

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 18 NO. 3 SEPT. 1979

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第18巻 第3号 (Vol. 18, No. 3), 1979年9月 (Sept. 1979)

目 次 (CONTENTS)

1. 前向き段差をもつ地形上の風の境界層と摩擦抗力係数の実験
..... 加藤 始・安間 清・土肥俊満..... 3
(Experiments on Wind Boundary-Layer and Skin Friction
Coefficient Downstream of a Forward-Facing Step
..... Hajime KATO, Kiyoshi AMMA, Toshimitsu Dor)
2. 第Ⅲ種設計法によるPCスラブの空港舗装への適用性に関する研究
..... 福手 勤・佐藤勝久・山崎英男..... 37
(A Study on the Applicability of III Class PC Slab for
Airport Pavements
..... Tsutomu FUKUTE, Katsuhisa SATO, Hideo YAMAZAKI)
3. 出入港時における大型タンカーの操船および航跡について
—鹿島港における実船調査報告— 上田 茂・柳沢雄博..... 65
(Entrance and Departure Manueverings and Trails of VLCC
at the Deep Water Terminal
..... Shigeru UEDA, Katsuhiko YANAGISAWA)
4. 港湾計画における財政に関する研究 (第二報)
—財政モデルの基本構造と試算結果— 矢島 道夫・中村 松子..... 155
(The Financial Model of Port Management Body
..... Michio YAJIMA, Matsuko NAKAMURA)

2. 第III種設計法によるPCスラブの空港舗装への 適用性に関する研究

福手 勤*・佐藤勝久**・山崎英男*

要 旨

プレストレストコンクリート（以下 PC と略す）舗装は無筋コンクリート舗装と比較して、スラブ厚を大幅に減少でき、収縮目地をなくすることができるなどの利点を持つ。なかでもスラブ下面にクラックが発生することを許す第III種設計法によれば、今までのようなクラックを許さない第II種設計法などに比較してプレストレス量を減らすことができるため、経済的で合理的な断面を作ることができる。

本報告では、第III種設計法による PC スラブの空港舗装への適用性を検討するため、3種類の路盤の上に厚さ 18 cm の第III種 PC スラブを打設して試験舗装を製作し、その上で大型航空機と同一の脚荷重で一連の載荷試験を行った。その結果次のようなことが明らかになった。

- (1) 繰返し走行試験に先立って行われた静的載荷試験の結果、計算から予想されたとおり、スラブ下面にクラックが発生した。しかしその後、10,000回の走行を受けても、クラックが路面に到達するなどの破壊につながる兆候は現われなかった。
- (2) スラブ上面のコンクリート圧縮ひずみや PC 鋼材の引張りひずみは、走行試験の進行とともに徐々に増加する傾向を示した。
- (3) 走行回数が増加とともに、路盤には永久たわみに伴う不等沈下が生じた。その結果、スラブと路盤の間に空げきが発生した。
- (4) PC スラブの縦目地部は横方向のプレストレスの効果により十分な荷重伝達機能を発揮した。第III種 PC スラブの場合には、縦目地部は下面クラックとまったく同等のものと考えられ、縦目地部に対して特別な配慮はいらないようである。
- (5) 縦目地部の開口幅から、今回のような条件のもとでのスラブ下面のクラック幅は 0.2mm 以下と推定された。

* 土質部 滑走路研究室

** 土質部 滑走路研究室長

2. A Study on the Applicability of III Class PC Slab for Airport Pavements

Tsutomu FUKUTE*

Katsuhisa SATO**

Hideo YAMAZAKI*

Synopsis

In order to research the applicability of III class PC (prestressed concrete) slab for airport pavements, a series of full scale loading tests on III class PC pavements were carried out.

As a result, the following conclusions were obtained.

- (1) Some cracks occurred at the bottom of the PC slab by static loading tests prior to repeated loading tests and they did not reach to the surface of the slab nevertheless after 10,000 repeated loadings.
- (2) The compressive strains at the surface of the concrete slab and the tensile strains of the PC strands were increasing gradually, as repeated loadings were going on.
- (3) Non-uniform settlements of the base course by repeated loadings caused some vacant space between the concrete slab and the base course.
- (4) The longitudinal joints had good efficiency of load transfer by the effect of transverse prestresses.
- (5) The crack width at the bottom of the concrete slab might be less than 0.2 mm, judging from the behaviour of longitudinal joints.

* Member of Runways Laboratory, Soils Division

** Chief of Runways Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	37
1. ま え が き	41
2. 第 III 種 PC スラブの理論解析と設計	41
2.1 第 III 種 PC スラブの下面クラック発生後の挙動	42
2.2 実験に用いた PC スラブの設計	43
3. 試験舗装の製作	46
3.1 路床, 路盤の製作	46
3.2 PC スラブの製作	47
4. 実験結果とその考察	49
4.1 概 説	49
4.2 走行前の段階荷重載荷試験	49
4.3 繰返し走行に伴なう舗装の挙動変化	53
4.4 舗装の挙動に関する総合的検討	60
5. 空港舗装への適用性	61
6. 結 論	62
7. あとがき	62
謝 辞	63
参 考 文 献	63

1. まえがき

道路や空港の舗装はアスファルト舗装とコンクリート舗装に大きく分けることができる。従来は施工や補修の簡便さなどからアスファルト舗装の実績がまぎっていたが、最近では重交通によるわだちぼれが大きな問題点となっており、コンクリート舗装の必要性も増大してきた。

コンクリート舗装は、一般的には無筋コンクリート（以下 NC と略す）で作られることが多い。コンクリートは曲げ引張り強度が小さいため、最近の大型航空機を対象とした舗装スラブを NC で設計すると 50 cm 近くものスラブ厚が必要となる場合がある。また、NC 舗装には収縮、膨張目地が必要となり、乗り心地を悪くしているのと同時に、そこから舗装が破損しやすくなるなど構造上の弱点ともなっている。

NC 舗装のこれらの欠点を補なうコンクリート舗装のひとつとしてプレストレストコンクリート（以下 PC と略す）による舗装がある。空港における PC 舗装は 1947 年にバリの Orly 空港にて PC 舗装が施工されて以来、主にヨーロッパ各地でかなり利用されてきた。

PC は、よく知られているように、コンクリート部材の引張縁に働く引張り応力によって部材が破壊しないように、あらかじめ部材に圧縮応力を与えておくものである。部材に与えるプレストレスと外力によって発生する応力との関係から、PC 構造物は次の 3 つに大別される¹⁾。

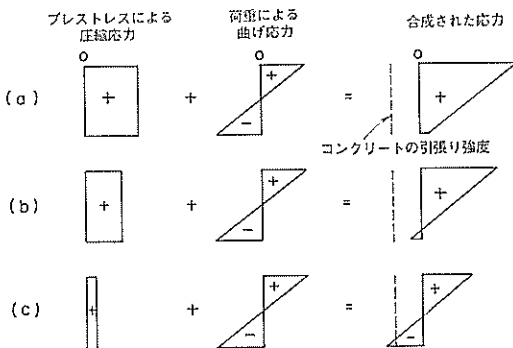


図-1.1 PC の種別

- 第Ⅰ種 PC <図-1.1(a)>：正常な使用状態で、コンクリートに引張り応力が生じない程度のプレストレスが与えられたもので、フルプレストレスとも呼ばれる。
- 第Ⅱ種 PC <図-1.1(b)>：正常な使用状態にあって、短期間の荷重作用のもとで曲げひびわれの発生しない程度のコンクリート引張り応力は生じてよいが、長

期間にわたって作用する荷重作用のもとでは引張り応力が生じない程度にプレストレスの与えられたもので、パーシャルプレストレスとも呼ばれる。

- 第Ⅲ種 PC <図-1.1(c)>：正常な使用状態にあって、短期間の荷重作用のもとで曲げひびわれは発生してよいが、その幅は環境状況、PC 鋼材の錆に対する敏感性などを考慮してある制限幅をこえないよう、また長期にわたる荷重作用のもとではコンクリートに引張り応力が作用しないよう、またはわずかな引張り応力しか生じない程度にプレストレスの与えられているもの。

これらのうち、第Ⅲ種ではコンクリート下面に発生した引張りクラックによる断面の減少を、PC 鋼材の引張り力増加とコンクリート上面の圧縮応力度増加によって補なうものであり、クラックは上面にまで到達しない。そしてこのようなクラックは、荷重の除荷とともにプレストレスによって閉じる性質があり、第Ⅲ種 PC は圧縮強度が大きいというコンクリートの長を生かした設計法であるといえる。また従来 PC 舗装に用いられてきた第Ⅱ種設計法にくらべてプレストレス量が少なくすむため、必要鋼材量も少なく、経済的な舗装を作ることができる。

本研究では、このような特長をもつ第Ⅲ種設計法による PC スラブの空港舗装への適用性を実験的に検討した。他の PC 構造物と異なり、PC 舗装は路盤という未知のファクターを多く含んだ材料と一体となって構造物を構成しているので、単に PC 部材の検討だけでは不十分である。そこで本研究においては、実物大規模の試験舗装を製作し、各種荷重試験を行うことによって検討を行った。

本報告では、2.において第Ⅲ種 PC スラブの下面クラック発生後の挙動の考え方と PC 舗装の設計法を示し、3.で試験舗装の概要を説明した。さらに 4., 5.で実験結果の考察と空港舗装への適用性について論じた。

2. 第Ⅲ種 PC スラブの理論解析と設計

第Ⅲ種の PC 構造物は引張縁にクラックの発生を許すため、その挙動を解析するのは第Ⅰ種、第Ⅱ種の場合と比較していくらか面倒になるのは避けられない。本章ではまず PC スラブの下面にクラックが発生した後のスラブの挙動の考え方、表面クラックの発生に関する検討やスラブの破壊に対する安全性の検討法などについての概要を説明した後、今回の実験に用いた PC スラブのプレストレス量の設計を行い、さらに上のような検討法を具体的に適用した。

2.1 第III種PCスラブの下面クラック発生後の挙動

(1) 下面クラックの発生によるコンクリートと鋼材の応力変化

曲げを受ける PC 部材の引張縁にクラックが発生すると、それまでコンクリートに作用していた曲げ引張力が PC 鋼材によって受け持たれるようになるため、PC 鋼材には大きな引張力が生ずるようになる。またそれと同時に、引張縁のみかけ上のひずみが増加し断面が平面を保持するために、圧縮縁のひずみも増加することになる。さらに不静定 PC 部材においては、クラックが発生した断面は塑性ヒンジ的に挙動するようになるため、その点の曲げモーメントはその後それ程増加せず、他の部分に曲げモーメントが増加するような「曲げモーメントの再分配」が行われる。

ある断面にクラック発生曲げモーメント M_c 以上の曲げモーメント M が作用した時の鋼材の増加応力度や圧縮縁コンクリートの応力度などを計算するためには、次のようにする。スラブのある断面を図-2.1(a)のようなはりとみなし、その断面に作用する応力とひずみの分布を同図(b), (c)のように仮定すると、平面保持の仮定、軸力のつり合い、曲げモーメントのつり合いから次式が得られる。

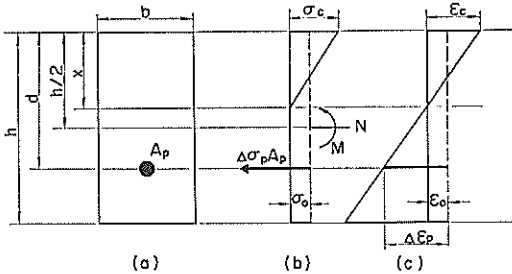


図-2.1 下面クラック発生後の断面

$$\frac{\sigma_c}{\Delta\sigma_p/n - \sigma_0} = \frac{x}{d-x} \quad (2.1)$$

$$N = \frac{\sigma_c b x}{2} - \Delta\sigma_p A_p = \sigma_0 b h \quad (2.2)$$

$$M = \frac{\sigma_c b x}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \Delta\sigma_p A_p \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2.3)$$

ここに、

N : PC スラブの軸方向圧縮力 (プレストレス力)

M : 曲げモーメント

σ_0, σ_s : N によるひずみと応力度

ϵ_c, σ_c : 圧縮縁コンクリートのひずみと応力度

$\Delta\epsilon_p, \Delta\sigma_p$: PC 鋼材の増加ひずみと応力度

h : 版厚

d : 上縁から鋼材までの距離

x : 上縁から中立軸までの距離

b : 断面幅

A_p : 鋼材断面積

n : コンクリートと鋼材の弾性係数比 (E_p/E_c)

である。式 (2.1)~(2.3) を解くことにより、

$$A_1 x^3 + A_2 x^2 + A_3 x + A_4 = 0 \quad (2.4)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{x^2 - 2hx + 2hd}{bx^2 + 2nA_p x - 2nA_p d} nb\sigma_0 \quad (2.5)$$

$$\sigma_c = x(\sigma_0 - \Delta\sigma_p/n)/(x-d) \quad (2.6)$$

から中立軸位置、鋼材の増加応力度、コンクリートの圧縮応力度が得られることになる。ただし、

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= -2\sigma_0 b(bh + nA_p) \\ A_2 &= -3b\{\sigma_0(bh^2 + 2ndA_p) - 2M\} \\ A_3 &= 6nA_p\{\sigma_0 bh(h-2d) - 2M\} \\ A_4 &= -dA_3 \end{aligned} \right\} (2.7)$$

である。

このような方法でクラック発生後の挙動を知るためには、断面に作用している曲げモーメントの値が既知でなければならぬが、先にも述べたように、不静定構造物ではクラック発生後には曲げモーメントの再分配が行われるため、曲げモーメントを計算するには繰返し計算が必要となる。つまり計算に際して、クラック発生前には全断面有効であるため問題はないが、クラック発生後には少しずつ荷重を増加させ、各荷重ステップごとにクラックが到達した深さまでのコンクリートは引張りに対してはまったく抵抗せず断面が減少したとみなして「変断面」の計算を逐次進めてゆかねばならないことになる。しかし、このような計算は合理的である反面非常に複雑になるため、ここでは全断面有効として得られる最大曲げモーメントを式 (2.4)~(2.7) に代入して部材の検討を行ってゆくことにする。

