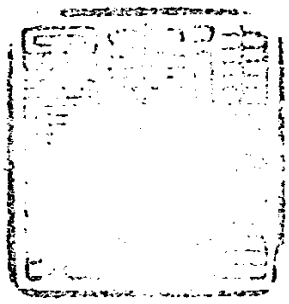
土木研究所報告　第百十七号　昭和三十九年一月

土木研究所報告

第117号

コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究（3）
——輪荷重応力および合成応力について—— ……岩間　滋…(1)

プレストレストコンクリート舗装に関する実験的研究（1）
……福田　正…(125)



昭和 39 年 1 月

建設省土木研究所

コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究（3）

——輪荷重応力および合成応力について——

（昭和37年12月）

岩　間　滋*

Experimental Studies on the Structural Design of Concrete Pavement (3)

——On the Wheel Load Stress and Combined Stress of Concrete Pavement——

(December 1962)

S. Iwama

Synopsis:

Various test sections of concrete pavement were constructed in laboratory field at Chiba and tested under different loading conditions as listed below:

Test section under static loading

Thickness: 20 and 25cm

Width: 3.75m

Spacing of dummy joint: 5.00m

Test section under static and repeated loading

Thickness: 23cm

Width: 3.50m

Spacing of dummy joint: 5.00m

With and without edge reinforcement

In addition, field observation of existing concrete pavement under the heavy vehicle loading was made on several national highways to determine so-called lateral vehicle placement, that is, lateral frequency distribution of wheel path.

After the evaluation of the amount and frequency of combined stresses (loading stresses plus thermal stresses) in concrete pavement at free corner, corner of protected expansion joint, corners of dummy joint with and without dowelbars, free edge, edge of protected expansion joint, edges of dummy joint with and without dowelbars, edges of butt joint with and without tiebars, and also at middle part of the slab, it is concluded that the weakest part of concrete slab is the free edges.

The author proposes a rational method of thickness design for concrete pavement by means of a couple of new formulas for calculating loading and thermal stresses of concrete slab at free edge and with careful consideration of the observation results of existing concrete pavement under heavy vehicle loading.

Although more detailed studies are suggested to find the best way of reinforcing free edge of concrete slab, application of several types of reinforcement has proved effective in securing longer serviceable life of pavement.

要　旨

厚さ20cmおよび25cm，幅3.75m，めくら目地間隔5mのコンクリート舗装を，土木研究所千葉支所構内に施工し，温度差の小さい時および大きい時に，静的載荷試験を実施した。

* 前：道路部　舗装研究室研究員（現：日本道路公団為迫道路第3部東名計画課）

次に厚さ 23cm，幅 3.5m，めくら目地間隔 5m で自由縁部を補強した，または補強しないコンクリート版を同所内に施工し，静的載荷試験および繰返し載荷試験を実施した。

さらに大型車後輪の走行位置を，国道上で観測した。

その結果，コンクリート版の自由隅角部，膨脹目地隅角部，スリップバーつきめくら目地隅角部，スリップバーなしめくら目地隅角部，自由縁部，膨脹目地縁部，スリップバーつきめくら目地縁部，スリップバーなしめくら目地縁部，タイバーつき突合せ目地縁部，タイバーなし突合せ目地縁部および中央部の荷重応力およびそりこう束応力を評価し，縦目地はタイバーで補強すべきこと，そうすれば自由縁部がコンクリート版の最大の弱点であることを結論した。

また，コンクリート版自由縁部の荷重応力に関する新らしい実験公式と新らしい実用温度応力公式と大型車の走行位置を考慮したコンクリート版厚の合理的設計法を提案した。

コンクリート版自由縁部を補強する方法については，2,3 効果的なものを発見したが，完全な成果を得ていない。

目　次

1. 緒　言……(3)
2. 試験舗装の構造と施工……(4)
〔1〕 第1回試験舗装の路床および路盤……(4)
〔2〕 第1回試験舗装のコンクリート版構造……(5)
〔3〕 第1回試験舗装コンクリートの配合と施工……(7)
〔4〕 第2回試験舗装の路床および路盤……(8)
〔5〕 第2回試験舗装のコンクリート版構造……(9)
〔6〕 第2回試験舗装コンクリートの配合と施工……(12)
3. 実施した試験および測定方法の概要……(13)
〔1〕 路床の試験……(13)
〔2〕 路盤の試験……(13)
〔3〕 コンクリート舗装の静的載荷試験……(14)
〔4〕 コンクリート舗装の静荷重による破壊試験……(15)
〔5〕 コンクリート舗装の繰返し載荷試験…(19)
〔6〕 路床および路盤の土圧の測定……(20)
〔7〕 コンクリート版の静荷重によるたわみの測定……(21)
〔8〕 コンクリート版の繰返し荷重によるたわみの測定……(23)
〔9〕 コンクリート版の静荷重によるひずみの測定……(24)
〔10〕 コンクリート版の繰返し荷重によるひずみの測定……(28)
〔11〕 コンクリート版温度の測定……(35)
〔12〕 目地縁部の試験……(35)
〔13〕 コンクリート供試体の試験……(35)
〔14〕 コンクリート切り取り供試体の試験…(37)
〔15〕 コンクリートハリ供試体の繰返し曲げ試験……(38)
〔16〕 大型車走行位置の調査……(38)
4. 路床，路盤の力学的性質……(39)
〔1〕 路床のCBR……(39)
〔2〕 路床および路盤の平板載荷試験成績…(39)
〔3〕 路床および路盤の土圧と支持力……(40)
5. コンクリートの品質……(43)
〔1〕 現場養生したコンクリート供試体の品質……(43)
〔2〕 コーアおよび切取ハリ供試体の品質…(45)
〔3〕 解析に用いたコンクリートの品質……(45)
〔4〕 解析に用いた剛比半径……(45)
6. コンクリート版のたわみ……(46)
〔1〕 コンクリート版のたわみと荷重の関係……(46)
〔2〕 コンクリート版自由隅角部のたわみ…(46)
〔3〕 コンクリート版膨脹目地隅角部のたわみ……(47)
〔4〕 コンクリート版めくら目地隅角部のたわみ……(47)
〔5〕 コンクリート版の自由縁部のたわみ…(48)
〔6〕 コンクリート版目地縁部のたわみ……(49)
〔7〕 コンクリート版中央部のたわみ……(50)
7. 5~8t荷重によるコンクリート版のひずみと応力……(50)
〔1〕 応力の計算……(50)
〔2〕 コンクリート版，自由隅角部のひずみと応力……(51)
〔3〕 コンクリート版，膨脹目地隅角部のひずみと応力……(53)
〔4〕 コンクリート版めくら目地隅角部のひずみと応力……(56)
〔5〕 コンクリート版，自由縁部のひずみと応力……(59)
〔6〕 コンクリート版，膨脹目地縁部のひずみと応力……(62)
〔7〕 コンクリート版めくら目地縁部のひずみと応力……(63)

〔8〕 コンクリート版突合せ目地縁部のひずみと応力……(65)
〔9〕 コンクリート版中央部のひずみと応力……(66)
〔10〕 コンクリート版各部の平均ひずみ……(69)
8. 載荷板直径とコンクリート版応力の関係…(69)
〔1〕 自由隅角部における載荷板直径と応力の関係……(69)
〔2〕 自由縁部における載荷板直径と応力の関係……(69)
〔3〕 目地縁部における載荷板直径と応力の関係……(69)
〔4〕 中央部における載荷板直径と応力の関係……(70)
9. 載荷位置（走行位置）とコンクリート版たわみ，ひずみおよび応力の関係……(70)
〔1〕 膨脹目地隅角部における載荷位置とたわみひずみの関係……(70)
〔2〕 スリップバーを用いためくら目地隅角部における，載荷位置とたわみ，ひずみの関係……(71)
〔3〕 自由縁部における載荷位置とたわみ，ひずみおよび応力の関係……(71)
〔4〕 タイバーを用いた突合せ目地縁部における載荷位置とひずみおよび応力の関係……(72)
〔5〕 中央部における載荷位置とひずみおよび応力の関係……(73)
10. ひびわれ発生時のコンクリート版たわみ，ひずみおよび応力……(73)
〔1〕 ひびわれ発生時のたわみ，ひずみおよび応力の計算……(73)
〔2〕 自由隅角部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(78)
〔3〕 膨脹目地隅角部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(79)
〔4〕 めくら目地隅角部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(81)
〔5〕 自由縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(83)
〔6〕 膨脹目地縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(86)
〔7〕 めくら目地縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(87)
〔8〕 突合せ目地縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(88)
〔9〕 中央部のひびわれ荷重，応力およびたわみ……(89)
11. スリップバーのひずみと応力……(90)
〔1〕 スリップバーの品質……(90)
〔2〕 スリップバーのひずみと応力……(90)
12. 繰返し荷重によるコンクリート版のたわみ，ひずみ，応力およびひびわれ……(91)
〔1〕 コンクリート，ハリ供試体の疲労曲線……(91)
〔2〕 繰返し荷重による路盤土圧……(92)
〔3〕 繰返し荷重によるコンクリート版のたわみ……(92)
〔4〕 繰返し荷重によるコンクリート版のひずみ……(99)
〔5〕 ひびわれ発生後の繰返し荷重によるコンクリート版自由縁部の土圧，たわみおよびひずみ……(102)
〔6〕 パルセータによる繰返し載荷試験を実施したコンクリート版の自由縁部のひびわれ……(105)
〔7〕 人力による繰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……(108)
13. 大型車の走行位置……(110)
〔1〕 大型車後輪の走行位置……(110)
〔2〕 大型車走行の時間変化……(111)
14. コンクリート舗装版の合理的設計法の提案……(115)
〔1〕 単一輪荷重を主対象としたコンクリート舗装版の設計法……(115)
〔2〕 多輪荷重を主対象としたコンクリート舗装版の設計法……(116)
〔3〕 計算例……(116)
15. 結　論……(120)

1. 緒　言

本研究の第1報および第2報において内部応力，摩擦応力，端部こう束応力，そりこう束応力など各種温度応力の大きさと頻度を実験的に求めた。しかしコンクリート版に生ずる応力のうち最大のものは輪荷重による応力である。

本報告においては，まず厚さ 20cm および 25cm の実物大コンクリート舗装をつくり，すでに応力公式がつくられている自由隅角部応力，中央部応力および半円載荷による自由縁部応力の他に，膨脹目地隅角部の応力，スリップバーを用いためくら目地隅角部の応力，スリップバーを用いないめくら目地隅角部の応力，全円載荷による自由縁部応力，膨脹目地縁部の応力，スリップバーを用いためくら目地縁部の応力，スリップバーを用いないめくら目地縁部の応力，タイバーを用いた突合せ目地縁部の応力，タイバーを用いない突合せ目地縁部の応力の

大きさを求める各種試験を実施し，特に全円載荷による自由縁部応力公式を新らしく提案した。

また温度差の大きい快晴の日の13時ごろと，温度差の小さい18時ごろに破壊試験を実施し，ひびわれ荷重の差から内部応力とそりこう束応力の合成応力を直接的に推定した（温度応力をこのような直接的方法で推定した例はない）。その結果第1報および第2報でのべた方法で温度応力を求めることは，いくぶん大き目の値を与えるが，おおむね正しいことを結論し，設計に用いるべき温度応力公式を提案した。

輪荷重応力の頻度を考える場合には，車輪の走行位置を考える必要があるが，そのような考慮は従来全く払われていなかったので，国道上5箇所において大型車の走行状況を観測し，設計に用いるべき走行位置分布と時間変化を提案した。

舗装用コンクリートの疲労曲線については，従来わが国で採用されていたものが，僅か 100,000回を限度としており不合理であること，わが国の舗装コンクリートよりはるかに軟かいコンクリートについてつくられたものであることを考慮し，15×15×53cm の供試体に3等分繰返し荷重を加え，1,500,000回までのものを求めた。

以上の結果を綜合し，コンクリート版各部における合成応力の大きさと頻度をコンクリートの疲労曲線と照合した結果，コンクリート舗装版の最大の弱点は自由縁部であることを結論し，新らしく求めた自由縁部輪荷重応力公式，自由縁部温度応力公式，大型車走行位置分布および走行時間変化を考慮したコンクリート舗装版厚の合理的設計法を提案した。

コンクリート舗装版各部の構造的強さが，このように不釣合であることは，逆に自由縁部のごとき弱点を補強することによって，舗装版全体の寿命を著るしく高め得ることを暗示している。

そこで，厚さ23cm で自由縁部を5種類の方法で補強したコンクリート舗装版と，補強しなかった実物大コンクリート舗装版に静荷重および各種繰返し荷重を加えた場合のひびわれの発生と発達，コンクリート版のひずみおよびたわみ，路盤土圧などを測定し，2,3効果的な補強方法を得た。

2. 試験舗装の構造と施工

載荷試験のための試験舗装は，土木研究所千葉支所構内に特につくったもので，第1回試舗装のコンクリート版は昭和35年3月に4日間（のべ10日間）にわたって施工し，第2回試験舗装のコンクリート版は，第1回試験舗装のコンクリート版だけを取り除いた後，昭和36年4月に4日間（のべ8日間）にわたって施工した。

〔1〕 第1回試験舗装の路床および路盤

原地盤は表面が約3％の縦断こう配をもち，上から20～70cm の腐蝕土，4～4.5m の関東ローム層（自然含水比約115％），砂混りローム（自然含水比約45％）から成っていた。（図-1参照）

試験舗装は縦断こう配を2％とし，まず腐蝕土をすべて取り除いた後，路床条件を均一にするために施工基面から1m下までを一旦掘削した後，関東ロームを約20cm ずつ4層にわけてキャタピラ転圧を行ないながら盛り，（写真-1）最上層はさらに振動鈑で締固めた（写真-2）。

縦断こう配を2％としたことは，土工量を減じ，排水を良くする上では有効であったが，反面路面の低い西側の路床がたえず高い含水量を有し，そのため西側の路床支持力が東側よりもいくぶん低い値を示す結果をもたらした（4.参照）。

路盤は図-2に示すように厚さ5cm の敷砂の上に厚さ

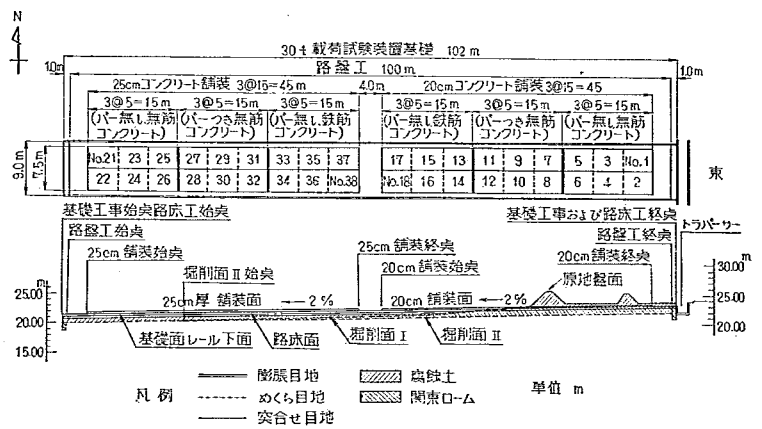


図-1 第1回試験舗装一般図

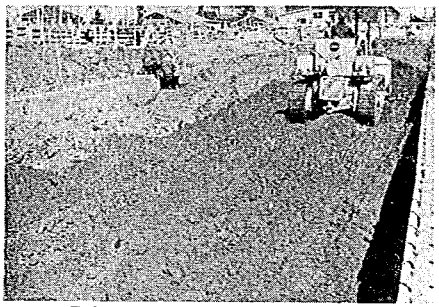


写真-1　ショベルローダによる路床工

写真-2　振動鈑による路床転圧

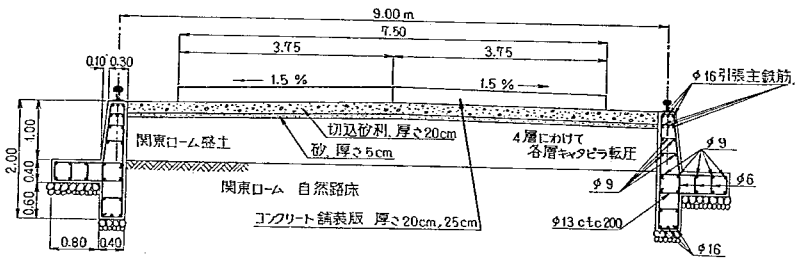


図-2　第1回試験舗装標準断面図ならびにレール基礎断面図

20cm の切込み砂利をおいたものとした。敷砂層の砂は2mm以下を90%以上含む海砂を用いた。しかし，締固めに際して，敷砂層を破って路床土が浮上ってきたため，手直しを要した箇所が数カ所あり，厚さが不足であったと認められた。

切込み砂利は図-3に示すような粒度で，比重 2.59～2.61 のものであって，10cmずつ2層にわけて各層10tマカダムローラーで8回締固めた（写真-3）。この切込み砂利は，粒度がよくなかったために締固めは充分とはいえなかったが，乾燥密度は2.29～2.38t/m³ となった。

この路盤は関東ローム上の国道舗装の路盤としては不充分なものであるが，載荷試験装置の容量が不足するのをおそれて採用したのである。試験目的に対しては均一な支持力を得ることを第一とした。

路盤面は平均厚5mm程度にクッション砂を撒き，所定の高さに対して±0.5cmになるように仕上げた。しかしコンクリート運搬車などによって路盤面が乱されたため，コンクリート打ち込み後の路盤面は多少の凹凸を有した（本章〔3〕参照）。コンクリート打ちに際しては路盤紙を用いた。

〔2〕 第1回試験舗装のコンクリート版構造

第1回試験舗装のコンクリート版は図-1および図-2に示すとおり，厚さ20cm，25cmの2種とし，各々7.50×45mずつ施工した。各コンクリート版は15m間隔の膨張目地によって等分し，その間を5m間隔のめくら目地によって3等分した。また幅 7.5mの中央に縦目地をおい

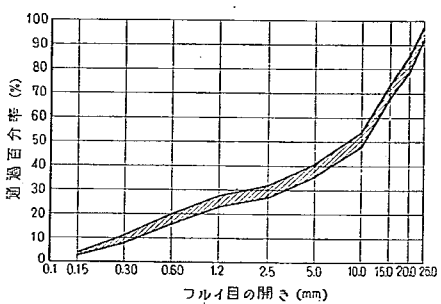


図-3　込切み砂利（路盤材料）の粒度の範囲（実測値）

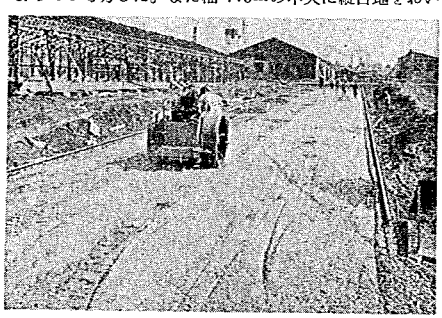


写真-3　10tローラによる路盤転圧

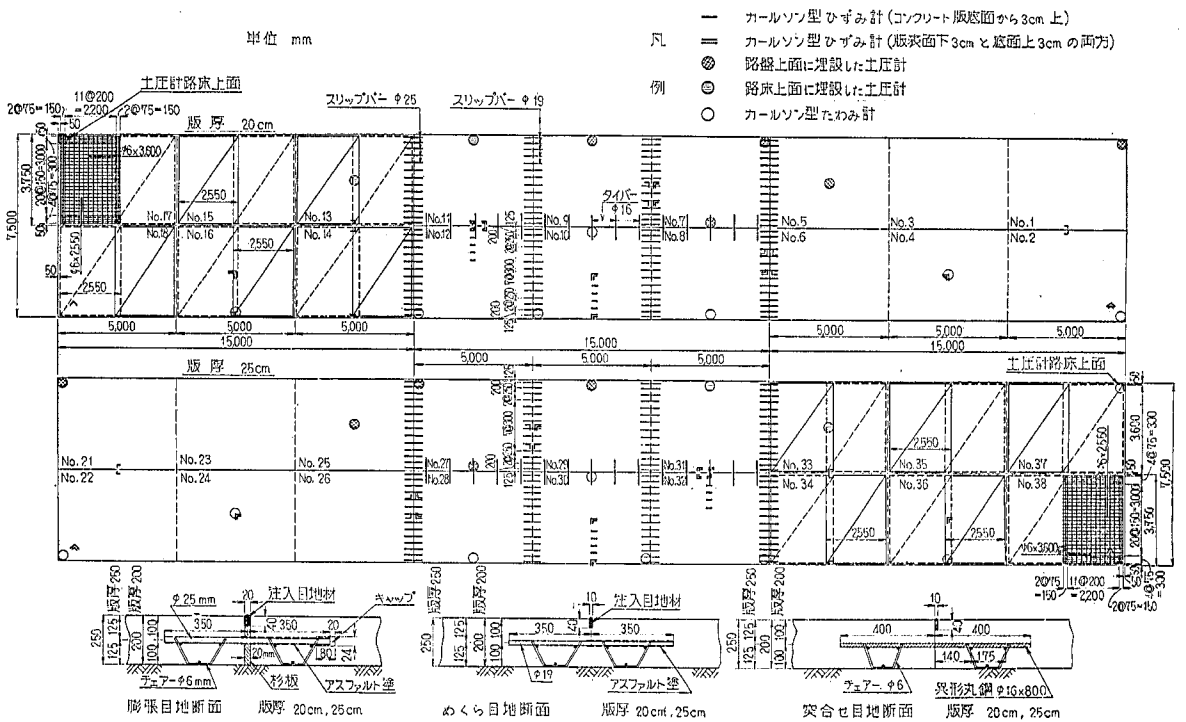


図-4 第1回試験舗装詳細および計器埋設位置図

て2分した。これらの目地によってかこまれた 3.75×5 mのコンクリート版は，図-1に示すように No. 1～18および No. 21～38まで名付けた。

膨脹目地は図-4に示すとおり厚さ20mmの杉板の上部40mm を注入目地材によってシールする構造とし，φ25×700mmのスリップバーを隅角部で20cm間隔に，中央部で30cm 間隔に配置して補強した。

