長さ、荷重を 15 t に戻したときのひびわれの幅と長さを測定したのち、同一箇所にも最大 9 t, 最小 3.3~3.5 t の荷重を 100 000 回加え、その後 15 t の静荷重によるひびわれの幅と長さを測定する方法。

② 最大 26 t, 最小 0 t の荷重を人力でくり返し加え、ひびわれの幅および長さ、くり返し回数との関係を求める方法。

4. コンクリート舗装版の温度応力

コンクリート舗装版の温度応力を内部応力、端部こう東応力およびそりこう東応力の 3 つに分けて、それぞれ 2 種類以上の方法で実験的に求めたが、①端部こう東応力は引張応力になる場合の大きさが小さいので設計上無視しても安全側であること、および②東京付近のコンクリート舗装版の年間を通じての内部応力およびそりこう東応力の大きさと時間を求めた結果、設計には両応力を合成したものを簡便式で計算すればよいことを明らかにし、温度応力をコンクリート版の設計に採り入れる方法を初めて確立した。

(1) 温度変化による内部応力

東京付近に施工した厚さ 25 cm のコンクリート版の晴天が続いた場合における深さ方向の温度分布の測定例は図-7 のようであり、同じコンクリート版中央部底面の 20 時, 23 時および 13 時における内部応力の大きさと年間度数は、それぞれ図-8, 9 および 10 のようであることが実験的に求められた。図-7 から、深さ方向の温度分布が直線であるとする Westergaard の仮定が誤り

図-7 コンクリート版の深さ方向の温度分布の測定例

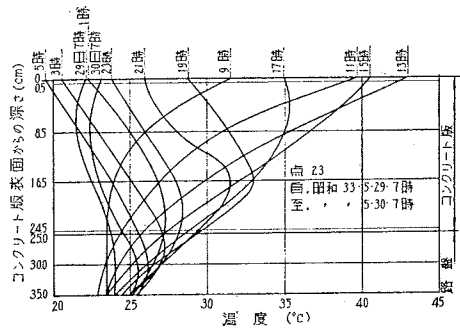


図-8 20 時の内部応力の度数分布 (版厚 25 cm 中央部)

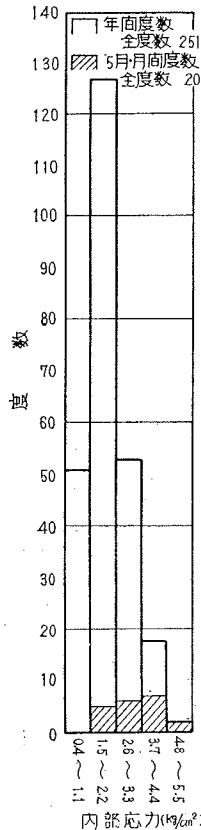
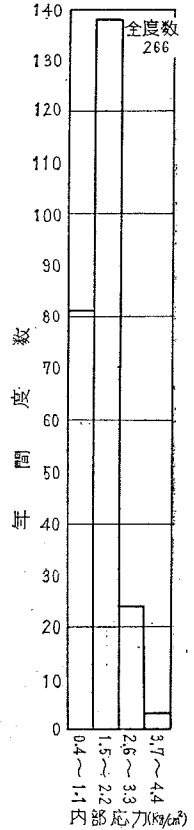


図-9 23 時の内部応力の度数分布 (版厚 25 cm 中央部)



であることは明らかである。また 図-2 と 図-7 とくらべると、コンクリート版表面温度が正弦変化しているとする Thomlinson の仮定も、完全に正確ではない。内部応力の日変化を正確に追究することはきわめて困難であったが、東京付近においては晴天が続いた場合、16 時ごろ 0, 20 時ごろ引張最大、4 時ごろ 0, 10 時半ごろ圧縮最大に達することが明らかになった。コンクリート版中央部底面の内部応力は、5 kg/cm² 以上の引張応力になることが年間数日あり、温度変化のはげしい春季にお

図-10 13 時の内部応力の
度数分布
(版厚 25 cm 中央部)

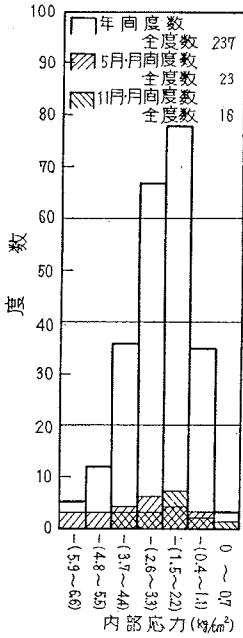


図-11 前日の昼の応力が
0 であるとした場
合の日最大摩擦応
力 (版厚 25 cm)

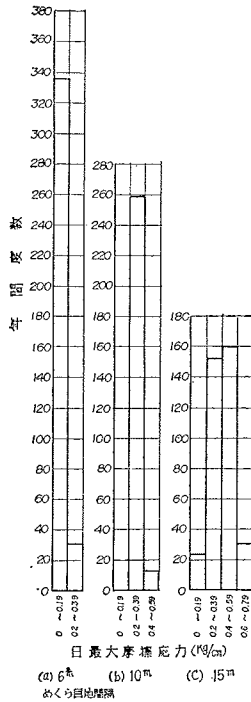
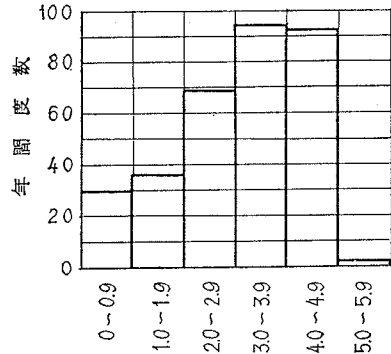


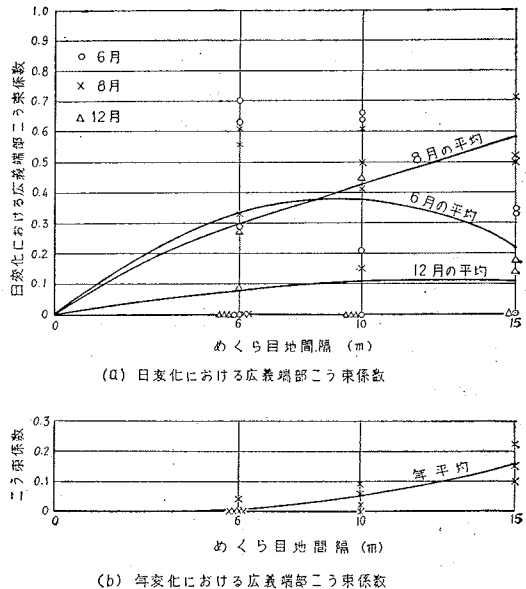
図-12 6 時ごろの応力が 0 であるとした場合の
日最大狭義端部 ころ東 応力の度数分布



は、端部ころ東応力が比較的大きい圧縮応力となることが明らかにされたと思われる。

c) 広義端部ころ東応力 適当量のスリップバーでめくら目地および膨張目地を補強した厚さ 20~25 cm のコンクリート版の広義端部ころ東係数は、図-13 のようであることが実験的に求められた。同図によると、温度の日変化における広義端部ころ東係数は、温度降下期においてはいちじるしく小さく、めくら目地間隔 15 m までは 0.2 以下であるのに対し、温度上昇期においては

図-13 広義端部ころ東係数



いていくぶん大きい傾向がある。

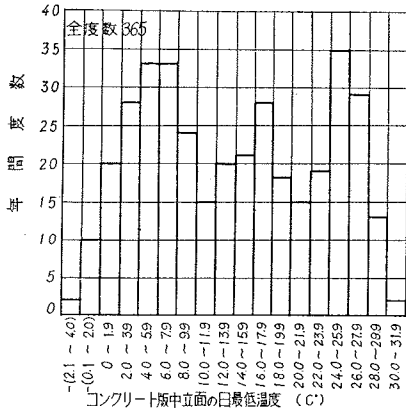
(2) 温度変化による端部ころ東応力

a) 摩擦応力 東京付近に施工した厚さ 25 cm のコンクリート版の、前日の昼の応力が 0 であるとした場合の日最大摩擦応力は、図-11 のようであることが実験的に推定された。また同じコンクリート版の最高温度 (8 月) における応力が 0 であるとした場合の年最大温度降下量 30°C による摩擦応力は、めくら目地間隔 6 m, 10 m および 15 m に対して、それぞれ 0.7 kg/cm², 1.3 kg/cm² および 2.0 kg/cm² くらいであることが実験的に求められた。これらの実験によってめくら目地 (収縮目地) をもつコンクリート版の摩擦応力は、きわめて小さいことが明らかにされたと思われる。

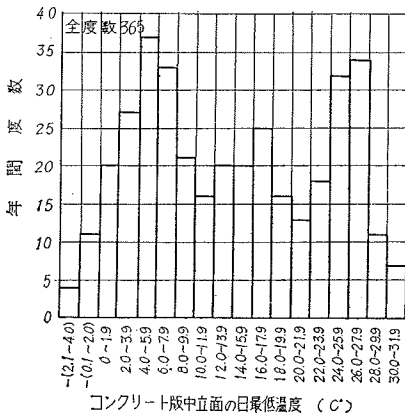
b) 狭義端部ころ東応力 コンクリート版の狭義端部ころ東応力は、その定義から考えて圧縮応力にしかないものであるが、東京付近に施工した厚さ 25 cm のコンクリート版の 6 時ごろの応力が 0 であるとした場合の、日最大圧縮狭義端部ころ東応力は、図-12 のようであることが実験的に推定された。また同じコンクリート版の最低温度 (2 月) における応力が 0 であるとした場合の、年最大温度上昇量 33°C による圧縮狭義端部ころ東応力は、10~15 kg/cm² 以上であることが、実験的に求められた。これらの実験によってめくら目地をもつコンクリート版であっても寒冷な時期に施工された場合に

降下期の 3 倍以上である。したがって、引張応力となる端部ころ東応力は小さいのに対し、圧縮応力となる端部ころ東応力は大きいことが明らかである。このことは、前述摩擦応力と狭義端部ころ東応力の測定結果からも明らかであって、温度降下期におけるころ東力は、路盤摩擦およびすべりにくいように誤って施工されたスリップバーのころ東しかないのに対し、温度上昇期におけるこ

図-14 コンクリート版中立面の
日最低温度の度数分布

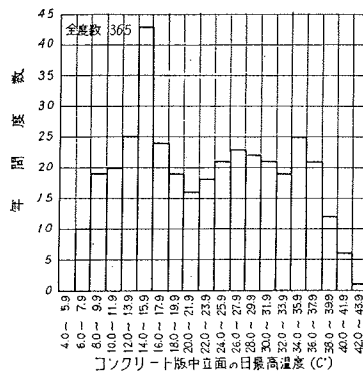


(a) 版厚 20cm

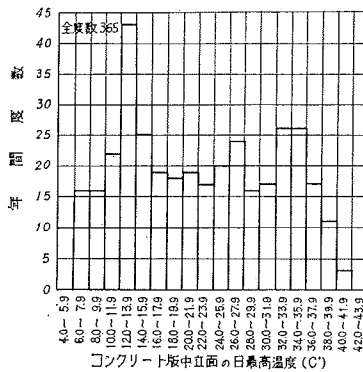


(b) 版厚 25cm

図-15 コンクリート版中立面の
日最高温度の度数分布



(a) 版厚 20cm



(b) 版厚 25cm

う東力はこれらのこう東力のほかに隣版のこう東が加えられるためであると考えられる。図-13によると、温度の年変化における広義端部こう東係数もきわめて小さく、めくら目地間隔 15m までは 0.2 以下である。東京付近に施工したコンクリート版の中立面の日最低温度の度数分布は 図-14 のようであり、日最高温度の度数分布は 図-15 のようであった。また東京付近に施工した厚さ 20 cm のコンクリート版の温度の年変化は、図-16 のようであった。コンクリート版の舗設温度が与えられた場合、式 (13) と 図-13 こう東係数と 図-14, 15 あるいは 16 (c) を使えば、広義端部こう東応力の大きさと頻度を計算することができる。いずれにせよ、広義端部こう東応力は、比較的大きい圧縮応力となることが多いのに反して引張り応力となる場合は小さく、コンクリート版に生ずる引張り応力をむしろ減ずるように働ることが多い。この応力は設計上無視しても一般に安全であることが明らかにされたと思われる。

(3) 温度変化によるそりこう東応力

a) そりこう東係数 適当量のスリッパでめくら目地と膨張目地を補強した厚さ 20~25 cm のコンクリ

ート版のそりこう東係数は、図-17 のようであることが実験的に求められた。同図の結果を丸めた 表-1 の数値は、厚さ 20~25 cm のコンクリート舗装の設計に用いるそりこう東係数として使えると考えられる。

正の温度差におけるそりこう東係数は、きわめ大きく、めくら目地間隔 6m 以上に対して 0.9 以上である。これに対して、負の温度差におけるそりこう東係数は、めくら目地間隔が小さい場合には比較的小さく、めくら目地間隔が 10m に達して初めて 0.9 になる。負の温度差におけるそりこう東力は、隣版のこう東とスリッパのこう東だけであるのに対し、正の温度差におけるそりこう東力は、これらのこう東の他に版の自重によるこう東が加えられるために、こう東係数が相違するのであると考えられる。

b) そりこう東応力の計算

式) そりこう東応力の計算式は、応力の大きさと位相を同時に解決しているという意味で、Thomlinson の方法が原理的にはるかに進んでいると思われるにもかかわらず

図-17 そり実測値から求めたコンクリート版のそり
こう東係数

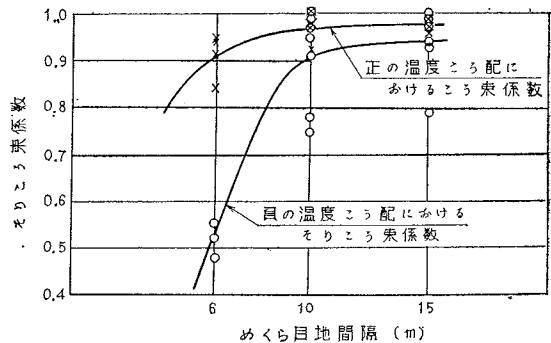
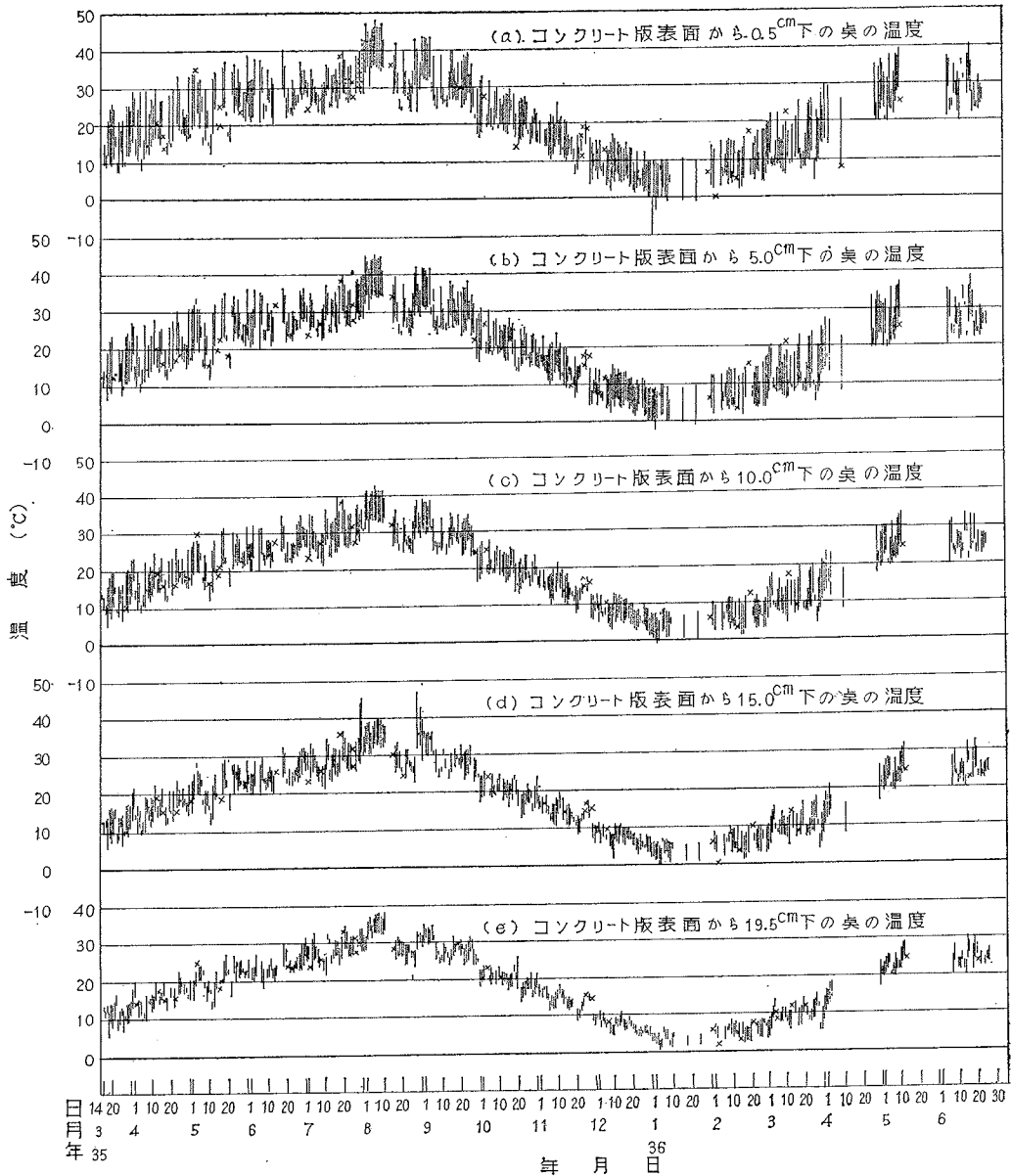