(2) 表面のクラック発生荷重

スラブの下面にクラックが入った後も荷重が増加してゆくと、負のモーメントによりやがて表面に円形のクラックが発生するようになる。表面にクラックが発生すれば、これが直ちに破壊に結びつくとは限らなくても、雨水の浸透などによって長期的にはスラブの劣化を生じる恐れもあるため、これを避ける必要がある。

表面のクラック発生荷重 P_c の計算は 2.1 (1) で説明した繰返し計算法によるか、または Meyerhof²³⁾ によって提案された次式を用いて行う。

$$P_c = \left\{ \frac{4\pi}{1-4a/(3b')} + \frac{1.8(S+S_T)}{l-a/2} \right\} (M_T + M_T') \quad (2.8)$$

ここに、 S : 複々車輪の横中心間隔

S_T : 複々車輪の縦中心間隔

a : タイヤ接地半径

l : 剛比半径

b' : 3.9 l

M_r : ひび割れ抵抗モーメント

M'_r : 破壊抵抗モーメント

である。 $M_r(=M'_r)$ は、コンクリートの曲げ引張り強度とプレストレスとの和からそり拘束応力を差し引いた残存の強度に、断面係数を乗じることによって得られる。

本報文では式(2.8)を用いて表面クラックの発生を検討する。

(3) 破壊に対する安全度の検討

スラブ表面に引張りクラックが発生した後も、さらに荷重が増加すると、載荷点のスラブ上面のコンクリートが圧縮破壊を起こすか、または PC 鋼材が降伏してスラブの破壊に至る。コンクリートの圧縮破壊が先に起こると仮定した場合の破壊に対する安全度の検討法を次に説明する。

スラブの上縁がコンクリートの破壊ひずみ量に達したときの断面のつり合いを図示すると図-2.2のように表わされる。ただし圧縮側の応力分布は文献 3) によるものである。この図から平面保持の仮定、軸力のつり合いに注目すれば、

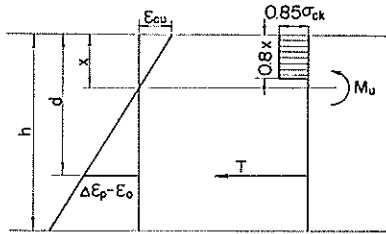


図-2.2 PC スラブ破壊時の断面のつり合い

$$\Delta \epsilon_p = \epsilon_{cu} \left(\frac{d}{x} - 1 \right) + \epsilon_0 \quad (2.9)$$

$$b \times 0.85 \sigma_{ck} \times 0.8x = \sigma_p A_p \quad (2.10)$$

となる。ここに、

ϵ_{cu} : コンクリートの圧縮破壊ひずみ (=0.0035)

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度

である。

有効プレストレスのみによる鋼材のひずみ ϵ_{p0} に $\Delta \epsilon_p$ を加えたものが鋼材の全ひずみ ϵ_p になり、図-2.3 で表わされる鋼材の応力とひずみの関係から、 ϵ_p に対応する鋼材の応力 σ_p が x の関数として得られる。これを式(2.10)に代入し解くことにより x が求まり、続いて $\Delta \epsilon_p$,

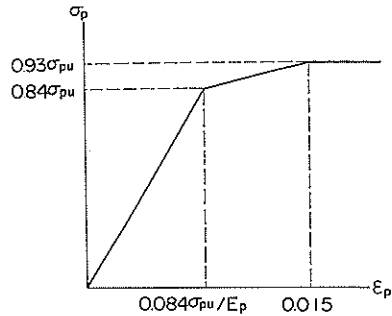


図-2.3 PC 鋼材の応力～ひずみの関係

σ_p も得られることになる。

破壊抵抗曲げモーメント M_u は、

$$M_u = \sigma_p A_p (d - 0.4x) \quad (2.11)$$

によって計算できる。さらに実際の荷重によって発生する曲げモーメント M'_i の大きさと比較することによって破壊に対する安全度が検討できる。

2.2 実験に用いた PC スラブの設計

(1) 設計条件

(a) 形式 ポストテンション可動方式

(b) 種別 第Ⅲ種プレストレスコンクリート

(c) 形状 縦方向 $L=24$ m

横方向 $B=14$ m

版厚 $h=18$ cm

(d) 設計荷重 DC-8 型旅客機

車輪配置 複々車輪 $S=80$ cm

$S_T=140$ cm

車輪接地半径 $a=20$ cm

脚荷重 $P=73.6$ tf

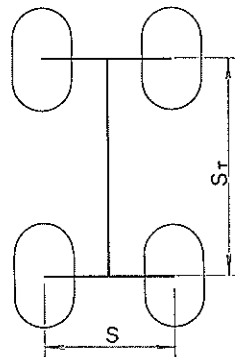


図-2.4 複々車輪の車輪配置

(e) 路盤支持力係数 (直径 75 cm の載荷板によるもの)

$$K_{75} = 5 \text{ kgf/cm}^2$$

(f) 路盤摩擦係数 $f=1.0$

(g) シースの摩擦係数 $f'=0.004$

(h) コンクリートの性質

- a) 基準圧縮強度 $\sigma_{cc}=350 \text{ kgf/cm}^2$
- b) 基準曲げ引張強度 $\sigma_{ct}=45 \text{ kgf/cm}^2$
- c) 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{cac}=175 \text{ kgf/cm}^2$
- d) 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{cat}=22.5 \text{ kgf/cm}^2$
- e) 弾性係数 $E_c=3.25 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- f) ボアソン比 $\nu=0.15$
- g) クリープ係数 $\varphi=2.0$
- h) 乾燥収縮度 $\varepsilon_s=180 \times 10^{-6}$
- i) 単位重量 $W=2.5 \text{ tf/m}^3$
- j) 線膨張係数 $\alpha=1.0 \times 10^{-5}$

(i) PC 鋼材の性質

表-2.1 に示すとおりである。

表-2.1 PC 鋼材の性質

	$\phi 17.8$ PC 鋼 より線 (19本より)	$\phi 12.7$ PC 鋼 より線 (7本より)
断面積 A_p	2.084 cm ²	0.987 cm ²
引張強度 P_u	39,500 kgf/本	18,700 kgf/本
降伏点荷重 P_y	33,600 kgf/本	15,900 kgf/本
単位重量 W	1.652 kgf/m	0.774 kgf/m
弾性係数 E_p	2.0 × 10 ⁵ kgf/cm ²	
リラクゼーション γ	5%	
許容増加応力度 $\Delta\sigma_{pa}$	1,000 kgf/cm ²	

- (j) 版の温度勾配 温度上昇時 $\lambda=0.7$
温度下降時 $\lambda'=0.35$

(2) プレストレスの計算

(a) 長手方向(縦方向)のプレストレスの計算

長手方向には 14 m 幅に $\phi 17.8$ PC 鋼より線を 29 本、 $\phi 12.7$ PC 鋼より線を 2 本設置する。

- a) 初期緊張力 P_i
 $\phi 17.8 \quad P_i=27,500 \text{ kgf/本} < 0.7P_u=27,600 \text{ kgf}$
 $< 0.85P_y=28,500 \text{ kgf}$
 $\phi 12.7 \quad P_i=13,000 \text{ kgf/本} < 0.7P_u=13,100 \text{ kgf}$
 $< 0.85P_y=13,500 \text{ kgf}$
- b) 導入プレストレス
 $\sigma_{cpi}=\sum P_i/(Bh)=32.7 \text{ kgf/cm}^2$
- c) シース摩擦による損失
 $\Delta\sigma_{cp}=\sigma_{cpi}\left(1-\frac{1}{1+f'L/2}\right)=1.5 \text{ kgf/cm}^2$
- d) 弾性変形による損失

$$\Delta\sigma_{cc}=\frac{1}{2}\frac{E_p}{E_c}\sigma_{ct}\frac{A_p}{A_c}=0.2 \text{ kgf/cm}^2$$

ここに、 $\sigma_{ct}=\sigma_{cpi}-\Delta\sigma_{cp}=31.2 \text{ kgf/cm}^2$

e) クリープ、乾燥収縮による損失

$$\Delta\sigma_{cpe}=\sigma_{cp}\frac{A_p}{A_c}=1.8 \text{ kgf/cm}^2$$

ここに、

$$\sigma_{cpe}=\frac{2\varphi\sigma_{cp}+E_p\varepsilon_s}{1+n(1+\varphi/2)\sigma_{cpi}/\sigma_{pi}}=719.4 \text{ kgf/cm}^2$$

σ_{cpi} : プレストレス導入直後のプレストレス

$$(\sigma_{ct}-\Delta\sigma_{cc}=31.0 \text{ kgf/cm}^2)$$

σ_{cp} : PC 鋼材位置のコンクリートの圧縮応力度

$$(\sigma_{cpi}=31.0 \text{ kgf/cm}^2)$$

σ_{pi} : プレストレス導入直後の PC 鋼材の引張応

$$\text{力度} (\sigma_{pi}=\sigma_{cpi}/\sigma_{cpi}=12,510 \text{ kgf/cm}^2)$$

f) リラクゼーションによる損失

$$\Delta\sigma_{cpr}=\gamma(\sigma_{cpi}-\Delta\sigma_{cp})=1.6 \text{ kgf/cm}^2$$

g) 有効プレストレス

$$\sigma_{cpe}=\sigma_{cpi}-\Delta\sigma_{cp}-\Delta\sigma_{cc}-\Delta\sigma_{cpe}-\Delta\sigma_{cpr}=27.6 \text{ kgf/cm}^2$$

h) 軸方向圧縮応力度 σ_0, σ_0'

スラブの温度が下がっているときは、路盤摩擦によつてスラブには次のような引張応力 σ_f が働くことになる。

$$\text{路盤摩擦応力度 } \sigma_f=fw\frac{L}{2}=3.0 \text{ kgf/cm}^2$$

それゆえ、温度下降時の圧縮応力度は $\sigma_0'=\sigma_{cpe}-\sigma_f=24.6 \text{ kgf/cm}^2$ となる。ただし温度上昇時には σ_f を考慮せず、 $\sigma_0=\sigma_{cpe}=27.6 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

(b) 幅員方向(横方向)のプレストレスの計算

幅員方向には 24 m 幅に $\phi 17.8$ PC 鋼より線を 50 本配置する。以下の計算は(1)の場合と同様の手順である。

a) 初期緊張力

$$P_i=27,500 \text{ kgf/本}$$

b) 導入プレストレス

$$\sigma_{cpi}=31.8 \text{ kgf/cm}^2$$

c) シース摩擦による損失

$$\Delta\sigma_{cp}=0.9 \text{ kgf/cm}^2$$

d) 弾性変形による損失

$$\Delta\sigma_{cc}=0.2 \text{ kgf/cm}^2$$

e) クリープ、乾燥収縮による損失

$$\Delta\sigma_{cpe}=1.8 \text{ kgf/cm}^2$$

f) リラクゼーションによる損失

$$\Delta\sigma_{cpr}=1.5 \text{ kgf/cm}^2$$

g) 有効プレストレス

$$\sigma_{cpe}=27.4 \text{ kgf/cm}^2$$

h) 軸方向圧縮応力度 σ_0, σ_0'

温度上昇時 $\sigma_0 = 27.4 \text{ kgf/cm}^2$

温度下降時 $\sigma'_0 = 25.6 \text{ kgf/cm}^2$

以上のようにして得られた軸方向圧縮応力度を表-2.2にまとめておく。

表-2.2 軸方向圧縮応力度

	長手方向	幅員方向
温度上昇時 σ_0	27.6 kgf/cm ²	27.4 kgf/cm ²
温度下降時 σ'_0	24.6 kgf/cm ²	25.6 kgf/cm ²

(3) 荷重とそり拘束によって発生する応力度

(a) 設計荷重による曲げ応力度

脚荷重によって発生する応力度は Westergaard による中央部荷重公式⁹⁾

$$\sigma_t = 0.0547 \frac{P_e}{h^2} \left\{ \left(\frac{b}{l} \right)^2 - 10.186 \log_e \frac{b}{l} + 3.714 \right\} \quad (2.9)$$

によって計算される。ここに、

P_e : 設計荷重 P の等価単車輪荷重 (スラブに対し脚荷重と同じ効果を及ぼす単車輪荷重で、本設計例の場合、文献 4) の付表より、 $P/3.4$ となる。)

$$l: \text{剛比半径} = \sqrt{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)K}} = 75.4 \text{ cm}$$

$$b: a < 1.724h \text{ のとき } b = \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h$$

$$a \leq 1.724h \text{ のとき } b = a$$

である。これらを代入すれば $\sigma_t = 0.000859P \text{ (kgf)} = 63.2 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

(b) そり拘束応力度

スラブの上下面の温度差によってスラブはそろうとするが、スラブの自重などによってこれが妨げられるため、スラブには式 (2.9)⁹⁾ で表わされるようなそり拘束応力が発生する。

$$\sigma_t = 0.7 \frac{E_c \alpha \theta}{(1-\nu)} \quad (2.9)$$

ここに、 θ はスラブ上下面の間の温度差で、 $\theta = \lambda h$ で計算される。温度こう配 λ を、上昇時で 0.7、下降時で 0.35 とすれば、温度上昇時には下縁が引張りで 16.9 kgf/cm^2 、温度下降時には上縁が引張りで 8.4 kgf/cm^2 のそり拘束応力が発生することになる。

(4) 合成応力度と下面クラック発生荷重

2.2(2) で計算されたプレストレスと 2.2(3) で計算された曲げ応力が合成されると 表-2.3 のような応力度になる。

これらの結果から、温度上昇時の下縁の引張応力度

表-2.3 合成応力度

	長手方向	幅員方向
温度上昇時	$\sigma_c = \pm 63.2 \pm 16.9 \pm 27.6$ $= +107.7 \text{ kgf/cm}^2$ (上縁)	$\sigma_c = \pm 63.2 \pm 16.9 \pm 27.4$ $= +107.5 \text{ kgf/cm}^2$ (上縁)
$\sigma_c = \sigma_t$	-52.5 kgf/cm^2 (下縁)	-52.7 kgf/cm^2 (下縁)
$+\sigma_t + \sigma_0$		
温度下降時	$\sigma_c = \pm 63.2 \pm 24.6$ $= +87.8 \text{ kgf/cm}^2$ (上縁)	$\sigma_c = \pm 63.2 \pm 25.6$ $= +88.8 \text{ kgf/cm}^2$ (上縁)
$\sigma_c =$	-38.6 kgf/cm^2 (下縁)	-37.6 kgf/cm^2 (下縁)
$\sigma_t + \sigma'_0$		