めくら目地は一時的挿入物によって幅10mm，深さ40 mmの切れ目を版表面につくり，注入目地材でシールする構造とし中央 1/3 のコンクリート版 (No. 7～12 の 6 枚，および No. 27～32 の 6 枚) は φ19×700mm のスリップバーによって補強したが，他のコンクリート版は，スリップバーの効果を求める比較のためにこれを用いなかった。めくら目地の切れ目の深さは，板を一時的に挿入してつくる方法をとったため設計通りつくることができなかった。この深さは実測の結果28～34mm であって，設計値より小さくなっている。

突合せ目地は先に施工した南側のコンクリート版の側面にアスファルト乳剤を二重に塗布し，これに突きつけて北側のコンクリート版を打ちこむ方法によってつくり，中央 1/3 のコンクリート版は φ16×800mm の異形鉄筋タイバーを 1 m間隔において緊結したが，他のコンクリート版はタイバーの効果を求める比較のためにこれを用いなかった。タイバーは型わくに孔をあけて真直ぐのまま施工する方法をとった。

突合せ目地の上部も注入目地材によってシールしたがシール深さの実測値は30～35mmであった。

厚さ 20cmのコンクリート版の西側 6 枚 (No. 13～18) と厚さ 25cmのコンクリート版の東側 6 枚 (No. 33～38) は φ 6 mmの鉄筋を図-4に示す寸法に溶接してつくった鉄網を，コンクリート版表面から 5～7cm 位置に埋設して補強した。この鉄網は縁部で間隔を密にしてあるが，鉄筋量は平均して 2.8kg/m² である。

〔3〕 第1回試験舗装コンクリートの配合と施工

セメントは比重 3.15，ブレーン3170cm²/g，88μ フルイ残留分3.0%，モルタルの28日曲げ強さ 68kg/cm²，28日圧縮強さ 411kg/cm² の D社普通ポルトランドセメントを用いた。

砂は比重2.58の利根川取手付近産のものを用いた。砂利は比重2.61の鬼怒川産のものを用いた。これは第2報のコンクリート用骨材と同じであって，あまり良質のものではなかった。

コンクリートの示方配合は次のようであった。

骨材の最大寸法	40mm
単位セメント量	300kg
単位水量	140kg
絶対細骨材率	33%

コンクリートの打ちこみは 4 回にわけ，20cm 厚の南側の版 9 枚，25cm 厚の南側の版 9 枚，20cm 厚の北側の版 9 枚，25cm 厚の北側の版 9 枚の順序で施工した。

コンクリートの練りまぜは打込み現場から約 300m の位置に仮設した17切可傾式ミキサ 1 台をもつ簡易プラントによって行ない，小型 3 輪ダンプによって運搬した。

締固めは平面バイバーと棒バイバーを併用し，2 層にわけて入念に行なった (写真-4～7)。

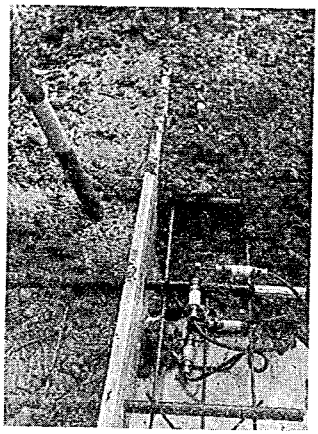


写真-4 膨脹目地付近のコンクリート打ち込み

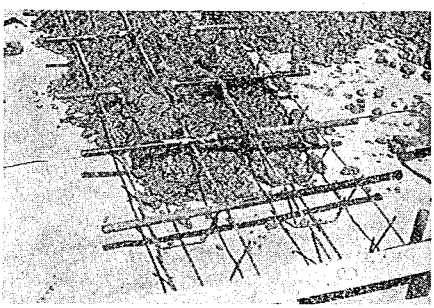


写真-5 目くら目地付近のコンクリート打ち込み

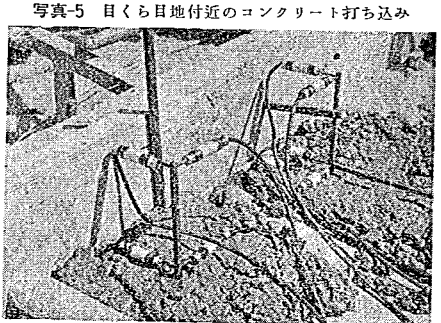


写真-6 縦突合せ目地付近のコンクリート打ち込みおよびカールソンひずみ計の埋設状況

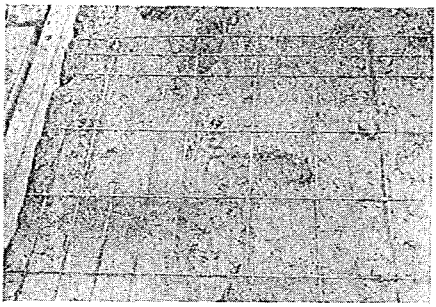


写真-7　鉄網の埋設状況（第1回試験舗装）

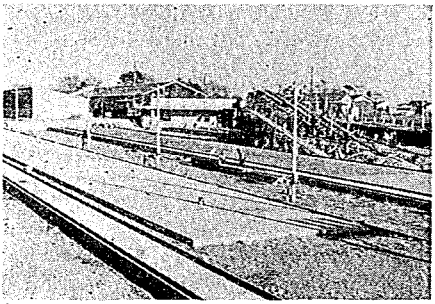


写真-8　第1回試験舗装全景

表面仕上げはタンパーとフロートによって行ない，特仕上げは行わなかった。

養生はむしろに撒水して打込み後1週間だけ行なった。

施工後の全景は写真-8に示すようであった。

第1回試験舗装コンクリートの21°C水中養生供試体の試験成績は表-1に示すようであった。

表-1　第1回試験舗装コンクリートの試験成績（21°C 水中養生）

施工日	舗装版	スランプ (cm) 試験数	スランプ (cm) 範囲	材令6カ月の圧縮強度 (kg/cm²) 試験数	圧縮強度 平均	圧縮強度 変動係数	圧縮強度 範囲	材令6カ月の曲げ強度 (kg/cm²) 試験数	曲げ強度 平均	曲げ強度 変動係数	曲げ強度 範囲	材令6カ月の引張強さ係数 (kg/cm²) 試験数	引張強さ係数 平均	引張強さ係数 変動係数	引張強さ係数 範囲
1	20cm 南側	6	1.4～3.6	5	301	7.1%	27.0～32.8	4	40.6	11.2%	37.0～46.6	7	24.5	13.0%	20.2～30.6
2	25cm 南側	6	0.5～3.0	5	376	13.8	30.2～42.8	4	48.2	4.1	46.2～50.3	6	28.5	9.2	24.8～31.6
3	20cm 北側	6	1.7～3.5	5	306	11.8	25.7～34.1	4	40.6	7.3	38.2～44.6	8	26.9	17.8	17.6～33.2
4	25cm 北側	6	0.5～2.9	5	331	9.7	28.1～36.2	4	42.7	6.1	40.4～46.4	6	27.5	15.4	23.6～34.6
全体	No.1～No.38	24	0.5～3.6	20	329	13.9	25.7～42.8	16	43.0	9.9	37.0～50.3	27	26.8	14.5	17.6～34.6

表-1によると，第1回試験舗装においてはコンクリートの品質のばらつきはかなり大きく，特に施工第2日のコンクリートの品質は全体平均と相違している。また引張強さ係数が圧縮強度の1/12しかないことは，骨材が不良であったことによると考えられる。

コンクリート版の厚さは，破壊試験終了後各コンクリート版から3個ずつ合計108個のコーアと各版から1個ずつ合計36個のハリ供試体によってチエックしたが，その結果は表-2に示すとおりであった。

これによると施工されたコンクリート版の厚さは，設計値にきわめて近かったこと，また版厚のばらつきも小さかったことがわかる。

応力解析にあたっては，版厚をそれぞれ19.9cmおよび24.9cmとした。

表-2　コーアおよび切取りハリから測ったコンクリート版厚（第1回試験舗装）

		コンクリート版厚の実測値	
		設計版厚 20cm	設計版厚 25cm
コーアの高さ[1]	範囲	18.42～21.02cm	23.59～26.51cm
	平均	19.76cm	24.94cm
	標準偏差	0.58cm	0.75cm
切取りハリの高さ[2]	範囲	19.16～21.24cm	24.08～25.95cm
	平均	19.96cm	24.93cm
	標準偏差	0.48cm	0.72cm

注　1）直径15cmの各コーアについて4点測定して平均をとった。
　　2）15cm×版厚×60cmの各切取りハリについて8点測定してその平均をとった。

〔4〕 第2回試験舗装の路床および路盤

第2回試験舗装の路床および路盤は第1回のそれをそのまま用いることにした。しかし第1回のコンクリート

版の取りこわし除去作業に際して，約3cm 厚の路盤材料が失なわれたので，切込み砂利層を平らに仕上げて締固めた後図-5に示すような最大粒径25mmのクラッシャーランを10ｔローラで締固め，所定の高さに仕上げた。

また第1回試験舗装の排水が必らずしも充分でなかったために降雨後1日以上待たないと載荷試験を行なえなかったことを考慮し，両側に φ200mm の上半有孔管を埋設し，路盤排水を急速に行なうようにした。

路盤面はクッション砂を平均厚2mm程度に撒き，所定の高さに対して ±0.5cm になるように仕上げた。

コンクリート打ちに際しては路盤紙を用いた。

第2回試験舗装の標準断面は，図-6のとおりである。

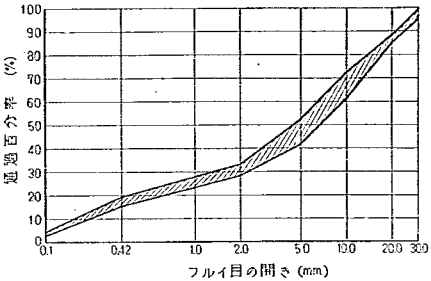


図-5　クラッシャーランの粒度の範囲（実測値）

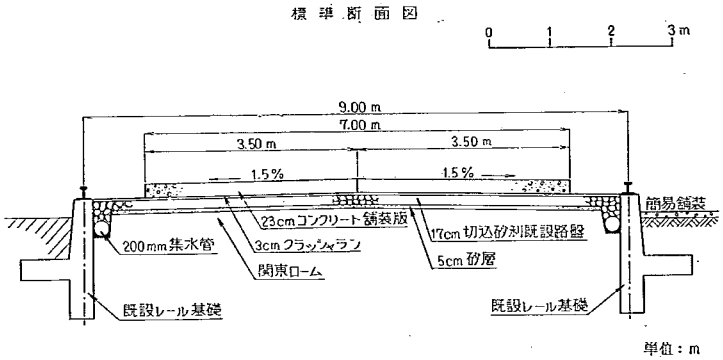


図-6　第2回試験舗装標準断面図

〔5〕 第2回試験舗装のコンクリート版構造

第2回試験舗装のコンクリート版は図-7に示すようであって，厚さ 23cm とし，レール基礎コンクリート壁の影響をできるだけ小さくするために幅員を 3.5m×2＝7.0mに縮少した。また全長 95m のコンクリート版を図示のとおり2本の膨脹目地と，5m間隔のめくら目地によって区切り，各版を図示のとおり No.1～No.38 まで名付けた。

膨脹目地の構造は図-7のとおりであって第1回試験舗装と同じである。

めくら目地はすべてスリップバーを用いたが，第1回試験舗装の載荷試験結果からスリップバーつきめくら目地は荷重伝達能力がきわめて高いことがわかったので，スリップバーの直径を13mmに落した（図-7)。

縦目地はすべて間隔1mの φ16×800mm の異形鉄筋タイバーで緊結した突合せ目地構造とした。

コンクリート版 No.1～6は図-8の鉄網 No.1 を版表面から 7cm 下に埋設することによって補強した。

鉄網 No.1は φ6mm の普通丸鋼を縁部で密に，中央部で疎に配置し，溶接してつくったもので，縁部幅40cmにおける鉄筋量は 4.2kg/m²，全体としての平均鉄筋量は 2.8kg/m² になっている。

コンクリート版 No.7～12は図-8および写真-9の鉄網 No.2 を版表面から 7cm 下に埋設することによって補強した。

鉄網 No.2は φ7mm の異形鉄筋を用いる予定であったが，その入手がきわめて困難であったため，縦鉄筋のみ，φ7mmの異形丸鋼を用い，横鉄筋は φ6mm普通丸鋼とした。縦鉄筋はやはり縁部で密に，中央部で疎に配置し，交点はすべて熔接した。鉄筋量は縁部幅 40cm に

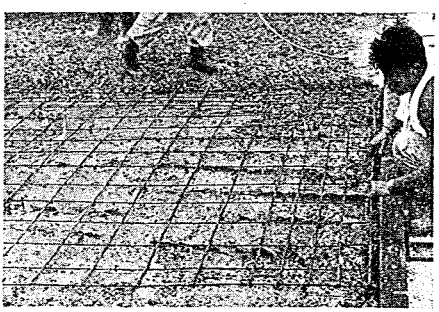


写真-9　第2回試験舗装 鉄網 No.2 埋設状況

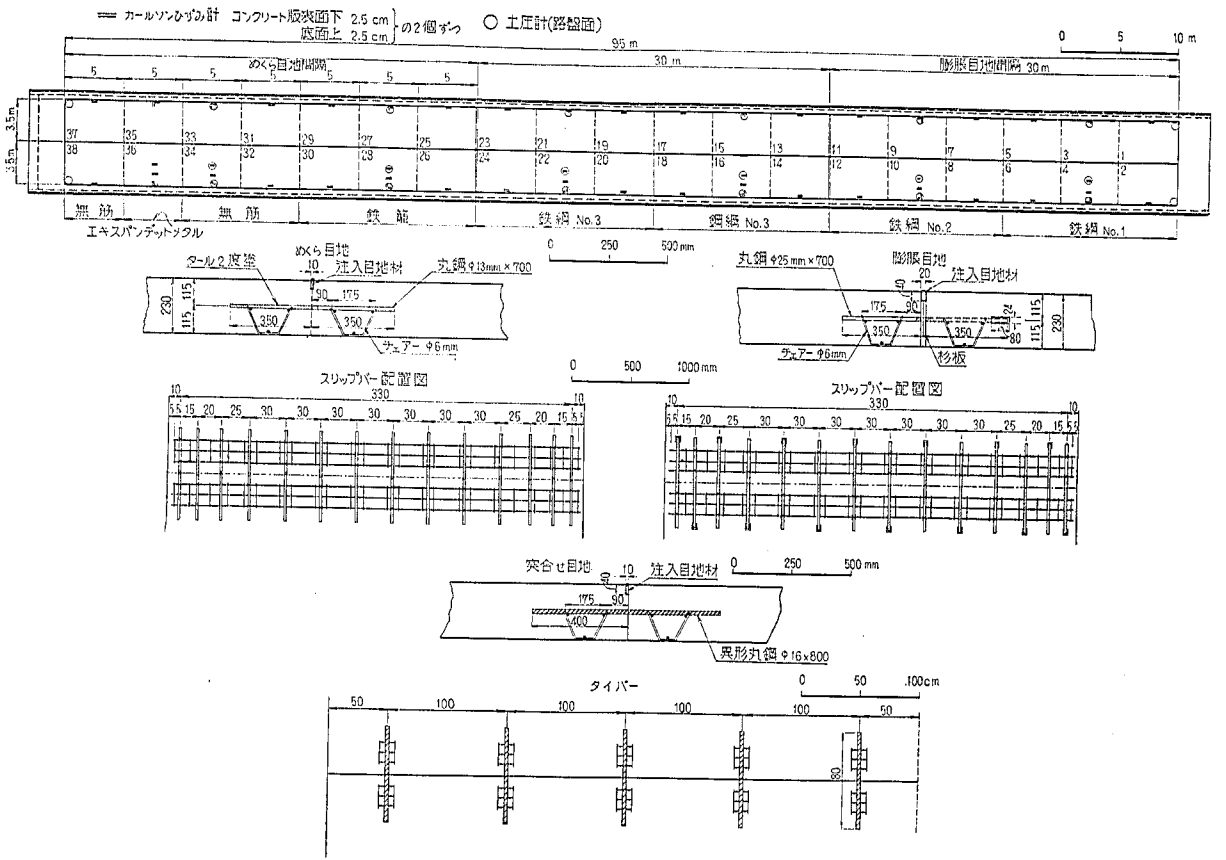


図-7 第2回試験舗装構造ならびに埋込み位置図

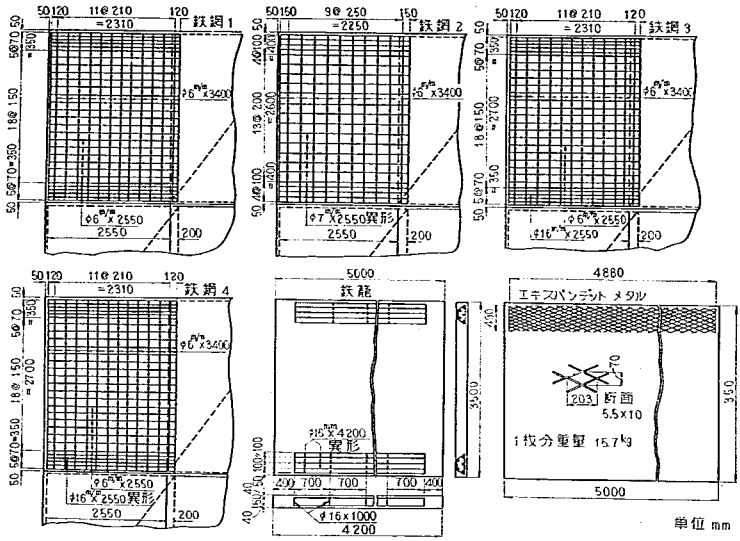


図-8 第2回試験舗装鉄筋類詳細図

おいて 4.9kg/m², 全体の平均で 2.8kg/m² になっている。

コンクリート版 No. 13~18 は図-8および写真-10の鉄網 No. 3 を版表面から 7cm 下に埋設することによって補強した。鉄網 No. 3 は鉄網 No. 1 と同じ寸法であるが, 外側4本の縦鉄筋だけをϕ16mmの普通丸鋼に置き換え, 縁部に特に多くの鉄筋を用いたものである。ϕ16mm丸鋼とϕ6mm丸鋼は手溶接によって溶接した。

鉄筋量は縁部幅 30cm で約 50kg/m², 全体の平均で 5.8kg/m² になっている。

コンクリート版 No. 19~24 は図-8の鉄網 No. 4を版表面から 7cm 下に埋設することによって補強した。鉄網 No. 4 は鉄網 No. 3 および No. 1 と同じ寸法であるが, 外側4本の縦鉄筋をϕ16mmの異形丸鋼とした。ϕ16mm異形丸鋼とϕ6mm丸鋼は手溶接によって溶接した。鉄筋量は縁部幅30cmで約50kg/m², 全体の平均で5.8kg/m² になっている。

コンクリート版 No. 25~30 は図-8および写真-11の鉄籠を両縦縁に埋設することによって補強した。鉄籠は16mm異形丸鋼5本を溶接してつくったもので, コンクリート版表面近くに2本, 底面近くに3本の鉄筋を配置している。鉄筋量は縁部幅50cm で18.2kg/m², 仮りに外側だけに鉄籠を用いたとした場合の全体の平均で2.4kg/m² になっている。

コンクリート版 No. 35 および No. 36 は図-8および写真-12のエキスパンデットメタルを外縁付近の版表面下7cmの位置に埋設して補強した。エキスパンデットメタルは厚さ 5.5mm の一枚の鋼板から図示の寸法につくったもので, 鋼材量は, 縁部幅50cm で6.3kg/m², 仮りに全体としての平均を求めてみると, 0.84kg/m² になって