表-1 設計に用いるそりこう東係数

めくら目地間隔 (m)	5.0	6.0	7.5	8.0	10.0	12.5	15.0
そりこう東係数	正の温度差	0.85	0.91	0.95	0.95	0.96	0.97
	負の温度差	0.40	0.55	0.73	0.78	0.90	0.93

図-16 コンクリート版温度の年変化



らず、Westergaard の式 (6) を採用した。その理由は、①コンクリート版の温度差が正である場合には、両方法ともほぼ同じ応力を与えること、②温度差が負である場合には、Thomlinson の方法が使えないこと、③温度差が正の時間と負の時間は相等しくなく、Thomlinson の仮定が誤っていることなどである。①について初めに理論的に考察する。

Thomlinson はコンクリート版表面温度振幅 θ_0 によって、そりこう束応力を与えているのに対し、Westergaard は、コンクリート版上下両面の温度差 θ' によってそりこう束応力を与えている。

温度差 θ' は式 (1) と式 (2) の差であるから

$$\theta' = \theta_0 \sin \frac{2\pi}{T} t - \theta_0 e^{-\tau} \sin \left(\frac{2\pi}{T} t - \tau \right) \dots \dots (14)$$

式 (14) を Westergaard の中央部のそりこう束応力 $\frac{\alpha E \theta'}{2(1-\mu)}$ に入れると

$$w \sigma_i' = A_w' \sin \frac{2\pi}{T} (t + t_w') \dots \dots \dots (15)$$

$$A_w' = \frac{\alpha E \theta_0}{2(1-\mu)} [1 - 2e^{-\tau} \cos \tau + e^{-2\tau}]^{1/2} \dots (16)$$

式 (16) による A_w' の計算値は、図-3 に点線で示した。同図によれば、 A_w と A_w' はほとんど同じである。

つぎに正の温度差による日最大そりこう束応力について

て考察する。厚さ h cm のコンクリート版の温度差が最大となる時刻は、式 (14) において $\frac{d\theta'}{dt} = 0$ とおき

$$\tan \frac{2\pi}{T} t = \frac{e^{\tau}}{\sin \tau} - \cot \tau \dots \dots \dots (17)$$

図-18 コンクリート版上下両面の最大温度差とその時刻およびそりこう東応力最大の時刻の Thomlinson の方法による計算例

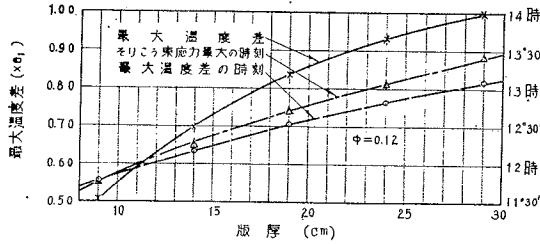
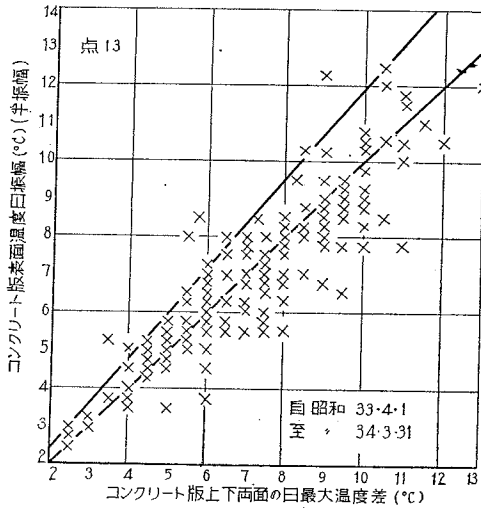
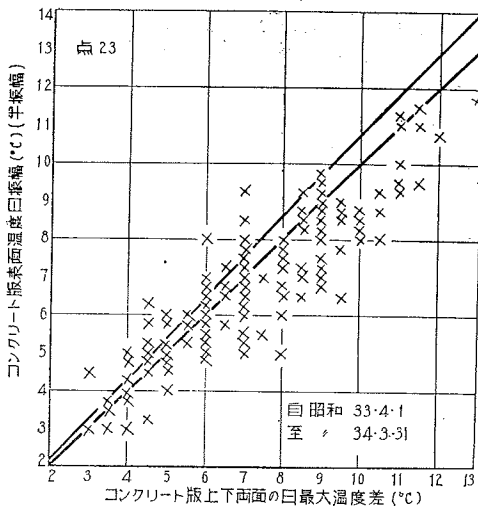


図-19 コンクリート版表面温度振幅と上下両面温度差の関係 (a) 版厚 20 cm

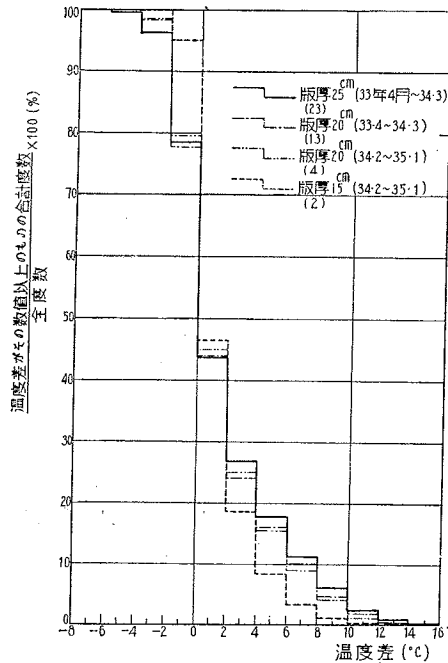


(b) 版厚 25 cm



式 (17) で与えられる t は 8 時を時間原点と考えた場合、図-18 の破線のようにであった。この t を式 (14) に入れて求めた θ' の極大値は、図-18 の実線のようにであった。また Thomlinson によるそりこう東応力最大の時刻は、図-18 の一点鎖線のようにであった。図-18 によると、たとえば厚さ 20 cm (温度測定点間隔 19 cm) のコンクリート版の最大温度差が表面温度振幅の 0.837 倍であれば、両方法が完全に一致する。しかし両者の関係を実測したところ、図-19 のようであって、むしろ $\theta_0 = \theta'$ という単純な関係に近い。すなわち、正の温度差における日最大そりこう東応力は、Westergaard によっても Thomlinson によってもほとんど同じであるが Westergaard によるほうがわずかに大きい。図-18 によると正の温度差における日最大そりこう東応力の生ずる時刻は、Westergaard によっても Thomlinson によってもほとんど同じであるが、Westergaard のほうがわずかに早い。

図-20 2 時間ごとの温度差の累加度数分布



② については、上記の考察をもう一度行なうまでもなく、図-7 あるいは 図-7 と 図-2 の比較によって明らかである。図-20 は、コンクリート版の 2 時間ごとの温度差の累加度数分布の実測値を示したが、負の最大温度差は正の最大温度差の 1/2~1/3 であって、両者が相等しいとする Thomlinson の仮定は正しくない。

③ については、図-20 に示されているように、温度差が正の時間は 40~45%、負の時間は 55~60% であって両者 50% ずつとする Thomlinson の仮定は正しくない。実際、東京付近のコンクリート版の温度差が 0 とな

図-21 コンクリート版上下両面の温度差が 0 になる時刻

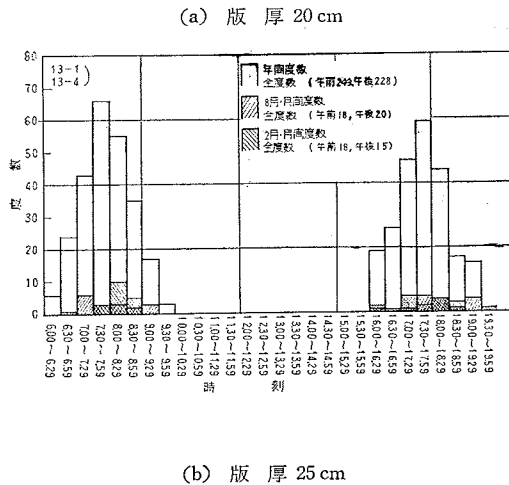


図-23 温度差が負の最大となる時刻

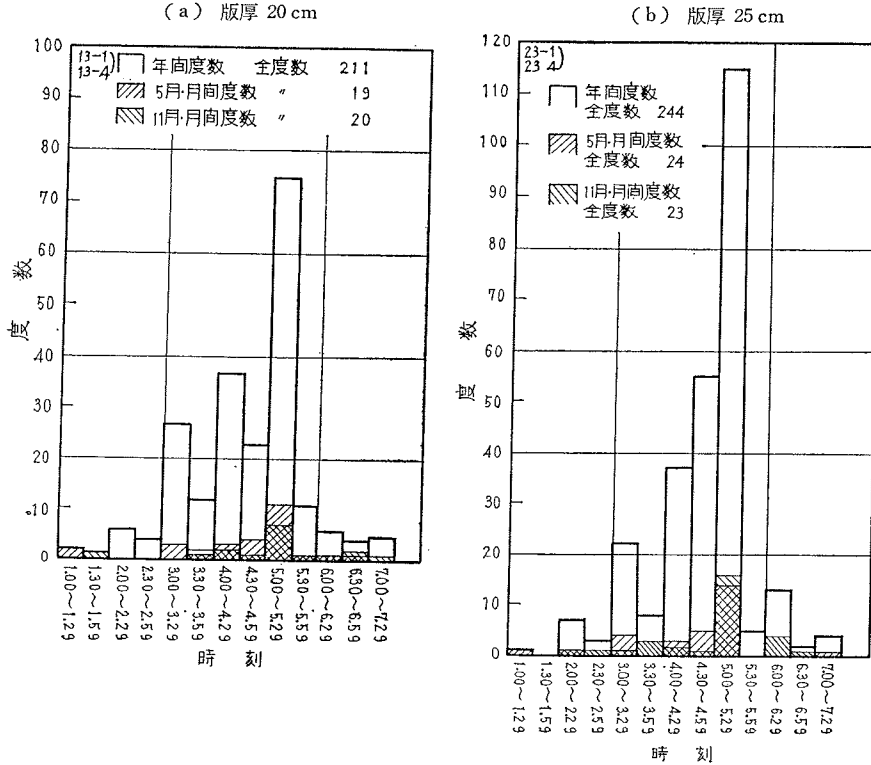
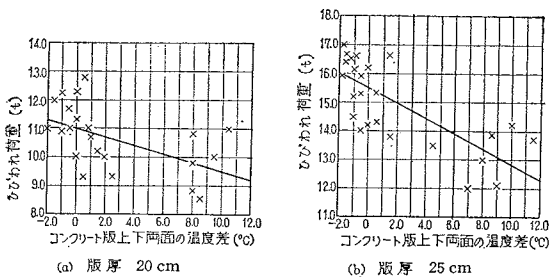


表-2 東京付近のコンクリート舗装版の設計に用いる温度差の大きさと時間

時間率 (%)	版厚 25 cm			版厚 20 cm			版厚 15 cm		
	R_i 温度差がその値以上になる時間全時間	R_j その温度差の時間温度差正の全時間	R_k その温度差の時間温度差負の全時間	R_i	R_j	R_k	R_i	R_j	R_k
14.0~15.9	0.1	0.2		0.0	0.0		0.0	0.0	
12.0~13.9	0.8	1.6		0.3	0.7		0.0	0.0	
10.0~11.9	2.4	3.7		1.6	2.8		0.2	0.4	
8.0~9.9	6.1	8.5		4.3	6.0		1.2	2.1	
6.0~7.9	10.9	11.0		9.5	11.5		3.3	4.5	
4.0~5.9	17.7	15.5		15.8	14.0		8.4	11.0	
2.0~3.9	26.7	20.5		24.6	19.5		18.6	22.0	
0 ~ 1.9	43.7	39.0		45.0	45.5		46.6	60.0	
- (0.1~2.0)	78.6		62.0	78.8		61.5	95.1		91.0
- (2.1~4.0)	96.3		31.5	98.6		36.0	100.0		9.0
- (4.1~6.0)	99.9		6.3	100.0		2.5	100.0		0.0
- (6.1~8.0)	100.0		0.2	100.0		0.0	100.0		0.0

図-24 コンクリート版自由縁部における温度差とひびわれ荷重の関係



(4) 設計に用いる温度応力式

a) ひびわれ荷重の差から求めた温度応力

適当量のスリップバーでめくら目地および膨張目地を補強した。厚さ 20 cm および 25 cm, めくら目地間隔 5 m のコンクリート版自由縁部における温度差とひびわれ荷重の関係は 図-24 のようであった。図-24 の各点はかなり大きくばらついているが、相関係数は、-0.98 および -0.85 であって強い相関関係がある。温度差とひびわれ荷重の関係が平均して 図-24 の直線で表わされるとすると、温度差 1°C あたりのひびわれ荷重の減少率は、版厚 20 cm に対して 0.15 t, 25 cm に対して 0.26 t である。この減少率は、温度差に關係する温度応力すなわち内部応力とそりこう束応力の和に相当するものであると考えられる。5.(4) で後述するが同じコンクリート舗装版自由縁部のひびわれ荷重およびひびわれ応力は、厚さ 20 cm および 25 cm の

版に対して、それぞれ 11.0 t および 15.6 t, 50.8 kg/cm² および 55.9 kg/cm² であった。したがって、温度差 1°C あたりの温度応力は、厚さ 20 cm および 25 cm のコンクリート版に対して、それぞれ $50.8 \times \frac{0.15}{11.00} = 0.69$ kg/cm² および $55.9 \times \frac{0.26}{15.60} = 0.93$ kg/cm² であると推定される。これに対して、4.(3) でのべた方法にしたがい、膨張率 $\alpha = 0.000009$ (°C⁻¹), ヤング率 $E = 290000$ kg/cm², めくら目地間隔 5 m のコンクリート版縦縁部底面の温度差 1°C あたりのそりこう束応力を計算する