は、いずれの方向もコンクリートの基準曲げ引張り強度 45 kgf/cm^2 を上回っており、1回の荷重によって下面にクラックが発生することが予想される。これに対し温度下降時には、強度を下回る応力しか発生しないため、1回の荷重によってクラックが発生することはないものと思われる。

また、下面の合成応力度が 45 kgf/cm^2 になるときの脚荷重、つまり下面クラック発生荷重を逆算すると 表-2.4 のようになる。

表-2.4 下面クラック発生荷重

	長手方向	幅員方向
温度上昇時	64.8 tf	64.6 tf
温度下降時	81.2 tf	82.2 tf

(5) ひびわれ発生断面の検討

これまでの計算からスラブの下面にはクラックが発生すると予想されたので、クラック発生後の鋼材の増加応力度や上縁のコンクリート圧縮応力度などをチェックする必要がある。

スラブに作用する曲げモーメントは、2.1でもふれたように全断面有効と仮定して得られる値を使用する。またこのような値を使用することによって生じる誤差は、設計にとって安全側に働くことになる。このように考えると単位幅当たりの曲げモーメントは、

$$M = \sigma_t Z = 3,412 \text{ kgf} \cdot \text{cm/cm} \quad (2.10)$$

としてよいことになる。ここに Z は単位幅当たりの断面係数である。その他、式 (2.5)~(2.7) に代入すべき値は 表-2.5 に示すとおりである。

以上のような手順で得られた結果は 表-2.6 に示す。値は、2.2(1) で設定した $\Delta \sigma_{pe}$ や σ_{cac} を下回っており、設

表-2.5 下面クラック発生後の挙動を計算するためのインプットデータ

	長手方向	幅員方向
d	13.5 cm	10.3 cm
σ_0	24.6 kgf/cm ²	25.6 kgf/cm ²
b	1 cm	
A_p	2.084/40=0.0521 cm ² /cm	
n	$E_p/E_c=2.0 \times 10^4/3.25 \times 10^5=6.15$	

表-2.6 下面クラック発生後の挙動

	長手方向	幅員方向
x	7.26 cm	6.62 cm
$\Delta\sigma_p$	863 kgf/cm ²	669 kgf/cm ²
σ_c	134 kgf/cm ²	150 kgf/cm ²

計荷重によって発生する下面クラックはスラブにとって有害なものではないと考えられる。

(6) 表面クラック発生荷重

表面クラックの発生荷重は式(2.8)で計算する。本設計例の場合、 $M_r(=M_r')$ は3,456 kgf・cm/cmとなり表面クラック発生荷重 P_c は137.4 tfとなる。

この結果から表面クラックに対する安全率 SF は、

$$SF = \frac{137.4}{73.6} = 1.87$$

となる。

(7) 破壊に対する安全度の検討

2.1(3)で説明した手順により破壊抵抗曲げモーメントを計算した結果が表-2.7に示されている。いずれも破壊はPC鋼材の降伏ではなく、スラブ表面コンクリートの圧縮破壊によるものであることが予想される。破壊に対する安全率はスラブの方向によって異なるが、いずれの方向も2.3以上あることがわかる。

表-2.7 スラブ破壊時の断面の挙動

	長手方向	幅員方向
x	3.80 cm	3.46 cm
ϵ_p	0.0138	0.0117
σ_p	17,400 kgf/cm ²	16,900 kgf/cm ²
M_u	10,900kgf・cm/cm	7,840kgf・cm/cm
安全率 SF	3.2	2.3

3. 試験舗装の製作

試験舗装は長さ24 m、幅14 mの規模のPC舗装の本体部分と、長手方向両端部の長さ7 mずつのアスファルト舗装による取付部とから成っている。これらの舗装は当研究所野比実験場内に昭和52年度に製作された。ここでは製作の概要を以下に記述する。

3.1 路床、路盤の製作

路盤支持力の差によるPC舗装の供用性の違いを見るために、本体部分の路床、路盤構造を図-3.1のように、長手方向に3種類変化させた。いずれの断面も砂の現地盤を約1 mの深さまで掘削し、同図中に示した材料を仕上がり厚12~20 cmで転圧していった。路床、路盤材料の材質および施工管理基準は表-3.1に示すとおりである。このうちセメント安定処理路盤は近くにプラントがないため、やむなく路上混合式で注意深く施工した。

PC舗装本体部の路盤面には沈下計が図-3.2のような位置に埋設され、路面に荷重が載ったときの路盤の挙動が測定されるようになっている。

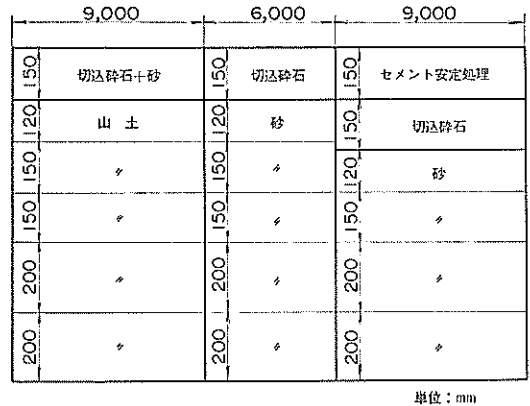


図-3.1 試験舗装の路盤構造

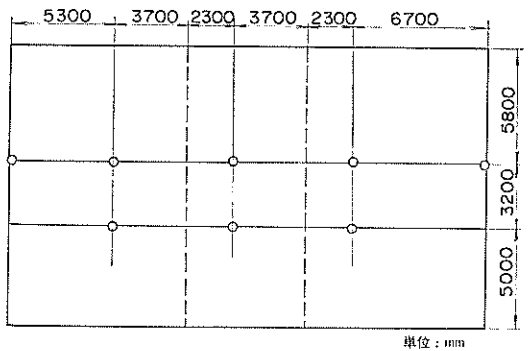


図-3.2 路盤沈下計の埋設位置(平面図)

第三種設計法による PC スラブの空港舗装への適用性に関する研究

表-3.1 路床，路盤材料の材質および施工管理規定

材 料	材 質 規 定	施 工 管 理 規 定	摘 要
砂		JIS A 1210 第 2 方法 の f_{dmax} の 95% 以上	現 地 発 生 材
山 土	修正 CBR \approx 5 %	同上 90% 以上	横須賀市鴨居産 $w \approx$ 100%
切 込 砕 石	修正 CBR > 45 % 最大粒径 40 mm 0.4 mm 以下 $PI \leq 6$	同上 95% 以上	神奈川県厚木産
セメント安定処理	最大粒径 40 mm $q_u \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ (6 日養生 1 日水浸)	$q_u \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ (アスファルト舗装 要綱による)	セメント量 4.5%

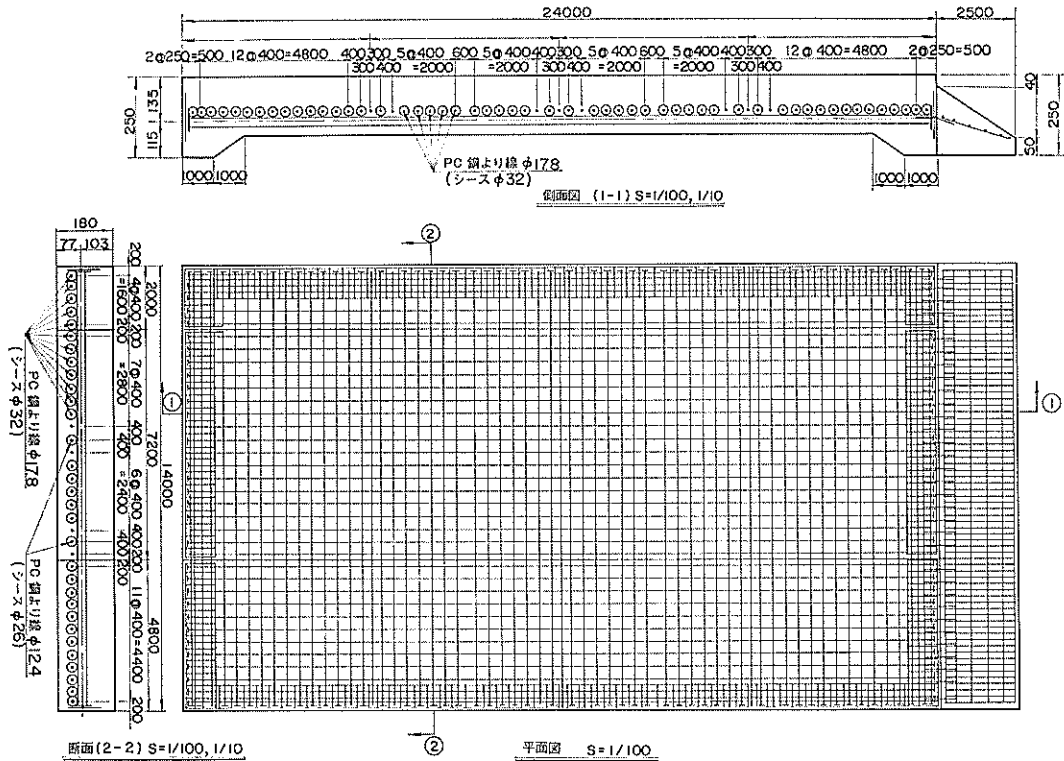


図-3.3 PC スラブの配筋図

さらに路盤面における平板載荷試験の結果、 K_7 は図-3.1、3.2 の左側の断面からそれぞれ約 3, 7, 10 kgf/cm^2 となったので、以後これらの路盤やこの上のスラブを K_3 路盤とか K_{10} スラブという具合に呼ぶことにする。

3.2 PC スラブの製作

PC 試験スラブは 2.2 の設計にしたがって施工された。スラブの配筋などは図-3.3 に示すとおりで、長手方向の端部は 25 cm に増厚され、さらに K_{10} スラブ側

の取付路には長さ 2.5m の枕板が接続された。またスラブの長手方向には、図-3.4 の位置に縦目地が 2 本入っている。

PC 鋼材のひずみを測定するために鋼材にひずみゲージを貼付する必要があるが、鋼より線のひずみ測定はかなり困難であるため、部分的に D10, D13, D16 の鉄筋を使用しこのひずみを測定することにした。またスラブの深さ方向のひずみ分布測定のために、モールドゲージ

表-3.2 コンクリートの配合

粗骨材最大寸法 (mm)	ス ラ ン プ (cm)	単 位 水 量 (kg)	単 位 セ メ ン ト 量 (kg)	水 セ メ ン ト 比 w/c(%)
25	8	146	341	42.8

絶対細骨材率 s/a(%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)	混 和 材 (kg)
38.3	715	1,160	1.34

表-3.3 コンクリートの力学的性質

	圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	曲げ強度 σ_b (kgf/cm ²)	弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	ポアソン比
試験開始時 (材令T=93日)	334.8	36.3	2.97×10^5	0.179
試験時平均 (T=93~184日)	340.0	37.0	2.98×10^5	0.172
試験終了時 (T=184日)	344.3	37.6	2.99×10^5	0.166

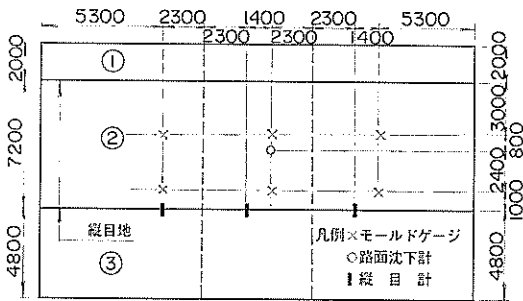


図-3.4 PC スラブの計器埋設位置 (平面)

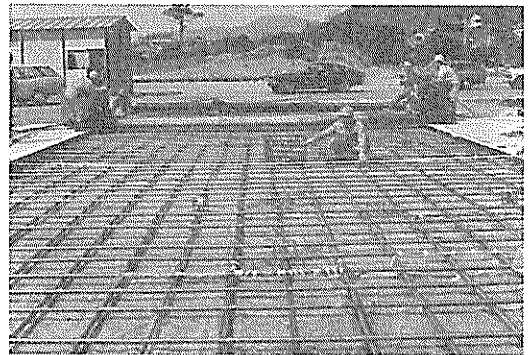


写真-3.1 組み立てられたシース

が図-3.4の位置で3, 6, 9, 15, 18 cmの深さに埋設された。他にも路面のたわみや縦目地の開口量を測定するために、路面沈下計や縦目計が図-3.4の位置に埋設されている。写真-3.1は配置されたシースの様子である。

すべての埋設計器がセットされ路盤紙が敷かれた後、図-3.4の①、③、②の順に数日の間隔を置いてコンクリートが打設された。それらの配合は表-3.2に示すとおりである。いずれのレーンも打設後は養生マットにて十分に養生し、打設の翌日に長手方向に仮緊張（プレストレス量約 10 kgf/cm²）を行った。さらにすべてのレーンが所定の強度に達した後、縦、横、両方向の本緊張を行った。

中央の7.2m幅レーンを打設したときには、施工管理

以外に、PCスラブのコンクリート強度や弾性係数を推定するための現場養生用供試体を作った。現場養生の方法は、供試体を脱型後新聞紙で包み、回りをコンクリートで固めることによってPCスラブと同じ環境になるようにし、現場にて所定期間養生した。このようにして得られたコンクリートの力学的性質は表-3.3に示すとおりである。この結果から当初期待していたような強度が出なかったが、試験に用いた供試体の破壊面の様子から、ややもろい骨材が混じっていたのが主な原因であろうと思われる。

4. 実験結果とその考察

4.1 概 説

今回の実験は、図-4.1のように、レーンの中央部に関する試験（以後中央部試験と称す）と縦目地部に関する試験（以後縦目地部試験と称す）に大別され、その個々に対し、まず静的載荷試験を行い、引き続き走行線に沿って10,000回および5,000回の走行試験を行って第Ⅲ種 PC 舗装の耐久性を検討した。