写真-10 第2回試験舗装鉄網 No. 3 埋設状況

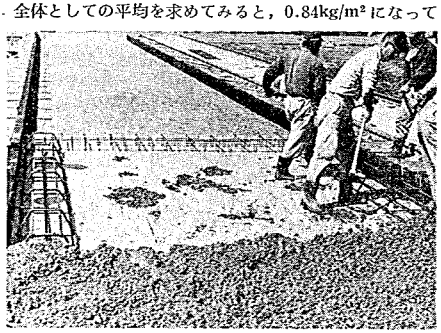


写真-11 第2回試験舗装鉄籠の埋設状況

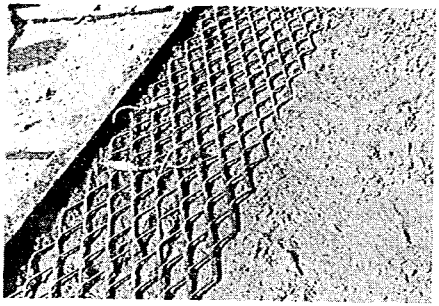


写真-12　第2回試験舗装エキスパンデッドメタル埋設状況

いる。

コンクリート版 No. 31～34，No. 37 および No 38 は無筋コンクリート版とした。

〔6〕 第2回試験舗装コンクリートの配合と施工

第2回試験舗装のコンクリートは運搬時間約20分のところにあるO社の生コンクリートを購入して使用した。ミキサーは27切パグミルミキサー，運搬車はハイロ型トラックミキサーであった。

コンクリートの材料と配合は次のようであった。

セメント：比重3.15，ブレーン 3310cm²/g，88μ フルイ残留分1.7%，モルタルの28日曲げ強さ 74kg/cm²，28日圧縮強さ 423kg/cm²。

砂　：久慈川産，比重2.59，粗粒率3.14

砂利：安倍川産，比重2.63，最大粒径40mm，粗粒率7.39

示方配合：骨材の最大寸法　40mm

単位セメント量　300kg

単位水量　138kg

絶対細骨材率　33 %

空気量　3.0%

コンクリートの打ちこみは4回にわけ，No. 1～No. 23の12枚，No. 25～No. 37の7枚，No. 2～No. 24の12枚，No. 26～No. 38の7枚の順序に施工した。

トラックミキサーは1台 2.55m³ 積みとしたから，12枚打ちこみの日には延べ20台，7枚打ちこみの日には延べ12台のトラックミキサーを使った。

コンクリートの締固めは平面バイバーと棒バイバーを使い，2層にわけて入念に行なった。

表面仕上げは簡易フィニッシャーとタンパーとフロートによって行なった。

養生は麻袋に撒水して打込み後2週間まで行なった。

施工後の全景は 写真-13 に示すようであった。

コンクリートの管理試験として各トラックミキサーから2個ずつ φ15×(16±0.5)cm の円筒供試体をとり，21°C 水中に 28日間養生して引張強さ係数を求めた。同時にスランプ試験も行なった。その成績は表-3に示すようであって，コンクリートの配合は非常によく管理されていたと考えられる。

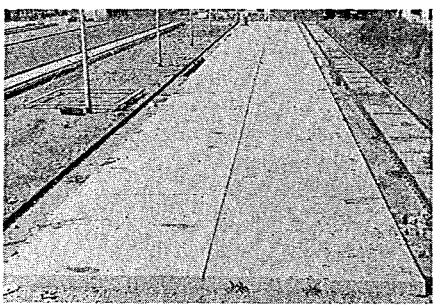


写真-13　第2回試験舗装全景

表-3　第2回試験舗装コンクリートの試験成績（21°C水中養生）

施工日	舗装版	ミキサ台数	スランプ (cm)		打ちこみ時温度 (°C)		引張強さ係数 (kg/cm²)			
			試験数	範囲	試験数	範囲	試験数	平均	変動係数	範囲
第1日	No. 1～23	20	20	0.9～4.0	20	19.0～23.0	40	32.0	8.1%	27.3～36.0
第2日	No.25～37	12	12	0.2～4.5	12	19.0～22.0	24	32.5	8.7%	25.6～36.8
第3日	No. 2～24	20	20	1.3～4.0	20	20.7～26.2	40	32.9	7.3%	29.0～37.6
第4日	No.26～38	12	12	1.2～3.3	12	23.2～25.8	24	32.3	7.1%	28.4～36.3
全体	No. 1～38	64	64	0.2～4.5	64	19.0～26.2	128	32.4	7.8%	25.6～37.6

打込んだコンクリート版の厚さは，破壊試験終了後各コンクリート版から2個ずつ，合計76個のコーアと，全体で3個のハリ供試体を切り取って，実測したが，その結果は表-4に示すようであった。

表-4　コーアおよび切取りハリから測ったコンクリート版厚（第2回試験舗装）

	コンクリート版厚の実測値（cm）	
	コーアから測ったもの	切取りハリから測ったもの
範　囲	23.02～24.95	23.15～24.88
平　均	23.89	23.79
標準偏差	0.44	——

これによると，施工されたコンクリート版の厚さは，設計値より0.9cm程度厚かったこと，版厚のばらつきは，きわめて小さく，第1回試験舗装の場合よりもさらに低かったことがわかる。

応力解析にあたっては，版厚を23.9cmとした。

3.　実施した試験および測定方法の概要

〔1〕 路床の試験

路床の試験は第1回試験舗装工事においてのみ実施したが，試験の種類と位置は図-9(a)および(b)に示すとおりであった。

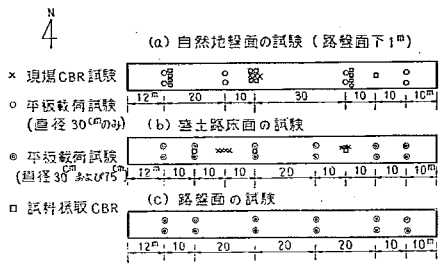


図-9　路床路盤試験位置図（第1回試験舗装）

（イ）　路盤面から1m下の自然地盤面における試験

不撹乱試料採取13個 { 室内CBR (JIA1211) 7個 / 室内水浸 CBR 6個

現場 CBR 試験　3箇所

平板載荷試験（直径30cmのみ）8箇所

（ロ）　盛土路床面における試験

不撹乱試料採取3個—室内 CBR

現場 CBR 試験　7箇所

平板載荷試験　12箇所

この平板載荷試験は直径75cmの平板によって2回試験した後，引続いて同じ場所で直径30cmの平板による試験を2回実施した。

載荷方法はJISの方法を採用せず，まず0.2kg/cm²の予備荷重を加えた後，φ75cmの場合は0.1kg/cm²ずつ，φ30cmの場合は0.2kg/cm²ずつ荷重を加えてゆき，沈下が2.5mmになったところで止め（最後の荷重増加量をある程度調整して最終沈下量が2.5mmにできるだけ近ずくようにした），さらに荷重を取り去った後の沈下量を読んだ。

第2回載荷試験も第1回と全く同じように行ない，最終沈下量は第2回載荷開始時から2.5mmになるようにしたが，荷重—沈下グラフは第1回載荷の復元沈下量に加えて（接続して）書いた。

支持力係数はいずれの場合も沈下1.25mmに対して求めた（図-10参照）。

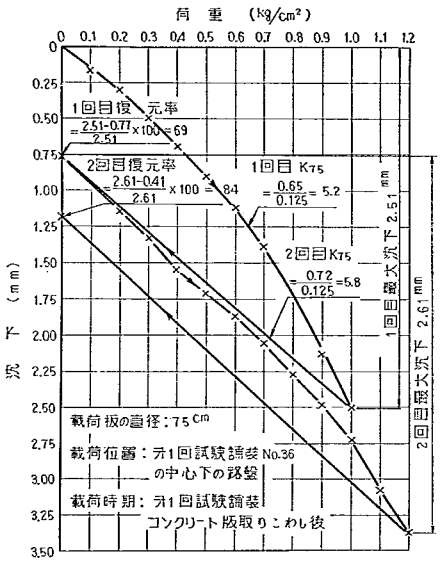


図-10　平板載荷試験結果の1例

平板載荷試験において荷重刻みをJISの0.35kg/cm²より小さくしたのは，関東ロームの路床においても試験が可能になるようにしたためである。また復元量を求めたのは，平板載荷試験によって支持力係数のような弾性的性質を明らかにするばかりでなく，永久沈下のような塑性的性質も同時に明らかにできないかどうかを確かめたいと考えたからである。

〔2〕 路盤の試験

路盤においては2.でのべたような比重，乾燥密度および粒度試験を行なった他，平板載荷試験を実施した。平板載荷試験の方法は路床の場合と全く同じとし，第1回試験舗装工事中に図-9(c)に示す12箇所で実施し，第1回試験舗装のコンクリート版取りこわし後4箇所（図-11），第2回試験舗装の路盤整正後8箇所，第2回試験舗装破壊試験後8箇所（図-12）で実施した。

路盤における平板載荷試験の荷重は後述の30t載荷試験装置によって加えた（写真-14）。

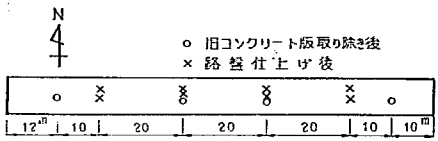


図-11　第2回試験舗装前における平板載荷試験位置図（路盤面）

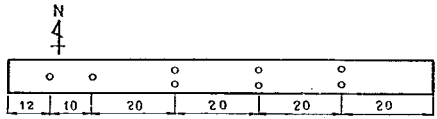


図-12　第2回試験舗装破壊試験後の平板載荷試験位置図（路盤面）

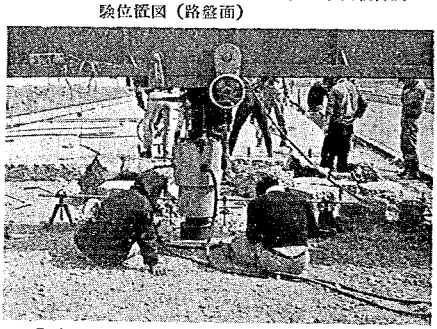


写真-14　30t載荷試験装置による平板載荷試験

〔3〕 コンクリート舗装の静的載荷試験

コンクリート舗装の静的載荷試験は写真-15，16および図-13に示す30t載荷試験装置を使って実施した。

この装置は中心間隔9mに設置された50kgレール基礎上をモーターによって移動する重量約5tの門型ラーメン・フレームに，容量30tのジャッキを取りつけたものである。ジャッキは手動でフレーム沿いに動く。したがって舗装版のあらゆる箇所に荷重を加えることができた。

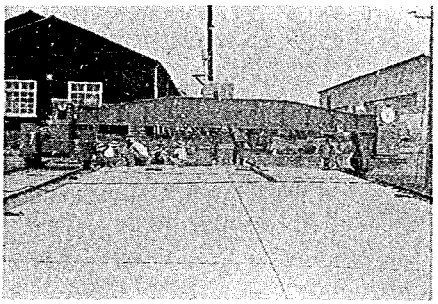


写真-15　30t載荷試験装置の全景（右側のジャッキは静的載荷試験用で能力30tのもの中央のジャッキは動的載荷試験用で能力10tのもの）

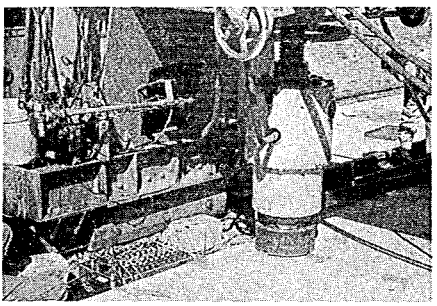


写真-16　30tジャッキとワイヤストレーンゲージによるたわみ測定状況

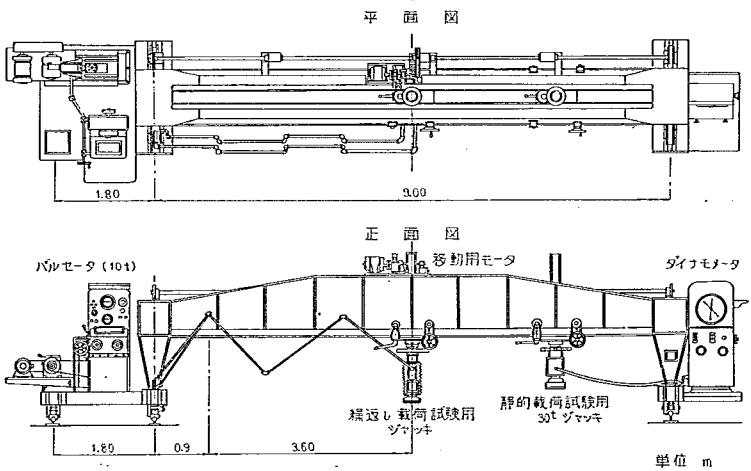


図-13　30t載荷試験機およびパルセータ

このフレームのジャッキを舗装の最外部において30ｔの荷重を加えた場合に，最大22ｔの上向きの力がレール基礎に伝えられることを考慮し，図-2に示すような押え座金と φ25×1000mm のアンカーボルトによってレールを深さ 2m，断面積 1.07m² の鉄筋コンクリート基礎に定着した。

レール基礎の全長は 102m であって，端部はカウンターウェイトを兼ねた 1×1×8.7m の鉄筋コンクリートハリでつないだ。

フレームは 5ｔ以上の荷重を加える場合にはレールの頭を抱くプレートと，スクリュージャッキによってレールに定着するようにした。フレーム全体は，ジャッキを中央部において30ｔの荷重を加えた場合の最大たわみを 8mm以下と仕様して製作させたが，製作されたもののたわみ量計算値は 6 mmであった。しかしこの許容たわみ量は後述の繰返し載荷試験に対してはいくぶん大きすぎたようである。

載荷板は厚さ 5cm の鋼板に厚さ 5cm の硬質ゴムを貼りつけたものとし直径 20cm，30cm，40cm，50cmの全円および φ30cm の半円の５種類を用意した。硬質ゴム板には幅30mm，深さ20mmの十文字の溝をつけ，載荷板直下のコンクリート版ひずみをワイヤストレーンゲージによって測定できるようにした。ジャッキの球接点はこれらの厚さ 10cm の載荷板を取りつけた時に球心が合うように設計したので，30ｔ載荷試験装置に対して 1.5％の横断こう配をもつコンクリート版の載荷に用いて，何らの支障もなかったと考えられる。

載荷位置は第１回試験舗装においては図-14に示す170箇所とし，第２回試験舗装においては図-15に示す113箇所とした。

第１回試験舗装の載荷位置はコンクリート版の自由隅角部，目地隅角部，自由縁部，目地縁部，中央部などのたわみおよび応力の比較，載荷位置が自由縁部から離れるに従う最大応力の減少率（すなわち車輪の走行位置の影響）載荷板直径および形状による応力の差などを求めることを目的として選んだ。

第２回試験舗装の載荷位置は主として自由縁部の応力を求めるために，従として車輪の走行位置の差や隅角部の応力を求めることを目的として選んだ。第２回試験舗装においては載荷板の直径は８ｔ程度のタイヤの接地半径を考えて 40cm に限った。

載荷方法は第１回試験舗装の 20cm 厚コンクリート版においては １ｔ刻みで 5ｔまでの載荷を２回繰返したのち引続いて 5ｔを直ちに加える載荷を２回繰返す方法をとった。第１回試験舗装の 25cm 厚コンクリート版においては ２ｔ刻みで ８ｔまでの載荷を２回繰返したのち引続いて ８ｔを直ちに加える載荷を２回繰返す方法をとった。第２回試験舗装（厚さ 23cm）においては２ｔ 刻みで ８ｔまでの載荷を２回繰返したのち，引続いて ２ｔ刻みで荷重を加えてゆき，ひびわれの生じた時の荷重を読み，さらにひびわれ荷重より4～6ｔ高い荷重まで載荷した（(４)参照）。ただし縁部から離れた載荷点No.1，2，3，4，6，7，……などにおいてはひびわれ荷重を読む破壊試験は行なわず，最大荷重を ８ｔに止めた。

これらの静的載荷試験は，たわみ測定，ひずみ測定が，いずれも温度変化に敏感に影響されるので，それを避けるために，すべて日没後実施した。夜間試験の実施状況は，写真-17 に示すようであった。また第２回試験舗装においては，さらにテントを張って（写真-18），温度変化を小さくするように努めた。

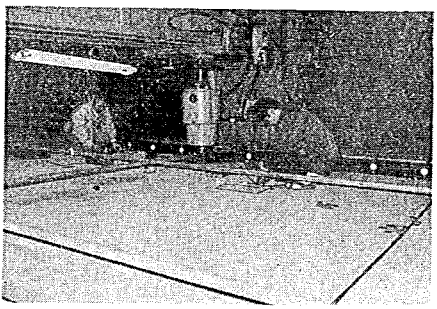


写真-17　夜間載荷試験の状況

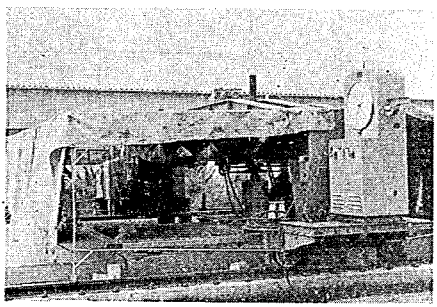


写真-18　テントを張った載荷試験の状況

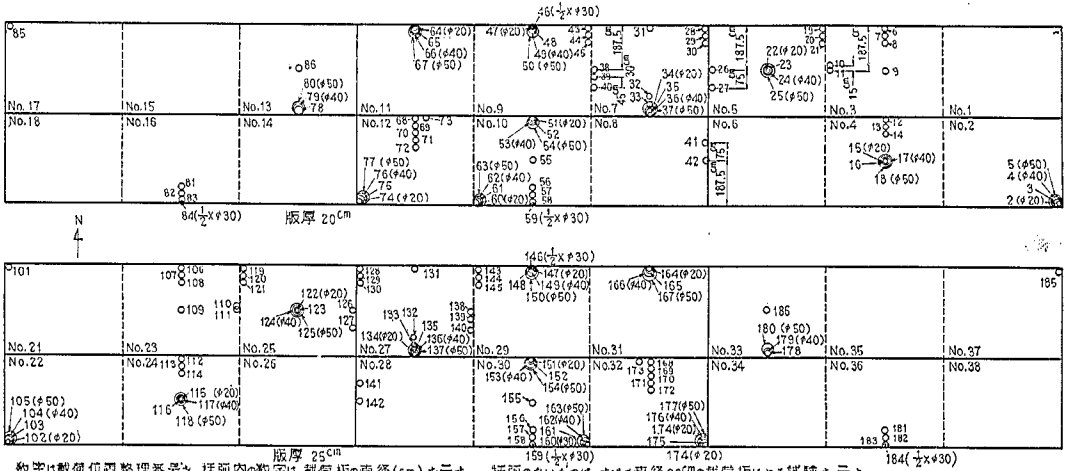
第１回試験舗装の静的載荷試験は，昭和35年７月15日から同年12月15日まで，５カ月間にわたって（コンクリートの材令３カ月～９カ月），実施した。

第２回試験舗装の静的載荷試験は，昭和36年６月25日から同年９月15日（コンクリートの材令３カ月～6カ月）に実施した。

静的載荷試験における測定項目は，路床および路盤の土圧，コンクリート版のたわみ，ひずみおよび温度，スリップバーのひずみなどであった。これらの測定方法の詳細は，後述する。

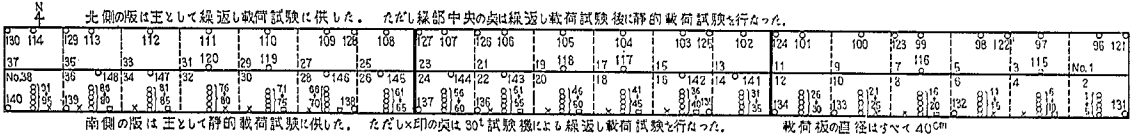
〔４〕 コンクリート舗装の静荷重による破壊試験

コンクリート舗装の静荷重による破壊試験は，第１回



数字は載荷位置整理番号を，括弧内の数字は，載荷板の直径(cm)を示す．括弧のないものは すべて直径30cmの載荷板による試験を示す．

図-14 第1回試験舗装静的載荷試験位置図



北側の版は主として繰返し載荷試験に供した． ただし縁部中央の点は繰返し載荷試験後に静的載荷試験を行なった．

南側の版は主として静的載荷試験に供した． ただし×印の点は30t試験機による繰返し載荷試験を行なった． 載荷板の直径はすべて40cm

図-15 第2回試験舗装載荷位置図（奇数番号の舗装版はすべて繰返し載荷試験を行ない偶数番号の舗装版はすべて静的載荷試験を行なった）

試験舗装においては，コンクリート版上下両面の温度差が小さい17～20時と，温度差が最も大きい12～14時にわけて実施し，第2回試験舗装においては，温度差の小さい17～20時だけに実施した。