表-3 コンクリート版各部分におけるひびわれ発生時の荷重、応力およびたわみ

舗 装	コンクリート版の部分	版厚 (cm)	温度差 (°C)	試験数	ひびわれ発生時の			温度差 1°C あたりの温度応力 (kg/cm ²)	
					荷重 (t)	応力 (kg/cm ²)	たわみ (mm)		
曲げ破壊強度におけるヤング率 E=290 000 kg/cm ² , ポアソン比 μ=0.26 の試験舗装	自由隅角部	20	{ 0.5 7.5 }	{ 2 2 }	{ 10.0 11.8 }	{ 50.0 58.2 }	{ 4.75 4.76 }	-1.3	
		25	{ -1.0 8.5 }	{ 2 2 }	{ 14.0 16.6 }	{ 46.6 57.1 }	{ 4.85 5.78 }	-0.9	
	スリップバーを用いた膨張目地隅角部	20	{ 0 7.8 }	{ 1 2 }	{ 16.0 19.3 }	{ 50.0 45.0 }	{ 5.32 5.94 }	-1.3	
		25	{ -0.5 7.3 }	{ 1 2 }	{ 23.7 23.8 }	{ 46.4 48.3 }	{ 5.84 5.94 }	0.0	
	φ19のスリップバーを用いためくら目地隅角部	20	{ 0.5 7.5 }	{ 1 2 }	{ 21.2 24.8 }	{ 53.2 60.3 }	{ 6.38 8.14 }	-1.3	
		25	{ -0.5 7.2 }	{ 2 1 }	{ 32.0 35.0 }	{ 46.2 50.0 }	{ 6.82 6.67 }	-0.6	
	スリップバーを用いためくら目地隅角部	20	{ 1.0 7.5 }	{ 2 2 }	{ 17.6 21.5 }	{ 51.6 54.5 }	{ 6.53 7.98 }	-1.7	
		25	{ -0.5 8.9 }	{ 2 2 }	{ 27.0 29.5 }	{ 44.2 49.0 }	{ 6.46 7.98 }	-0.4	
	自由縁部	20	{ 0.1 8.4 }	{ 16 6 }	{ 11.0 9.8 }	{ 50.8 51.4 }	{ 2.68 2.88 }	0.69	
		25	{ -0.1 8.5 }	{ 14 8 }	{ 15.6 13.0 }	{ 55.9 48.6 }	{ 2.16 2.01 }	0.93	
	スリップバーを用いた膨張目地縁部	20	{ 0.2 8.8 }	{ 2 2 }	{ 14.0 12.5 }	{ 50.9 52.1 }	{ 1.89 1.80 }	0.6	
		25	{ -0.2 6.5 }	{ 2 2 }	{ 18.0 16.0 }	{ 55.5 50.9 }	{ 1.83 1.60 }	0.9	
	φ19のスリップバーを用いためくら目地縁部	20	{ -0.5 8.3 }	{ 1 2 }	{ 15.0 15.0 }	{ 54.2 48.0 }	{ 1.89 1.65 }	0.0	
		25	{ -0.5 5.5 }	{ 1 2 }	{ 23.0 21.0 }	{ 39.0 36.5 }	{ 1.36 1.33 }	0.6	
	スリップバーを用いないめくら目地縁部	20	{ -0.5 6.3 }	{ 2 2 }	{ 13.0 12.0 }	{ 52.9 44.4 }	{ 1.70 1.44 }	0.6	
		25	{ -0.5 10.2 }	{ 2 2 }	{ 18.0 18.0 }	{ 48.0 50.0 }	{ 1.77 1.60 }	0.0	
	φ16のタイバーを用いた突合せ目地縁部	20	{ -1.4 8.8 }	{ 1 2 }	{ 15.0 14.5 }	{ 51.5 49.6 }	{ 1.82 2.02 }	0.2	
		25	{ 1.8 5.5 }	{ 1 2 }	{ 20.0 19.0 }	{ 56.4 49.0 }	{ 1.50 1.41 }	0.7	
	タイバーを用いない突合せ目地縁部	20	{ -0.5 6.0 }	{ 1 2 }	{ 11.5 10.5 }	{ 59.2 47.0 }	{ 1.46 1.89 }	0.8	
		25	{ 0.5 8.8 }	{ 2 2 }	{ 16.5 14.0 }	{ 55.6 51.9 }	{ 1.78 2.03 }	1.0	
	中央部	20	{ 0.8 8.5 }	{ 2 3 }	{ 15.0 13.0 }	{ 50.7 54.2 }	{ 1.21 1.11 }	0.9	
		25	{ 0.8 7.2 }	{ 2 3 }	{ 21.0 19.5 }	{ 53.5 51.8 }	{ 0.97 0.84 }	0.6	
	E=340 000 kg/cm ² , r=0.27 の試験舗装	自由隅角部	24	0.5	2	16.0	50.9	5.05	
		スリップバーを用いた膨張目地隅角部	24	0.5	2	28.5	54.1	6.90	
φ13のスリップバーを用いためくら目地隅角部		24	0.5	6	34.0	51.3	7.00		
自由縁部		24	0.5	19	15.8	56.8	2.22		

と、めくら目地間隔 5m に対するそりこう東係数 C_w が表-1 から 0.85 であるから、 $0.5 \times 0.85 \times 0.000009 \times 290\,000 = 1.1 \text{ kg/cm}^2$ である。

したがって、温度差とひびわれ荷重の関係から推定した温度応力は、そりこう東応力より約 30% 小さいことが、実験結果から確かめられたと思われる。

この相違は、内部応力がそりこう東応力を打ち消すように働いたためであると考えられる。なお、コンクリート舗装版各部分における温度差とひびわれ荷重の関係および温度差と温度応力との関係は、表-3 のようであることが実験的に求められた。

b) 設計に用いる温度応力式 正の温度差によって生ずるコンクリート版自由縁部の温度応力は、そりこう東応力より約 30% 小さいこと、それはおそらく内部応力がそりこう東応力を打消すためであることなど前項の結果を確かめるために 4.(1) で求めた内部応力と 4.(3) で求めたそりこう東応力の組み

合わせについて考察する。

厚さ 25 cm, めくら目地間隔 10m のコンクリート版縦縁部底面の 13 時におけるそりこう東応力の累加度数分布は、図-25 の点線のようにであり、13 時における内部応力の累加度数分布は同図の実線のようにであった。13

図-25 13 時における内部応力とそりこう東応力の年間度数

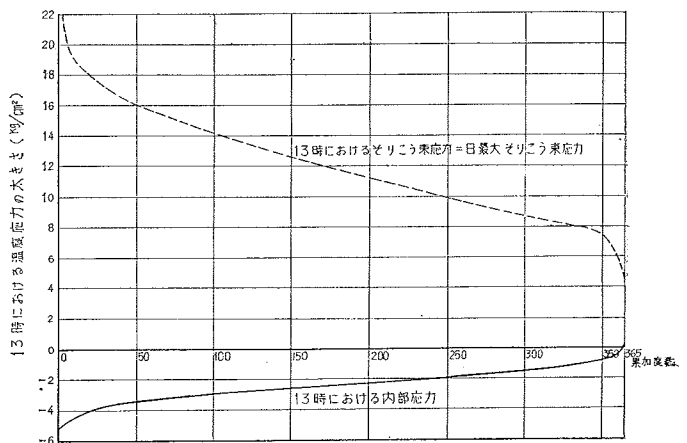
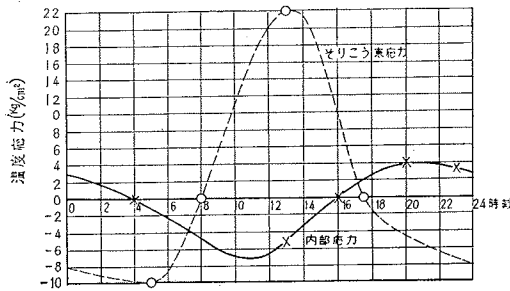


図-26 代表的な内部応力とそりこう束応力の日変化



時における内部応力は日圧縮最大値ではないのに対し、13時におけるそりこう束応力は日引張最大値にほぼ等しいことに注意しなければならないが、13時の内部応力が日最大そりこう束応力を20~25%減ずるように働らくことは明らかである。13時以外における内部応力とそりこう束応力の関係を考察するために、両応力の代表的な日変化を計算すると図-26のようである。同図によると、内部応力とそりこう束応力の位相のずれが12時間ではないために、両応力の絶対値の比は一定でないが、内部応力がそりこう束応力の-0.3倍以上になることが少なくない。前項および本項の結果を総合すればコンクリート版の設計に用いる温度応力は、内部応力とそりこう束応力をべつべつに求めて加え合わせる必要はなく、そりこう束応力のおおむね0.7倍を採用すればよいことが確かめられたと考えられるので、実用的な計算式として次式を用いることを提案したい。

$$\sigma_x = 0.35 \cdot C_w \cdot \alpha \cdot E \cdot \theta' \dots\dots\dots(19)$$

ここで

σ_x : コンクリート版縦縁部底面に生ずる温度応力の設計用数値 (kg/cm²)

C_w : そりこう束係数

α : コンクリートの膨張率 (°C⁻¹)

E : コンクリートのヤング率 (kg/cm²)

θ' : 温度差 (版表面と底面の温度差 °C)

(5) 厚さ5cmのアスファルトコンクリートで被覆したコンクリート版の温度応力

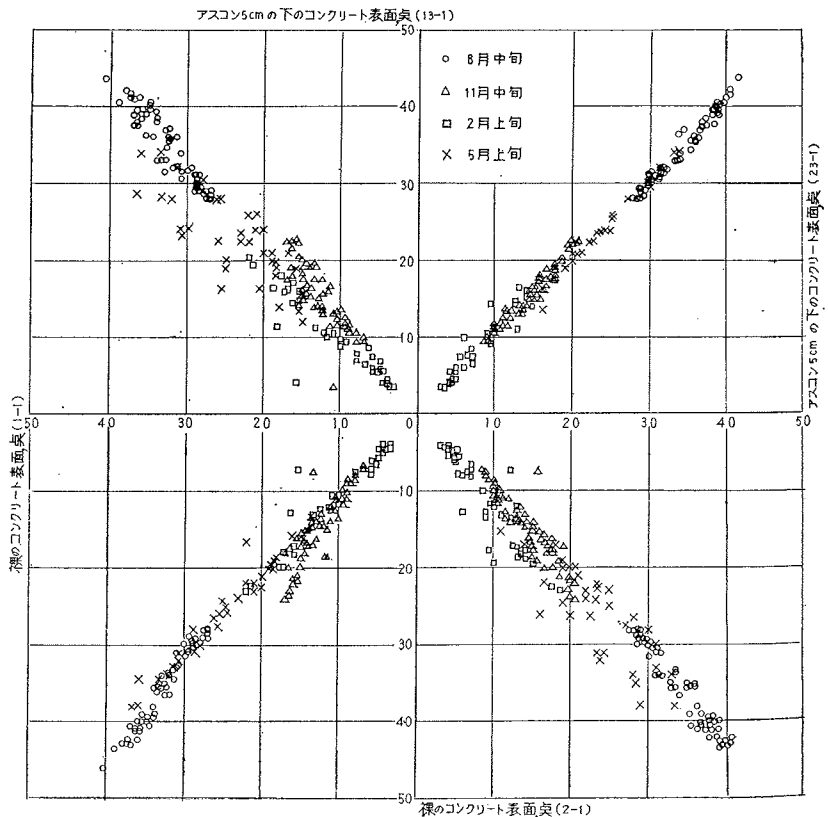
アスファルトコンクリートを厚さ5cmだけかぶせたコンクリート版表面の2カ所の温度と裸のコンクリート版表面の2カ所の温度は図-27のようであった。図-27によると、これら4点の温度はほとんど同じである。したがって、コンクリート版のすべての温度応力は、厚さ5cmのアスファルトコンクリートで被覆しても変わらない。ただし位相は1~2時間遅れる。このことから厚さ3cmくらいのアスファルトコンクリートで被覆したコンクリート版の温度応力は、かえって増大するであろうこと、厚さ8cm以下のアスファルトコンクリートで被覆したコンクリート版の温度応力は減少するであろうことが推論できる。このことは、アスファルトコンクリートの熱吸収率と、温度伝導率(熱拡散率)がセメントコンクリートより大きいためであることが、アスファルトコンクリート表面温度の実測値などによって証明できたが省略する。

5. コンクリート舗装版の輪荷重応力

(1) 路盤の支持力

載荷試験のための試験舗装は2回施工し、それぞれ第1回試験舗装(厚さ20cmおよび25cm)および第2回試験舗装(厚さ24cm)と名づけたが、コンクリート版

図-27 厚さ5cmのアスコンで被覆したコンクリート版表面の温度と裸のコンクリート版表面の温度の関係



舗設前および取りこわし後における路床および路盤の支持力係数は、表-4 のようであった。

コンクリート版の上から荷重を加えた場合のコンクリート版のたわみと路盤土圧の関係は、図-28 に例示するようであった。コンクリート版のたわみが路盤面の沈下に等しいとすれば（この仮定はだいたいにおいて正しいと考えられるが）、たわみ 1.25 mm に対する支持力係数が求められる。その結果を 図-28 および 表-5 に示した。

しかしコンクリート版のたわみは、最大値を測定したので、たとえば隅角部においては、隅角先端のたわみを測っており、土圧計直上のたわみよりいくぶん大きいものとなっている。この関係を考慮して修正した値を表-5 各欄の右側に示した。図-28 によると、コンクリート版のたわみは版の部分によっていちじるしく相違するにもかかわらず、たわみと路盤土圧の関係は版の部分によってあまり相違しない。また、たわみ-路盤土圧曲線の形は、平板载荷試験における沈下-反力曲線の形によく似ている。しかし 表-5 と 表-4 をくらべると、コンクリート版たわみと路盤土圧の関係から求めた路盤の支持力係数は、2.0~3.5 kg/cm³、平均 2.7 kg/cm³ であって、直径 75 cm の平板载荷試験で求めた支持力係数（コンクリート版取りこわし後のもの）2.3~4.8 kg/cm³ に

表-4 路床および路盤の支持力係数

試験時期	試験日	沈下 1.25 mm に対する支持力係数 (kg/cm ³)					
		載荷板直径 30 cm			載荷板直径 75 cm		
		試験数	範囲	平均	試験数	範囲	平均
第1回試験舗装のコンクリート版舗設前, 35年3月	切取路床面	8	2.8~6.5	4.5	8	1.5~2.9	2.3
	転圧路盤面	12	2.2~5.1	3.7	12	1.2~2.5	1.9
	路床面	12	4.5~10.0	7.4	12	1.9~3.2	2.7
同上, 取りこわし後, 36年3月	路盤面	8	6.7~13.8	9.3	8	2.3~4.8	4.0
第2回, 舗設前, 36年4月	路盤面	8	4.0~11.3	7.9	8	1.7~4.5	3.1
第2回, 取りこわし後, 37年4月	路盤面	8	7.5~9.7	8.6	8	2.8~4.2	3.5

図-28 路盤土圧とコンクリート版たわみの関係

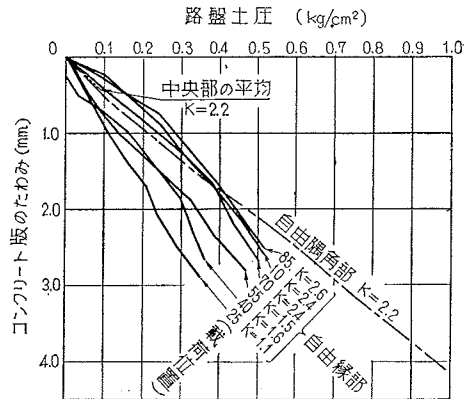


表-5 路盤土圧とコンクリート版たわみから求めた路盤の支持力係数 (kg/cm³)

たわみのとり方 コンクリート版の部分	版厚 20 cm		版厚 25 cm		版厚 24 cm	
	最大たわみの測定値を用いた場合	土圧計直上のコンクリート版たわみの推定値を用いた場合	最大たわみの測定値を用いた場合	土圧計直上のコンクリート版たわみの推定値を用いた場合	最大たわみの測定値を用いた場合	土圧計直上のコンクリート版たわみの推定値を用いた場合
自由隅部	2.1	2.3	2.4	2.6	2.2	2.4
膨張目地隅部	3.0	3.3	2.2	2.4	—	—
自由縁部	2.9	3.0	3.4	3.5	2.4	2.5
突合せ目地縁部	1.9	2.0	3.4	3.5	—	—
中央部	2.3	2.3	2.9	2.9	2.2	2.2

くらべて、おおむね同じオーダーであるとはいはいくぶん小さい。このことは、コンクリート版上に载荷することが、直径のいちじるしく大きい载荷板による载荷条件にほぼ匹敵するものであり、深層部（路床部）の影響をより多く受けるためであると考えられる。表-4 の結果を使って、コンクリート版上からの载荷条件に見合う载荷板直径を推定すると、90~100 cm である。しかし他方では直径 75 cm の载荷板で測った支持力係数は十分に使用できると結論することも不可能ではない。

(2) 5~8 t の荷重によるコンクリート版の応力

厚さ 25 cm, めくら目地間隔 5 m, 幅 3.75 m のコンクリート舗装版の各部分に 8 t 荷重を加えた場合の平均ひずみは、図-29~36 のようであった。また厚さ 24 cm, めくら目地間隔 5 m, 幅 3.5 m のコンクリート舗装版の隅角部における主応力の測定例は 図-37~39 のよう

図-29 コンクリート版の自由隅角部の平均ひずみ (版厚 25 cm)

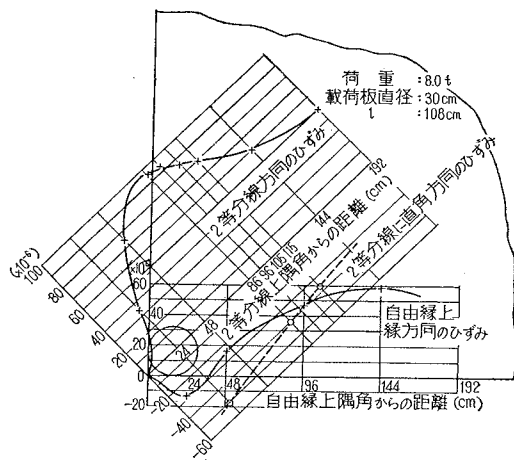


図-30 コンクリート版膨張目地隅角部における平均ひずみ
(版厚 25 cm)