実験は昭和53年度前半に行われた。その手順は、まず②レーン中央部の K3, K7, K10 スラブの表面の所定位置において長手方向、幅員方向にストレインゲージを貼った後、写真-4.1のような DC-8 型機と同一のタイヤ配置の脚を装備した荷重車を用いて荷重のインゴットを順次増加させる段階荷重載荷試験を行った。その後、決められた走行線に沿って標準荷重 (73.6 tf) で10,000回の走行試験を行い、所定の走行回数ごとに各種の測定を実施した。走行試験の終了後、再び段階荷重による載荷試験を行った。段階荷重載荷試験の最大荷重は走行試験前では73.6 tf、走行試験後では90.4 tfとした。

以上のような中央部に関する試験の終了後、縦目地部のスラブ表面にストレインゲージを貼り、まったく同様な手順で縦目地部試験を実施した。ただし、走行試験は

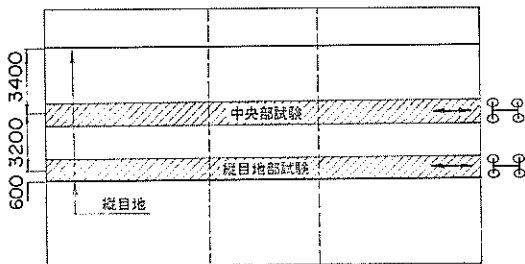


図-4.1 載荷試験のレーン

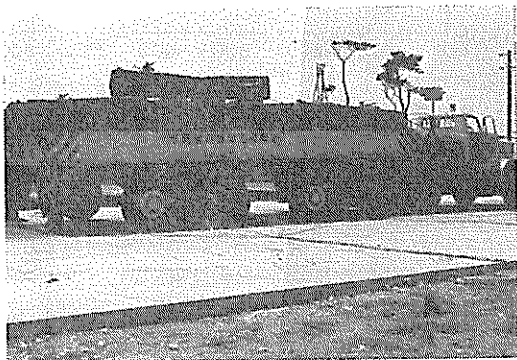


写真-4.1 走行荷重車

5,000回までとした。

また、PC 舗装本体の挙動以外に、アスファルト舗装による取付部のわだちぼれ量を測定し、K10スラブに接続されている埋込みスラブの効果も調べた。

得られた結果は、走行試験前の載荷試験については4.2で、繰返し走行に伴う舗装挙動の変化については4.3で述べる。そして、中央部と縦目地部、路盤K値の違いなどによる現象の違いは各節の中で必要に応じて触れてゆくことにし、4.4でそれらを総合的に検討、考察する。

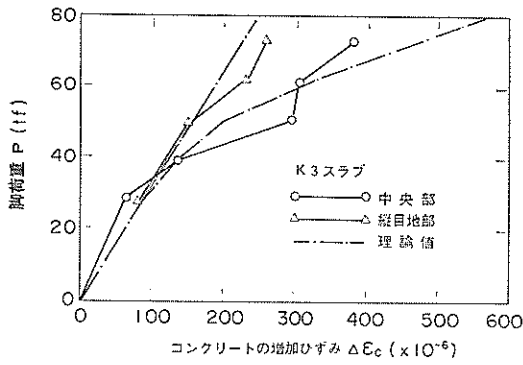
なお、本研究で以後の解析に用いている理論は Winkler 基礎上の軸対称平板の曲げに関する理論⁹⁾であり、計算に必要なコンクリートの諸定数には表-3.3の値を用いた。

4.2 走行前の段階荷重載荷試験

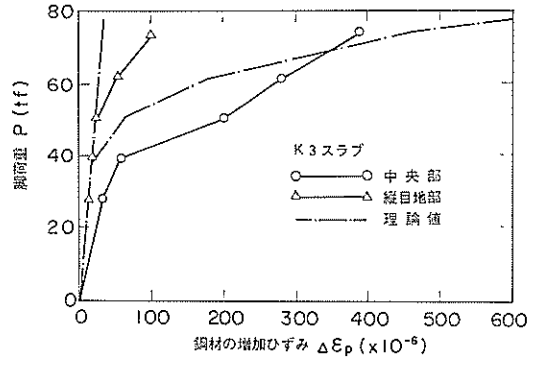
(1) 車輪直下のコンクリートと PC 鋼材のひずみ

荷重の増加に伴うコンクリートのひずみの増加を図-4.2に、鋼材のひずみ増加を図-4.3に示す。これらは荷重が載っていないときのひずみ量を原点とした増加量である。いずれも車輪直下の幅員方向のひずみであり、全断面有効時と下面クラック発生後のひずみの理論値も記入されている。測定値にはいくらかばらつきが生じているが、これは今回の段階荷重載荷試験は、脚荷重をある値にセットした後はその荷重で所定のいくつかの場所で測定を行い、その後荷重を増加して再び同様の載荷を行ってゆくという方法をとったため、ある点に着目すると、荷重が増加する前に一度除荷されるため、コンクリートなどが複雑なひずみ履歴を受けることになるからであると思われる。このようなばらつきを無視すれば、大半の測定値は荷重の増加につれてひずみの増加率が大きくなり、スラブの下面にクラックが発生したことがうかがわれる。

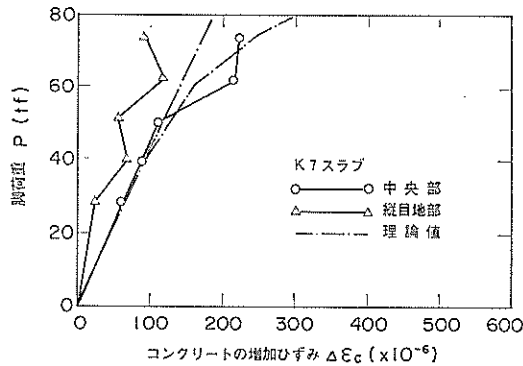
測定値からクラック発生荷重を推定すると表-4.1のようになる。この結果と、図-4.2, 4.3のひずみの大きさを検討すると、K値の小さな路盤上のスラブほどクラック発生荷重が小さく、ひずみ量は大きくなること、また同じK値の場合には、中央部よりも縦目地部の方がクラック発生荷重が大きく、ひずみ量は小さくなるのがわかる。これらの現象のうち前者については、K値が小さいほど車輪直下の曲げモーメントが大きくなることから当然予想される現象といえる。また後者については、縦目地部載荷の場合、載荷位置の近傍に縦目地部がありこれが一種のクラックと考えられるため、ひずみ量の増加がそこに集中して車輪直下のひずみ量はそれほど増加せず、したがってそこに下面クラックも発生しにくくなる



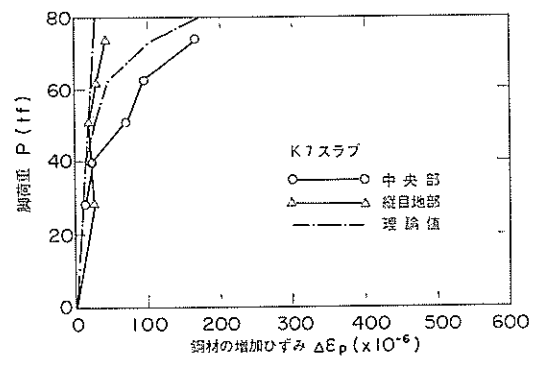
(a)



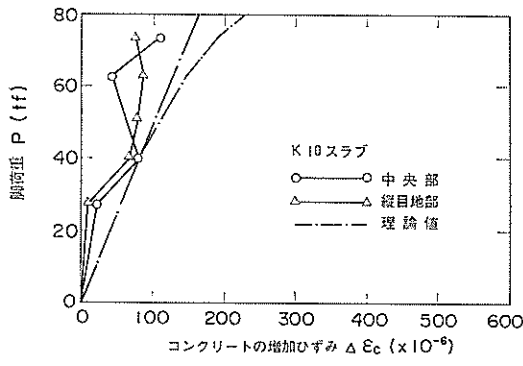
(a)



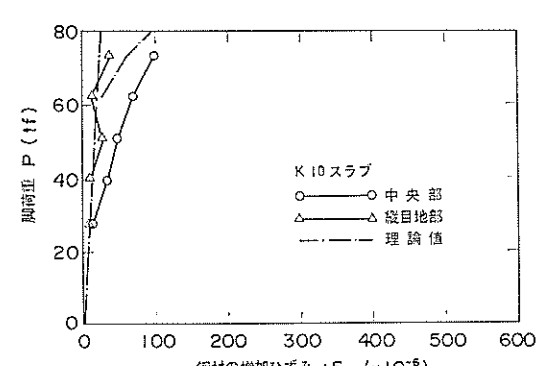
(b)



(b)



(c)



(c)

図-4.2 コンクリート表面の増加ひずみと脚荷重の関係
ことを表わしているのであろう。

(2) コンクリートとPC鋼材のひずみの水平方向の分布
荷重の増加によるK3スラブのコンクリート表面の水平方向のひずみを、中央部と縦目地部、長手方向(Y軸)と幅員方向(X軸)に分けて図示したものが図-4.4である。同図中には下面にクラックが入ったスラブに73.6tfが載荷されたときのひずみ分布の理論値も記入してあ

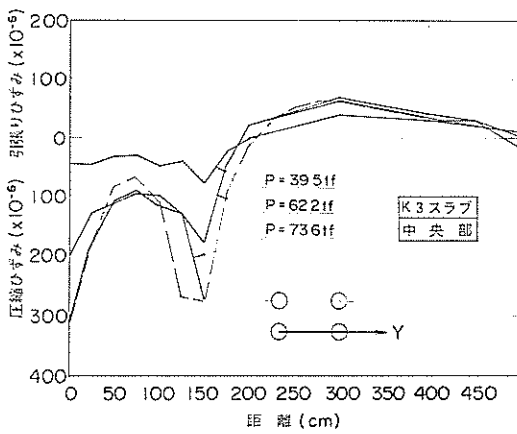
図-4.3 PC鋼材の増加ひずみと脚荷重の関係

る。いずれも73.6tfの脚荷重における測定値と理論値とはよく似た傾向を示している。ひずみの絶対値を見ても、縦目地部の幅員方向以外は理論値とかなりよく一致していることがわかる。また負の曲げモーメントによるスラブ表面の引張りひずみはおよそ 100×10^{-6} 程度で、引張り破断ひずみと考えられる 200×10^{-6} の半分程度し

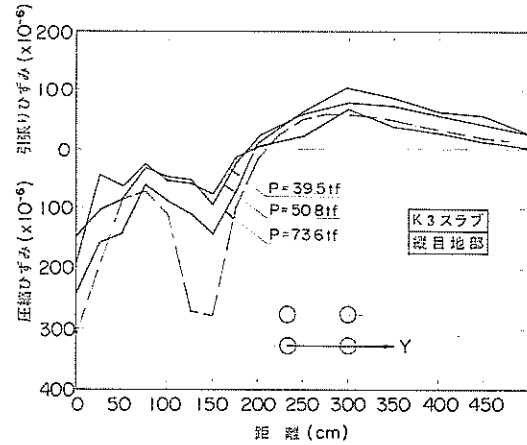
第Ⅲ種設計法による PC スラブの空港舗装への適用性に関する研究

表-4.1 下面クラック発生荷重の測定値と理論値 (tf)

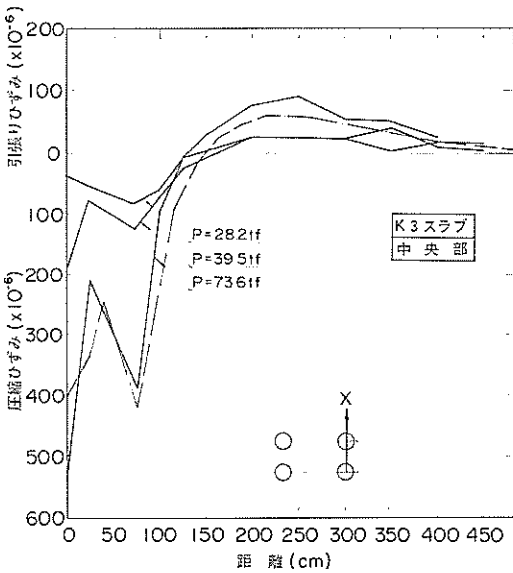
		K3 スラブ	K7 スラブ	K10 スラブ
中央部		40~50	50~60	60~70
縦目地部		50~60	73.6 以上	73.6 以上
理論値	温度上昇時	51.9	66.6	74.1
	温度下降時	74.6	95.8	106.5



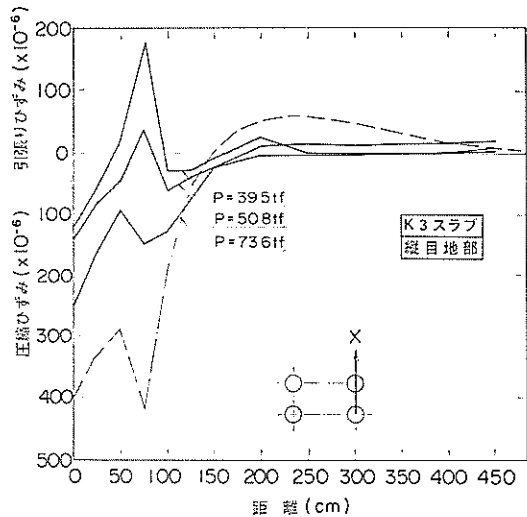
(a)



(c)

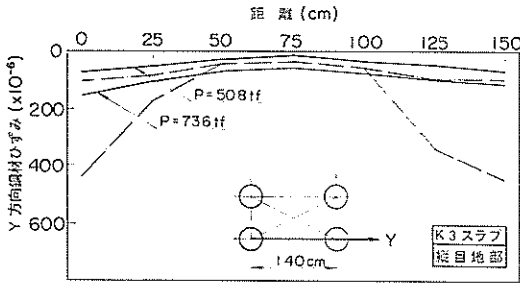


(b)

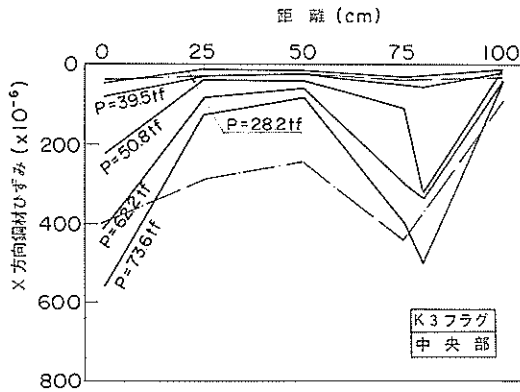


(d)