載荷位置：

第1回試験舗装　17～20時の試験　図-16の○印の点（62点）

〃　12～14時の試験　図-16の●印の点（56点）

第2回試験舗装　図-15の南側の版の縁部および隅角部（29点）

破壊試験に用いた載荷板の直径は，第1回試験舗装に対しては直径30cm，第2回試験舗装に対しては，直径40cmとした。

荷重は，予想ひびわれ荷重より約4t小さい荷重までは，2t刻みで速やかに加え，その後は1分間に0.25tくらいの速さでゆっくりと加え，ひびわれ発見後は，再び速い速度でひびわれ荷重より4～6t高い荷重まで加えた。ただし隅角部においては，ひびわれが発生した時に終りとした。

ひびわれ荷重の決定：

ひびわれは，主として観察によって発見した。自由隅角部，膨脹目地隅角部およびめくら目地隅角部においては，ひびわれがコンクリート版上面に生ずるばかりでなく，ひびわれが大きく開くから，ひびわれの発見は容易であった。

自由縁部におけるひびわれは，コンクリート版の側面を観察することによって発見したが，コンクリート版の底面側に発生した，極くせまいひびわれを見つけることは，実際上きわめて困難であった。

本研究においては，時々笛を吹いてコンクリート版を軽くぬらし，ひびわれの発見を容易にするように努めた。

観察によって求めたひびわれ荷重は，真値よりいくぶん大きい傾向があったが，0.5t以上相違することはほとんどなかったと推定しいる。

ひびわれの発生は，荷重～たわみ曲線と荷重～ひずみ曲線から推定する方法もとった（図-17～22）。

その方法は，図の例のとおり，荷重～たわみ曲線ないし，荷重ひずみ曲線の屈曲点を推定し，その時の荷重をもってひびわれ荷重とするものである。

図の例は，屈曲点が明瞭なものであるが，しかし一般にはそれ程明らかでなく，大きな曲線を描いていることが少なくなかったから，この方法で求めたひびわれ荷重は，それ程正確ではなかった。

しかし膨脹縁部，めくら目地縁部，突合せ目地縁部および中央部のように，観察によるひびわれの発見が不可能な箇所においては，この方法でひびわれ荷重を推定せざるを得なかった。

自由隅角部および目地隅角部のように，ひびわれ荷重の明瞭な箇所において，この方法によって求めたひびわれ荷重を，観察によって求めたものと比べてみると，カールソンひずみによる場合ほぼ相等しく，ワイヤストレーンゲージによる場合0～2.8t（平均1.3t）小さく，たわみによる場合0.8～3.7t（平均2.5t）小さくなっている。この関係を逆に利用して，他の部分におけるひびわれ荷重をより正確に推定するようにした。

なおカールソンひずみ計は，コンクリート版底面（引張側）に埋めこまれたので，ひびわれの発生によって著しく相違するひずみを与えた（図-19～22参照。ひびわれがカールソンひずみ計の位置に生じた場合には，ひずみが急増し，ひずみ計から離れたところに生じたら，急減する）。したがってカールソンひずみからひびわれ荷重を推定することは，比較的正確であったと考えられる。

第1回試験舗装の破壊試験は，昭和36年1月15日～2月25日（コンクリートの材令約1年）に実施した。

第2回試験舗装の破壊試験は，静的載荷試験に引き続

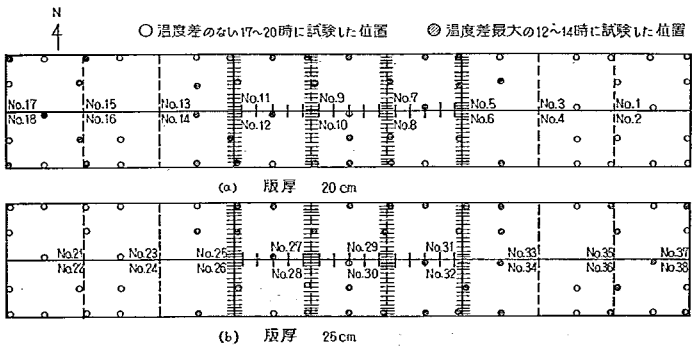


図-16　第1回試験舗装破壊試験位置図（載荷板直径30cm）

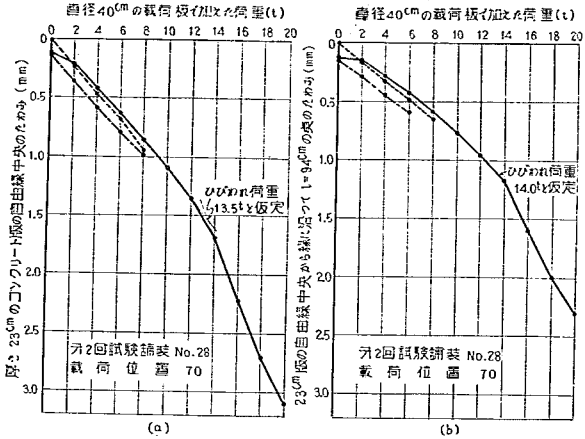


図-17　自由縁部載荷の場合の荷重～たわみ曲線の1例

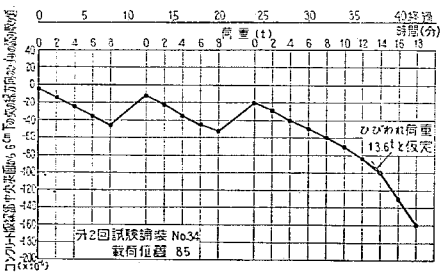


図-18　自由縁部載荷の場合の荷重～ひずみ曲線の1例

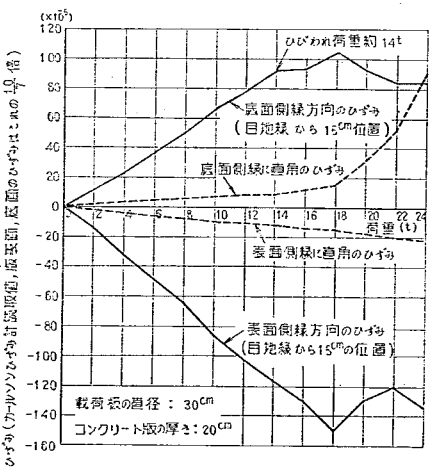


図-19　膨脹目地縁部における荷重～ひずみ関係の1例
(カールソンひずみ計，第1回試験舗装破壊試験)

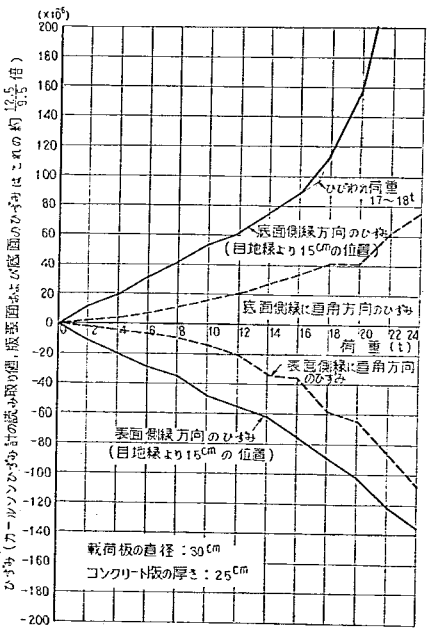


図-20　スリップバーのあるめくら目地縁部における荷重～ひずみ関係の1例
(カールソンひずみ計，第1回試験舗装破壊試験)

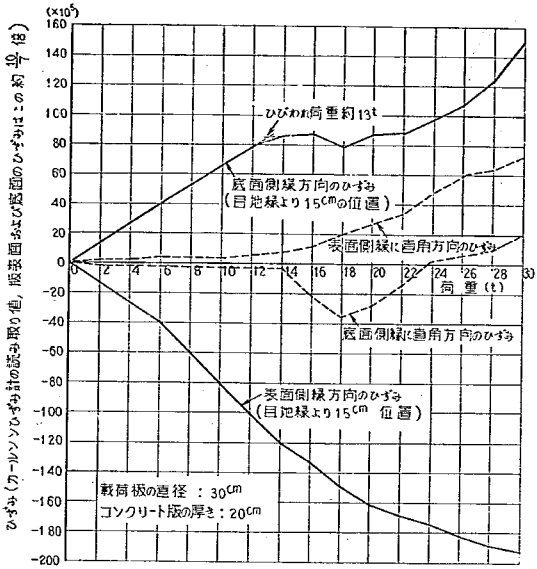


図-21　タイバーのある突合せ目地縁部における荷重～ひずみ関係の1例
（カールソンひずみ計，第1回試験舗装破壊試験）

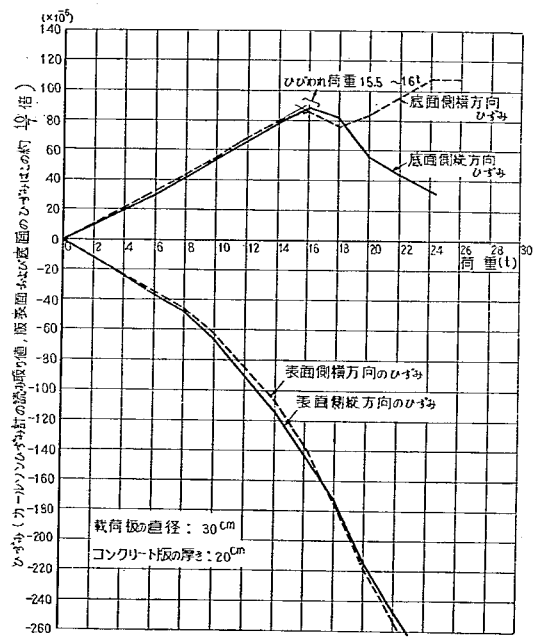


図-22　中央部載荷における荷重～ひずみ関係の1例
（カールソンひずみ計，第1回試験舗装破壊試験）

いて行なった。実施期間は昭和36年6月25日～9月15日（コンクリートの材令3カ月～6カ月）であった。

静荷重による破壊試験における測定項目は，前節静的載荷試験の場合と同じく，路床および路盤の土圧，コンクリート版のたわみ，ひずみ，温度，スリップバーのひずみなどであった。

〔5〕 コンクリート舗装の繰返し載荷試験

コンクリート舗装の繰返し載荷試験は始め写真-19，20および図-13に示すように，30t載荷試験機のフレームに取りつけた容量10tのローゼンハウセン型パルセータによる繰返し荷重を第2回試験舗装に加えて，実施した。

パルセータは最大圧縮荷重は10t以下の任意の大きさに，また最小圧縮荷重は最大荷重の1/10以上の任意の大きさにセットでき，繰返し速さは毎分80，160，250または500回の4段階に変えられるように設計した。

本研究においては最大荷重は，9.0tとした。しかし最小荷重は2.5～3.5t以下に下げることができなかった。その理由は，パルセータストロークの設計値7mmが不足なことにあった（コンクリート版のたわみ1～2mm＋フレームのたわみ2～6mm＋載荷板ゴム板の縮み数ミリメートル＝5～12mmに比べて小さい）。

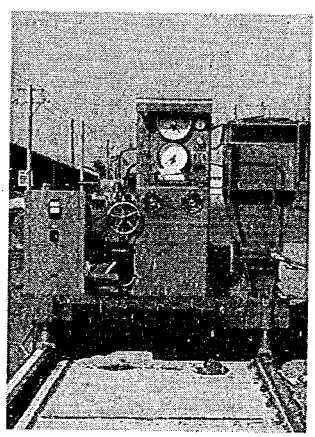


写真-19　パルセータ本体
（上の指示板は上限荷重，下の指示板は下限荷重を示す）

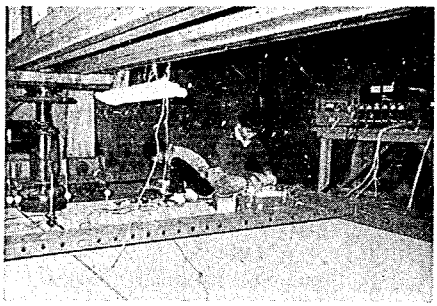


写真-20　夜間繰返し載荷試験状況

パルセータストロークとフレームのたわみ量を変更することは不可能であったので，この試験の途中で硬質ゴム板の厚さを20mmに縮少した載荷板を使うことに変更したが，最小荷重を減少させることはほとんどできなかった。

したがって繰返し載荷試験の荷重振幅は6～6.5ｔ以上とすることはできなかった。

繰返速さは本研究においてはすべて250回/分とした。

載荷板の直径はすべて 40cm とした。

繰返し載荷試験の載荷位置は図-15の北側版に示されるとおりであって，自由縁中央19箇所，縦目地縁中央6カ所自由隅角2箇所，めくら目地隅角部6箇所，膨脹目地隅角部2箇所，合計35箇所とした。

繰返し載荷試験は最大荷重と最小荷重の両方が所定の値に達した時をスタートとし（0回とし），ひびわれが発生するまで，もしくは繰返し回数が 300,000回に達するまで行なった。

この間繰返し回数1,000回，2,000回，4,000回，8,000回，16,000回，32,000回，64,000回，100,000回，200,000回，300,000回において，路床および路盤の土圧，コンクリート版のたわみおよびひずみなどを測定した。これらの測定方法については後述するが，いずれも温度の影響を受けやすいことを考慮して，19時に試験を開始した。したがって，0～100,000回の測定は温度変化の少ない夜間に行なうことができたが，翌朝8時半ごろに行なった200,000回の測定および15時ごろに行なった300,000回の測定はかなりの誤差を含んだと考えられる。

繰返し載荷試験は昭和36年7月6日～9月25日（コンクリートの材令3カ月～5カ月）に実施した。

繰返し載荷試験において繰返し回数が 300,000回に達する前にひびわれが発生したと思われたのは自由縁部の9箇所であった。繰返し載荷試験においても，ひびわれの発見は，観察によって行なわざるを得なかったが，それは静的載荷試験の場合以上に困難であった。繰返し載荷試験終了後にひびわれが生ずるまで静荷重を加えてひびわれを大きく開かせたところ，繰返し載荷試験において発見したひびわれ位置と，すべて相違していた。したがって，繰返し載荷試験において発見したと思われたひびわれのすべて，もしくは大部分が誤認であったと考えられる。

結論として，第2回試験舗装は，最大約9.0ｔ，振幅6～6.5ｔの荷重を 300,000回程度加えても，ひびわれが全く発生しなかったと考えられる。

したがってパルセータによる繰返し載荷試験によって，コンクリート版の各種補強方法を比較する当初の目的は，ほとんど達成することができなかった。

上記の第1回繰返し載荷試験が終了したのち，自由縁部の同一箇所に(19箇所)において静荷重を25ｔまで加え，ひびわれ荷重と15ｔおよび25ｔ荷重におけるたわみとひびわれ幅とひびわれ長さを測定した後，再び100,000回までの繰返し載荷試験を行なった(第2回繰返し載荷試験)。

第2回繰返し載荷試験の要領および測定項目は，第1回の場合と全く同じである。

第2回繰返し載荷試験終了後，15ｔ静荷重に対するたわみとひびわれ幅とひびわれ長さを測定した。

第2回繰返し載荷試験結果においても，土圧，たわみ，ひずみ，などの測定値によってコンクリート版の補強方法を比較することができず，僅かにひびわれの発達によってある程度の相違を認めることができた。

そこで，第3回の繰返し載荷試験は，容量の大きい静的載荷試験機を使って人力で行なうことに修正し，これを，37年3月1日～4月15日（コンクリートの材令約1年）に実施した。

その方法は，まず図-15の□印の10点において静荷重による破壊試験を実施し，得られた各版ごとのひびわれ荷重（この値は，材令3～6カ月の試験値，平均15.8ｔと相違している）の90%に相当する荷重を図-15の×印の14点に人力で繰返し加え，ひびわれ発生回数を求め，その後同位置において最大26ｔ，最小 0ｔの繰返し荷重を人力で300回まで加え，0回，20回，40回，100回，200回，300回におけるひびわれ幅を測るものとした。

これらの試験において，ひびわれ幅は，幅のわかっている線と比較対照することによって決定する簡便法によって求めた（写真-21，22）。

第3回繰返し載荷試験は，人力によったため，速度はきわめて遅く，1時間に，40～50回くらいであった。

〔6〕 路床および路盤の土圧の測定

土圧は第1回試験舗装においては，路盤上面および路床上面において測定するものとし，図-4に示すとおりそれぞれ5箇所および3箇所合計16箇所に土圧計を埋設した。第2回試験舗装においては路盤上面のみとし，図-7に示す22箇所に土圧計を埋設した。

土圧計の埋設にあたっては周囲を乱さないように，かつ土圧計と地盤の間にすき間があかないように慎重に作

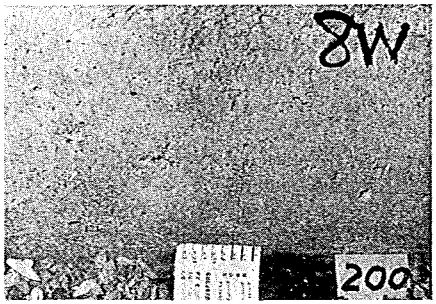


写真-21　シックネスゲージによるひびわれ幅の測定（繰返し回数200）

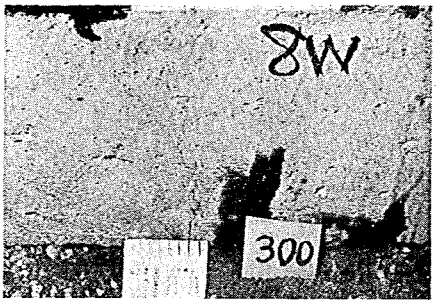


写真-22　シックネスゲージによるひびわれ幅の測定（繰返し回数300）

業した（写真-23）。

使用した土圧計は斜柱式摺動抵抗変化型のものであって，直径156mmに対して厚さの36mmがいくぶん大きい欠点をもっていたが，受圧鈑の変位は直径の1/2000以下であって，一応満足すべきものであった。またこの土圧計は，埋設後1年数カ月間に死んだものが一つもなく，0点のシフトは僅少であり，すこぶる安定であった。

静的載荷試験における土圧は，静的インディケーターを使い，0点法および直読法の両方法によって読み取り（写真-24），水圧による検定曲線を使って計算した。水圧による検定曲線は完全なものではないが，現在のところやむを得ないと考えられる。

繰返し載荷試験における土圧は，調節箱，増幅器を通じてペン書きオッシログラフに記録させた。オッシロは20サイクル/秒のガルバノメーターを使ったこと以外は後述のコンクリート版ひずみ測定の場合と同様である。（3〔10〕参照）。

〔7〕 コンクリート版の静荷重によるたわみの測定

コンクリート版の静荷重によるたわみはベンケルマンビームによる方法，鋼製支持枠とダイヤルゲージによる方法および打ちこみロッドとカールソン継目計による方法の3方法によって測定した。

ベンケルマンビームは第1回試験舗装に対してだけ利用した。本研究に用いたベンケルマンビームは，木材（ラワン）製であって，測定点と支点の距離が2.4m，支点とダイヤルゲージの距離が1.2mであった。したがってダイヤルゲージの読みの2倍がたわみになっている。

このベンケルマンビームは日照の変化あるいは温湿度変化などによってビームが反ったり，支持枠が伸縮したりした。たとえば晴天において測定中に急に雲がかかると，コンクリート版のたわみが変化しないのにダイヤルゲージの読みが0.2mmくらい変化することがあった。また風が強いとビームが揺れるために読み取りが不能となることがあった。そこで静的載荷試験はすべて風のない夜間に実施した。また破壊試験はすでにのべたように，日中13時前後および17時前後に行なわなければならなかったので，快晴で且つ風のない日を選んで実施した（写真-25）。

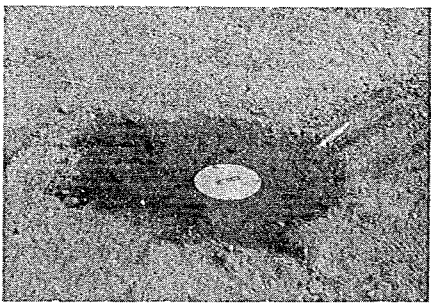


写真-23　土圧計の埋設状況

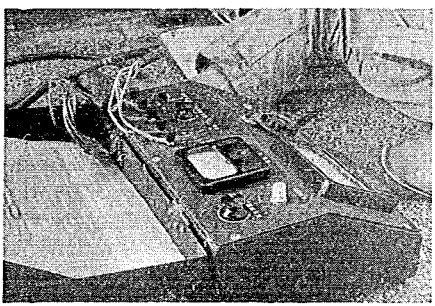


写真-24　土圧の測定状況

ベンケルマンビームの支点は，自由隅角部の場合を除き，すべてコンクリート版上においた。したがってコンクリート版のたわみによる支点沈下の影響によって，測定点のたわみの真値より小さい値が測定された。