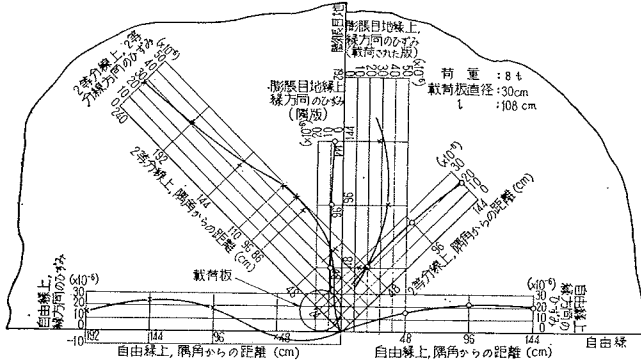


図-31 コンクリート版めくら目地隅角部における平均ひずみ
(版厚 25 cm)

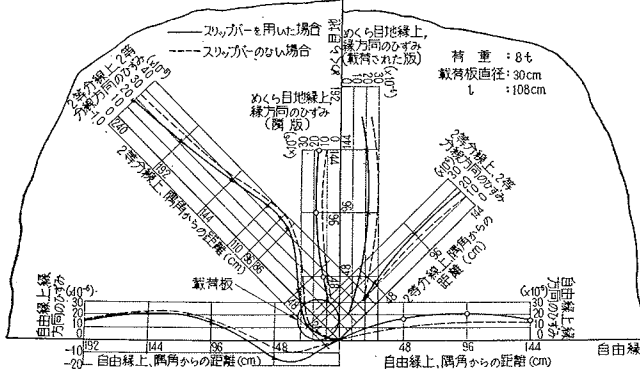


図-32 コンクリート版自由縁部の平均ひずみ
(版厚 25 cm)

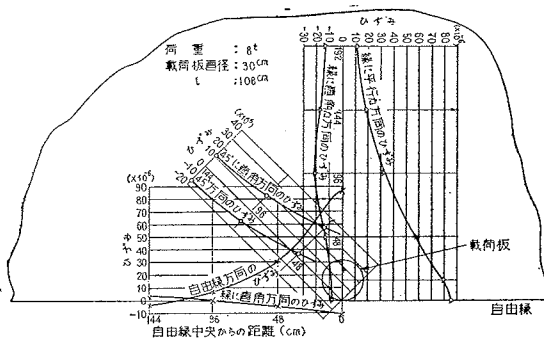


図-33 コンクリート版膨張目地縁部における平均ひずみ
(版厚 25 cm)

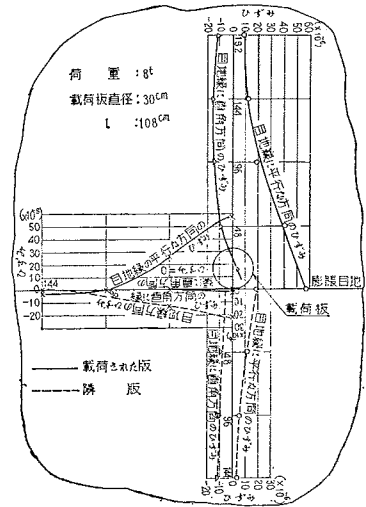
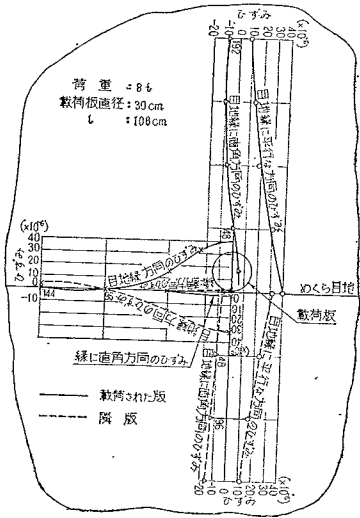


図-34 コンクリート版めくら目地縁部における平均ひずみ
(版厚 25 cm)



であった。これらの測定結果からコンクリート版各部分に生ずる最大応力を計算すると、表-6 のようであった。

これに対して、各種応力公式の計算値は、表-7 のようである。

表-6 によると、コンクリート版の自由隅角部の最大輪荷重応力は自由縁部の最大輪荷重応力とほとんど同じか、わずかに大きい程度であり、中央部の最大輪荷重応力は、これらの 0.60~0.65 倍である。コンクリート版のスリッパを用いた膨張目地隅角部、スリッパを用いためくら目地隅角部およびスリッパを用いな

いめくら目地隅角部の最大輪荷重応力は、自由隅角部の最大輪荷重応力のそれぞれ 0.60~0.65 倍、0.45~0.50 倍および約 0.55 倍である。コンクリート版のスリッパを用いた膨張目地縁部、スリッパを用いためくら目地縁部およびタイバーを用いた突合せ目地縁部の最大輪荷重応力は、自由縁部の最大輪荷重応力のそれぞれ約 0.70 倍、0.50~0.55 倍、約 0.60 倍および 0.70~0.75 倍である。コンクリート版自由縁部の輪荷重応力は、Wester-gaard の公式 (9) の計算値にきわめてよく一致してい

る。しかし Westergaard の公式は、半円形載荷板に全荷重が加えられることを、仮定してつくられたものである。車輪が縦縁上を通ることを考えれば、半円載荷状態は実際に起こりうるが、半円上にはおおむね 1/2 の荷重しか加えられず、もっともきびしい載荷状態は、全円上に全荷重を加えた場合である。本研究においては、Teller & Sutherland の公式のほうがむしろよく合うと考え、半径 a の全載荷板と半径 $\sqrt{2}a$ の半円載荷板は、ほぼ相等しいことおよび式 (11) を簡略にして $b \approx 0.9a$ とすることによってこれを修正した。

$$\sigma_e = 2.116(1 + 0.54\mu) \frac{P}{h^2} \times \left[\log_{10} \frac{l}{0.9\sqrt{2}a} + 0.25 \log_{10} \frac{0.9\sqrt{2}a}{2.54} \right]$$

$$\approx 2.12(1 + 0.54\mu) \frac{P}{h^2} \times [\log_{10} l - 0.75 \log_{10} 9 - 0.18] \dots \dots (20)$$

式 (20) の計算値は表-7 に示したが、表-6 の実測値にきわめてよく一致しており、実験公式として十分に使用に耐えると考えられるので、これをコンクリート舗装の設計に用いることを提案したい(この公式は kg-cm 単

図-35 コンクリート版突合せ目地縁部における平均ひずみ (版厚 25 cm)

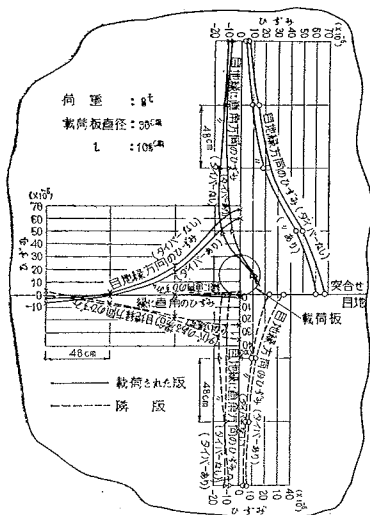


図-36 中央部底面における平均ひずみ (版厚 25 cm)

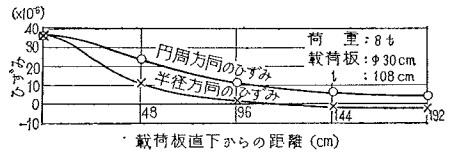


図-37 自由隅部における主応力の大きさと方向の測定例

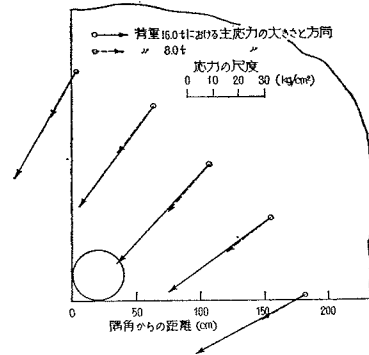


図-38 コンクリート版膨張目地隅部における応力の測定例

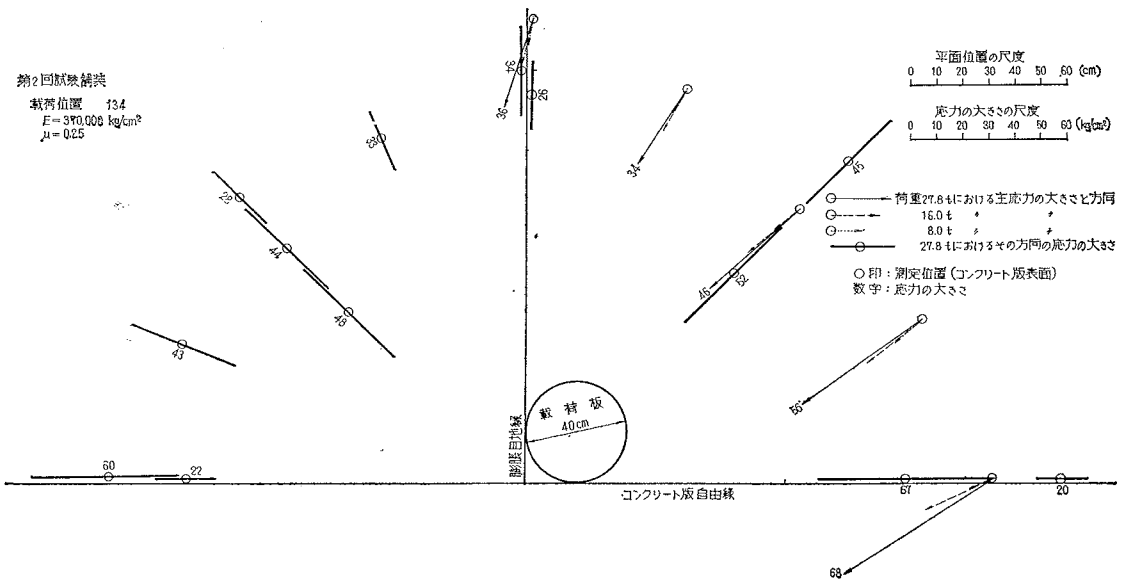


図-39 コンクリート版めくら目地隅角部における応力の測定例

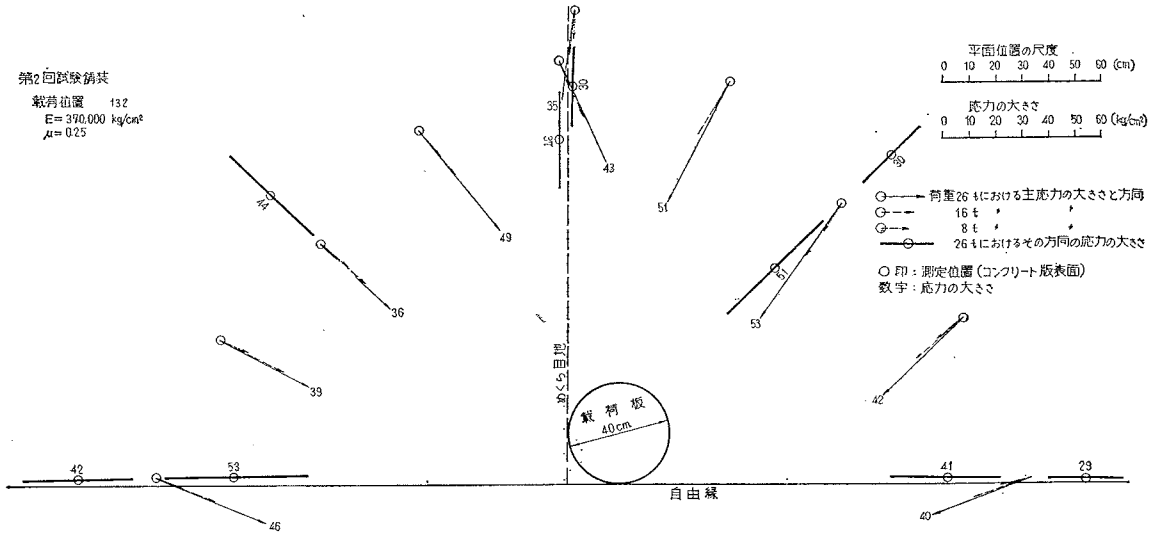


表-6 5~8 t の荷重によるコンクリート版の最大応力

コンクリート版の場所	版厚 (cm)	荷 重		試験数	最大応力 (kg/cm ²)		備 考
		大きさ P (t)	直径 2α (cm)		範 囲	平均	
自由隅角部	20	5.0	30	5	24.7~30.9	29.0	最大応力の生ずる位置、隅角から 79 cm 82 cm 115 cm
	25	8.0	30	5	26.3~37.6	31.2	
	24	8.0	40	2	24.6~27.4	26.0	
φ25のスリッパを用いた膨張目地隅角部	20	5.0	30	3	16~20	18	自由縁 55°, 105 cm 100 cm 145 cm
	25	8.0	30	3	17~25	20	
	24	8.0	40	2	14~16	15	
スリッパを用いためくら目地隅角部	20	5.0	30	4	11~21	15	60°, 105 cm 110 cm 140 cm
	25	8.0	30	4	10~24	15	
	24	8.0	40	6	10~13	12	
スリッパを用いないめくら目地隅角部	20	5.0	30	3	15~17	16	100 cm 105 cm
	25	8.0	30	3	16~19	17	
	24	8.0	40	19	23.7~32.8	27.9	
自由縁部	20	5.0	30	15	24.4~37.2	30.8	隣版の最大応力、6.2 kg/cm ² 6.2 kg/cm ²
	25	8.0	30	15	26.0~33.5	30.0	
	24	8.0	40	19	12.8~19.4	15.0	
φ25のスリッパを用いた膨張目地縁部	20	5.0	30	4	13.7~17.1	15.4	11.4 kg/cm ² 11.0 kg/cm ²
	25	8.0	30	2	12.6~19.2	16.1	
	24	8.0	40	4	14.6~20.0	17.9	
スリッパを用いためくら目地縁部	20	5.0	30	4	14.6~27.8	19.5	9.9 kg/cm ² 11.7 kg/cm ² 9.0 kg/cm ²
	25	8.0	30	4	18.8~25.4	23.1	
	24	8.0	40	8	16.9~23.5	20.3	
φ16のタイバーを用いた突合せ目地縁部	20	5.0	30	6	13.9~21.8	17.8	17.8 17.8 19.4
	25	8.0	30	6	15.4~21.2	17.8	
	24	8.0	40	19	14.9~23.8	19.4	
中 央 部	20	5.0	30	6	13.9~21.8	17.8	17.8 17.8 19.4
	25	8.0	30	6	15.4~21.2	17.8	
	24	8.0	40	19	14.9~23.8	19.4	

- 1) 厚さ 20 cm および 25 cm の版のコンクリートは $E=340\,000\text{ kg/cm}^2$, $\mu=0.27$ で、めくら目地は $\phi 19\text{ mm}$ のスリッパを用いた。
- 2) 厚さ 24 cm の版のコンクリートは $E=370\,000\text{ kg/cm}^2$, $\mu=0.25$ で、めくら目地は $\phi 13\text{ mm}$ スリッパを用いた。
- 3) これらの弾性定数は、破壊強度のおおむね半分の応力度における値である。

位にしか使えない)。なお、コンクリート版自由縁部における載荷板の大きさ、形状と応力の関係は 図-40 のようである。この図において半径 15 cm の半円載荷板による応力を、半径 $\frac{15}{\sqrt{2}}=10.6\text{ cm}$ の線上に落した点が、全円載荷板の半径と応力の関係を表わす曲線からほとんど離れていないことは、公式 (20) を導いたときの考え方がだいたいにおいて成り立つことを示していると考えられる。表-6 によれば、適当量のタイバーを用いた突合せ目地縁部の応力は、自由縁部の最大応力の 0.68~0.75 倍であるから、設計のための縦突合せ目地縁部(タイバーを用いたもの)の応力は、式 (20) の 0.75 倍と