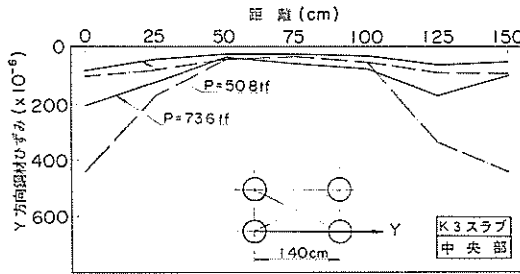
図-4.4 コンクリート表面の増加ひずみの水平方向分布



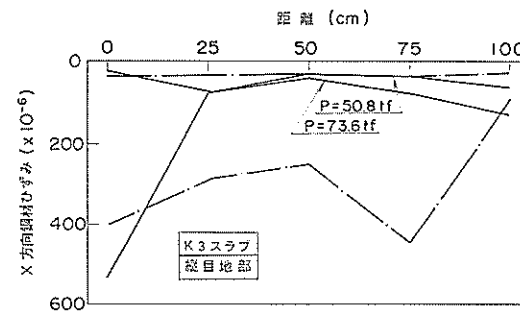
(a)



(b)

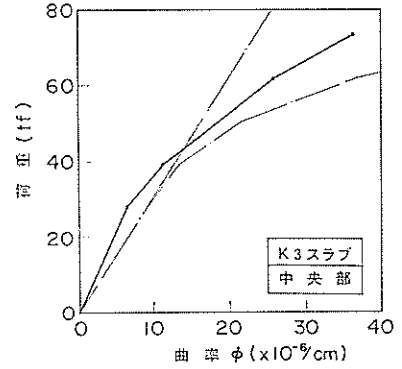


(c)

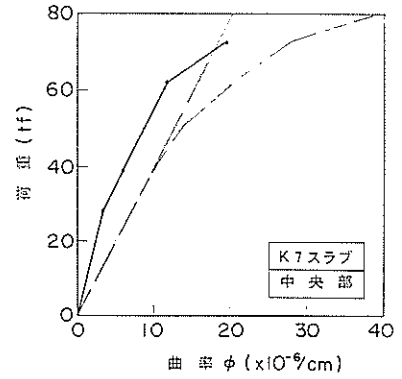


(d)

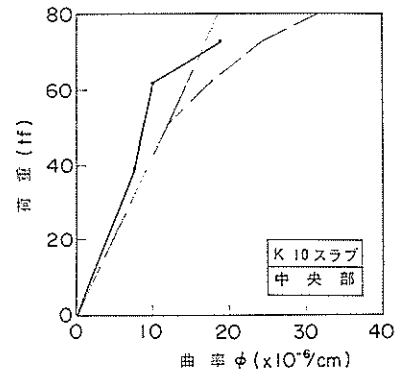
図-4.5 PC 鋼材の増加ひずみの水平方向分布



(a)



(b)



(c)

図-4.6 スラブ深さ方向のひずみ分布から得られるスラブの曲率

か生じておらず、スラブ表面にはクラックは発生しないことがひずみ量からも裏付けられる。

次に PC 鋼材のひずみ分布を同様な形で示したものが図-4.5である。同図中には全断面有効の断面とクラック発生断面の鋼材に 73.6 tf の脚荷重によって発生する増

加ひずみも記入されている。本来下面クラックの発生とともにその箇所のひずみは全断面有効からクラック断面の理論値に次第に近づいてゆくことになるはずである。今回の実測値はおおむねこの両理論値の間に位置しており、ほぼ妥当な値が得られているといえる。

(3) スラブ深さ方向のひずみ分布

スラブに埋設されているモールドゲージにより、スラブ深さ方向のひずみ分布を測定した。それによれば、段階荷重荷試験中の断面はほぼ平面を保持していることがわかった。そのひずみ分布を直線で近似して得られるスラブ断面の曲率を図示したものが図-4.6である。K値が大きいかほど曲率は小さく、それぞれの曲率増加の様子はいずれも理論値の傾向とよく似ており、なかでもK3スラブの結果には下面クラック発生後の曲率増加の様子がよく反映されている。

(4) 路盤およびスラブの弾性たわみ

脚荷重 73.6 tf のときの路盤とスラブの弾性たわみの測定値を理論値とともに示したものが表-4.2 である。この表から、K7スラブと路盤、K10路盤の長手方向の中央部では理論値と測定値は比較的良好一致している。K7区画のスラブと路盤のたわみを比較すると、中央部においては両者は一致しておりスラブと路盤が一体となっていたわんでいることがわかるが、これに対し縦目地部では、何らかの誤差によって、路盤のたわみの方が大きく測定されている。K10路盤の端部については、測定値は理論値の1/3以下であるが、この原因の一部には埋込みスラブの効果も考えてよいであろう。なお、中央部と縦目地部の測定値は比較的良好一致しており、縦目地部のたわみ伝達は良好である。

表-4.2 路盤とスラブの弾性たわみ量 (mm)

	K3路盤		K7		K10路盤	
	端部	中央部	スラブ	路盤	中央部	端部
中央部	9.8	6.6	1.2	1.2	0.8	0.7
縦目地部	9.8	5.4	0.8	2.2	1.0	0.6
理論値	5.6*	2.6	1.4	1.4	1.08	2.31*

* Westergaard の縁部荷重公式 ($h=18\text{cm}$) より計算

次にたわみの水平方向の分布を調べてみよう。図-4.7はK7スラブでの測定値である。2本の測線でのたわみ分布から、荷重によるたわみの影響範囲は理論値よりも遠くにまで及んでいることがわかる。

4.3 繰返し走行に伴う舗装の挙動変化

(1) 車輪直下のコンクリートと PC 鋼材のひずみ

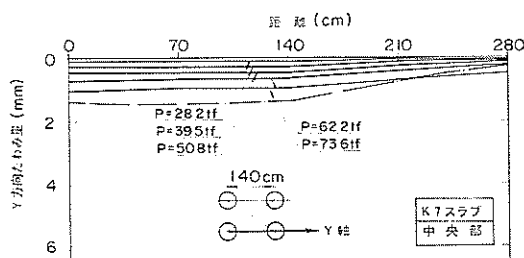


図-4.7 たわみの水平方向分布

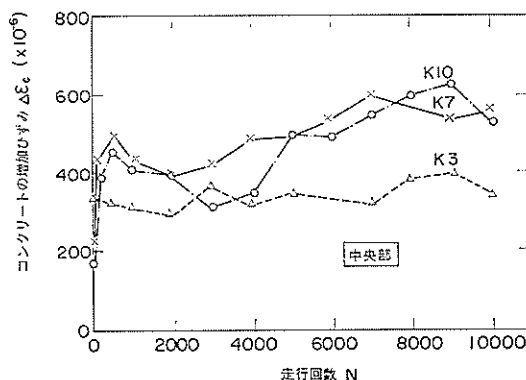


図-4.8 コンクリート表面の増加ひずみと走行回数の関係

図-4.8は走行回数とレーン中央部における車輪直下幅員方向のコンクリート表面のひずみとの関係である。ここに示したひずみには累加残留分は含まれず、各載荷ごとの弾性ひずみのみを表わしている。この図からK3スラブに関しては、走行期間中のひずみの変化はほとんどないが、K7とK10は走行試験の初期にかなりのひずみ増加があり、その後徐々に増加していることが認められる。その結果、10,000回の走行後には処女載荷のときは逆にK3スラブのひずみが最も小さくなっている。

図-4.9はPC鋼材のひずみに関する同様の関係である。この図からも、やはりK7とK10スラブのひずみが走行の初期に大きく増加した後徐々に増加してゆき、K3スラブの挙動とは異なった傾向を示していることがわかる。

これらの図から、繰返し走行によって舗装が影響を受けており、しかもその影響の程度はK3よりもK7やK10の方が大きいものと推定される。

得られたコンクリートと鋼材の増加ひずみを用いることによって、車輪直下の断面の中立軸の位置と曲率を計算することができる。図-4.10にはスラブに与えられているプレストレスも考慮に入れた中立軸のスラブ表面か

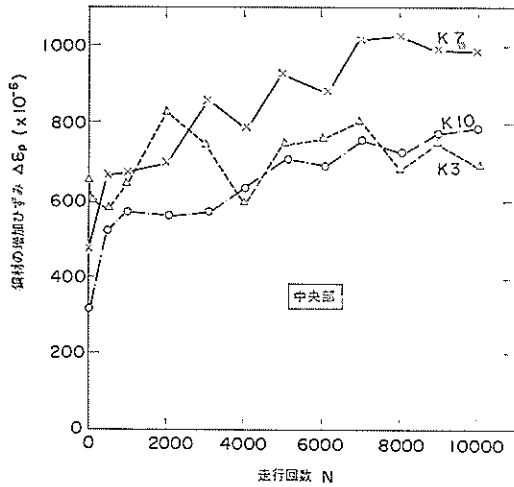


図-4.9 PC鋼材の増加ひずみと走行回数との関係

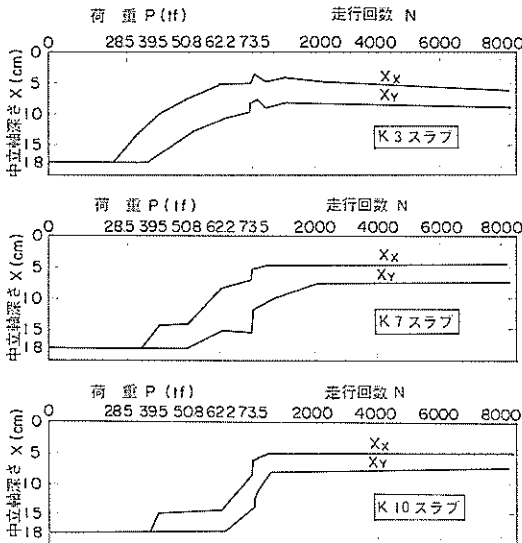


図-4.10 中立軸深さの変化

らの深さを、また図-4.11には曲率を、いずれもスラブの長手方向、幅員方向に関して処女載荷から連続して示している。中立軸の位置は走行試験中はほぼ一定であり、幅員方向のモーメントに関する中立軸の深さは約5cm、長手方向のモーメントに関しては約7~8cmである。また曲率に関しては走行回数の増加につれてその値が漸増していること、幅員方向のモーメントによる曲率の方が大きく現われていることなどがわかる。これらは、幅員方向は、長手方向に比較して、曲げモーメントが大きく、PC鋼材の位置も浅いことが主な理由であろう。

写真-4.2~4.4はすべての試験終了後にK7スラブか

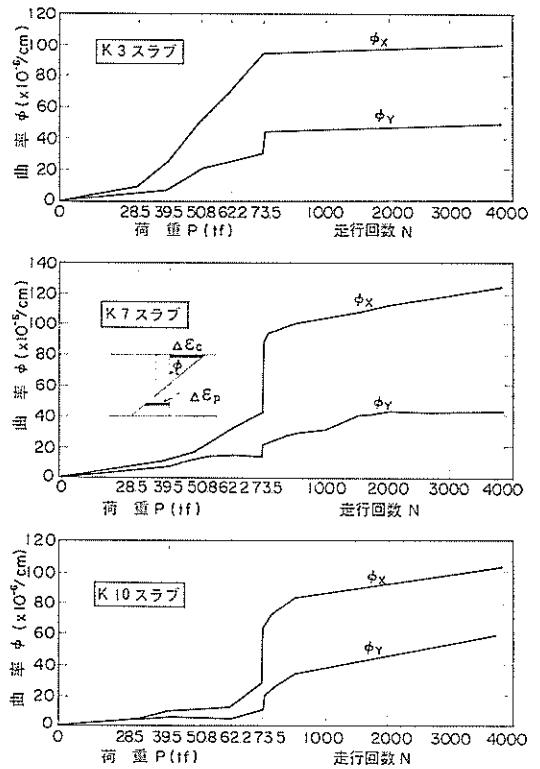


図-4.11 スラブ曲率の変化

ら切り出したサンプルの写真で、肉眼で判別できるクラックには見やすいように太い線が描かれている。スラブの底面には縦横にクラックが入り、幅員方向の曲げモーメントによって発生する長手方向のクラックの方が深くまで発達していることがわかる。

次に、応力の増加という面から検討してみよう。図-4.8から10,000回走行後の $\Delta\epsilon_c$ の最大値を 600×10^{-6} 、図-4.9から同じく $\Delta\epsilon_p$ の最大値を $1,000 \times 10^{-6}$ とすると、プレストレスも考慮したコンクリート上縁の合成圧

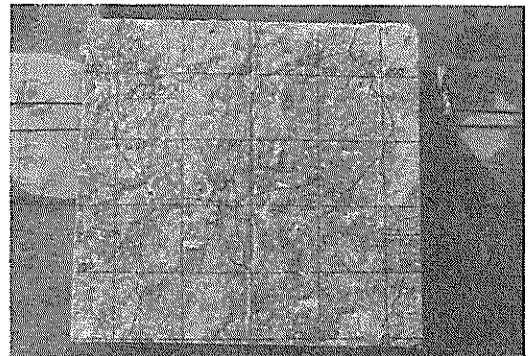


写真-4.2 スラブ底面のクラックの様子

第三種設計法による PC スラブの空港舗装への適用性に関する研究

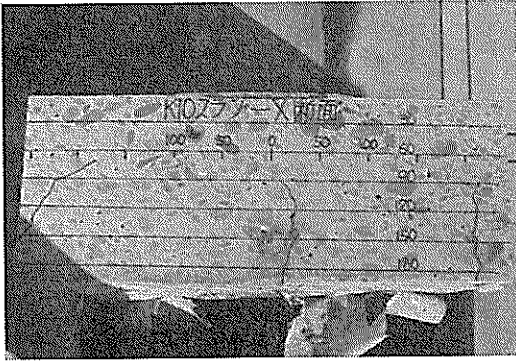


写真-4.3 長手方向に発生した下面クラック



写真-4.4 幅員方向に発生した下面クラック

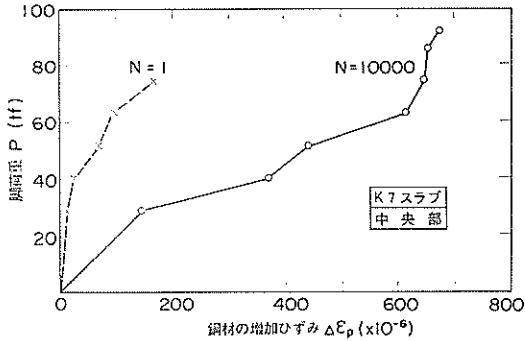


図-4.12 10,000 回走行後の段階荷重試験の結果

縮応力度は約 220 kgf/cm², また鋼材位置のコンクリート応力度が 0 となる状態からの鋼材の増加応力度は約 1,850 kgf/cm², 鋼材の全応力度は約 10,600 kgf/cm² と計算される。これらは, 設計時に計算された応力と比較してかなり大きくなっているといえる。