この誤差を修正するために，ベンケルマンビームの両支点の沈下を実測し，修正係数を求めた（表-5）。しかし，ベンケルマンビームのおく位置は，常に一定ではなかったから，表-5の値は大略のものにすぎない。

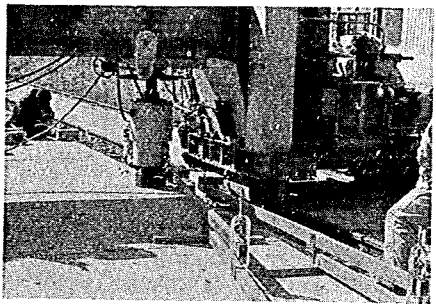


写真-25　ベンケルマンビームによるたわみの測定状況

表-5　ベンケルマンビームの修正係数の推定値

試験位置	修正係数	試験位置	修正係数
自由隅角部	1.00	自由縁部	1.70
膨脹目地隅角部	1.30	膨脹目地縁部	1.55
めくら目地隅角部	1.45	めくら目地縁部	1.50
中央部	1.20	突合せ目地縁部	1.55

ベンケルマンビームによるたわみの測定は，このように多少の曖昧さをもっていたが，大体において実用に供し得るものと考えられる。

鋼製支持枠とダイヤルゲージによるたわみの測定は，第2回試験舗装に採用した。

鋼製支持枠は図-23および写真-26に示すように，5.4×4.4mのリップミゾ型鋼の支持枠の中にφ60mmのパイプを十文字に溶接したものであって，それにダイヤルゲージを取りつけるようにした。

鋼製支持枠の足のうち2本は載荷しているコンクリート版の隣版側方の路盤上におき，残りの2本は載荷しているコンクリート版の斜め隣の版上（載荷点から5.1m離れている）においたから支持枠が沈下することによる誤差は，ほとんど完全に防げたと考えられる。

しかしこの鋼製支持枠も，予備試験の結果から，温度変化の影響を受けることがわかったので，既述のとおり

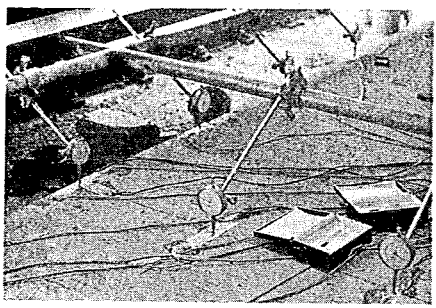


写真-26　鋼製ワクとダイヤルゲージによるたわみの測定状況

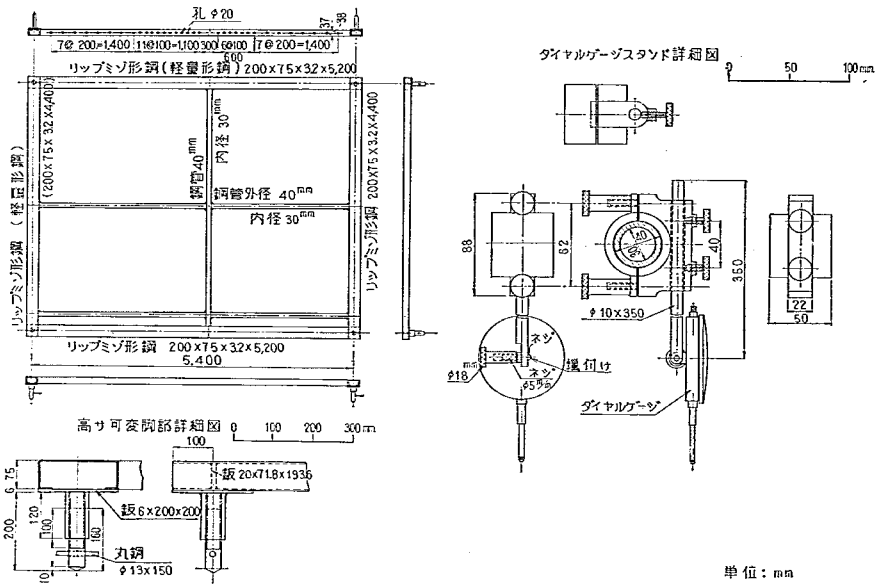


図-23　静的載荷試験用ダイヤルゲージ支持枠

テントを張った下で，しかも日没後測定するようにした（写真-27）。

打ちこみロッドとカールソン型継目計によるたわみの測定は，第1回試験舗装に使った。

このたわみ計は，直径35mmの鋼製ロッドを路床中4m深さまで打ちこみ，これに図-24，および写真-28に示

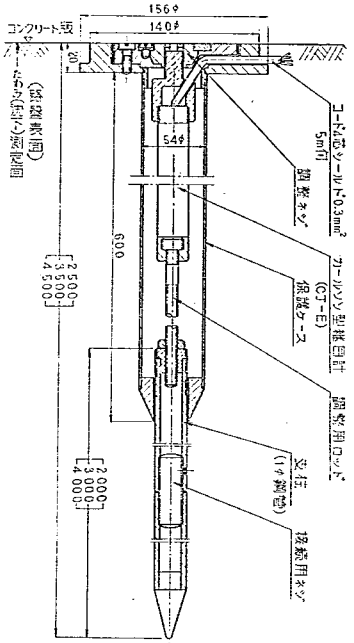


図-24　カールソン型たわみ計の設計図

すようにカールソン継目計を結合し，その上にさらに蓋をかぶせたものであって，コンクリート版下面に密着するようにおかれた蓋の沈下を，カールソン継目計によって測定するものである。

このたわみ計は温度変化の影響をほとんど完全に除くことができたが，その測定値とダイヤルゲージによる測定値は比較的よく一致した。しかしこのたわみ計は時に全く不可解な数値を与えることがあり，また最小読取精度がいくぶん大きい（公称0.01mm，実際0.05mm）欠点があった。

したがって，第2回試験舗装においては，ダイヤルゲージによって精度の高いたわみを測定できるものとし，カールソン型たわみ計は使用しなかった。

〔8〕 コンクリート版の繰返し荷重によるたわみの測定

コンクリート版の繰返し荷重によるたわみは，図-25および写真-29に示すような，長さ9.4mと5mのリップ

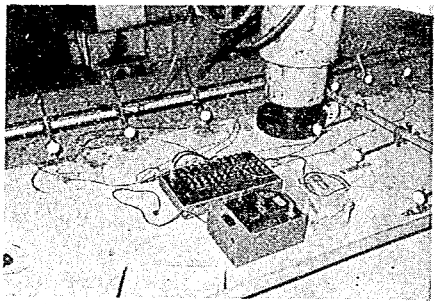


写真-27　テント中におけるたわみ測定およびひずみ測定の状況

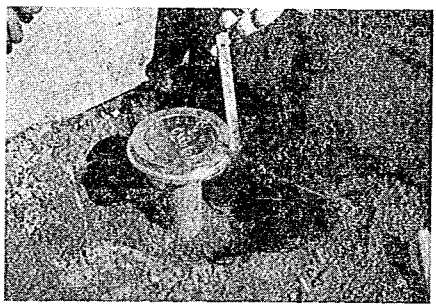


写真-28　カールソン型たわみ計の埋設状況

ミゾ型鋼を組立てた支持枠に，ダイヤルゲージを取りつけて測定した。

支持枠の足は，繰返し載荷試験における振動の影響を避けるために，スパン9.4mとし，レールの外から外まで渡し，かつコンクリート基礎の上におくことができるようにした。30t荷重を加えた時のこの足の沈下をベンケルマンビームで測定したところ，0.02mm以下であった。この支持枠の支点が，試験中に動くことは全くなかったと考えられる。

ダイヤルゲージを，かなり速度の速い繰返し荷重を加えた場合のたわみの測定に用いることは，冒険であると思われたが，250サイクル/分（およそ4サイクル/秒）の繰返し載荷においては，版の動きに比較的よく追随し，離れたり，慣性で動きすぎたりすることは少なかったようである。

しかしこの支持枠は，完全にテント中で使用したにも拘らず，温度の影響を敏感に受けた。支持枠とダイヤルゲージを試験の際と全く同じ状態におき，荷重を加えなかった状態で，すなわちコンクリート版がほとんどたわまなかった状態で，ダイヤルゲージの動きを読んだ例は図-26，27に示すようであった。

これらの図によれば，コンクリート版がたわまなくても，午前中はたわみが大きくなり，午後はたわみが小さ

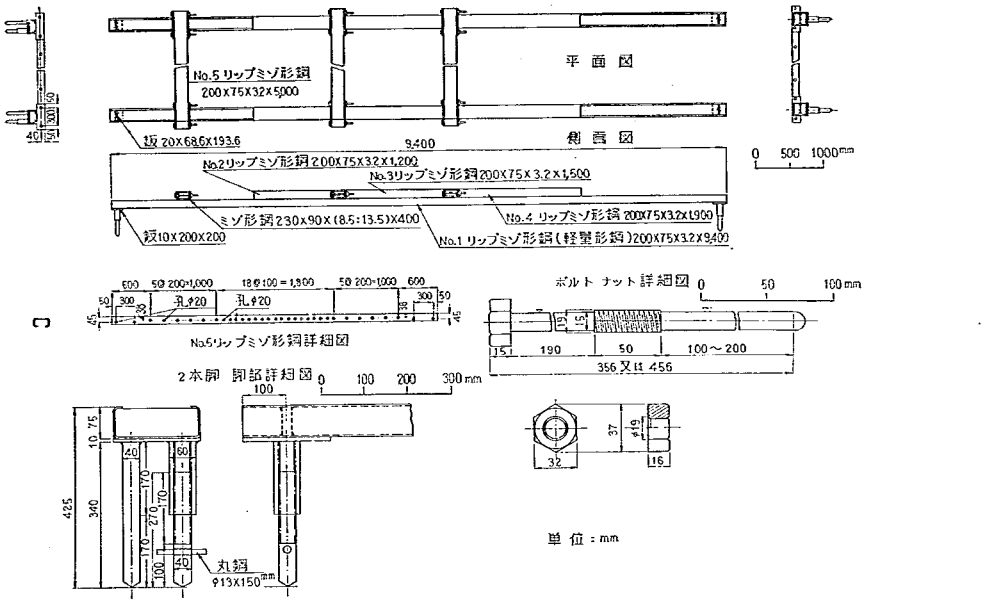


図-25　繰返し載荷試験用ダイヤルゲージ支持枠設計図

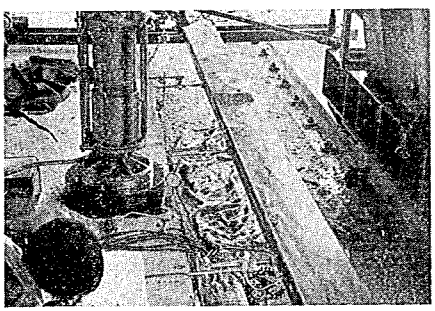


写真-29　繰返し載荷試験におけるたわみの測定状況

くなるような見掛上のたわみが読まれること，その割合は天気によって相違し，曇天の場合1°Cにつき0.1mmくらいの割合，快晴の場合1°Cにつき0.2mmくらいの割合であること，この割合は，支持枠の足の長さの伸縮量では説明できない程大きく支持枠全体のそりが原因であると思われること，などがわかる。

したがって，ダイヤルゲージの読み取りにあたっては，必らず支持枠の温度と天気を記録し，図-25，26等の関係から得られる見掛上のたわみを読み取り値から差し引いて，実際のたわみを推定した。

このような見掛上のたわみの推定はかなり大ざっぱなものであるから，繰返し載荷試験で得られたたわみは，絶対値において数分の1ミリメートル程度の誤差をもっていたと考えられる。

しかしたわみの振幅については比較的高い精度のものが得られ，誤差は数十分の1ミリメートルのオーダーであったと考えられる。

〔9〕 コンクリート版の静荷重によるひずみの測定

コンクリート版の静荷重によるひずみは，ワイヤストレーンゲージとカールソンひずみ計によって測定した。

ワイヤストレーンゲージは長さ60mmのポリエステルゲージとした。測定位置の代表的な例は，図-28～32に示すようである（これらの貼付位置は，当初推定した剛比半径 l をもととしてきめたから，最終的に決定した剛比半径に対しては不整数となっている）。

ひずみの読み取り状況は，写真-27および30に示すようであって，24点用スイッチボックス1～3台，ジャンクションボックス1台，ストレーンメータ1台で行なった。

ダミー・ゲージは3本とし，おのおの奇数番号のアクティヴゲージ用，偶数番号のアクティブゲージ用，ダミーダミーゲージ用に用いた。

コンクリート版ひずみのワイヤストレーンゲージによる測定結果の代表的なものは，図-33，34に示すようであった。両図においてAは信頼度の最も高い測定結果であって，図-33に示すように零点が時間の経過に伴なって直線的に移動すると仮定した図解法で求めた値とダミーダミーの読取り値を使って修正した値から，ほとんど

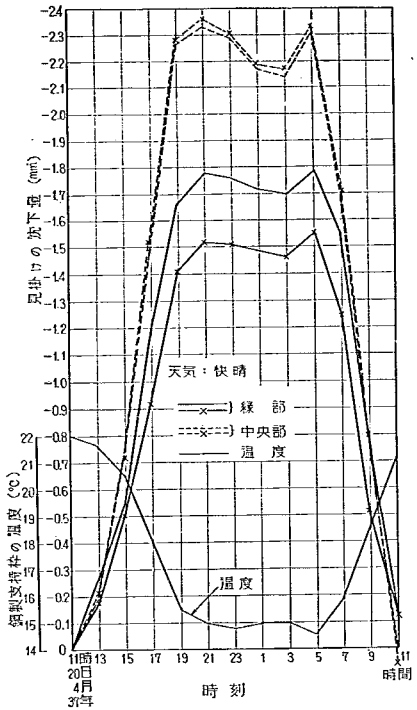


図-26　鋼製支持枠とダイヤルゲージによる見掛け上のたわみの測定例(快晴の場合)

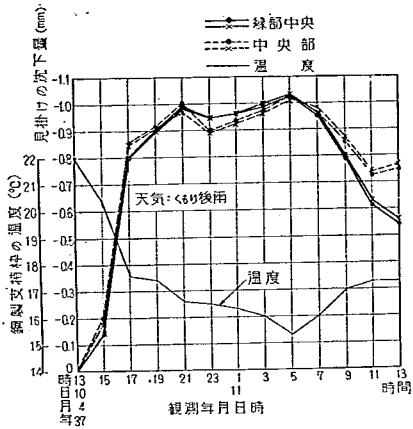


図-27　鋼製支持枠とダイヤルゲージによる見掛け上のたわみの測定例(曇後雨の場合)

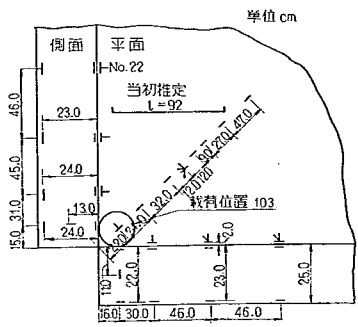


図-28　自由隅角部におけるワイヤストレーンゲージ貼付位置の1例(第1回試験舗装)

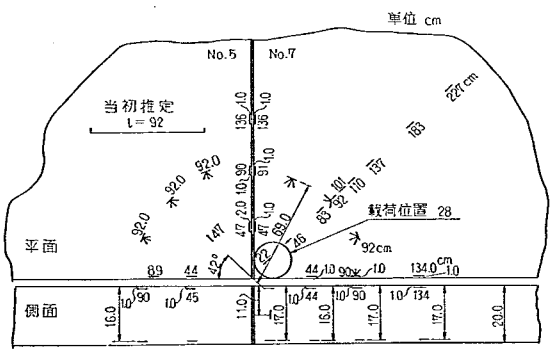


図-29　目地隅角部におけるワイヤストレーンゲージ貼付位置の1例(第1回試験舗装)

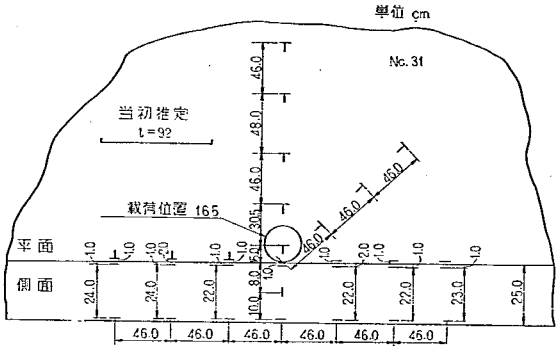


図-30　自由縁部におけるワイヤストレーンゲージ貼付位置の1例（第1回試験舗装）

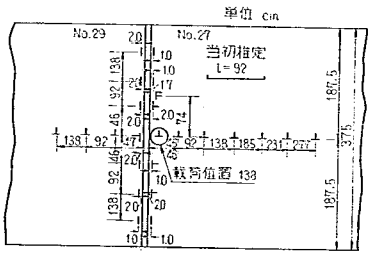


図-31　目地縁部におけるワイヤストレーンゲージ貼付位置の1例（第1回試験舗装）

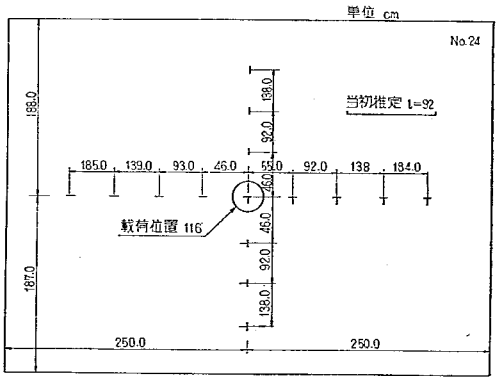


図-32　中央部におけるワイヤストレーンゲージ貼付位置の1例（第1回試験舗装）

完全に正確なひずみが得られた。

図-34にBとして例示するものはAに次いで信頼度の高いもので3～4回載荷のうち1回～3回，不規則なデータのあるものである。解析にあたっては，不規則な部分だけを無視してひずみを読んだ。

図-34にCとして例示するものは信頼度の欠けるもので，急速に5tまたは8tまで載荷した時には比較的信頼できるひずみが得られるが，1tずつまたは2tずつゆっくりと載荷していった場合には，不安定で不規則な値しか得られないものである。解析にあたっては5tまたは8t荷重に対するひずみだけを読んだ（ただし図-34の場合は急速に8tまで載荷する方法をとらなかったので，解析に用いなかった）。

図-34においてDとして例示するものは信頼度の全くないもので，ひずみの正負すらはっきりしないものである。このデータは解析に用いなかった。

CおよびDのような結果を与えたワイヤストレーンゲージはおそらく絶縁不良か，コンクリート版との接着不良であったと考えられる。その意味でこのデータを捨てても差支えないとした。

ワイヤーストレーンゲージによるコンクリート版静ひずみの測定数は，第1回試験舗装において総計4,214個，第2回試験舗装において総計 2,077個であったが，A，B，C，D各グループに属する測定値の割合は，表-6のとおりであった。

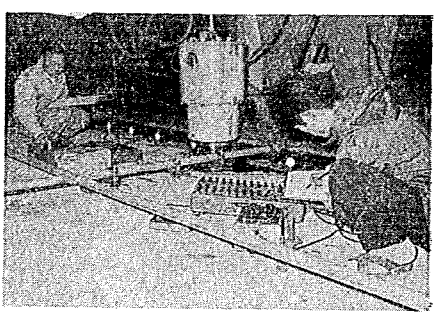


写真-30　ワイヤストレーンゲージおよびカールソンひずみ計によるひずみ測定状況

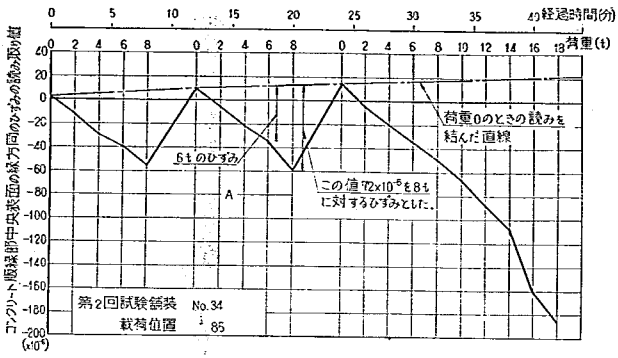


図-33　ワイヤストレーンゲージひずみと時間，荷重の関係の1例（自由縁部）

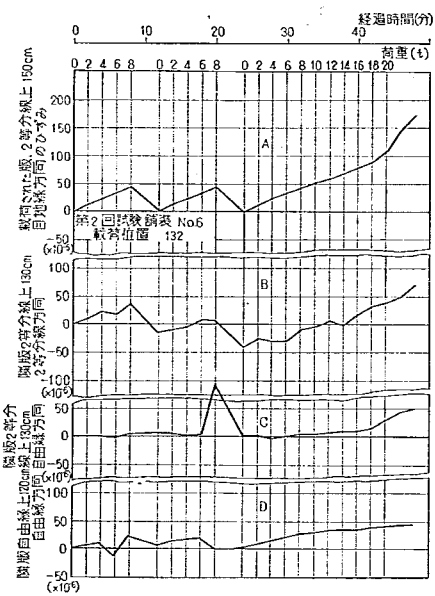


図-34　ワイヤストレーンゲージひずみと時間，荷重の関係の1例（めくら目地隅角部）

表-6　ワイヤーストレーンゲージによる測定データーの信頼度による分類

信頼度	A	B	C	D	合　計
第1回試験舗装	326 8%	1,793 42%	2,001 48%	94 2%	4,214 100%
第2回試験舗装	1,001 48%	775 37%	216 10%	85 4%	2,077 100%