図-40 自由縁部における載荷板の大きさ、形状と応力の平均的關係

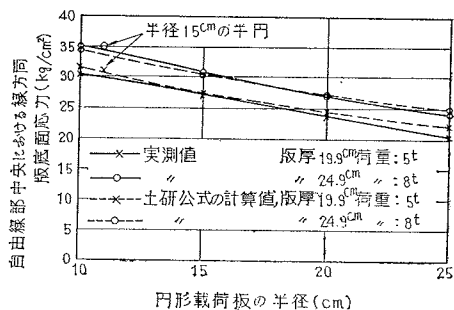


表-7 コンクリート版応力公式の計算値

コンクリート版の場所	版厚 (cm)	荷 重		公 式	最大応力 (kg/cm ²)	備 考
		大きさ P (t)	直径 2a (cm)			
自由隅角部	20	5.0	30	Westergaard (7)	22.2	最大応力の生ずる位置, $2\sqrt{a,l}=87.9$
		5.0	30	Pickett (8)	30.5	
	25	8.0	30	Westergaard (7)	24.2	最大応力の生ずる位置, $2\sqrt{a,l}=95.8$
		8.0	30	Pickett (8)	33.0	
	24	8.0	40	Westergaard (7)	22.9	最大応力の生ずる位置, $2\sqrt{a,l}=109.8$
		8.0	40	Pickett (8)	32.4	
自由縁部	20	5.0	30	Westergaard (9)	27.6	
		5.0	30	Teller & Sutherland (10)	30.5	
		5.0	30	土木研究所 (20)	27.5	
	25	8.0	30	Westergaard (9)	30.2	
		8.0	30	Teller & Sutherland (10)	33.3	
		8.0	30	土木研究所 (20)	30.4	
	24	8.0	40	Westergaard (9)	28.7	
		8.0	40	Teller & Sutherland (10)	32.8	
		8.0	40	土木研究所 (20)	29.1	
中 央 部	20	5.0	30	Westergaard (12)	19.2	
	25	2.5	30	Westergaard (12)	21.1	
	24	8.0	40	Westergaard (12)	19.8	

1) $K=3.5 \text{ kg/cm}^3$ とした。

2) 版厚 20 cm および 25 cm に対しては $E=340\,000 \text{ kg/cm}^2$, $\mu=0.27$ として、版厚 24 cm に対しては $E=370\,000 \text{ kg/cm}^2$, $\mu=0.25$ とした。

して決めれば、いくぶん安全であると思われる。

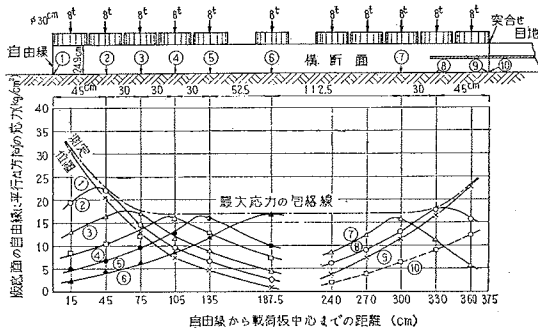
(3) 走行位置分布を考慮したコンクリート版縦縁部の応力

大型車後輪の走行位置が、道路の横断方向に分布していることを設計に考慮するために、コンクリート版縦縁部の応力の影響線を実験的に測定した。また国道における大型車後輪の走行位置分布を観測した。

a) 載荷位置とコンクリート版縦縁部応力の関係

コンクリート版自由縁部、中央部および突合せ目地縁部における載荷位置とコンクリート版平均応力の関係の一例は 図-41 のようであった。各載荷位置に対して最大応力の生ずる位置は載荷板中心の直下にきわめて近く、すなわち載荷板を縦縁一杯の位置においた場合だけ縦縁上に、すなわち載荷板半径だけ外側になる。すべての載荷位置を通じての最大応力は、載荷板を自由縁一杯の位置においた場合の最大応力であって、自由縁底面上自由

図-41 コンクリート版自由縁部、中央部および突合せ目地縁部における載荷位置応力の関係



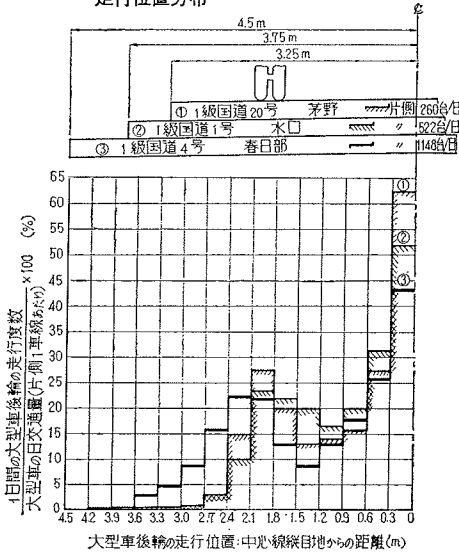
縁方向の応力である。載荷位置が自由縁から内側に寄るにしたがって最大応力はほとんど直線的に減少するが、載荷位置が自由縁から 1 m 以上離れるとほぼ一定値=中央部の最大応力=自由縁部の最大応力の 60% 強になる。縦縁部底面の縁方向の応力は、載荷位置が内側に寄るにしたがって急激に減少し 60 cm ずれると約 1/2, 120 cm ずれると約 1/4 になる。この関係、すなわち縦縁部応力の影響線は、輪荷重応力の大きさや角度を求めるのに必要である。表-8 の数値は、縦縁目地部応力と載荷位置の関係の実測結果を丸めたものであって、コンクリート舗装の設計に用いることを提案する。

表-8 コンクリート版縦縁部応力と走行位置の関係

走 行 位 置 (縦縁とタイヤ中心の距離, cm)	15	45	75	105	135
その走行位置における縦縁部の応力	1.00	0.70	0.50	0.35	0.25
縦縁部一杯を走行した時の縦縁部応力					

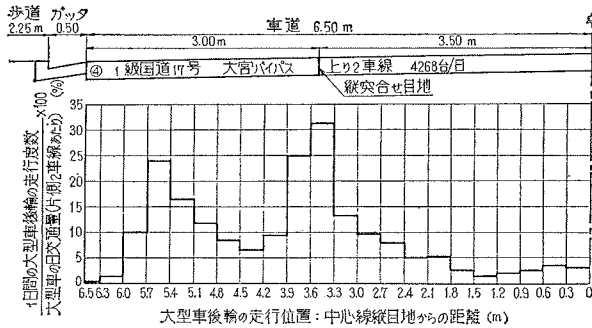
b) 大型車の走行位置分布と走行時間変化 大型車 (4 t 以上の車両) 後輪の走行位置分布の観測結果は、図-42 および 図-43 のようであった。大型車後輪の走行位置分布には山が 2 つあり、その 1 つは縦目地付近であり、もう 1 つは縦目地から外側に約 2 m の位置である。すなわち縦目地付近を大型車後輪が走行する頻度はきわめて高いのに対し、自由縁付近を走行する頻度はきわめて低い。設計にあたっては、自由縁部の応力より縦目地縁部の応力のほうが問題になると考えられる。実際のコンクリート舗装版を観測した結果によっても初めに縦目地側にひびわれが発生することが少なくないことが明らかにされている。しかし 図-42 および 図-43 の観測

図一42 2車線コンクリート道路における大型車の走行位置分布



を実施した道路は、いずれも路肩の幅が50 cm以下であって、しかも舗装をしていないが蓋なし側溝をもつものであった。将来は幅1~1.5mで処理した路肩をもつ道路が増えるであろう。したがってもっともきびしい条件

図一43 4車線コンクリート道路における大型車の走行位置分布



表一9 設計に用いる大型車後輪の走行頻度 (片側日交通量に対する比)

旅線	路肩*	走行位置	2車線		4車線	
			車線幅 (m)			
			3.25	3.75	4.50	3.00以上
自由	舗装した十分な幅の路肩がある場合	縦線から15cmの位置	0.30	0.25	0.25	0.25
		45cm	0.25	0.20	0.20	0.20
		75cm	0.20	0.20	0.15	0.15
		105cm	0.20	0.20	0.10	0.10
緑	路肩幅が0.5m程度で未処理の場合	縦線から15cmの位置	0.10	0.05	0.05	0.05
		45cm	0.20	0.10	0.10	0.10
		75cm	0.30	0.15	0.15	0.25
		105cm	0.20	0.25	0.20	0.20
縦目地線		縦線から15cmの位置	0.65	0.55	0.45	0.35
		45cm	0.35	0.30	0.25	0.25
		75cm	0.20	0.20	0.20	0.15
		105cm	0.20	0.20	0.15	0.10

* 路肩の条件が本表の条件の間にある場合には、適当に判断してきめる。

を考えて、コンクリート版の自由縁部においても縦目地から約2mの位置におけると同程度の頻度で大型車後輪が走行するものとすれば、十分に安全である。設計条件としては、走行位置分布の観測値を安全側に丸めた表一9の数値を採用するのが実用的であると思われる。

輪荷重応力と温度応力を組み合わせるために必要な輪荷重応力の時間的変化を求めるために、大型車の走行時間変化を観測したが、2車線道路における大型車後輪の走行位置を、2時間ごとに観測した結果の一例は図一44のようであった。大型車後輪の走行位置分布の型は、時刻によってあまり変化しない。したがって輪荷重応力と温度応力を組み合わせるにあたっては、大型車全体の走行の時間変化を考えればよい。図一45は、日本道路公団高速道路試験所の“名神間交通量調査報告書”の昭和37年11月14日の観測値から大型車走行時間変化の代表的な例を取り出したものである。これによると、1級国道2号西宮、2級国道171号高槻、1級国道1号守口のように大都市付近においては、大型車の時間交通量がかなりはげしく変化しているが、1級国道1号納所、および水口、1級国道8号高宮のように大都市から比較的離れた箇所においては、大型車の時間交通量が平均さ

れている。コンクリート版縦縁部底面の温度応力がおおむね正である8~18時の交通量の日交通量に対する比は、それぞれ64%、66%、61%、58%、41%および53%であった。したがって、設計に用いる大型車走行の時間変化は、これらの観測値を安全側に丸めた表一10の数値を採用するのが、実用的であると考えられる。

(4) コンクリート版のひびわれとひびわれ発生荷重

コンクリート版隅角部に輪荷重を加えた場合のひびわれの発生位置は図一46~48のようであっ

表一10 設計に用いる大型車走行時間の仮定

	温度差が正の時間中に走行する大型車	温度差が負の時間中に走行する大型車
	大型車の日交通量	大型車の日交通量
大都市付近の道路	0.70	0.30
大都市から離れた道路	0.60	0.40

た。コンクリート版縁部に輪荷重を加えた場合のひびわれの発生位置は、載荷板中心付近を通り、縁に直角な直線状であった。コンクリート版各部分における、ひびわれ発生時の荷重、応力およびたわみは、4.(4)ですでのべた表一3のようであった。ヤング率とポアソン比は曲げ強度における値290000 kg/cm³および0.26として、コンクリート版自由縁部のひびわれ荷重に対する応力を土木研究所公式(20)によって計算すると、版厚20cm、25cmおよび24cmに対してそれぞれσ_e=58.5 kg/cm²、57.8 kg/cm²および56.8 kg/cm²である。公式

図-44 2車線コンクリート道路における大型車走行位置分布の時間変化

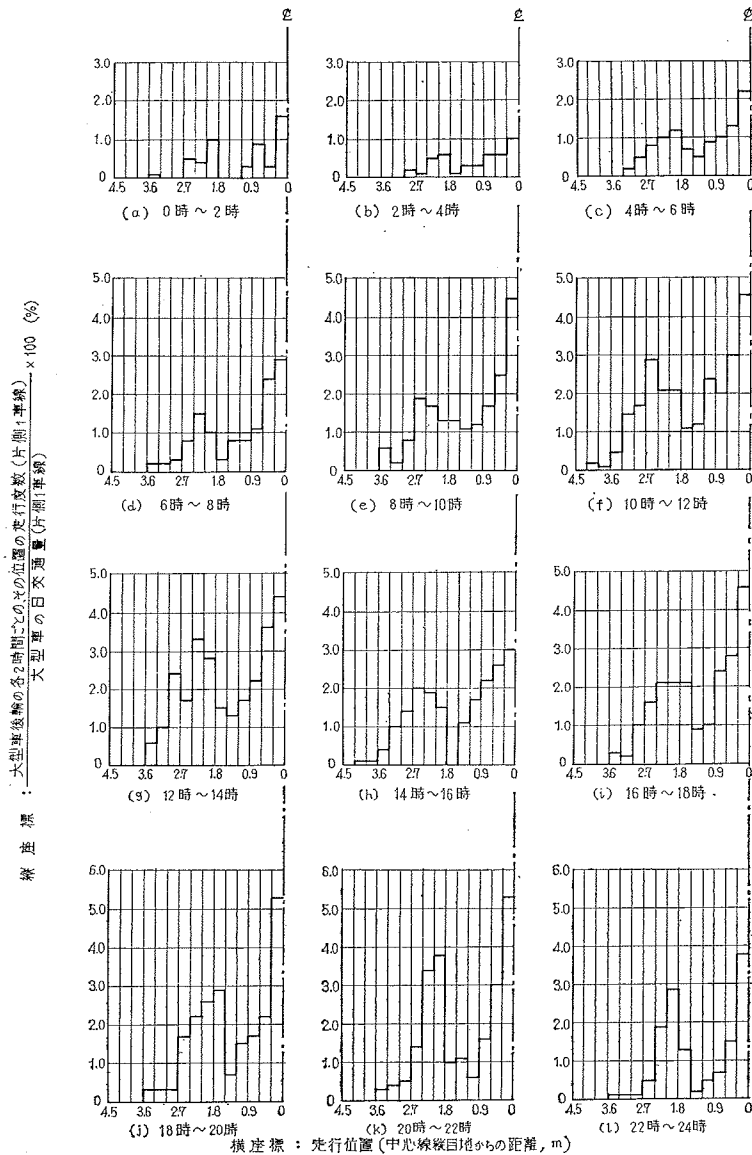


図-45 重量車の走行時間変化

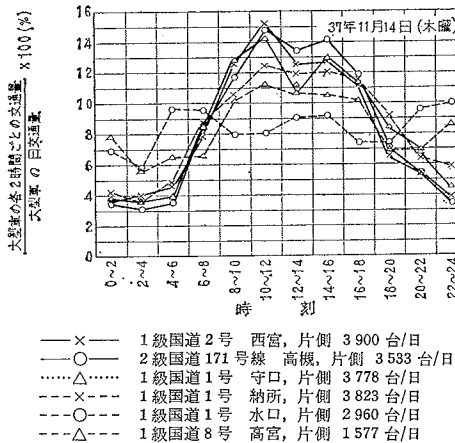


図-46 コンクリート版自由縁部におけるひびわれ発生位置

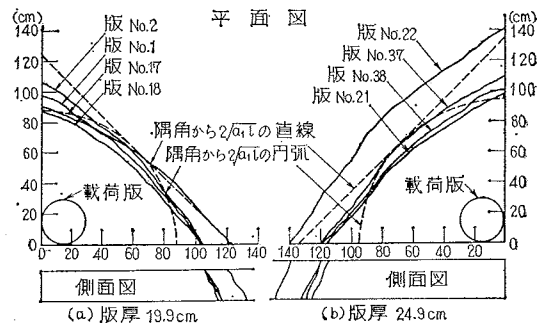


図-47 コンクリート版膨張目地隅角におけるひびわれ発生位置

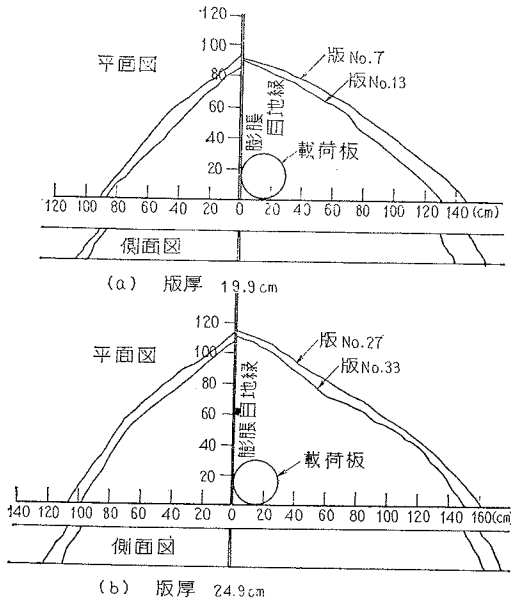
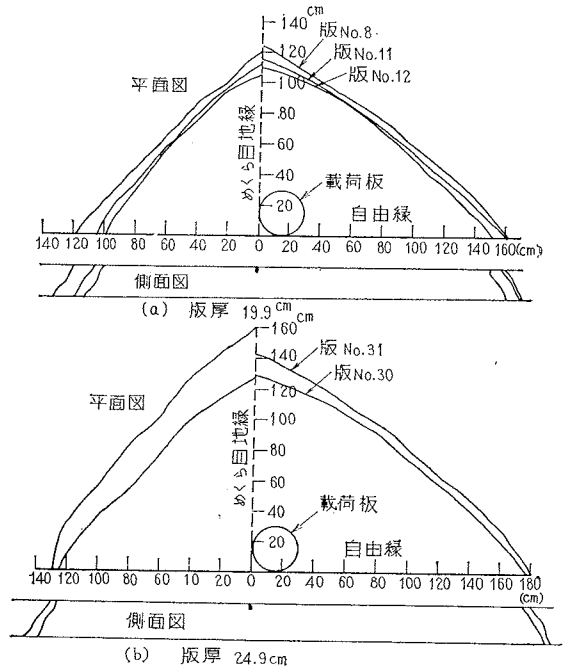