ここで, 10,000 回走行後の段階荷重試験の結果について考察してみる。PC 鋼材の増加ひずみの測定例を図-4.12 に示す。同図中には, 図-4.3 に示した走行試験前の結果も併記してあるが, 10,000 回の走行によって P

~ $\Delta\epsilon_p$ 曲線の形が変化したことがよくわかる。つまり曲率の立上がりの部分のこう配が緩やかで, 荷重の増加とともに次第に急になっており, スラブが疲労を受けた形跡が認められる。同様な傾向は他のスラブにおいても観察され, またコンクリートのひずみについても認められた。これらのことから, 10,000 回の走行によって PC スラブはいくらかの疲労を受けたと考えられる。詳しい考

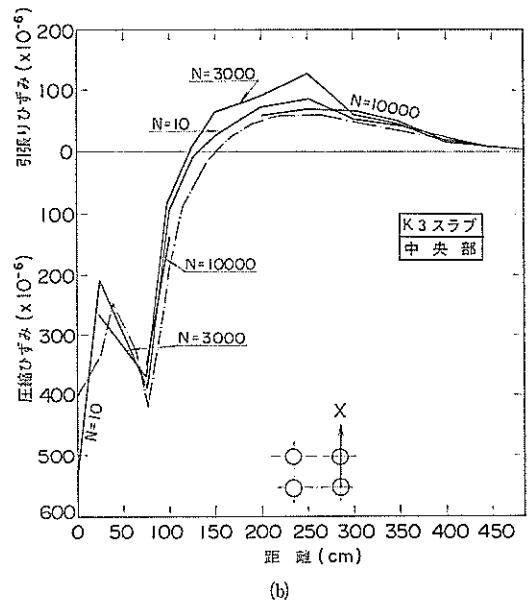
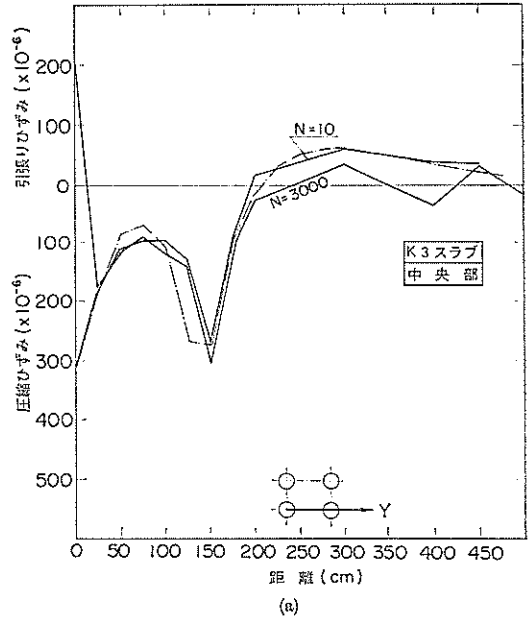
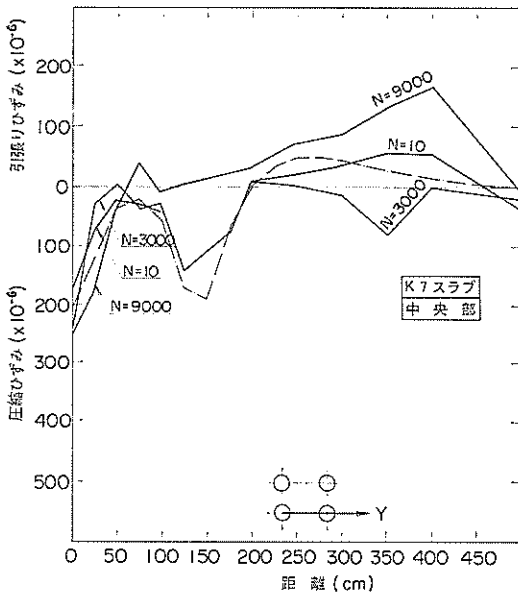
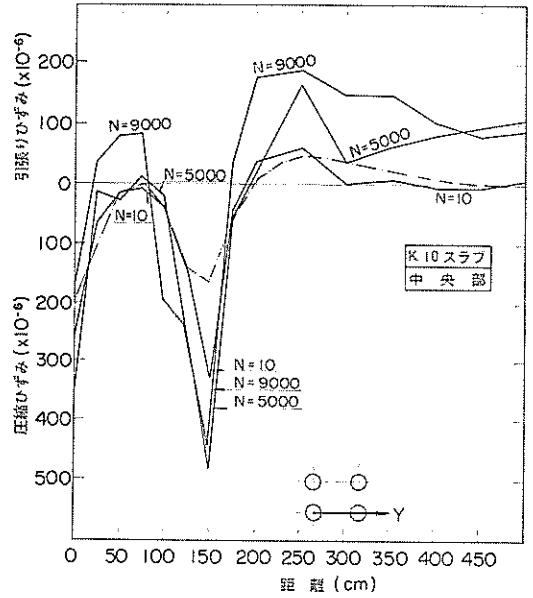


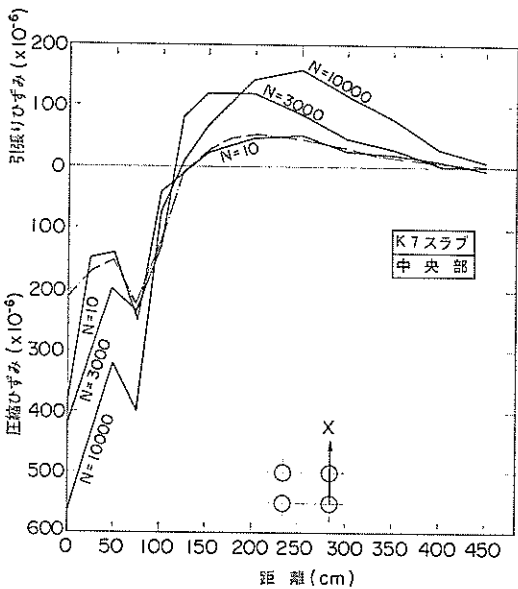
図-4.13 (1) コンクリート表面増加ひずみの水平方向分布と走行回数との関係(中央部走行試験)



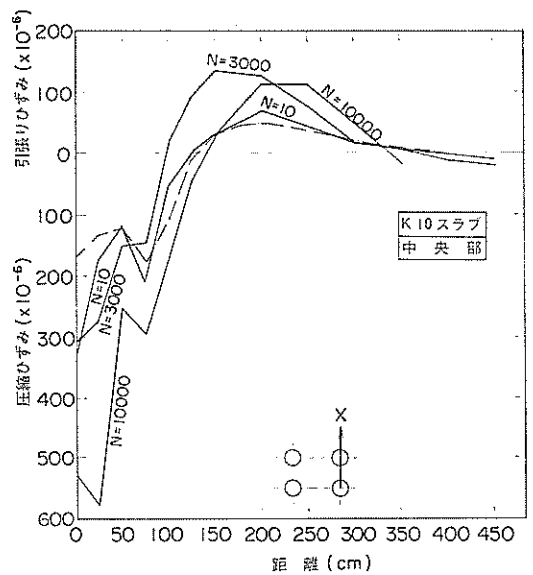
(c)



(e)



(d)



(f)

図-4.13 (2) コンクリート表面増加ひずみの水平方向分布と走行回数との関係(中央部走行試験)

察は4.4で行う。

(2) コンクリートとPC鋼材のひずみの水平方向の分布

図-4.13には、中央部の走行に伴うコンクリートの水平方向ひずみの変化の様子を、路盤支持力別に、長手方向と幅員方向に分けて示している。これらの図からK3スラブではそれほどでもないが、K7、K10スラブの

幅員方向では走行回数の増加につれて、車輪直下の圧縮ひずみのみならず、負のモーメントによる表面の引張りひずみも増加していることがわかる。これに対し長手方向のひずみは、ばらつきは大きいものの幅員方向ほど顕著な増加はしていないといえる。そしてこれら傾向は

第Ⅲ種設計法による PC スラブの空港舗装への適用性に関する研究

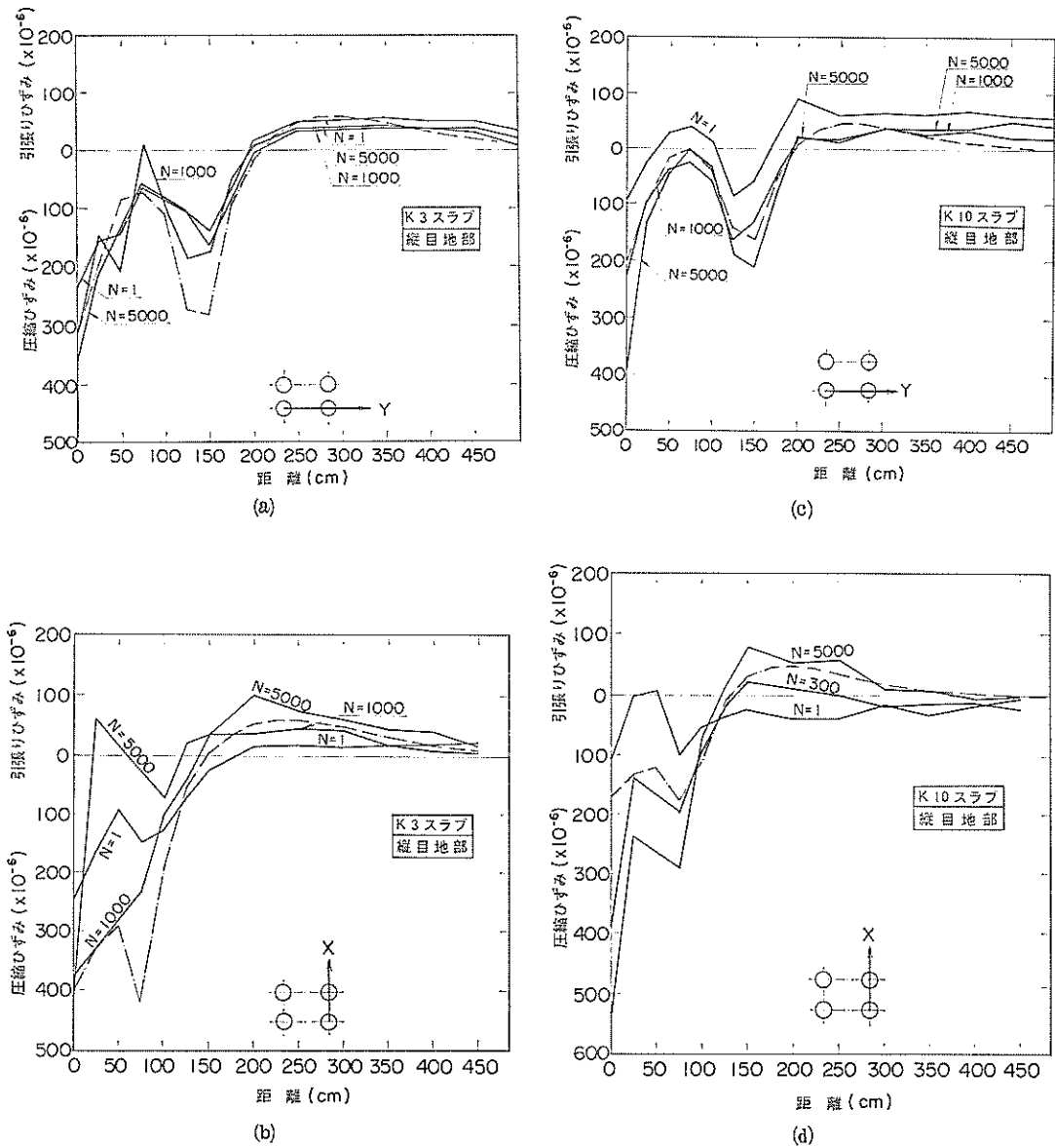


図-4.14 コンクリート表面増加ひずみの水平方向分布と走行回数の関係（縦目地部走行試験）

図-4.14 に示した縦目地部載荷の結果にも同様に認められる。

次に、鋼材の中央部、幅員方向のひずみ分布の測定例を図-4.15 に示す。K3 スラブに不自然な点が見られる他は、走行回数の増加とともにひずみも増加していることがわかる。またこれらの図で注目されるのは、載荷の条件としては等しいはずの距離 0 と 80cm の点におけるひずみの値が大きく異なり、いずれも距離が 0 の点のひずみの方が大きくなっていることである。この傾向は図

4.13 に示した幅員方向のコンクリートのひずみにおいても見ることができる。この原因としては走行試験によってスラブ上の点を受ける載荷履歴の違いが考えられる。つまり、走行試験に用いている走行帯は図-4.16 のハッチングの部分であり、走行途中に行われる載荷試験の位置とは 40 cm ずれている。その結果、同図中の $x=0$ の点は走行試験の 2 つのわだちにはさまれることになり、 $x=80$ cm の点に比較して繰返し走行の影響を 2 倍程度受けていることになるため、その効果によってひず