表-6によると第2回試験舗装においては，ゲージの貼付技術が著しく進歩したことがわかる。

ワイヤーストレーンゲージを静ひずみの測定に用いることは，失敗したものも少なくなかったが，価格が低いため多数使用することができ，全体としてはかなり精度の高い資料が得られたと考えられる。本研究において得られた平均ひずみ誤差は，10×10^{-6}以下であったと推定している。

カールソンひずみ計は直径20cm，長さ100cmのものを用い，図-4および7に示す位置に，写真-4，6，および31に示すようなスタンドを使って埋設した。図で一本線は版底面側にのみ埋設した箇所を示し，二本線は表面と底面の両方に埋設した箇所を示す。埋めこみ深さは，第1回試験舗装の場合，表面および底面から3cm，第2回試験においては2.5cmとした。

コンクリート版表面と底面のひずみは，カールソンひずみ計の実際の埋設深さを確認することができなかったので，上記の埋設深さの設計値を使って比例計算

写真-31　カールソンひずみ計の埋設状況

で求めた。

後述のとおり，コンクリート版側面に貼ったゲージの測定結果から，コンクリート版の中立面は，版厚の 1/2 の面であるとして正確であることが確かめられたから，比例計算法を使うことは，差支えなかったと考えられる。

しかしカールソンひずみ計の埋設深さについては 0.5 cm 程度の誤差をさけられなかったから，表面および底面のひずみは最大10%程度の誤差をもっていたと推定される。

カールソンひずみ計による測定結果の代表的なものは，図-19～22のようであって，ひずみが大きい場合には信頼度の高い測定値が得られたが，ひずみの小さい場合には，読み取り精度が低いために（最小読み取り値 6.3×10^{-6}），ほとんど測定できなかった。したがって第2回試験舗装においては，最大応力付近にだけカールソンひずみ計を用いた。

〔10〕 コンクリート版の繰返し荷重によるひずみの測定

コンクリート版の繰返し荷重によるひずみは，ワイヤストレーンゲージ4枚（土圧計のある箇所では3枚）とカールソンひずみ計2本によって検出し，動的ストレーンメーターと増幅器を通じて6点用ペン書オッシロに記録させた。

ワイヤストレーンゲージはアクテイブ1枚とダミー1枚でブリッジを組み，カールソンひずみ計は抵抗が 120 オームになるようにアダプターをとりつけてブリッジを組んだ。

ペン書オッシロは50サイクル/秒のガルバノメータを6個もつ，6点用を用いたが，全測定期間を通じて比較的良好に作動した（写真-32，33）。

図-35は，オッシログラフ記録の代表的な例である。この図に見られるように，始めに無荷重の時の線を入れておき，次にキャリブレーション用の線を入れ，繰返し回数0回のひずみを記録させた。時々はひずみ記録後もう一度キャリブレーション用の線を入れた。繰返し回数

写真-32　繰返し荷重によるひずみの測定状況

写真-33　ペン書オッシロ作動状況

1,000回，2,000回……においても無荷重の線がないだけで全く同じように記録させ，300,000回に達した後もう一度無荷重の線を入れた。

この方法により，ひずみの振幅については比較的高い精度のものが得られたと考えられる。

しかし20時間にもわたる長時間にゲージのバランスをくずさずにおくことは，不可能であったから，ひずみの絶対値は不正確なものしか得られなかった。時にはスケールアウトを防ぐために途中でバランスをとり直す必要も生じた。バランスをとり直す場合には，その前後でオッシロをとり移動量を読んだ。

ひずみの絶対値を求めるために，次のような考察を利用した。

図-35に示すように，0サイクルにおける最大ひずみと最小ひずみを ε_1 および ε_2 とし，最終回における最大ひずみを最小ひずみを ε_3 および ε_4 とし，最大，最小ひずみの比 $\varepsilon_2/\varepsilon_1$ および $\varepsilon_4/\varepsilon_3$ を最大最小荷重の比 P_2/P_1 で割ったものの度数を調べると図-36のようである。

繰返し載荷試験において測ったひずみ（これを動ひずみと呼ぶことにする）が，静ひずみと同じように荷重に比例するものとすれば，$(\varepsilon_2/\varepsilon_1)/(P_1/P_2)$ あるいは $(\varepsilon_4/\varepsilon_3)/(P_1/P_2)$ は1になるはずである。しかし図-36によるとこの比の実測値は，非常に広くばらついており，1.0と見られるものは全体の15～20%しかない。

図-36（a）の単純平均は1.19であり，並数は1.2である。同図（b）の単純平均は1.20であり，並数は1.4である。度数分布の形から見ると，（a）（b）共単純平均を代表値としてよいと思われる（これらの関係についての考察は，第12章で行なう。）