図-48 コンクリート版めくら目地隅角におけるひびわれ発生位置



(20)は、温度差が小さい場合のひびわれ発生時の応力の実測値にも比較的良好一致していることが、この実験結果から確かめられたと思われる。

6. 舗装コンクリートの疲労曲線

(1) はり供試体の疲労曲線

15 cm × 15 cm × 53 cm のはり供試体について実施した疲労試験の成績は 図-49 のようであって従来用いられてきたイリノイ州のものとかかなり大きく相違している。同図の2点鎖線、すなわち縦軸にくり返し荷重と破壊荷重の比をとり、横軸にくり返し回数を対数尺でとった片対数グラフにおいて(1回, 100%)の点と(200回, 90

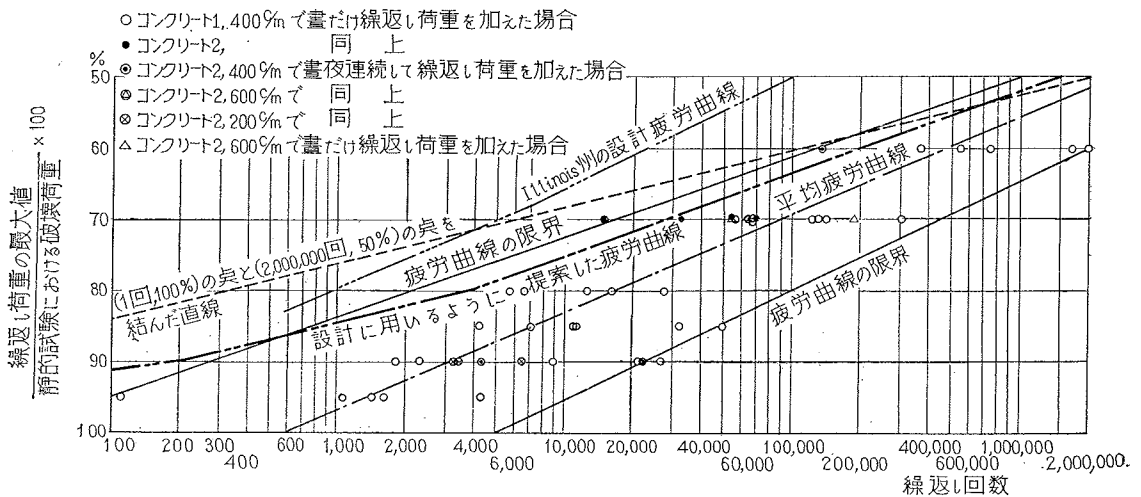
%)の点と(4000回, 80%)の点と(150000回, 50%)の点を直線で結んだものを、設計用疲労曲線として用いるのが実際的であると考えられる。

(2) コンクリート舗装版のくり返し荷重試験成績

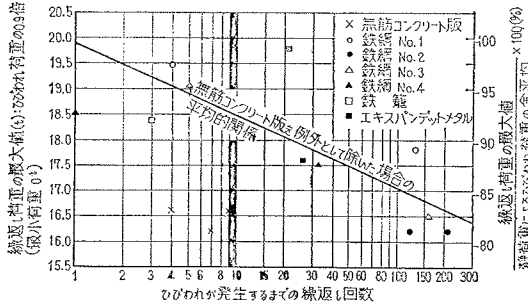
厚さ24 cmのコンクリート版自由縁部にくり返し荷重を加えた場合の、ひびわれ発生までのくり返し回数と荷重の関係は、図-50のようであった。この試験を実施した際の静荷重によるひびわれ発生荷重の平均値は、19.9 tであった(材令約1年)。同図において、無筋コンクリート版を例外として、くり返し荷重とくり返し回数の

図-49 コンクリートはり供試体について求めた疲労曲線

6個の平均曲げ強度 = 49.3 kg/cm² 範囲 47.3 ~ 52.6 kg/cm²



図—50 コンクリート舗装版自由縁部について
求めた疲労曲線



平均的関係を求めると(1回, 100%)の点と(200回, 84%)の点を結んだ直線になる。この曲線は図—49で求めた設計用疲労曲線よりいくぶんきびしい。図—50の関係は、実物大のコンクリート舗装について求めたものであって、路盤の疲労もふくめた舗装全体の疲労をよく表わしていると考えられるが、反面一定位置におけるくり返し載荷であるという意味では、実際の場合よりきびしい条件のもとに求めたものである。また、試験数も少ない欠点をもっている。設計用疲労曲線としては、図—49で提案したものを暫定的に用いることを提案する。

7. コンクリート舗装版の合理的設計法

(1) コンクリート版各部の応力の比較

コンクリート版の応力は、版の部分によって相違するので、どの部分の応力条件がもっともきびしいかを知る必要がある。そのために、厚さ 25 cm, めくら目地間隔 10 m のコンクリート版各部応力の最大応力を計算すると、表—11 のようである。

表—11 と表—9 をあわせて、コンクリート版各部分の応力の大きさと度数を考えると、補強しない縦突合せ目地縁部の応力をもっともきびしく、縦突合せ目地縁部をタイバーなどで補強したコンクリート版においては、

縦自由縁部の応力、もしくは、タイバーを用いた縦突合せ目地縁部の応力をもっともきびしい。すなわち、本研究の実験結果から、コンクリート舗装版は、縦縁部の応力をもととして設計するべきであることが明らかになったと考えられる。

(2) 単一輪荷重を主対象としたコンクリート舗装版の合理的設計法

- ① コンクリート舗装版は、隅角部の応力でなく、縦縁部の応力をもととして設計すること、
 - ② 縦縁部応力は輪荷重応力だけでなく温度応力も考慮すること、
 - ③ 輪荷重応力は、車輪の走行位置分布も考慮して決定すること、
 - ④ 温度応力は内部応力とそりこ東応力を合成した応力を近似式によって求めること、
 - ⑤ 大型車の時間交通量を考慮して輪荷重応力と温度応力を組み合わせること、
- などの諸点において従来のものを改良したコンクリート舗装版の新しい合理的設計法を、計算例によって説明する。

〔計算例〕

関東地方の地方部に、車道幅員 14 m, 路肩幅員 0.5 m, めくら目地間隔 8 m の 4 車線道路をつくる。設計寿命 20 年間に、片側 2 車線を走行する大型車の重量別台数は、表—12 のように予想されたものとし、コンクリート舗装版の厚さを求める。路盤の支持力係数 $K=5 \text{ kg/cm}^3$, コンクリートの曲げ強度 $\sigma_b=45 \text{ kg/cm}^2$, ヤング率 $E=350\,000 \text{ kg/cm}^2$, ポアソン比 $\mu=0.25$, 膨張率 $=0.000009^\circ\text{C}^{-1}$ が与えられているものとする。

〔解〕 版厚 h の第 1 次近似を 25 cm とすると

$$l = \sqrt{\frac{4 \times 350\,000 \times 25^3}{12 \times (1 - 0.25^2) \times 5}} = 100 \text{ (cm)}$$

公式 (20) は

表—11 厚さ 25 cm めくら目地間隔 10 m のコンクリート版各部の最大応力

版の部分	版面	応力 (kg/cm ²)			$\sigma_1 + \sigma_2$	$\sigma_1 + \sigma^3$	載荷重位置が、道路中心線に対して直角方向に 30 cm だけずれたときの、元の位置の最大合成応力
		σ_1 ① 接地半径 17 cm, 大きさ 5 t の輪荷重による最大応力	σ_2 ② 正の温度差 15°C による最大温度応力	σ_3 ③ 負の温度差 -7°C による最大温度応力			
自由隅角部	表面	22	-15	7	7	29	19
スリップバーを用いた膨張目地隅角部	表面	13	-15	7	-2	20	16
スリップバーを用いためくら目地隅角部	表面	11	-15	7	-4	18	14
スリップバーを用いないめくら目地隅角部	表面	12	-15	7	-3	19	15
縦自由縁部および補強しない縦突合せ目地縁部	底面	20.8	15.9	-5.4	36.7	15.4	31
スリップバーを用いた横膨張目地縁部	底面	15	9	-4	24	11	19
スリップバーを用いた横めくら目地縁部	底面	12	9	-4	21	8	17
スリップバーを用いない横めくら目地縁部	底面	14.5	9	-4	23.5	10.5	19
タイバーを用いた縦突合せ目地縁部	底面	14.6	15.9	-5.4	30.5	9.2	25
中央部	底面	13	15	-7	28	6	24

① $E=350\,000 \text{ kg/cm}^2$, $\mu=0.25$, $K=5 \text{ kg/cm}^3$, 衝撃係数 20% として、自由縁部の応力は式 (20) で求め、タイバーを用いた縦突合せ目地縁部の応力は式 (20) の 0.75 倍として求め、他の部分の応力は、5. の実測値、表—6 を参照して概略推定した。
 ② $\alpha=0.000009(^\circ\text{C}^{-1})$, 正の温度差に対する $C_w=0.96$, 負の温度差に対する $C_w=0.90$ として、縦自由縁部および縦突合せ目地縁部の温度応力を式 (19) で求め、他の部分の温度応力は、4. の実測値 表—3 などを参照して概略推定した。
 ③ 隅角は、すべて直角隅角であるとした。

$$\sigma_e = 2.12(1 + 0.54 \times 0.25)$$

$$\times \frac{P}{25^2} (\log_{10} 100 - 0.75 \log a - 0.18)$$

$$= 0.00385 \times P \times (1.82 - 0.75 \log_{10} a)$$

仮りに輪荷重 P (kg) とタイヤの接地半径 a (cm) の間に

$$a = 12 + \frac{P}{1.000} \dots \dots \dots (21)$$

なる関係があると仮定すれば 表-13 の各荷重群に対する縦自由縁部の最大応力は、表-13 の第2欄のように計算される。

表-12 与えられた交通荷重

荷重群 P_i (後輪荷重, t)	各群最大荷重 +20%の衝撃 荷重 (t)	片側2車線交通量(台)	
		建設時1日あたり	20年間の全度数 N_i
1.6~2.0	2.4	160	2 000 000
2.1~2.5	3.0	80	1 000 000
2.6~3.0	3.6	100	1 200 000
3.1~3.5	4.2	110	1 400 000
3.6~4.0	4.8	130	1 200 000
4.1~4.5	5.4	100	800 000
4.6~5.0	6.0	50	400 000
5.1~5.5	6.6	16	200 000
5.6~6.0	7.2	6	80 000
6.1~6.5	7.8	1	20 000

表-13 縦自由縁部の輪荷重応力

1 荷重群の代表値 (t)	2 自由縁一杯を走行		3 自由縁から 45 cm を走行		4 自由縁から 75 cm を走行		5 自由縁から 105 cm を走行	
	応力 σ_i	度数 $15N_i = 0.05 N_i$	応力 $0.7 \sigma_i$	度数 $45N_i = 0.10 N_i$	応力 $0.5 \sigma_i$	度数 $75N_i = 0.25 N_i$	応力 $0.35 \sigma_i$	度数 $105N_i = 0.20 N_i$
2.4	8.9	100 000	6.2	200 000	4.4	500 000	3.1	400 000
3.0	10.9	50 000	7.6	100 000	5.4	250 000	3.8	200 000
3.6	13.0	60 000	9.1	120 000	6.5	300 000	4.6	240 000
4.2	15.0	70 000	10.5	140 000	7.5	350 000	5.2	280 000
4.8	17.0	60 000	11.9	120 000	8.5	300 000	6.0	240 000
5.4	18.9	40 000	13.2	80 000	9.4	200 000	6.0	160 000
6.0	20.8	20 000	14.6	40 000	10.4	100 000	7.3	80 000
6.6	22.6	10 000	15.8	20 000	11.3	50 000	7.9	40 000
7.2	24.4	4 000	17.0	8 000	12.2	20 000	8.5	16 000
7.8	26.1	1 000	18.2	2 000	13.0	5 000	9.1	4 000

同じようにして、後輪走行位置が 30 cm ずつ内側に寄った場合の応力を表-8 の係数を使って計算すると、表-13 の第4, 6, 8 欄のようになる。これらの応力の生ずる度数は、表-12 の全度数 N_i に、表-9 の係数を掛けて求められる。その結果は、表-13 の第3, 5, 7, 9 欄のようである。表-13 の結果を応力の大きさの順に並べ変えて整理すると、表-14 のようになる。大きいほうから 1 500 000 回の応力の平均は 11.3 kg/cm² である。

表-14 縦自由縁部の輪荷重応力の大きさと度数

1 応力 σ_j (kg/cm ²)	2 度数 M_j	3 累加度数	4 平均の計算
26 (25.1~27.0)	1 000	1 000	26 × 1 = 26
24 (23.1~25.0)	4 000	5 000	24 × 4 = 96
22 (21.1~23.0)	10 000	15 000	22 × 10 = 220
20 (19.1~21.0)	20 000	35 000	20 × 20 = 400
18 (17.1~19.0)	42 000	77 000	18 × 42 = 756
16 (15.1~17.0)	88 000	165 000	16 × 88 = 1 408
14 (13.1~15.0)	190 000	355 000	14 × 190 = 2 660
12 (11.1~13.0)	255 000	610 000	12 × 255 = 3 060
10 (9.1~11.0)	614 000	1 224 000	10 × 614 = 6 140
8 (7.1~9.0)	980 000	2 204 000	8 × (1 500 - 1 224) = 2 200
計			16 966
大きいほうから 1 500 000 回の応力の平均			16 966 / 1 500 = 11.3

このコンクリート版の縦目地はタイバーで補強するものとし、縦目地縁部の応力を自由縁部の場合とまったく同じようにして(ただし応力の大きさは式(20)の0.75

表-15 タイバーを用いた縦突合せ目地縁部の応力の大きさと度数

1 応力 σ_j (kg/cm ²)	2 度数 M_j	3 累加度数	4 平均の計算
20 (19.1~21.0)	7 000	7 000	20 × 7 = 140
18 (17.1~19.0)	28 000	35 000	18 × 28 = 504
16 (15.1~17.0)	210 000	245 000	16 × 210 = 3 360
14 (13.1~15.0)	285 000	530 000	14 × 285 = 3 990
12 (11.1~13.0)	980 000	1 510 000	12 × (1 500 - 530) = 11 620
10 (9.1~11.0)	735 000	—	—
8 (7.1~9.0)	1 210 000	—	—
計			19 614
大きいほうから 1 500 000 回の応力平均			19 614 / 1 500 = 13.1

倍とする) 求めると 表-15 のようである。大きいほうから 1 500 000 回の応力の平均は 13.1 kg/cm² である。したがって、この場合は縦目地縁部の応力によってコンクリート版厚を設計する(厳密には、合成応力を求めて自由縁部と目地縁部を比較しなければならないが、一般には輪荷重応力を比較するだけでよい。しかし両者の差が小さい場合には、自由縁部の応力のほうがきびしいことがある)。

輪荷重応力と温度応力の合成は、表-16 のようにして行なう。

表-16 のイ行には表-15 の輪荷重応力の大きさ σ_j を記入し、ロ行には表-15 の度数 M_j を記入する。ハ行には正の温度差による温度応力に組み合わせるべき度