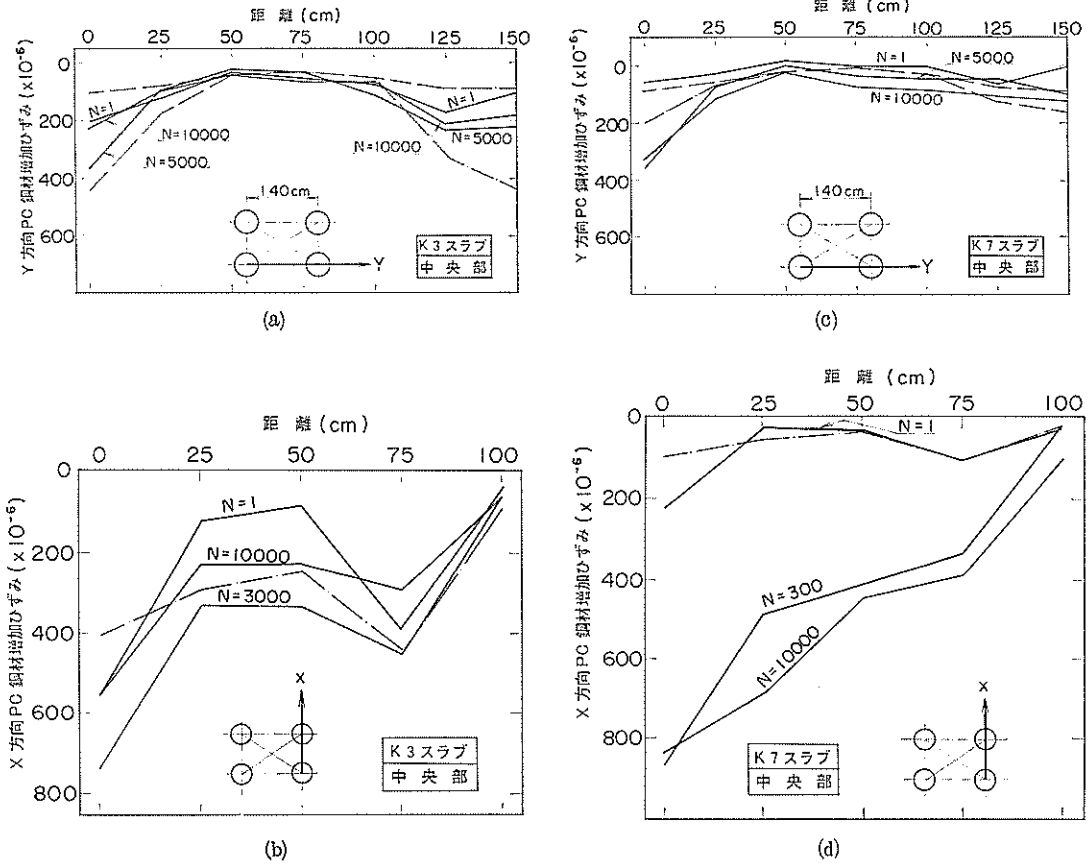


図-4.15 PC鋼材増加ひずみの水平方向分布と走行回数の関係

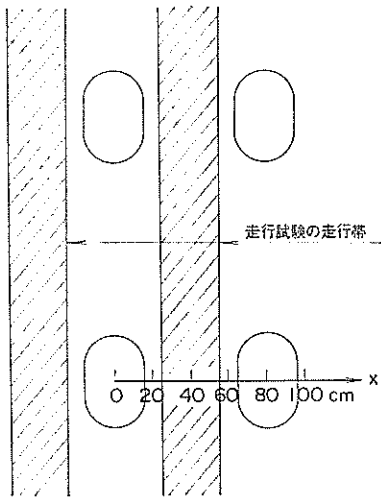


図-4.16 走行試験の走行帯と静的荷重試験の位置関係

みが大きくなったものと推定される。

(3) 縦目地下縁の開口幅

縦目地部の下面には継目計が設置されており、目地の開口幅が測定された。図-4.17のような位置に荷重されたときの目地開口幅 D の変化を示したものが図-4.18である。図中のL2は走行試験の走行レーンと同一の位置での測定を表わす。図-4.18から、いずれのスラブも走行回数の増加とともに開口幅も漸増していることがうかがえる。これは(1)に示した鋼材の増加ひずみ量の変化と対応する現象と考えられる。またL1とL2における結果を比較すると、いずれのスラブも走行回数の増加につれて、L1に荷重されたときの方が大きな開口幅を示す

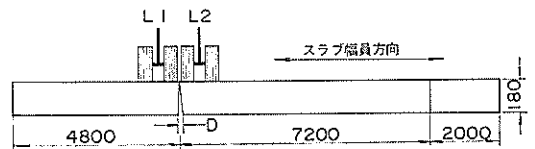


図-4.17 縦目地開口幅測定のための荷重位置

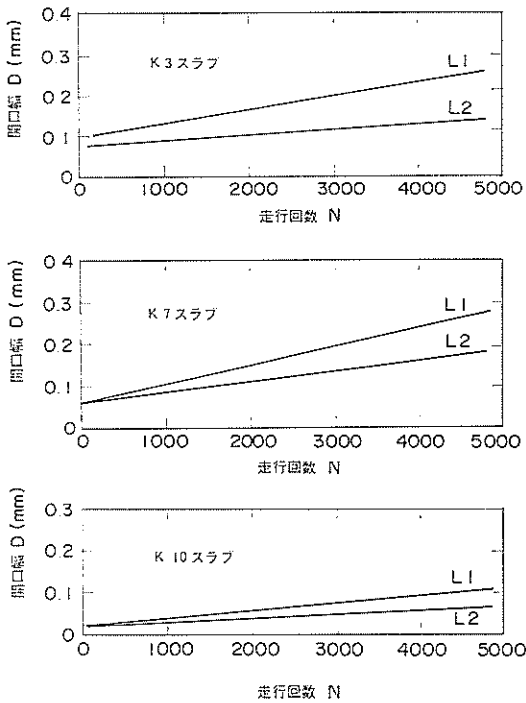


図-4.18 縦目地開口幅と走行回数との関係

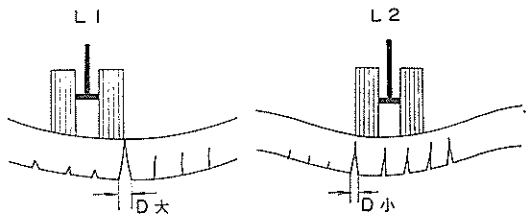


図-4.19 載荷位置が縦目地開口幅に及ぼす影響

よくなることわかる。この理由を説明したのが 図-4.19である。すなわち、L1 に載荷されたときには脚の直下のクラックはまだ十分に発達しておらず、幅員方向のひずみの増加は主に隣接の縦目地において吸収されるのに対し、L2 に載荷された時は走行回数の増加につれて下面クラックが多数発生するようになり、ひずみの増加量はそれらのクラックによって分散して吸収されるため、縦目地の開口幅はそれほど増加しないのであろう。

また、この縦目地をよく発達した下面クラックと考えると、今回のような条件における 5,000 回走行後の下面クラック幅は最大で 0.2 mm 程度であると推定されよう。

(4) 路盤およびスラブのたわみ

路盤とスラブのたわみ量の変化の様子を調べた。図-

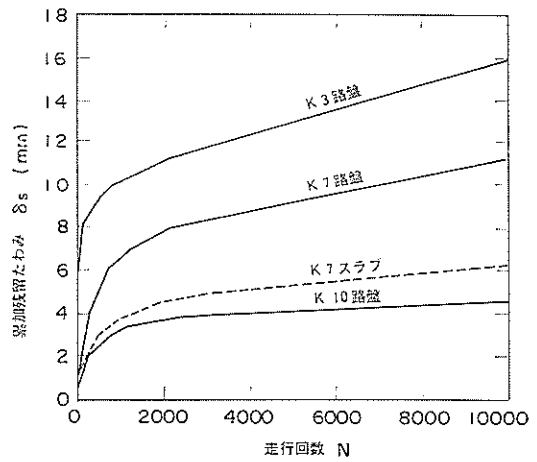


図-4.20 路盤とスラブの累加残留たわみ

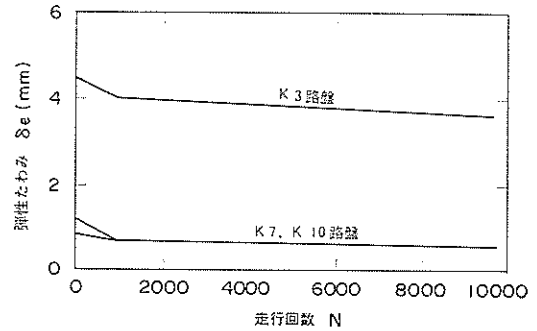


図-4.21 路盤の弾性たわみ

4.20 は中央部載荷における累加残留たわみであるが、いずれも走行試験の初期に急増し、その後は徐々に増加している。また路盤支持力の増加につれて累加残留たわみは減少していることもわかる。図-4.21 は弾性たわみである。弾性たわみは、ある走行回数後は一定の値を示すであろうと考えられるが、今回の測定値はいずれも走行回数の増加とともに少し減少している。

また、図-4.19 から K7 区画のスラブと路盤の間には空げきがあり、10,000 回走行後にはその値は約 5 mm にも達していることがうかがわれる。今回のように荷重が一定の走行線に集中して走行するような苛酷な条件下においては、やはりスラブと路盤の間には空げきが発生すると考えた方がよいように思われる。

(5) 取付路のわだちぼれ量

今回の PC 試験舗装は、K3 区画と K10 区画に隣接して 30 cm の碎石路盤と 14 cm のアスファルトコンクリートから構成されるアスファルト舗装の取付路が施工されている。PC スラブ上の走行試験は決められたレーン

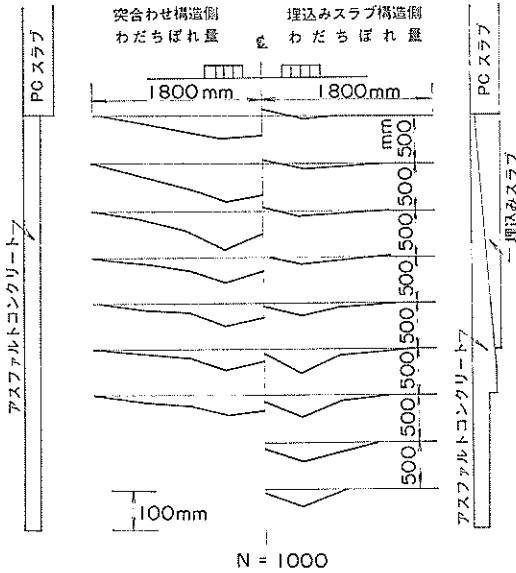


図-4.22 アスファルト取付路のわだちぼれ分布

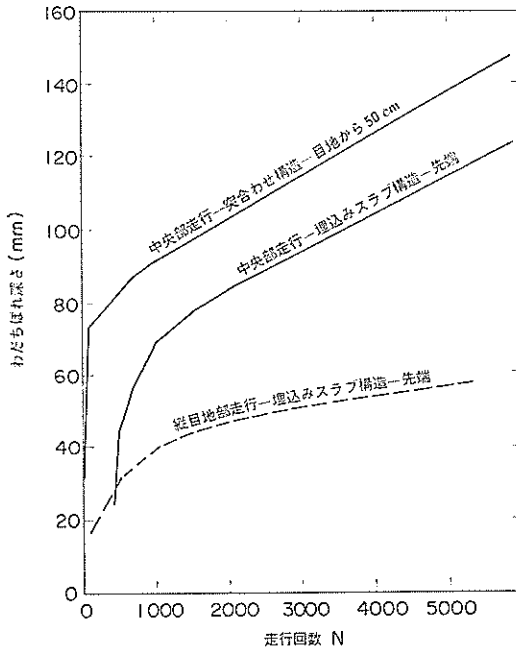


図-4.23 わだちぼれと走行回数の関係

に沿って往復走行で行ったため、各走行ごとに荷重は走行レーンの延長の取付路にも載荷されることになる。その結果、取付路にはかなりのわだちぼれが発生した。

K3 スラブは取付路に直接突き合わせられているのに対し、K10 スラブには長さ 2.5 m の埋込みスラブが取

り付けられている。このため両者におけるわだちぼれ量には差が生じた。図-4.22 はその様子を示したものである。この図から、突き合わせ構造では目地から 50cm の点で、また埋込みスラブ構造ではその先端において最大のわだちぼれを生じていることがわかる。また埋込みスラブ構造では車輪の中間点で、もり上がりを生じ、「金床現象」を起こしていることもわかる。

図-4.23 は、わだちぼれの大きさと走行回数との関係である。この図から両構造の違いによるわだちぼれ量の違いは、走行試験初期に発生するわだちぼれ量に起因し、約 1,500 回目以降の走行においては両者のわだちぼれ進行率はほぼ等しくなることがわかる。また中央部走行と軽目地部走行の違いによるわだちぼれ量の差は試験時の路面温度の差によるものである。

これらのことから、埋込みスラブは走行試験初期のわだちぼれ量の減少に効果的な構造であることがわかった。

(6) K3 スラブの端部に生じた表面クラック

中央部の走行試験を実施中に、約 5,000 回の走行時点で、K3 スラブの端部路面上に負のモーメントによる複数の半円形微小クラックが発生した。これは PC スラブの設計に無限版の中央載荷公式を用い、しかも設計 K 値として 5 kgf/cm^3 を採用して行ったためであり、このような状況のもとでは、PC 以外の無筋コンクリート (NC) や連続鉄筋コンクリート (CRC) の舗装においてもやはりクラックは発生していたものと思われる。

しかし PC の場合には、NC や CRC と異なり、荷重の除荷後においてはプレストレスの効果によってクラックが閉じることになり、直ちに破壊に結びつくものではない。今回の試験においても、表面クラック発生後さらに 5,000 回の走行を行ったわけであるが、供用性の低下につながる兆候は何ら現われなかった。とわいても長期的に見た場合、表面クラックはやはり避けておいた方がよいと思われるので、自由縁部やアスファルト舗装との接合部の設計には、鉄筋による補強や埋込みスラブの取付けなどの工夫が必要であろう。

4.4 舗装の挙動に関する総合的検討

本章でこれまでに述べてきた実験結果をここで総合的に考察してみる。

まず、走行試験前の段階荷重載荷試験の結果は、 K 値が小さいほど下面クラック発生荷重は小さく、コンクリートや鋼材のひずみ量、スラブの曲率などは大きくなることを示しており、その挙動は解析理論から推定されるものと一致していた。しかしながら、その後走行試験を行ってみると、疲労が最もきびしいと予想された K3 ス