図-36の関係が，このようにばらつきが大きく，信頼に足る結果が得られなかったので，日没後日の出までの

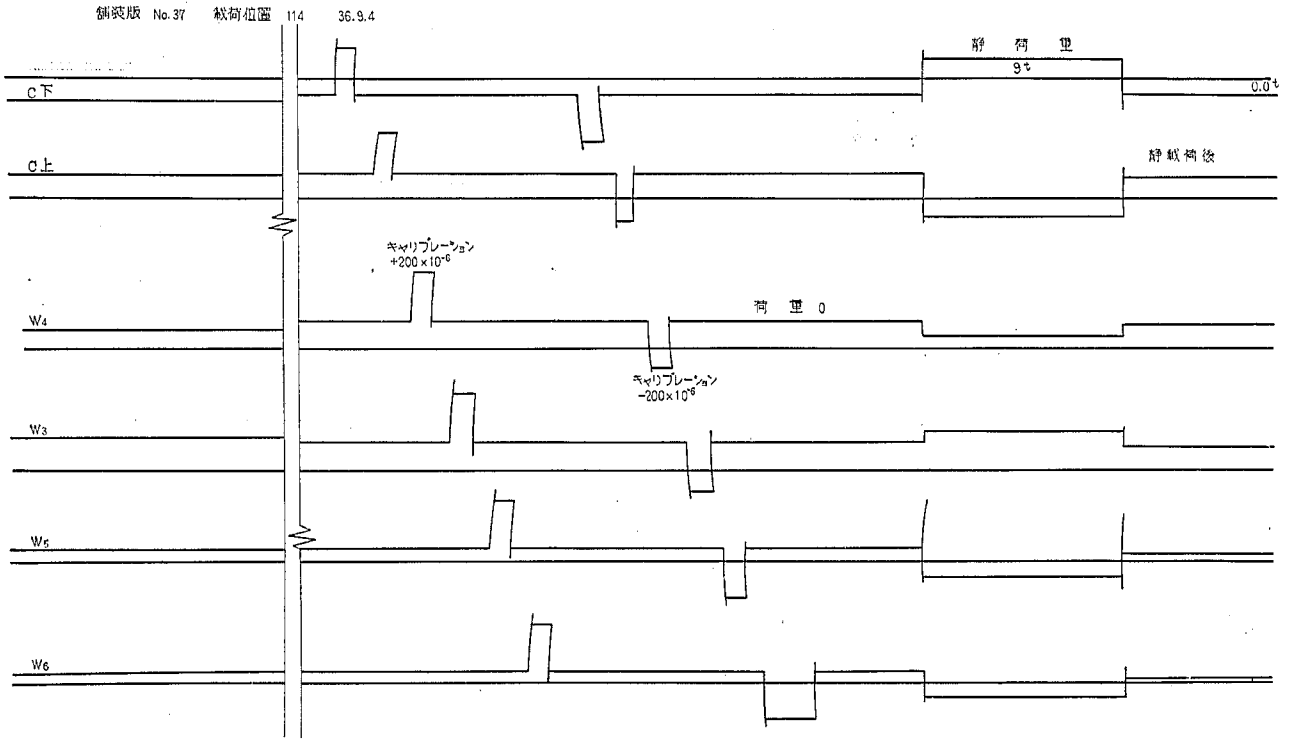


図-35（1）オッシログラフ記録の1例

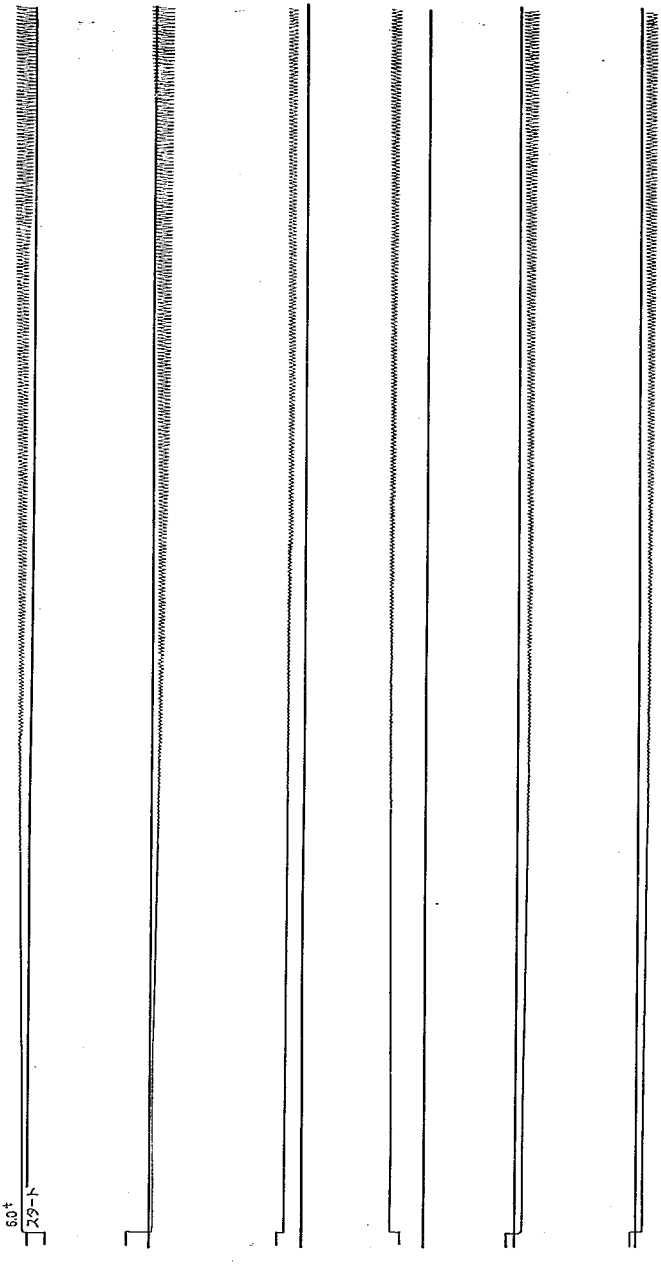


図-35（2）オッシロ グラフ記録の1例

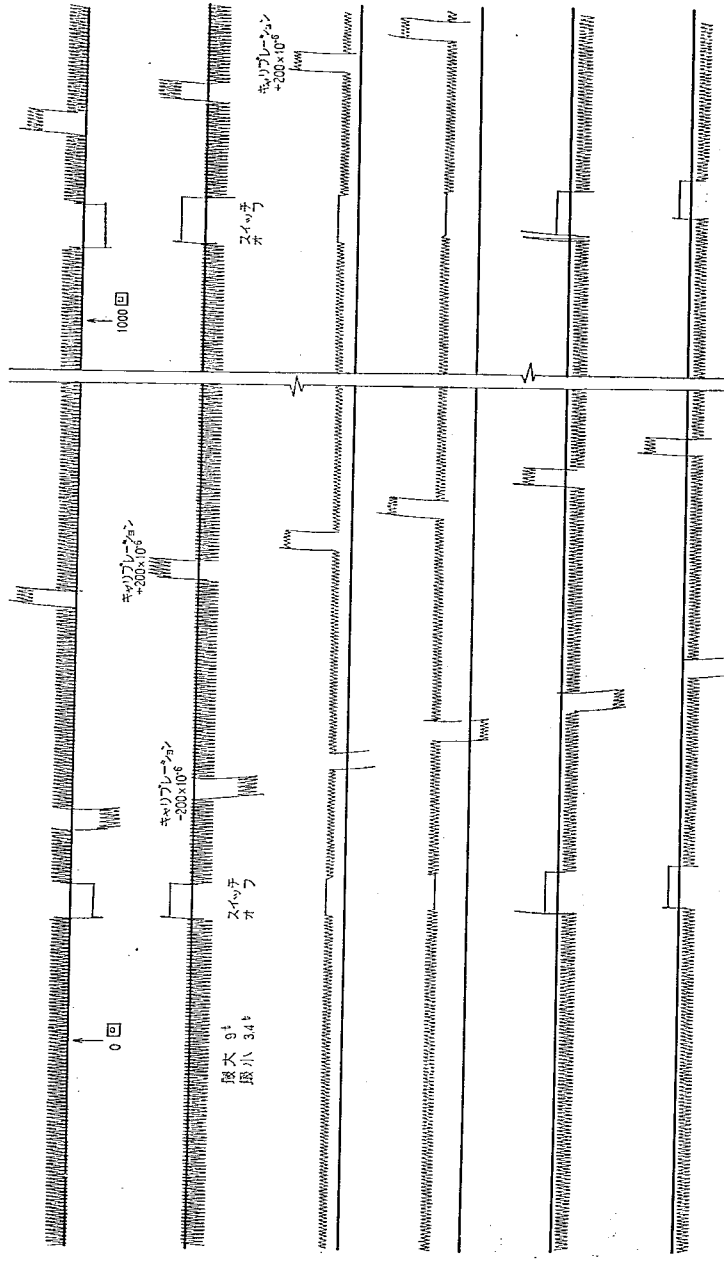


図-35（3）オッシログラフ記録の1例

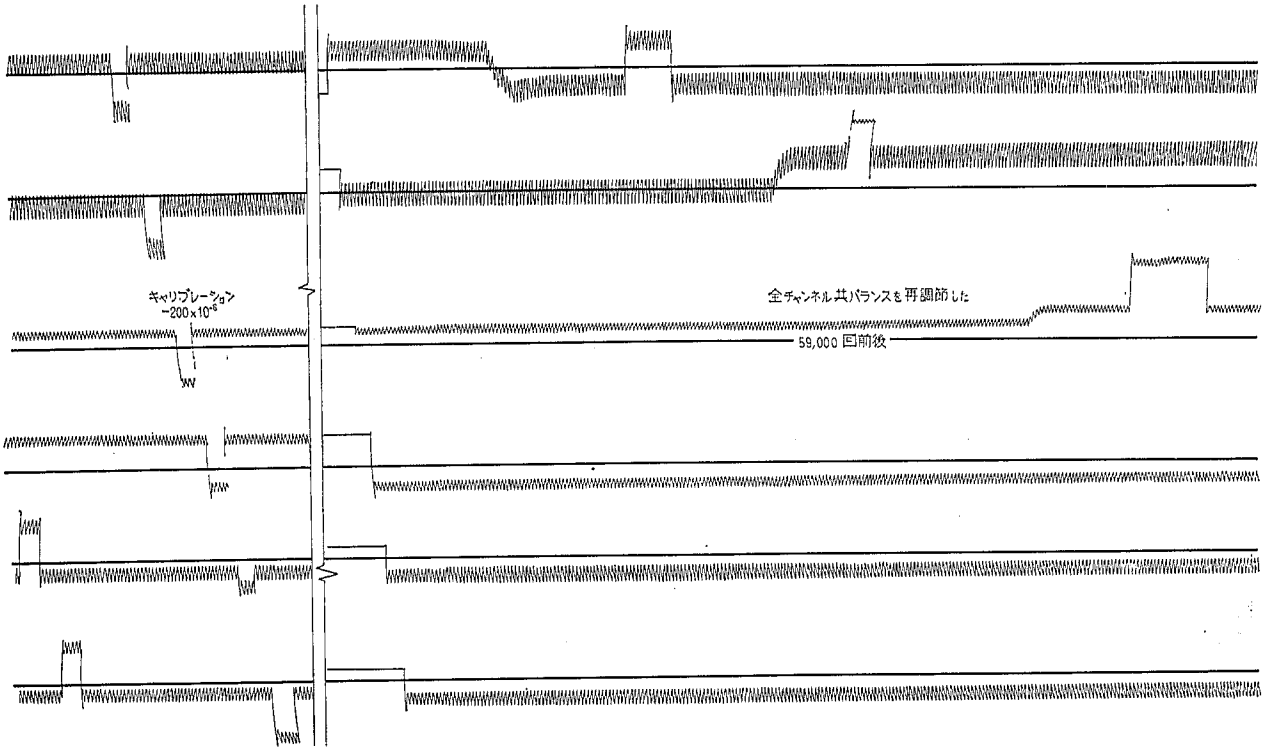


図-35（4）オッシログラフ記録の1例

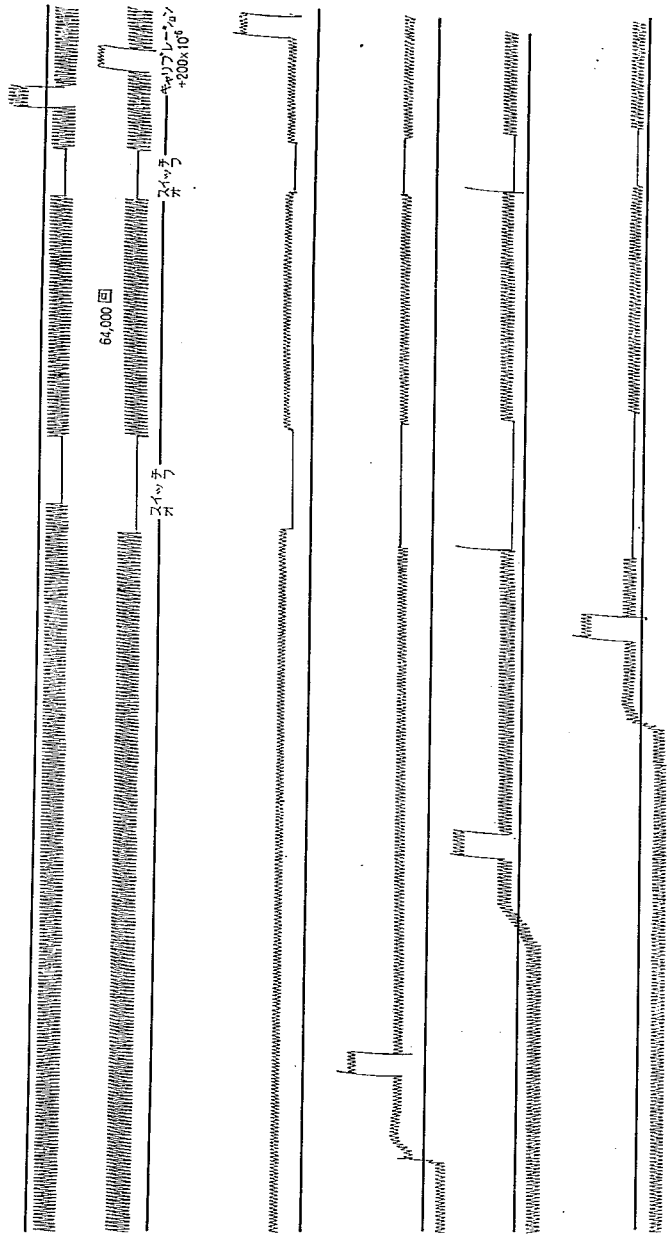


図-35 (5) オッシログラフ記録の1例

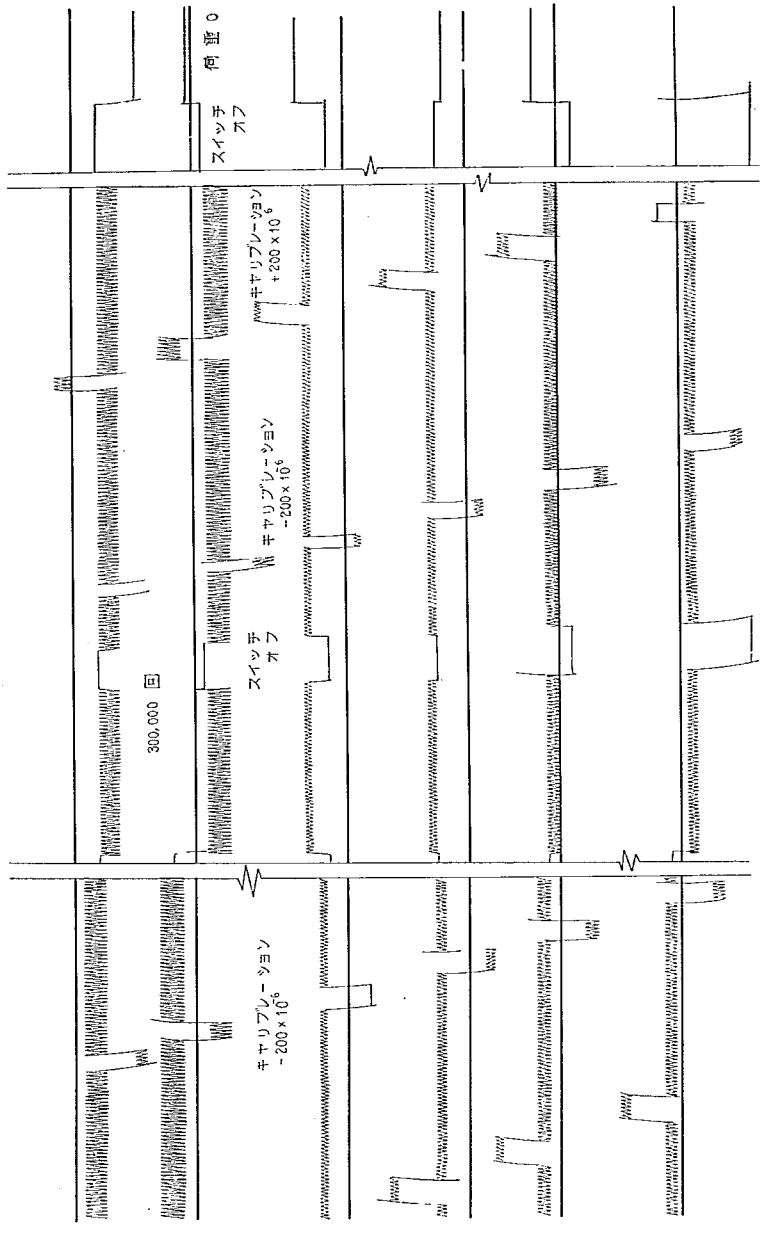


図-53（6）オッシログラフ記録の1例

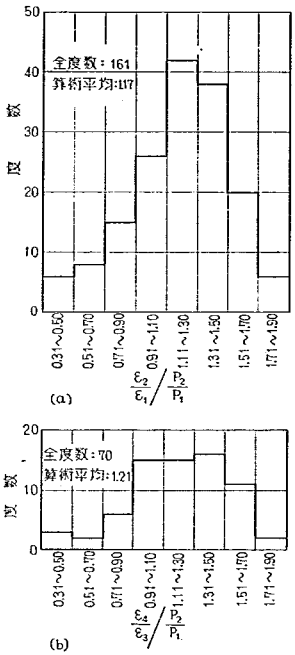


図-36　繰返し載荷試験における最大，最小ひずみの比と最大，最小荷重の比の関係

動ひずみは，修正しないものとし，日の出以後の動ひずみは，最大ひずみと最小ひずみの比が$\varepsilon_4/\varepsilon_3$または$\varepsilon_2/\varepsilon_1$に近似しているものとして，修正した。

このような方法で，動ひずみの絶対値を，できるだけ正確に求めるように努めたが，比較的大きい誤差を避けることが，できなかった。また図-36からわかるように，動ひずみの振幅もばらつきが大きく，実測値の信頼度は低かった。

繰返し載荷試験において推定したひずみは，測定にかなり多くの努力を払ったにも拘らず，静荷重試験におけるものよりかなり低い精度のものしか得られなかったと考えられる。

〔11〕 コンクリート版の温度の測定

本研究の第1報および第2報でのべたように，コンクリート版のそりこう束応力は比較的大きいことがわかったので，コンクリート舗装の載荷試験にあたっては，できるだけコンクリート版上下両面の温度を測定するようにした。特に破壊試験においては版上下面の温度を必らず測定した。

温度の測定は銅コンスタンタン熱電対とポテンショメータによった。版厚20cmの場合には，試験舗装から約300m離れた位置にある厚さ20cmのコンクリート舗装温度の電子管記録計による記録（第2報で報告したものも参考にした。

これらの方法の詳細は第1報でのべたとおりであるので省略する。

〔12〕 目地縁部の試験

目地縁部の試験としては，目地縁の片側に載荷した場合の目地縁の両側のたわみの測定（第1回試験舗装）と，スリップバーのひずみの測定（第2回試験舗装）を行なった。

目地縁部におけるたわみの測定は，目地縁のたわみと自由縁のたわみを比較し，また載荷された版の目地縁のたわみと隣版の目地縁のたわみの比をとることによって，目地縁部の荷重伝達能力を推定する目的で実施したものでって，ベンケルマンビームを使った。

荷重は厚さ19.9cmの版に対しては5t，24.9cmの版に対しては8tとし，直径30cmの載荷板によって加えた。

載荷位置は，いずれの厚さの版に対しても108箇所とし，目地縁の両側に2回ずつ載荷した（載荷点数432箇所，測定数864個）。

第2回試験舗装においては，スリップバーの応力を求めるために，スリップバーの引張試験と膨脹目地およびめくら目地に埋めこんだスリップバーの静的載荷試験におけるひずみ測定を行なった。

引張試験はスリップバーのヤング率を求めることを目的とし，JIS Z 2241に準ずる方法で実施した。

コンクリート版目地に埋めこんだスリップバーのひずみは，図-37，写真-34および35に示すとおり，膨脹目地の2本およびめくら目地の2本合計4本について測定した。

ひずみの検出に用いたワイヤストレーンゲージは，スリップバーに関する一般の公式で応力最大と見られている位置，すなわち両端からバー長の40%＝28cmの位置の上面および下面に貼り，テープとパラフィンを使って厳重に絶縁した。バー1本あたり4枚，合計16枚のゲージのうち，施工後約3カ月に行なった静的載荷試験時に生きていたものは14枚であって，いずれも比較的信頼に足るひずみを検出した。

〔13〕 コンクリート供試体の試験

第1回試験舗装は9枚ずつ4回にわけて施工したが，各回φ15×15cmの円筒供試体を20個，φ15×30cmの円筒供試体を15個，15×15×53cmのハリ供試体を14個，10×10×50cmのハリ供試体を5個作成した。

これらの供試体の養生と試験のあらましは表-7に示すようである。

第2回試験舗装も4回にわけて施工したが，品質管理のための供試体と舗装版解析のための供試体を区別した。その採取方法，養生および試験のあらましは表-8の

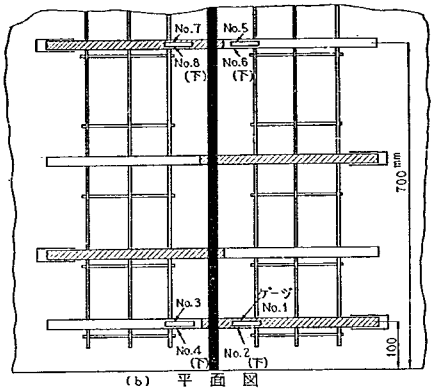


図-37　スリップバーのひずみ測定位置（膨脹目地）
（めくら目地の場合も貼付位置は同じ）

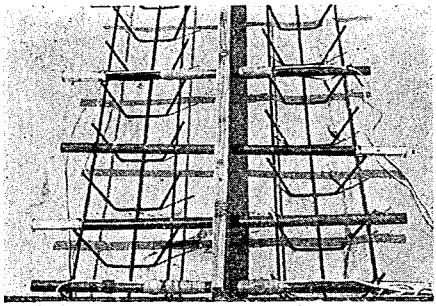


写真-34　ワイヤストレーンゲージによるスリップバーひずみの測定（膨脹目地）

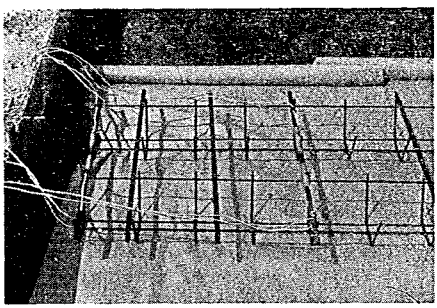


写真-35　ワイヤストレーンゲージによるスリップバーひずみの測定（めくら目地）

表-7　供試体の養生と試験（第1回試験舗装）

供試体	個数	養生	個数	試験
φ 15×15cm 円筒	80	21°C 水中	27	材令6カ月で引張強さ係数試験を行なった。
		現場	53	材令11カ月～1年で引張強さ係数試験を行なった。
φ 15×30cm 円筒	60	21°C 水中	20	材令6カ月で静ヤング率，静ポアソン比，動ヤング率，動ポアソン比を測定した後圧縮強度試験を行なった。
		現場	40	材令3～4カ月で静ヤング率，静ポアソン比，動ヤング率，動ポアソン比を測定し，材令11カ月～1年で静ヤング率と静ポアソン比を測定した後圧縮強度試験を行なった。
15×15×53cm ハリ	56	21°C 水中	16	材令3カ月で一旦気乾状態として曲げヤング率を測定した後，再び21°C 水中養生し，材令6カ月で曲げ強度試験を行なった。
		現場	40	材令3～4カ月で曲げヤング率を測定，材令11カ月～1年で再び曲げヤング率を測定した後曲げ強度試験を行なった。
10×10×50cm ハリ	20	現場	20	材令6カ月で膨脹係数を測定

註：材令3カ月はコンクリート舗装の静的載荷試験を開始した時期である。
材令11カ月～1年はコンクリート舗装の静荷重による破壊試験を実施した時期である。
材令6カ月は特に意味はない。

表-8　供試体の採取，養生および試験（第2回試験舗装）

供試体	採取方法	個数	養生	試験
φ 15×15cm 円筒	トラックミキサー1台ごと2個ずつ	128	21°C 水中	材令28日で引張強さ係数試験を行なった。
φ 15×30cm 円筒	コンクリート版1枚ごとに2個ずつ	76	現場	供試体を採取したコンクリート版の載荷試験の前後一週間以内に静ヤング率と静ポアソン比を測った後，圧縮強度試験を行なった。
15×15×53cm ハリ	同上	76	現場	供試体を採取したコンクリート版の載荷試験の前後一週間以内に曲げヤング率を測定しながら曲げ強度試験を行なった。
10×10×50cm ハリ	1日に3個ずつ	12	現場	材令6カ月で膨脹係数を測定した。

ようである。

引張強さ係数試験は JIS A 1113 によった。

圧縮試験におけるヤング率とポアソン比は，第2報と同じく，ゲージ長さ 200mm のコンプレッソメータとエキステンソメータを使って2回繰返して測定した（写真-36)。ヤング率とポアソン比は圧縮強度の約50%のセカント係数をとった。

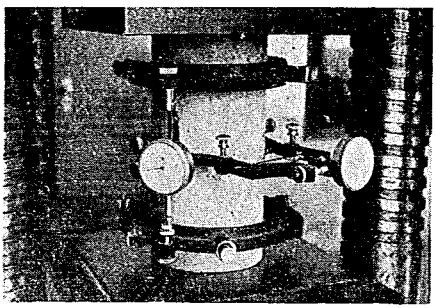


写真-36　コンプレッソメータおよびエキステンソメータによる圧縮ヤング率およびポアソン比の測定

動ヤング率および動ポアソン比は縦振動における共鳴振動数と，ねじり振動数における共鳴振動数から求めた。しかし本試験は何回も繰返しチエックしたにも拘らず，ねじり振動における共鳴振動数が高く，動ポアソン比がしばしば 0.5 より大きくなったので，舗装版の解析には，これを採用しなかった。

曲げヤング率は 21°C 水中養生の供試体も現場養生供試体も一旦気乾状態とした後，よく磨いてワイヤストレーンゲージを貼り，3等分荷重による曲げ試験を行なって求めた。ワイヤストレーンゲージは60mmのものを引張側と圧縮側に2枚ずつ合計4枚貼り，引張ヤング率と圧縮ヤング率を別々に求めた（写真-37)。

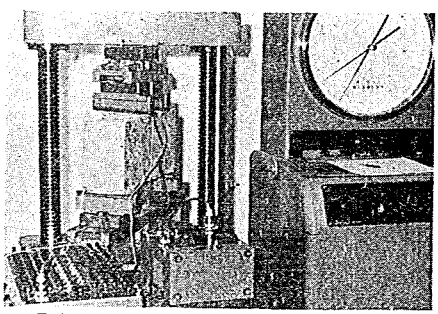


写真-37　ワイヤストレーンゲージによる曲げヤング率の測定

曲げヤング率は引き続き2回測定し，曲げ強度の約50%セカント係数をとった。

曲げ試験においては，また供試体破壊時の最大ひずみ（破壊ひずみ）も求めた。そのために引張側に貼りつけたゲージの読みをたえず読むようにしたが，それだけで破壊ひずみを求めることはできず，荷重～ひずみ曲線から推定する方法を併用した。

破壊ひずみの精度は，多少低いと考えられる。

〔14〕 コンクリート切り取り供試体の試験

第1回試験舗装においては破壊試験終了後，各コンクリート版から1個ずつ合計36個のハリ供試体と，3個ずつ合計 108個のコーアを切り出した。また第2回試験舗装においても，載荷試験終了後各コンクリート版から2個ずつ合計76個のコーアと，3個のハリ供試体を切り出した（これらの供試体の高さによって，コンクリート版の厚さを検査した結果は第2章でのべた)。

ハリ供試体は，大割りしたコンクリート版を直径 65 cm のダイヤモンド・ディスクソーで切断し，幅 15cm 高さ版厚，長さ 65cm に整形した（写真-38)。この供試体の載荷点にキャッピングし（写真-39)，3等分点荷重による曲げ試験を行ない，曲げヤング率を前節〔13〕と同じように求め，同時に曲げ強度を求めた。ここでヤング率は，曲げ強度の50%におけるセカント係数と，90%におけるセカント係数の両方をとった。ハリ供試体については前節と同様な方法で破壊ひずみを測定した。

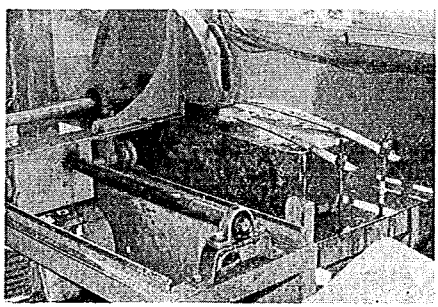


写真-38　ダイヤモンドソーによる切取りハリ供試体の作成

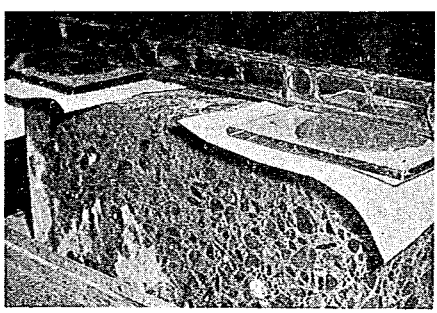


写真-39　切取りハリ供試体のキャッピング

コーアは，内径15cmのダイヤモンドクラウンで切り出し，上下両面をキャッピングし，ゲージ長さ100mmのコンプレッソメーターとエキステンソメーターによって，ヤング率とポアソン比を測定した後，圧縮強度試験を行なった。

ヤング率とポアソン比は，圧縮強度の50%と75%におけるセカント係数から求めた。圧縮強度はJIS A 1107，の方法によって試験強度を修正して求めた。

〔15〕 コンクリートハリ供試体の繰返し曲げ試験

従来コンクリート舗装の設計に使われてきた疲労曲線は，僅か100,000回で終りとしているために実際的でないこと，わが国で測定したコンクリート疲労曲線は皆無であることを考慮して，コンクリートハリ供試体の繰返し曲げ試験を行なった。

コンクリートの材料および配合は，第2回試験舗装と全く同じものとし，1台のトラックミキサーから，15×15×53cmの供試体を42個製作し，21°C水中に8～10カ月間養生した後，静的曲げ試験および繰返し曲げ試験に供した。(21°C水中養生としたのは供試体の強度のバラツキを小さくするためである)。

静的曲げ試験は，6個の供試体について実施し，その平均値を曲げ強度とした。次に曲げ強度の95%，90%，85%，80%，70%，60%を最大荷重とし，最大荷重の約1/10を最少荷重とする繰返し曲げ試験を各々6個，合計36個の供試体について行なった。

この試験に用いた試験機は容量5 tのアムスラー型室内疲労試験機（写真-40）であって，3等分荷重を，200～600回/分の速度で加えた。

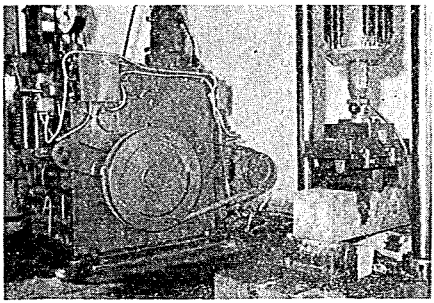


写真-40　アムスラー型パルセータによる曲げ疲労試験

〔16〕 大型車走行位置の調査

温度応力や荷重応力を合成した応力を考えると，コンクリート版自由縁部の応力が最大である。しかし，実際の車輪はいつも縁部一杯を通っているわけではなく，横断方向のいろいろな位置を通っているものである。縁部応力は車輪通過位置が遠ざかるに従って減少する。したがって，最大応力だけでなく，応力の大きさと頻度を考えるためには車輪の走行位置を知る必要がある。

本研究においては表-9に示す4箇所で，4 t以上のトラック，バス，トレーラーなど大型車の後輪の走行位置を調査した。

表-9　大型車走行位置の調査箇所一覧

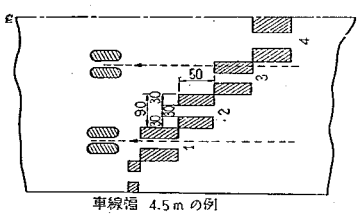
調査箇所	調査をお願いした事務所	調査年月日	概要	
一級国道4号 春日部南	関東4号国道工事事務所	34年7月14日17時 ～15日17時	2車線 9m 土路肩 0.5m	直線区間 1～1.5mの盛土
一級国道1号 水口	大津国道工事事務所	34年10月20日10時 ～21日10時	2車線 7.5m 土路肩 0.5m	R＝1000m 約4mの片切区間
一級国道20号 茅野市上厚地先	甲府工事事務所	34年12月8日8時 ～9日8時	2車線 6.5m 舗装路肩 0.5m	直線区間 蓋なし深側溝
一級国道17号 大宮バイパス桶川	大宮国道工事事務所	37年12月18日13時 ～19日13時	4車線 13m 歩道 1.5m	直線区間

これら調査地点は人家が比較的少なく，高盛土や深切取区間でなく，観測者がかくれやすく，夜間照明のできる箇所を選んだ。

調査は，写真-41および，図-38に示するよな幅30cm，長さ50cmのマークをコンクリート版上に白ペンキで塗っておき，両後輪が通った位置を両方共観測する方法によって行なった。

2車線の場合は片側1車線だけを，4車線の場合は片側2車線だけを観測の対象とし，観測側を通った後輪だけを走行方向のいかんに拘らず数えた。

観測時間は火曜から水曜にかけての24時間とした。観測時期は表-9に示すように，昭和34年7月から37年12月にわたったが，この間昭和35年12月10日に施工された新



車線幅 4.5 m の例

図-38　走行位置調査のためのマーキングの1例

道路交通法は中央線乗り越え禁止を新たに規定したから，自動車の走行動作は多少変化したと考えられる。

写真-41　走行位置調査の状況

4. 路床，路盤の力学的性質

〔1〕 路床の CBR

路床の CBR 試験結果は，表-10 に示すようであった。

表-10から本研究を行なった関東ロームの CBR は 4.5～5.0 であったことがわかる。また，自然地盤面における現場CBR は，厚さ 75cm を 4 層に分けて転圧整正した路床面の現場 CBR の1.5 倍以上であって，関東ロームをこね返した影響が明らかであるのに対し，両面から採取した不撹乱試料の室内 CBR は，ほとんど同じであるか，むしろ転圧面から採取したものの方が大きい。その原因は明らかでないが，現場 CBR は転圧後24時間以内に測定したのに対し室内 CBR は採取後 4 日ぐらいで測定したことによる回復（リカバリング）の関係と，均一性の問題などが考えられる。