表-16 合成応力の計算

$$\begin{aligned} \text{合成応力 } \sigma_{jk} &= e\sigma_j + t\sigma_k \\ &\text{その度数 } M_{jk} \\ &= 0.6 M_j R_j \text{ または } 0.4 M_j R_k \end{aligned}$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
イ	温度差 θ_i' (°C)	温度応力 $t\sigma_k$ (kg/cm ²)	温度差正の 時間比 R_j	温度差負 の時間比 R_k	輪荷重応力 $e\sigma_j$ (kg/cm ²)	輪荷重応力 $e\sigma_j$ (kg/cm ²)	輪荷重応力 $e\sigma_j$ (kg/cm ²)	輪荷重応力 $e\sigma_j$ (kg/cm ²)	輪荷重応力 $e\sigma_j$ (kg/cm ²)	輪荷重応力 $e\sigma_j$ (kg/cm ²)	輪荷重応力 $e\sigma_j$ (kg/cm ²)		
ロ					度数 M_j	度数 M_j	度数 M_j	度数 M_j	度数 M_j	度数 M_j	度数 M_j	度数 M_j	度数 M_j
ハ					$0.6 M_j$	$0.6 M_j$	$0.6 M_j$	$0.6 M_j$	$0.6 M_j$	$0.6 M_j$	$0.6 M_j$	$0.6 M_j$	$0.6 M_j$
ニ					$0.4 M_j$	$0.4 M_j$	$0.4 M_j$	$0.4 M_j$	$0.4 M_j$	$0.4 M_j$	$0.4 M_j$	$0.4 M_j$	$0.4 M_j$
ホ	14.0~15.9	15.8	0.002		35.8 8	33.8 56	31.8 252	29.8 340	27.8 1180	25.8 880	23.8 1450		
ヘ	12.0~13.9	13.6	0.016		33.6 67	31.6 268	29.6 2020	27.6 2740	25.6 9400	23.6 7670			
ト	10.0~11.9	11.6	0.037		31.6 155	29.6 620	27.6 4660	25.6 6320	23.6 21700				
チ	8.0~9.9	9.5	0.085		29.5 360	27.5 1430	25.5 10700	23.5 14500					
リ	6.0~7.9	7.4	0.110		27.4 460	25.4 1850	23.4 13900						
ヌ	4.0~5.9	5.3	0.155		25.3 660	23.3 2600							
ル	2.0~3.9	3.2	0.205		23.2 860								

数 $0.6 M_j$ (表-10 参照) を記入し、ニ行には負の温度差による温度応力に組み合わせるべき度数 $0.4 M_j$ (表-10) を記入する。

表-16 の1欄には表-2の温度差 θ_i' を記入し、3欄には表-2の温度差正の時間比 R_j を記入し、4欄には温度差負の時間比 R_k を記入する(計算例では R_k が不要のため落ちている)。同表の2欄には、めくら目地間隔 8m に対するそりこう束係数 C_w を表-1から読み(この場合、正の温度差に対して $C_w=0.95$ 、負の温度差に対して $C_w=0.78$)、式(19)を使って計算した $t\sigma_k$ を記入する。合成応力 σ_{jk} の大きさは、表-16の各マスにおいて、そのマスの欄の輪荷重応力 $e\sigma_j$ とそのマスの行の温度応力 $t\sigma_k$ を加えて求め、各マスの左上に記入する。合成応力の度数 M_{jk} は、そのマスの欄の度数 $0.6 M_j$ または $0.4 M_j$ にそのマスの行の時間比 R_j または R_k を掛けて求め(計算例の場合 $0.4 M_j R_k$ は不要のため落ちている)、各マスの右下に記入する。表-16の結果を丸めて、合成応力の大ききの順にふたたび整理すると、表-17の第1欄および第2欄のようになる。表-17において、第1欄の σ_{jk} を曲げ強度 $\sigma_b=45 \text{ kg/cm}^2$ で割った値を求めて第3欄に記入し、 σ_{jk}/σ_b に

表-17 疲労抵抗の計算

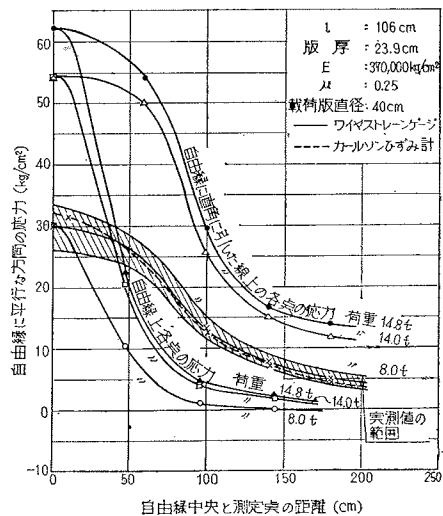
$\sigma_b=45 \text{ kg/cm}^2$				
1	2	3	4	5
σ_{jk} (kg/cm ²)	M_{jk} (度数)	σ_{jk}/σ_b	V_{jk} (度数)	M_{jk}/V_{jk}
36	8	0.80	4 000	0.002
34	123	0.76	8 000	0.015
32	675	0.71	25 000	0.028
30	3340	0.67	50 000	0.067
28	10450	0.62	135 000	0.078
26	28510	0.58	300 000	0.095
24	62080	0.53	800 000	0.078
計				0.363

対するくり返し回数 V_{jk} を図-49から読んで第4欄に記入する。第2欄の度数 M_{jk} を第4欄の度数 V_{jk} で割って求めた疲労抵抗を第5欄に書き、その和を計算する。計算例の場合、疲労抵抗の和は0.363であって1より小さいから版厚25cmで安全である。疲労抵抗の和が0.4以下の場合には、版厚を小さくして計算し直して見る必要がある(計算例の場合は第2次近似 $h=23 \text{ cm}$ で間に合う)。

(3) 多輪荷重を主対象としたコンクリート舗装版の合理的設計法

将来トレーラーの発達にともなって多輪荷重を主として通すコンクリート舗装版を設計することが必要になると思われるが、本研究の実験結果にもとづいて、つぎの方法を採用するのがよいと考えられる。

図-51 コンクリート版自由縁部における平均応力



① トラック後輪がタンデム型の場合、あるいはトレーラーなどで多輪の場合であって、車軸間隔が1m以上の場合は、1車軸だけ考えて設計する。ただし載荷回数は自動車台数で数えず、重量の大きい車軸の数で数える。

② 重量車軸の間隔が1m未満の場合には、1車軸を縦縁中央においた場合の隣の車軸による縦縁中央の応力を図-51の関係をを使って計算し、縦縁中央においた車軸による応力に加えて計算する。この場合も載荷回数は重量の大きい車軸数で数える。

③ 1車軸に4輪以上ついている場合には、図-41の影響線を使って、もしくは表-8の関係をを使って計算する。

8. コンクリート舗装版縦縁部の補強方法

コンクリート舗装版各部の応力条件が、たとえば表-11に示すように相違していることは、応力条件のもっともきびしい部分について設計すべきことを意味している

と同時に、応力条件のもっともきびしいコンクリート版縦縁部を補強することによって、舗装全体の寿命をいちじるしく高めうることも意味している。コンクリート版縦縁部の補強方法としては、版の厚さを縁部付近で増す方法も考えられるが、施工上の難点があるのでこれを割愛し、鉄筋類で補強する6種類の補強方法の効果だけを研究した。比較試験は、ひびわれを閉じたままに保つことが鉄筋類の最大の効果であると一般にいられていることを考慮して、ひびわれの発生と発達に着目した4種類の方法によって実施したが、補強方法の間に有意の差が認められた2つの方法による結果だけを報告する。

(1) 自由縁部の補強方法とひびわれの関係

a) 自由縁部ひびわれ発生後の100000回くり返し載荷試験によるひびわれの発達 3.(4)でのべた6種類の方法で一部の縦縁部を補強した厚さ24cmのコンクリート版の自由縁部に、最大9t、最小3.4t程度のくり返し荷重を300000回加えたが、補強の有無、種類のいかにかわかわらずひびわれが発生しなかったので、補強

表-18 コンクリート版自由縁部のひびわれのパルセータによるくり返し載荷による発達

種類	版 No.	パルセータによるくり返し載荷試験を大部分 300 000 回実施したのち										さらに 100 000 回実施したのち		
		静荷重を加えていってひびわれを発見したとき					ひびわれ発見後荷重 25 t において		25 t 載荷後荷重 15 t において			静荷重 15 t において		
		ひびわれ荷重 (t)	ひびわれたわみ (mm)	底面の幅 (mm)	底面からの長さ (cm)	たわみ (mm)	ひびわれ底面の幅 (mm)	ひびわれ底面からの長さ (cm)	たわみ (mm)	ひびわれ底面の幅 (mm)	ひびわれ底面からの長さ (cm)	たわみ (mm)	ひびわれ底面の幅 (mm)	ひびわれ底面からの長さ (cm)
鉄網 No. 1	1	15.0	2.67	0.06	10.2	5.20	0.35	18.5	2.67	0.20	18.0	2.61	0.25	19.5
	3	14.5	2.35	0.06	18.0	5.20	0.25	18.5	2.50	0.16	18.5	2.43	0.20	19.0
	5	13.8	2.15	0.04	15.0	4.56	0.20	19.0	2.47	0.14	18.8	2.40	0.18	20.1
	平均	14.4	2.39	0.05	14.4	4.99	0.27	18.7	2.55	0.17	18.4	2.48	0.21	19.5
鉄網 No. 2	7	16.8	2.66	0.08	12.0	4.68	0.14	17.5	2.36	0.08	12.4	2.30	0.10	16.5
	9	16.3	2.40	0.12	18.0	5.24	0.16	18.0	2.19	0.14	16.8	2.12	0.14	17.0
	11	14.6	2.48	0.14	15.0	5.12	0.30	16.5	2.58	0.18	15.7	2.37	0.18	17.5
	平均	15.9	2.51	0.11	15.0	5.01	0.30	17.3	2.38	0.13	15.0	2.26	0.14	17.0
鉄網 No. 3	13	13.5	1.88	0.18	11.0	4.45	0.25	15.0	2.16	0.14	12.0	2.11	0.16	14.6
	15	15.4	2.55	0.18	13.0	4.35	0.20	15.0	2.48	0.16	13.0	2.27	0.18	14.7
	17	17.4	2.35	0.16	14.0	4.50	0.30	16.0	1.99	0.14	14.2	2.00	0.14	16.5
	平均	15.4	2.26	0.17	12.7	4.43	0.25	15.3	2.31	0.15	13.1	2.13	0.16	15.3
鉄網 No. 4	19	18.0	2.35	0.12	10.0	4.00	0.14	11.0	1.94	0.10	10.0	1.82	0.12	10.5
	21	15.0	2.30	0.20	16.0	4.75	0.30	18.0	2.29	0.20	16.5	2.08	0.20	16.8
	23	19.8	2.45	0.10	13.5	4.35	0.14	16.0	1.82	0.10	13.5	1.83	0.10	14.2
	平均	17.6	2.30	0.14	13.2	4.37	0.19	15.0	2.02	0.13	13.3	1.91	0.14	13.8
鉄籠	25	20.7	2.70	0.02	7.0	3.95	0.06	13.0	1.71	0.12	7.5	1.80	0.12	8.5
	27	17.4	2.05	0.01	11.5	4.32	0.05	14.0	1.73	0.04	11.8	1.71	0.05	14.4
	29	17.8	2.35	0.06	11.0	3.82	0.14	15.0	1.88	0.06	11.5	1.72	0.06	10.9
	平均	18.6	2.37	0.03	9.8	4.03	0.08	14.0	1.77	0.07	10.3	1.74	0.08	11.6
エキスパンドメタル	18.2	2.25	0.14	14.0	4.04	0.25	16.0	1.79	0.10	13.4	1.67	0.12	19.3	
無筋	31	15.5	1.70	0.08	14.0	3.88	0.14	17.0	1.61	0.10	14.3	1.54	0.15	15.5
	33	17.5	2.42	0.12	16.5	4.20	0.20	17.5	1.96	0.12	16.5	1.92	0.18	17.5
	37	15.6	2.17	0.10	15.2	4.56	0.30	17.0	2.03	0.15	15.7	2.04	0.20	16.5
	平均	16.2	2.10	0.10	15.2	4.21	0.21	17.2	1.87	0.12	15.5	1.83	0.18	16.4
全体平均	16.4	2.33	0.10	13.4	4.48	0.21	16.2	2.11	0.13	14.2	2.04	0.15	15.8	

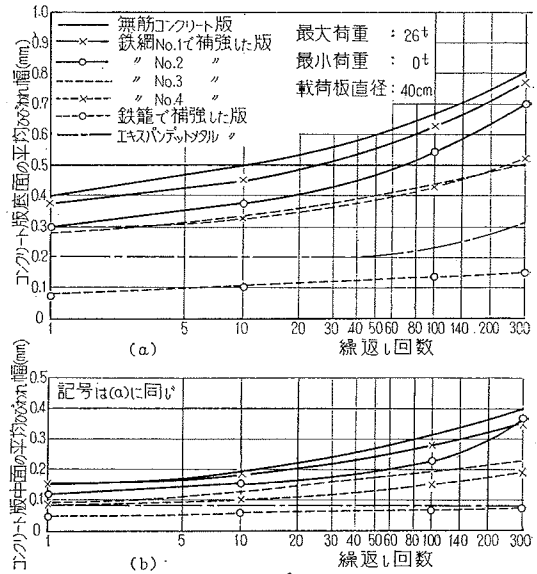
注. 本表の平均ひびわれ荷重 16.4 t は表-3の平均ひびわれ荷重 15.8 t と相違しているが、試験時の材令が相違している。表-3は材令3~5ヵ月における値であるのに対し本表は材令8ヵ月におけるものであって、平均ひびわれ荷重は約 17.7 t と推定された。したがって 300 000 回くり返し載荷によって、ひびわれ荷重は約 1.3 t 小さくなっている。

効果を比較できなかった。この 300 000 回くり返し載荷試験終了後、自由縁部の同一箇所において静荷重を 25 t まで加え、ひびわれ発生時の荷重、たわみ、ひびわれの幅および長さを測定した。また荷重を 25 t としたときのたわみ、ひびわれの幅および長さを測定し、さらに荷重を 15 t まで戻したときのたわみ、ひびわれの幅および長さを測定した。このようにして、コンクリート版自由縁にひびわれを発生させたのち、パルセーターによるくり返し荷重(最大 9 t, 最小 3.3~3.5 t)を 100 000 回加え、15 t の静荷重によるたわみ、ひびわれの幅および長さを測定した。これらの測定結果は表 18 のようであった。

表 18 は上から下の順序に試験をしたので、材令の影響をふくんでいるが(鉄網 No. 1~3 で補強した版のひびわれ荷重のほうが無筋のものより小さい)、肉眼で見える程度のひびわれが生ずるときの荷重は、補強方法によってかなり大きく相違している。すなわち鉄筋、鉄網 No. 4, エキスパンデットメタルなどによって縦縁部を補強したコンクリート版には、肉眼で見える程度のひびわれが発生しにくい。300 000 回くり返し載荷後、静荷重によって初めてひびわれが生じたときのたわみは、補強方法にほとんど無関係である。しかしひびわれの長さは、鉄網 No. 3, No. 4 および鉄筋を用いた版においていくぶん短かく、ひびわれの幅は鉄筋においてのみ狭く、鉄網 No. 3, No. 4, エキスパンデットメタルなどにおいてはむしろ広い。その後の 25 t 静荷重によるひびわれ長さは、やはり鉄網 No. 3, No. 4 鉄筋を用いた版において短かく、ひびわれ幅は鉄筋を用いた版において狭い。さらに荷重を 15 t に戻したときのひびわれの長さおよび幅と、版の補強方法の関係は、25 t の場合にほぼ同じである。このような 25 t 載荷後、パルセーターによるくり返し荷重を 100 000 回加え、もう一度静荷重 15 t を加えた場合のひびわれの長さは、鉄筋を用いた場合ももっとも短かく、鉄網 No. 4, No. 3 を用いた場合がこれについて短い。ひびわれの幅は鉄筋においてもっとも狭く、エキスパンデットメタル、および鉄網 No. 4 がこれについて狭い。ひびわれの長さも幅も 100 000 回くり返し載荷によってどのくらい増大したかを見ると、鉄筋と鉄網 No. 4 を用いた場合にもっとも小さく、無筋コンクリート版においてもっとも大きい。

b) 大荷重くり返し載荷試験におけるコンクリート版自由縁部のひびわれの発達 16~20 t の荷重を人力でくり返し加えた場合の自由縁部のひびわれ発生回数と荷重の関係は、6. (2)、図 50 ですでに取り扱った。無筋コンクリート版の 3 点だけが飛び離れて低くなっており、たとえ少量の鉄筋によっても、補強したコンクリート版には、肉眼で見える程度のひびわれが発生しにくい。このようにいったんひびわれを発生させたのち、最

図 52 26 t くり返し載荷におけるコンクリート版自由縁部の平均的なひびわれの発達



大 26 t, 最小 0 t のくり返し荷重を人力で加えた場合のひびわれ幅の発達状況は、平均して図 52 のようであった。図 52 には示さなかったが、26 t 荷重を 300 回加えるまでにひびわれコンクリート版表面に達したのは、すべての無筋コンクリート版と鉄網 No. 3 を用いたコンクリート版のうちの 1 枚だけであって、他の補強コンクリート版においては、ひびわれが表面に達したものは、まったくなかった。このような大荷重をくり返し加えた場合のひびわれの発達状況を見ると、コンクリート版の縦縁部を補強する方法としては、鉄筋、エキスパンデットメタル、鉄網 No. 4, 3, 2 および 1 の順序で効果が高い。コンクリート版縦縁部を鉄筋類で補強した 6 種類の方法を比較した本研究の実験結果から、①コンクリート版を鉄筋類で補強するか、しないかの相違は比較的大きく、肉眼で認められる程度のひびわれは、少量の鉄筋で補強したコンクリート版でも無筋コンクリート版より発生しにくく、かつ発達しにくいこと、および②コンクリート版縦縁部の補強方法としては、鉄筋すなわち直径 13~16 mm の鉄筋を版の縁部上下両面に埋める方法、エキスパンデットメタルあるいは、直径 13~16 mm の鉄筋を版縁部の中立面付近に埋める方法などが比較的有效であることが明らかにされたと思われる。