ラブが、コンクリートや鋼材の応力、ひずみなどから判断する限り、荷重履歴の影響を最も少ししか受けていないという結果になった。

この現象の原因の1つとして、路盤面の幅員方向の不等沈下に伴って発生するスラブと路盤面の間の空げきが考えられる。図-4.20によれば、走行回数が増加につれて路盤にはかなりの永久たわみが生じ、K7スラブには実際に空げきが発生しているという結果が得られている。一方、K3路盤は他の区画に比較して永久たわみは大きい、10,000回走行後のスラブ表面の様子を観察すると、幅員方向にはかなり遠くにまでスラブの永久たわみが広がっていることから、K3路盤の永久たわみの曲率はPCスラブもそれに追従してたわむことができるほど小さいものと推定され、その結果、空げきはかなり小さくなっているのではないかと考えられる。このように空げきが存在することから、K7スラブはK3スラブと比較して荷重によって生ずる幅員方向の曲げモーメントが大きくなり、その結果コンクリートや鋼材の増加ひずみも大きくなるものと思われる。そしてこの不等沈下は幅員方向に発生しているため、長手方向のひずみは幅員方向ほど影響を受けなくてすむものと考えられる。

さらに一定のレーンを集中して走行した結果、2つの車輪の走行線にはさまれた点のひずみが走行線の外側の点に比較して大きくなっている現象にも、この不等沈下の影響が寄与しているものと思われる。しかしながら、これらの議論は弾性的なひずみ増加に関するのみのものであり、今後特にK3スラブに関しては自重のたわみによるひずみ増加も別に考えてゆく必要がある。

次に縦目地部の挙動については、下面クラックと同じ性質を持ち、荷重伝達は安全であったといえる。またひずみの分布に関しては、目地の近くに十分な下面クラックの形式がなされていないうちは、目地部でひずみの増加を吸収していたが、クラックの発達とともにひずみの増加量は近くのクラックにも分散されるようになった。その結果、縦目地部は無限大版の中央部と同様に考えてよいと推定され、縦目地部のスラブ厚も中央部載荷公式を利用してよいと考えられた。

5. 空港舗装への適用性

第三種設計法に限らず、PC舗装の特長としてスラブ厚を薄くできることがまず挙げられるが、そのことはとりもなおさず、荷重によるたわみが大きくなり、路盤にとっては苛酷な条件が与えられるということである。今回の試験舗装の結果をみても、一定のレーンを10,000回集中走行して、路面にクラックが入るなどの破損につ

ながる現象は現われなかったが、路盤の不等沈下に起因すると思われるスラブのひずみ増加が観察された。PCを舗装に使う場合、設計および施工上の制約から厚さは15～20cm程となって道路と空港でそれほど差がないが、道路舗装に比較して空港舗装の場合荷重が大きいために路盤には苛酷な条件となる。

一方、舗装の横断方向の交通分布という面から考えると、空港においては走行線は特に決められておらずしかも脚配置の異なった機種が混合して走行するため、横断方向にかなり分散した交通分布を示すようになる。その1例を示そう。

まず1つの空港における機種別の離発着回数を調べ、脚荷重 P の大きさによる交通量 N の重みづけを、

$$\sqrt{P} \log N = \text{一定} \quad (5.1)$$

なる式を用いて行う。次に Witzczak⁹⁾ によって得られている誘導路の横断方向交通量分布の標準偏差 15 f (4.6 m) を各機種の横断方向交通分布を正規分布で仮定する。さらに、それらを式(5.1)で計算した各機種の修正交通量によって重みづけし、加え合わせることによって、脚荷重を考慮した交通量の横断方向分布が計算される。

図-5.1はこのようにして得られた成田空港における交通量分布である。分布のピークが4つあるのは、成田空港では主脚を4つ持つB-747の交通量が卓越しているためである。同図の最大のピークを示す位置の1m幅に脚が載る確率は8.8%である。

このようなことから、空港においては交通が横断方向に分散するため、今回の集中走行と異なって路盤の不等沈下が生じにくい。またスラブに対する荷重の作用回数

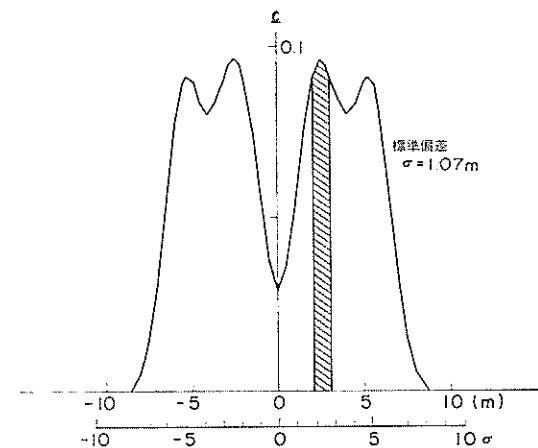


図-5.1 実際の空港における交通分布

も全交通量に比較してきわめて少なくなるため、今回の実験で測定されたようなコンクリートや鋼材のひずみ増加は生じにくく、実際にはこのような問題は少ないものと考えられる。

これらの現象を厳密に設計に取り入れてゆくためには、路盤のたわみや応力を基準値としたカバレッジの計算法や脚荷重の重み係数計算法が必要となろう。

6. 結 論

3種類の路盤の上に第三種で設計された長さ24m、幅14m、厚さ18cmのPCスラブを製作し、大型航空機と等しい荷重条件により中央部と縦目地部に対し各種載荷試験を行った。試験結果を解析し空港舗装への適用性を検討した結果、次のようなことが明らかにされた。

(A) 繰返し走行試験前の段階荷重載荷試験

(1) 脚荷重を段階的に増加させてゆくと、途中から車輪直下のコンクリート上面の圧縮ひずみやPC鋼材の引張りひずみの増加率が急増し、下面にクラックが発生したことが推定された。

(2) 路盤の K 値が小さいほど、下面クラック発生荷重は小さく、増加ひずみは大きくなって、ひびわれ断面の理論計算から導かれる傾向と一致した。

(3) 同じ K 値の場合には、縦目地部載荷の方が中央部載荷よりクラック発生荷重が大きく、ひずみ量が小さくなる。これは、縦目地が発達したクラックと考えられ、ひずみ量の増加をそこで吸収するために目地から少し離れた車輪直下のひずみ量はそれほど増加しないためと推定された。

(4) コンクリートや鋼材の増加ひずみ量の水平方向分布は、ひびわれ断面の理論計算の結果とよく似た傾向を示した。

(5) スラブの深さ方向のひずみ分布から得られた断面の曲率は、ひびわれ断面の理論計算の結果とよく似た傾向を示した。

(6) スラブや路盤の弾性たわみも理論値と似通った値を示した。また、中央部と縦目地部のたわみの間に有意な差は認められなかった。

(B) 繰返し走行によるスラブの挙動変化

(1) 中央部に対し10,000回、縦目地部に対し5,000回の集中的な走行試験を行ったところ、その前後でPCスラブの供用性の変化はまったく認められなかった。

(2) 走行回数の増加に伴ない、車輪直下のコンクリートや鋼材のひずみ量、部材断面の曲率などが増加する傾向を示した。

(3) それらの増加の程度は、 K 値の小さな路盤よりも大

きな路盤上のスラブ、また荷重の走行方向よりもそれに直角な幅員方向の方が大きかった。これらの1つの理由としては路盤の幅員方向に発生した不等沈下と、それに起因する路盤とスラブの間の空げきが考えられた。

(4) 縦目地部下縁の開口幅は、走行回数の増加に伴ってわずかに増加したが、5,000回走行後の最大値は約0.2mm程度であった。そしてその挙動は下面クラックと同じものと考えられたため、下面クラック幅も0.2mmを越えることはないものと思われた。

(5) 路盤の弾性たわみは、走行回数の増加につれてわずかに減少する。一方、累加残留たわみは一定増加率で増加し、 K 値の大きい路盤とスラブの間には空げきが発生した。

(6) PC舗装に取り付けられたアスファルト舗装のわだちぼれを調べたところ、埋込みスラブは走行初期のわだちぼれ量の減少に効果的であることがわかった。

(C) 空港舗装への適用性

(1) 実際の空港においてはいろいろな脚配置の航空機が横断方向に分散しながら走行するので、今回の実験ほど苛酷な載荷条件とはならない。そのため、今回の実験で特に供用性低下を示すことのなかった第三種PCスラブを空港舗装に利用してゆくことは十分可能であると考えられた。

(2) PCスラブの縦目地は、横方向のプレストレスの影響により十分な荷重伝達機能を発揮した。特に第三種設計法の場合には下面クラックとまったく同等のものと推定され、縦目地に対して特別な配慮の必要はないようである。

7. あとがき

今回の実験では、第三種設計法によるPC舗装は予想どおりの耐久性を示し、空港舗装として十分利用できるものと考えられた。また同時に、PC舗装においては単にPCスラブだけを論じるのではなく、路床、路盤までも含んだ構造物としての評価が必要であることも明らかになった。より細かい議論のためには、今回問題として考えられた路盤の永久たわみを定量的には握るなど、さらに詳細は検討が必要であるが、近い将来、この点について検討も行う予定である。

PCの空港舗装への適用法としては、今回対象とした現場打ち工法の他に、工場で作成したPCプレキャスト版を現場にて緊結する工法が考えられる。後者は、従来コンクリート舗装の大きな欠点として挙げられていた長期間の養生が不要となるため、空港舗装の補修には将来性のある工法と考えられる。現在、当研究室ではこの

プレキャスト工法の設計・施工上の問題点を解決するために、一連の実験的研究を実施している。空港舗装の関係者各位の御支援を今後ともお願いする次第である。

謝 辞

今回の試験舗装の製作段階では、当時滑走路研究室の佐藤峰夫研究官の手をわずらわせた部分も多い。同君に深く感謝したい。また本研究の遂行にあたって、試験器機をお借りしたのをはじめ、多くの便宜をはかっていた当研究所材料施工研究室に対して厚くお礼申し上げます。

本報告のとりまとめにあたって、有益な御教示をいただいた東京工業大学の長滝重義助教授に対し深く感謝申し上げます。

試験舗装の製作、荷重試験はピーエスコンクリート株式会社が終始熱意を持ってこれに当たられた。中でも、犬飼晴雄氏には、請負業務以外にも本報告をまとめるのに際し有益なディスカッションをしていただいた。心より感謝申し上げます。次第である。

参 考 文 献

- 1) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計・施工、技報堂出版、1979、287 pp.
- 2) Meyerhof, G.G.: Load-carrying capacity of concrete pavements, Proc. of ASCE, SM 3, Vol. 88, 1962, June, pp. 89~116.
- 3) 土木学会：昭和53年制定プレストレストコンクリート標準示方書、1979、210 pp.
- 4) 運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領、1977、106 pp.
- 5) Timoshenko, S., S. Woinowski-Krieger: Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill, 1959, pp. 259~281.
- 6) Witczak, M.W.: Prediction of equivalent damage repetitions from aircraft traffic mixtures for full depth airfield pavements, Proc. of AAPT, Vol. 42, 1973, pp. 277~298.

記 号 表

- A_p : PC 鋼材の断面積
- a : 荷重の載荷半径
- b : 断面の幅または Westergaard の式に使われる変数
- d : 上縁から鋼材までの距離
- E_c : コンクリートの弾性係数
- E_p : PC 鋼材の弾性係数
- f : 路盤まさつ係数
- f' : シースのまさつ係数

- h : スラブ厚
- K_{75} : 直径 75 cm の載荷板による路盤の K 値
- I : 剛比半径
- M : 曲げモーメント
- M_c : 下面クラック発生曲げモーメント
- M_f : ひびわれ抵抗モーメント
- M'_f : 表面ひびわれ抵抗モーメント
- M_u : 破壊抵抗曲げモーメント
- N : PC スラブ軸方向圧縮力
- n : 弾性係数比 ($=E_p/E_c$)
- P_c : 表面クラック発生荷重
- P_e : 脚荷重の ESWL
- P_i : 初期緊張力
- P_u : PC 鋼材の引張り強度
- P_v : PC 鋼材の降伏荷重
- γ : PC 鋼材のリラクゼーション
- S : 複々車輪の横中心間隔
- S_T : 複々車輪の縦中心間隔
- W : コンクリートの単位重量
- x : 上縁から中立軸までの距離
- Z : 断面係数
- α : コンクリートの線膨張係数
- $\bar{\sigma}$: たわみ
- ϵ_0 : 軸方向圧縮力によるコンクリートのひずみ
- ϵ_c : コンクリート上縁の圧縮ひずみ
- $\Delta\epsilon_c$: 荷重によるコンクリート上縁の圧縮増加ひずみ
- ϵ_{cu} : コンクリートの圧縮破壊ひずみ
- ϵ_p : PC 鋼材の引張りひずみ
- $\Delta\epsilon_p$: 荷重による PC 鋼材の引張り増加ひずみ
- ϵ_s : コンクリートの乾燥収縮度
- σ_0, σ'_0 : 軸方向圧縮力によるコンクリートの圧縮応力度
- σ_c : コンクリート上縁の圧縮応力度
- $\Delta\sigma_c$: 荷重によるコンクリート上縁の圧縮増加応力度
- σ_{cc} : コンクリートの基準圧縮強度
- σ_{cl} : コンクリートの基準曲げ引張り強度
- σ_{cac} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
- σ_{cal} : コンクリートの許容曲げ引張り応力度
- σ_p : PC 鋼材の引張り応力度
- $\Delta\sigma_p$: 荷重による PC 鋼材の引張り増加応力度
- $\Delta\sigma_{pa}$: PC 鋼材の許容増加応力度
- σ_{cpi} : 導入プレストレス
- $\Delta\sigma_{cp}$: シース摩擦による損失
- $\Delta\sigma_{ce}$: 弾性変形による損失
- $\Delta\sigma_{cpp}$: クリープ、乾燥収縮による損失
- $\Delta\sigma_{cpr}$: リラクゼーションによる損失
- σ_{cpe} : 有効プレストレス
- σ_t : 荷重による曲げ応力度
- σ_L : そり拘束応力度
- φ : コンクリートのクリープ係数
- ν : コンクリートのポアソン比
- λ, λ' : スラブの温度こう配
- θ : スラブ上下面の温度差