(2) 縦縁部の補強方法

コンクリート舗装版の縦目地縁部は、できるだけタイバーなどで補強することおよび縦自由縁部ならびに縦突き合せ目地縁部を 2 層または 1 層においた直径 13~16 mm の鉄筋あるいは、エキスパンデットメタルなどで補強することが望ましいと考えられる。

9. 結 論

コンクリート舗装の構造設計に関しては、たとえば米国セメント技術協会の方法のように、それなりに一応完成したものが、多数発表されているが、スリップバーで隅角部および横目地縁部を補強するようになった、最近のコンクリート舗装版において、縦目地縁部から横方向に生ずるひびわれがもっとも多いにもかかわらず、縦縁部の応力をもととした設計法がないこと、縦縁部の輪荷重応力公式は、半円載荷板に全荷重が載ると仮定したものしかなく、実際にあり得ない条件を採用していること、車輪の走行位置を考慮したものがないこと、日間および年間を通じての温度応力の大きさと時間を求めて設計に採り入れたものがないこと、舗装用コンクリートの疲労曲線はわずか 100 000 回を限度としたものしかなく、今日の交通事情に合致しないことなど疑問の点が少なくない。これらの疑問を解明するために、コンクリート舗装版に生ずる応力を、輪荷重応力および内部応力、端部こう東応力、そりこう東応力の各温度応力にわけて実験的に求めることとし、実物大のコンクリート舗装多数について、静荷重を加えた場合のたわみ、ひずみなどを測定して、輪荷重応力および応力の影響線を求め、国道上数カ所において、重量車の走行位置分布および走行時間変化を観測し、実物大のコンクリート舗装多数について、温度変化、コンクリート版の変位、伸縮、そりなどの測定、ならびにいろいろな温度差における破壊試験を行なって、2 種類以上の方法で温度応力の大きさと時間を推定し、主として供試体について曲げ疲労試験を実施した。その結果、本実験の範囲内でだいたいつぎのことがいえる。

(1) 輪荷重応力と温度応力を組み合わせた合成応力の大きさと頻度を、コンクリートの疲労曲線に照し合わせて見ると、もっともきびしい応力条件にさらされているのはコンクリート舗装版の縦縁部である。コンクリート舗装版の縦自由縁部またはタイバーつき縦突合せ目地縁部の輪荷重応力に関する設計公式および影響線、ならびに重量車の重量別走行台数および走行位置分布を考慮して、輪荷重応力の大きさと度数を求め、コンクリート舗装版縦縁部の温度応力に関する設計公式と温度差の時間比を考慮して、温度応力の大きさと時間比を求め、輪荷重応力と温度応力の時間的組み合わせを考えて、合成応力の大きさと度数を決定し、これとコンクリートの疲労曲線と照合することによって、コンクリート舗装版の厚さを設計するのが、合理的であると思われる。

(2) コンクリート舗装版の自由縁部一杯の位置に円形載荷板において、荷重を加えた場合の最大引張応力は、自由縁底面の縁方向に生ずるが、その大きさは半円形載荷板の仮定に直すことによって、Teller & Suther-

land の公式を修正してつくった、実験公式に比較的よく一致することが示された。

$$\sigma_e = 2.12(1 + 0.54\mu) \frac{P}{h^2} [\log_{10} l - 0.75 \log_{10} \alpha - 0.18]$$

σ_e : コンクリート版自由縁部の最大応力 (kg/cm²)

μ : コンクリートのポアソン比

P : 輪荷重 (kg)

h : コンクリート版の厚さ (cm)

l : コンクリート舗装の剛比半径 (cm)

a : タイヤの接地半径 (cm)

すなわち、スプリング路盤の仮定は、コンクリート舗装に対しては、十分正確に成り立つ。コンクリート舗装版の縦目地縁部の応力は、縦自由縁部の応力より一般に小さいが、車輪の走行度数が多いので場合によっては縦目地縁部の応力を使って設計しなければならないことがある。縦目地縁部の最大応力は、目地の補強方法によって相違するが、上式の 0.68~0.75 倍であることが実験的に確かめられた。したがって、縦目地縁部の設計には上式の 0.75 倍を用いるのが、実用的であると思われる。

(3) 従来の設計法は、すべての車輪が隅角一杯すなわち、縦縁一杯の位置だけを走行していると仮定しており、実情に合わないで、車輪の横方向の走行位置分布を設計に採り入れるべく観測したところ、車線数、車線幅および路肩の条件などによって相違するが、たとえば舗装した十分な幅の路肩をもつ 2 車線幅員 7.5 m の道路においては、自由縁から 15 cm, 45 cm, 75 cm……を走行する重量車後輪の通過度数は、それぞれ重量車の片側日交通量の 0.25 倍, 0.20 倍, 0.20 倍とするのが適当であると思われる。また、コンクリート舗装版の設計に用いる縦縁部応力としては、たとえば縦縁から 15 cm, 45 cm, 75 cm, …… 離れた位置に車輪中心をおいた場合に、それぞれ最大応力、最大応力の 0.7 倍、最大応力の 0.5 倍、…… とするのが、影響線の実測値から考えて適当である。

(4) コンクリート舗装版の温度応力としては、内部応力、端部こう東応力およびそりこう東応力があるが、間隔約 15 m 以下の収縮目地をもつコンクリート舗装版の設計においては、一般に端部こう東応力を考慮する必要はなく、内部応力とそりこう東だけを考えればよいことが明らかにされた。内部応力とそりこう東応力は、いずれもコンクリート版上下両面の温度差に関係する応力であるが、そりこう東応力が引張応力となる時期においては、内部応力がおおむね圧縮応力であることを考えると、両応力をべつべつに計算して加え合わせる必要はなく、コンクリート舗装版縦縁部における両応力の和を大きめに与える次式によって、設計用温度応力を求めるのが実用的であると信ずる。

$$i\sigma_x = 0.35 C_w \cdot \alpha \cdot E \cdot \theta'$$

$i\sigma_x$: コンクリート版縦縁部表面の縁方向の温度応力

の設計用数値 (kg/cm^2)

C_0 : コンクリート版のそりこう束係数

α : コンクリートの温度膨張率 ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)

E : コンクリートのヤング率 (kg/cm^2)

θ' : 温度差 (コンクリート版表面の温度—コンクリート版底面の温度, $^{\circ}\text{C}$)

この公式におけるそりこう束係数 C_0 は、適当量のスリップパーで横膨張目地および横めくら目地を補強したコンクリート舗装版について実測した結果によると、たとえば、正の温度勾配においては、めくら目地間隔 6 m, 10 m, 15 m, …… に対して、それぞれ 0.91, 0.96, 0.97, …… であることが示された。またこの公式における温度差 θ' は、地方的気象条件、コンクリート舗装版の厚さなどによって相違するものであるが、年間を通じての温度差の大きさと時間比を設計に用いるのが、適当であると思われる。東京付近の実測結果によると、たとえば、厚さ 25 cm のコンクリート舗装版の温度差は、最高 15°C 、最低 -7°C であって、温度差が 15°C 、 13°C 、……、 -7°C になる時間比は、1 年間に 0.1%, 0.7%, …… であることが明らかにされた。この関係が、わが国のいかなる場所にも適用できるとは限らないが、現在各地で継続中の観測によれば高さの特に高い地方を除く全国的にも使いうることが確かめられつつある。

(5) コンクリート舗装版の温度変化による内部応力は、版の深さ方向の温度勾配が直線でないために生ずる応力であるが、深さ方向の温度変化を何んらかの数式で表わして計算する従来の方法よりも、深さ—温度曲線に対して左右の面積が相等しくなる直線を引き、その直線が版底面を切る点の温度と、底面温度の差から、底面の内部応力を求める図解法のほうが正確でしかも簡便である。温度変化による内部応力は、地方的気象条件、コンクリート舗装版の厚さなどによって相違するが、晴天が続いた場合、1 日を周期とする周期的変化をし、東京付近においては 20 時ごろ引張り最大になり 10 時半ごろ圧縮最大になる。また図解法で温度実測値を整理した結果、東京付近における、厚さ 25 cm のコンクリート舗装版の中央部底面および縦縁部底面の 20 時、23 時および 13 時の内部応力の大きさと度数が、明らかにされたが、たとえば 13 時の内部応力は $4 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以上の圧縮応力になることが年間 20 日くらいある。

(6) コンクリート舗装版の温度変化による端部こう束応力は、コンクリート舗装版が伸縮しようとするのを妨げるために生ずる応力であって、時にはその大きさが数十 kg/cm^2 に達することもあるといわれているが、収縮目地間隔 6~15 m、膨張目地間隔 180 m のコンクリート舗装について、温度の年変化および日変化による端部こう束応力の大きさ、ならびに端部こう束応力におよぼす収縮目地間隔の影響について研究した結果、圧縮応力

となる端部こう束応力は比較的大きいのに対し、引張応力となる端部こう束応力は一般にきわめて小さく、温度の年変化による端部こう束応力は設計上考慮しなくてよいことが明らかにされた。

(7) コンクリート舗装版の温度変化によるそりこう束応力は、コンクリート舗装版がそろうとするのを妨げるために生ずる応力であって、温度の日変化によるのみ生じ、輪荷重応力にほぼ匹敵するほど大きくなることがあると従来いわれていた。そりこう束応力の求め方については、コンクリート舗装版内各点の温度変化を検討した結果、舗装版表面温度が正弦変化しているものとして、これを求める Thomlinson の方法は、原理的にははるかに進んでいるが、温度差とそりこう束係数を Westergaard の式に入れて求める方法のほうが、試験結果にもよく合い、実用的であることが示された。そりこう束応力の計算に必要なそりこう束係数と温度差については、結論(4)でのべたが、東京付近のコンクリート舗装版のそりこう束応力は、晴天が続いた場合、1 日を周期とする周期的変化をし、13 時ごろ引張り最大となり、早朝 5 時ごろ圧縮最大となる。そりこう束応力の引張り最大値は、圧縮最大値の約 2 倍、引張り応力となる時間は全時間の 40% 強であり、季節的には春にもっとも大きい。また、そりこう束応力は、コンクリート舗装版が厚いほど大きい、厚さに比例はせず、厚いほど単位厚さあたりの応力が小さくなることが、理論的にも、実験的にも確かめられた。

(8) 輪荷重応力と温度応力を組み合わせるにあたっては、各時刻ごとに輪荷重応力と温度応力を求めて加えるのが理想であるが、計算がはん雑であるばかりでなく、たとえば時刻ごとの走行位置分布を求めることは、ほとんど不可能である。重量車の走行時間変化の観測結果から、大都市付近の道路においては、温度差が正の時間中に 70% の重量車が走行し、地方部の道路においては、温度差が正の時間中に 60% の重量車が走行するという単純な仮定で計算すれば、いくぶん安全であるが、十分実用的であることが明らかにされた。

(9) 舗装用コンクリートの疲労曲線で従来用いていたものは、わずか 100 000 回を限度としており、今日の交通事情から見て明らかに不合理であるが、供試体のくり返し曲げ試験を行なった結果にもとづき、実物大のコンクリート舗装のくり返し載荷試験結果を参考にして決定した疲労曲線は、縦軸にくり返し応力と曲げ強度の比をとり、横軸にくり返し回数を対数尺でとった片対数グラフにおいて (1 回, 100%) の点と (200 回, 90%) の点と (4 000 回, 80%) の点と (1 500 000 回, 50%) の点を直線で結んだものであって、設計用として使用に耐えるものと思われる。

(10) コンクリート舗装版は、縦縁部を補強すること

によって、舗装全体の寿命をいちじるしくのばすことができる。コンクリート版縦目地縁部の補強方法としては、めくら目地構造とすることや、タイバーを使用することが考えられるが、突合せ目地の場合には、タイバーのほかに直径 13 mm くらいの異形鉄筋を 5, 6 本使って補強すると、ひびわれの発達を防ぐ効果が高いことが示された。コンクリート舗装版の自由縁部を補強する方法としては、決定的なものが得られなかったが、鉄筋類で補強する方法 6 種類について比較試験をした結果、直径 13~16 mm の異形鉄筋を 5~6 本縁部付近に用いる方法、あるいは厚さ約 5 mm の鋼板からつくったエキスパンデットメタルを縁部付近に用いる方法などは、ひびわれを閉じたままに保つ効果が高く、コンクリート舗装全体の寿命をのばしうることが示された。

参 考 文 献

- 1) 岩間 滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究 (1), 土木研究所報告 109 号。
- 2) 岩間 滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究 (2), 土木研究所報告 112 号。
- 3) 岩間 滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究 (3), 土木研究所報告 117 号。
- 4) Teller & Sutherland: The Structural Design of Concrete Pavement, Part II, Public Road, Nov. 1935.
- 5) Karl Eberle: Über Temperatur und Spannung bei Balken und Fahrbahndeckenplatten aus Beton, Zement H5-16, 1938.
- 6) "The AASHO ROAP TEST(Report 5)": Highway Research Board Special Report 61 A, 1961.
- 7) Kelley E.F.: Application of the Results of Research to the Structural Design of Concrete Pavements, Public Road, July 1939.
- 8) Timoshenko: Theory of Elasticity.
- 9) Thomlinson: Temperature Variations and Consequent Stresses Produced by Daily and Seasonal Temperature Cycles in Concrete Slabs, Concrete and Constructional Engineering, Vol. 35 (1940) June.
- 10) Westergaard H.M.: Analysis of Stresses in Concrete Roads Caused by Variations of Temperature, Public Road, Vol. 8, No. 3, May 1927.
- 11) Westergaard, H.M.: Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis, Public Road, April 1926.
- 12) Hogg, H.A.: Equilibrium of a Thin Plate, Symmetrically Loaded, Resting on an Elastic Foundation of Infinite Depth, Philosophical Magazine, Series 7, Vol. 25.
- 13) Peltier, R.: Le Calcul des Revêtements Rigides Pour Routes Aérodrommes, Revue Générale des Routes des Aérodrommes, No. 249, Oct. 1952.
- 14) Pickett, G. and Ray, G.K.: Influence Charts for Concrete Pavement, Proc. ASCE, HW Division, Apr. 1950.
- 15) 竹下春見・岩間 滋：道路舗装の設計, オーム文庫 314.
- 16) Westergaard, H.M.: Analytical Tools for Judging Results of Structural Test of Concrete Pavements, Public Road, Dec. 1933.
- 17) Pickett, G.: Concrete Pavement Design for Roads and Streets Carrying All Classes of Traffic, Portland Cement Association.
- 18) Teller, L.W. and Sutherland, E.C.: The Structural Design of Concrete Pavements, Public Road, April-May-June 1943.
- 19) Public Road, Vol. 23-8.
- 20) 第 17 回建設省直轄技術研究会要望課題：コンクリート舗装の破壊に関する調査。

(1964.5.14・受付)

昭和 39 年度土木学会論文集編集委員

委員 長	奥村敏 志	副委員 長	三木五 三	委 員	土肥正 彦	委 員	宮原克 典
員	阿栗津部 英	委 員	岡田山 田	中川瀨 博	中瀨明 次	村村上 博	村原上 丸
赤井 浩	伊藤 一	神栗小 佐	三木五 三	西沢野 紀	伯野 正	村森山 崎	村原上 丸
伊藤 喜	石池 幸	武木 正	三木五 三	藤田 嘉	堀田 孝	山崎 慶	村原上 丸
石池 元	江村 一	杉木 昭	三木五 三	増田 重	松田 吉	山崎 慶	村原上 丸
江村 博	大沼 徹	野和 宏	三木五 三	松本 嘉	松本 嘉	山崎 慶	村原上 丸
						幹 事	西脇 威

昭和 39 年 11 月 15 日 印刷
昭和 39 年 11 月 20 日 発行

土木学会論文集 第 111 号

定価 150 円 (千 20 円)

編集兼発行者 東京都新宿区四谷一丁目 社団法人 土木学会 羽田 巖
印刷者 東京都港区赤坂溜池 5 株式会社 技報堂 大沼 正吉

発 行 所 社 法 人 土 木 学 会 振替東京 16828 番
東京都新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目 電話(351)代表 5138 番