表-10によれば関東ロームの CBR は，沈下 2.5mmに対する値と，5mmに対する値が，ほとんど同じである。

表-10　CBR 試 験 成 績（関東ローム）

		路盤面から 1 m下の自然地盤面における CBR		路盤面から 25cm 下の転圧路床面における CBR	
		沈下 2.5mm における CBR	沈下 5.0mm における CBR	2.5mm	5.0mm
現場 CBR	測定数	3	3	7	7
	範囲	5.0～10.2	7.0～9.7	3.3～6.5	2.5～6.2
	平均値	7.0	8.8	4.5	4.7
室内非水浸 CBR	測定数	7	7	3	3
	範囲	2.5～7.8	3.6～6.8	3.6～7.9	2.4～7.5
	平均値	4.4	4.6	5.6	5.2
室内水浸 CBR	測定数	6	6	0	0
	範囲	2.9～7.4	3.2～6.5	——	——
	平均値	5.3	4.9	——	——

〔2〕 路床および路盤の平板載荷試験成績

路床および路盤の平板載荷試験成績は，表-11 に示すようであった。この表から次のことがわかる。

（a） 2回目載荷における K値（支持力係数）は1回目載荷における K 値より 10～30% 大きい。本研究においては，Siedek の報告書などを参考にし，主として2回目載荷の K 値に着目することにした。

（b） K_{30} と K_{75} の比は路床の場合，1.88～1.95，平均1.94，路盤の場合2.28～2.75，平均2.43である。一様地盤における K_{30}/K_{75} は，弾性理論によれば2.5であり，米国公道路局の実測（Public Road 23-8）によれば2.2である。

関東ロームの一様地盤で，この比が 1.94 であることは，そのいずれよりも小さく，K_{75} が比較的大きい結果を示している。路盤における K_{30}/K_{75} は2.43であって，路床の比1.95より大きいことは，載荷板の大きい程深層の影響を大きく受けることから考えて，きわめて当然である。

（c） 路盤の K 値と路床の K 値の比は，K_{30} の場合 1.8～2.0，K_{75} の場合1.4～1.5である。

（d） 路盤の K 値の経年変化を図示すると図-39 のようであった。路盤整正直後に測った K値より，破壊試験直後に測った K値がかなり大きいことは，主として関東ロームの回復によるものと考えられる。載荷試験時の K 値は，施工中に測定したものより，破壊試験後に測定したものにむしろ近いと考えられたので，図-39から $K_{75}=3.5\mathrm{kg/cm^3}$ を本研究の解析に用いることにした。

（e） 2回目載荷における復元率は，1回目載荷のそれよりもいくぶん大きい。

（f） 1回目載荷における復元率は，比較的大きく経年変化しているのに対し，2回目載荷における復元率は経年変化をほとんどしていない。路盤ないし路床の材料

表-11　平板載荷試験成績一覧表

試験時期		第1回試験舗装施工中　35年3月									同左破壊後 36年3月			第2回試験舗装施工中 36年4月			同左破壊後 37年4月		
試験面		切取路床面（自然地盤）			転圧路床面（切取路床面の70cm上）			路盤面			路盤面			路盤面			路盤面		
		試験数	範囲	平均	試験数	範囲	平均	試験数	範囲	平均	試験数	範囲	平均	試験数	範囲	平均	試験数	範囲	平均
K_{30} (kg/cm³)	1回目	8	1.6～6.4	4.1	12	2.0～4.6	3.2	12	4.1～7.9	5.7	8	6.3～10.3	8.6	8	4.4～9.9	6.1	8	6.4～9.1	7.6
	2回目	8	2.8～6.5	4.5	12	2.2～5.1	3.7	12	4.5～10.0	7.4	8	6.7～13.8	9.3	8	4.0～11.3	7.9	8	7.5～9.7	8.6
最大沈下 (mm)	1回目	8	2.0～2.85	2.49	12	2.48～2.66	2.58	12	2.34～2.64	2.43	8	2.38～2.75	2.51	8	2.42～2.58	2.50	8	2.06～2.53	2.26
	2回目	8	2.25～2.69	2.45	12	2.31～2.63	2.46	12	2.38～2.79	2.56	8	2.41～2.73	2.52	8	2.27～2.66	2.48	8	2.47～3.10	2.78
復元率 (%)	1回目	8	65～91	77	12	66～82	73	12	52～74	60	8	53～72	63	8	51～83	62	8	45～69	59
	2回目	8	65～93	78	12	67～85	75	12	59～82	74	8	51～91	76	8	61～85	74	8	55～76	68
K_{75} (kg/cm³)	1回目	8	1.5～2.7	2.1	12	1.1～2.2	1.7	12	1.9～3.0	2.5	8	1.7～4.6	3.5	8	1.4～3.4	2.5	8	2.6～3.7	3.3
	2回目	8	1.5～2.9	2.3	12	1.2～2.5	1.9	12	1.9～3.2	2.7	8	2.3～4.8	4.0	8	1.7～4.5	3.1	8	2.8～4.2	3.5
最大沈下 (mm)	1回目	8	2.29～2.69	2.53	12	2.45～3.36	3.36	12	2.48～2.87	2.67	8	2.27～2.68	2.50	8	2.58～2.70	2.64	8	2.10～3.07	2.56
	2回目	8	2.35～2.56	2.42	12	2.38～2.81	2.62	12	2.45～2.84	2.63	8	2.36～2.81	2.59	8	2.49～2.72	2.59	8	2.55～2.96	2.70
復元率 (%)	1回目	8	74～93	77	12	69～94	73	12	59～70	64	8	69～86	78	8	56～68	62	8	66～87	79
	2回目	8	77～93	82	12	73～95	80	12	56～88	80	8	79～94	86	8	78～87	82	8	77～93	84

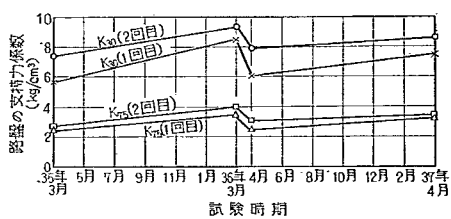


図-39　路盤の支持力係数の経年度化

固有の性質を見るためには，2回目載荷の復元率による方がよいと思われる。

（g）関東ローム路床面の復元率と，関東ローム上に切込み砂利を25cmおいた路盤面の復元率は，おおむね相等しい。この結果は，塑性的性質の強い関東ローム地盤では，復元率が小さいであろうと考えた当初の予想に反するものであった。その理由は不明であるが，本研究に用いた切込み砂利路盤では，締固めが不足であったこと，厚さが薄かったことなどによるのでないかと考えている。復元率については，今後研究を続けるつもりである。

〔3〕 路床および路盤の土圧と支持力

荷重と，路床および路盤土圧の関係は，図-40～45に示すようであった。

図-44を見ると，同じ載荷条件のところにおいても，土圧が，かなり大きくばらついているが，全体としの傾向は，これらの荷重～土圧曲線からつかめると考え

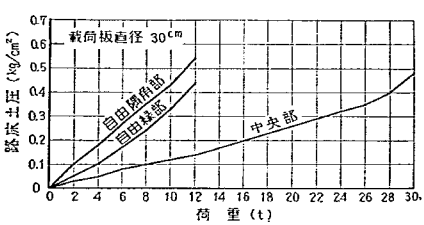


図-40　第1回試験舗装における荷重と路床土圧の関係（版厚19.9cm）

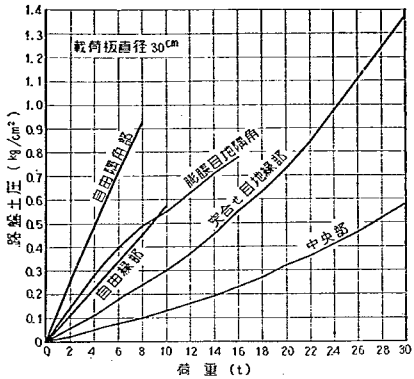


図-41　第1回試験舗装における荷重と路盤土圧の関係（版厚19.9cm）

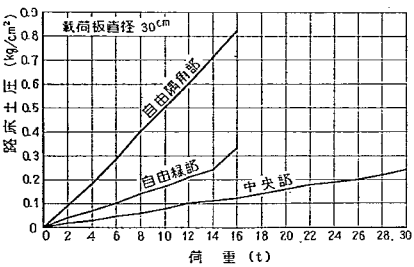


図-42　第1回試験舗装における荷重と路床土圧の関係（版厚24.9cm）

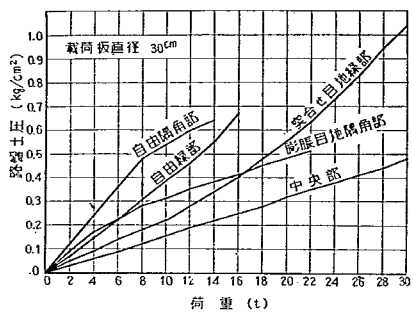


図-43　第1回試験舗装における荷重と路盤土圧の関係（版厚24.9cm）

られる。

図-44で載荷点40においては，荷重が2 tに達するまで，土圧が0である。この関係を拡大して図-46に示した。このように載荷の初期において，土圧が0であることは，土圧計とコンクリート版の間にすき間のあったことを示しており，土圧計が正常に埋めこまれていれば，

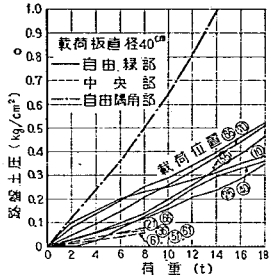


図-44　第2回試験舗装における路盤土圧と荷重の関係（版厚23.9cm）

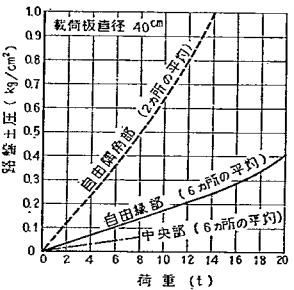


図-45　第2回試験舗装における荷重と平均路盤土圧の関係（版厚23.9cm）

したがって路盤とコンクリート版の間にもすき間があったことを示していると推定される。

このすき間の大きさ S_0 は，図-46の下半分に描かれているたわみ～土圧曲線から，図解法で推定される。図-46の場合は，たわみ～土圧曲線の延長と，縦軸の交点を読めば，S_0=0.36mm である。

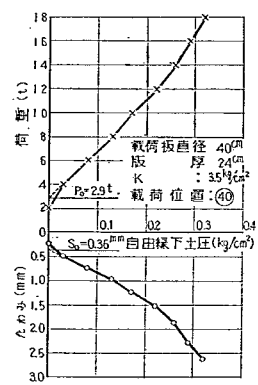


図-46　コンクリート版と路盤が離れていた場合の路盤土圧と荷重および沈下の関係の1例

このように載荷試験時にコンクリート版が，路盤からあたかも浮上っていたと推定されたものは，表-12のとおりであって，全体の12～28%であった。

表-12　コンクリート版と路盤のすき間

版厚 (cm)	全試験数	コンクリート版が路盤から浮上っていたと推定されるもの					
		数	(%)	S_0 (mm)		P_0 (t)	
				範　囲	平均	範　囲	平均
19.9	16	2	12	0.18～0.29	0.23	1.0～2.0	1.5
24.9	16	3	19	0.15～0.34	0.22	1.0～2.0	1.5
23.9	14	4	28	0.12～0.36	0.20	1.0～2.0	1.3

しかし温度差最大の13時ごろ試験した時にコンクリート版の浮上りが多いかどうか調べたところ，はっきりした関係は得られなかった。したがって，コンクリート版が本当に浮上っていたかどうかを，上記の関係から推定することについては，なお検討を要するようである。

図-40～43で同一場所，同一荷重に対する路盤土圧と路床土圧の比をとってみると，1.0～2.2の間で大きくばらついているが，平均して 1.63 である。この比は前節〔2〕で，求めた1.4～1.5にほぼ近い値である。

土圧の測定と同時に測ったコンクリート版のたわみの測定結果を利用して，土圧と，たわみの関係を求めると，図-47～51のようになる。

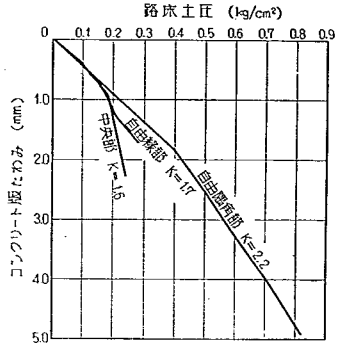


図-49　路床土圧とコンクリート版たわみの関係（第1回試験舗装，版厚25cm）

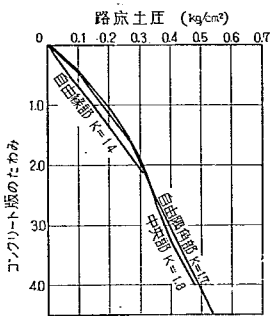


図-47　路床土圧とコンクリート版たわみの関係（第1回試験舗装，版厚20cm）

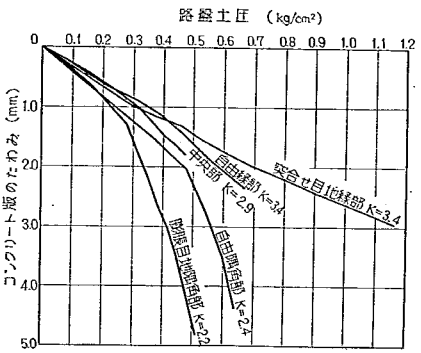


図-50　路盤土圧とコンクリート版たわみの関係（第1回試験舗装，版厚25cm）

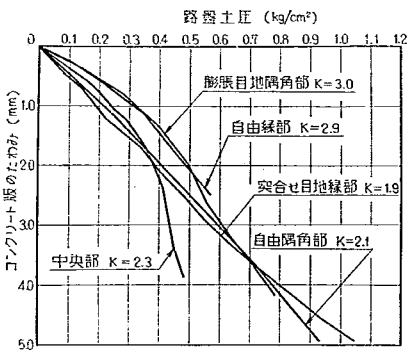


図-48　路盤土圧とコンクリート版たわみの関係（第1回試験舗装，版厚20cm）

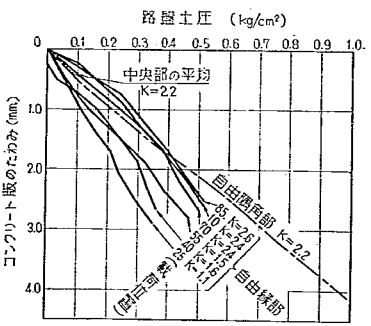


図-51　路盤土圧とコンクリート版たわみの関係（第2回試験舗装）

これらの図の作成に利用したたわみは，コンクリート版表面のたわみであるが，表-12の関係は修正してあるので，これを路盤面の沈下として，正しいと思われる。

しかしたわみの測定位置は，必らずしも土圧計の直上ではなく，隅角部の場合隅角先端，縁部の場合縁中央であるから，たわみ測定点と土圧計中心は一致していなかった。両者の間隔は，隅角部の場合 12cm，縁部の場合 8cm であった。中央部の場合は全く同じ位置である。

図-47～51から沈下 1.25mm に対する支持力係数を求めた結果は表-13のようである。また土圧計真上のたわみを推定し，それと土圧の関係から求めた支持力係数は，表-14のようである。

表-13　土圧とコンクリート版の最大たわみからもとめた支持力係数（kg/cm³）

	版厚 19.9cm		24.9cm		23.9cm
	路床	路盤	路床	路盤	路盤
自由隅角部	1.7	2.1	2.2	2.4	2.2
膨脹目地隅角部	—	3.0	—	2.2	—
自由縁部	1.4	2.9	1.7	3.4	2.4
突合せ目地縁部	—	1.9	—	3.4	—
中央部	1.8	2.3	1.6	2.9	2.2

表-14　土圧と土圧計真上のコンクリート版たわみから求めた支持力係数（kg/cm³）

	版厚 19.9cm		24.9cm		23.9cm
	路床	路盤	路床	路盤	路盤
自由隅角部	1.8	2.3	2.4	2.6	2.4
膨脹目地隅角部	—	3.3	—	2.4	—
自由縁部	1.4	3.0	1.8	3.5	2.5
突合せ目地縁部	—	2.0	—	3.5	—
中央部	1.8	2.3	1.6	2.9	2.2

このような方法で求めた支持力係数は，ばらつきが大きく（おそらく，土圧計の埋めこみ方法の良否がばらつきの原因であると思われる），確定的なことが言えないが，大体次のことがわかる。

（a）路床の K 値（支持力係数）は 1.4～2.4 であって，平板載荷試験によって求めた K_{75} の 1.7～2.3 と大差ないが，路盤の K 値は，2.0～3.5 であって，平板載荷試験で求めた，K_{75} の 2.5～4.0 に比べて小さいものが多い。

ここで路床の K 値は施工中のものであって，開東ロームが回復した後の K 値はこれより大きいと考えられる。

したがって土圧計の読みとコンクリート版のたわみから求めた支持力係数は，直径 75cm の平板載荷試験によって求めたものより，路床においても路盤においても，いくぶん小さい。しかし大体において同じオーダーである。

（b）路盤の支持力係数と，路床の支持力係数の比は，前節と同じく 1.1～2.1平均1.6であって，平板載荷試験による結果とほぼ同様である。

路盤の支持力係数と，路床の支持力係数の比は，隅角部で小さく，自由縁部で大きくなっている傾向が見られる。このことは，実験誤差もあろうが，ある程度は，応力集中で説明できると思われる。すなわち隅角部においては，後述のとおり（6.参照）たわみが局部的に大きいのに対し，他の部分では集中度が少ないからである。

（c）実験誤差の多少を別とすれば，コンクリート版に対する路盤の支持力係数の真値を求めると云う意味では，土圧計とコンクリート版のたわみから求める方法の方が近いと考えられる。

しかし，本研究の解析にあたっては，あえて平板載荷試験によって求めた K_{75} を用いることにした。実際にわれわれが応力公式を利用しようとする場合に，あらかじめ測定できる方法を採用しなければ，その公式を使うことが出来ないからである。

5. コンクリートの品質

〔1〕 現場養生したコンクリート供試体の品質

現場養生したコンクリート供試体の試験成績は，表-15のようであった。これらの試験を行なったときのコンクリートの材令は表-16のようであった。

版厚 19.9cm と 24.9cm は同一材料，同一配合のコンクリートを同一施工法で打ち込んだもので，コンクリートの品質は同じはずであるが，版厚 19.9cm のコンクリートの品質の方がいくぶん低い。試験値が，正規分布するものとして，両者の間に有意の差があるかどうかを調べると，圧縮強度および圧縮ヤング率においておおむね 85%くらいの確率で，有意の差があるが，他は有意の差があると認め難い。

しかし後述のコーアおよび切取ハリ供試体の試験成績を見ると，版厚 19.9cm も 24.9cm もほとんど同一であるばかりでなく，むしろ 19.9cm のコンクリートの品質の方が高い結果となっている。したがって，第1回試験舗装は，すべて同一のコンクリートであるとして解析することにした。

コンクリートのヤング率は，圧縮ヤング率，曲げ引張ヤング率および曲げ圧縮ヤング率の三種をとったが，この順序で僅かながら大きくなる傾向がみられる。

これらのヤング率の間に果して有意の差があるかどうかを検討すると，大部分99%程度の確率で差があると認められる（版厚 19.9cm の曲げ引張ヤング率と曲げ圧縮ヤング率の間には，85%くらいの確からしさで差があ

表-15 現場養生供試体の試験成績

試験	項目	版厚 19.9cm 試験数	平均	変動係数	版厚 24.9cm 試験数	平均	変動係数	版厚 23.9cm 試験数	平均	変動係数
圧縮	圧縮ヤング率 (kg/cm²)	40	283,000	12.8%	40	292,000	8.2%	252	362,000	8.3%
	ポアソン比	40	0.28	26%	40	0.26	25%	252	0.23	13%
	圧縮強度 (kg/cm²)	20	311	15.3%	20	331	8.8%	126	401	7.8%
曲げ	曲げ引張ヤング率 (kg/cm²)	30	308,000	8.2%	30	312,000	10.5%	152	368,000	11.2%
	曲げ圧縮ヤング率 (kg/cm²)	30	323,000	16.1%	30	334,000	12.8%	152	382,000	12.4%
	曲げ強度 (kg/cm²)	15	37.2	10.3%	15	37.5	14.2%	76	46.4	14.2%
	破壊ひずみ	15	135×10^{-6}	15.1%	15	138×10^{-6}	14.4%	76	149×10^{-6}	13.9%
引張強度 (kg/cm²)		26	24.2	8.3%	28	25.7	7.8%	0	—	—
膨張係数 (°C⁻¹)		10	9×10^{-6}	$(8-10)\times10^{-6}$*	10	9×10^{-6}	$(8-11)\times10^{-6}$*	12	10×10^{-6}	$(8-12)\times10^{-6}$*

* 膨張係数は範囲で示した。

表-16 現場養生供試体の試験時の材令

試験＼版厚	19.9	24.9	23.9
圧縮試験	6カ月～1年	6カ月～1年	91日～141日
曲げ試験	6カ月～1年	6カ月～1年	79日～141日
引張試験	約1年	約1年	——

り，版厚 23.9cm の圧縮ヤング率と曲げ引張ヤング率の間には，62%くらいの確からしさで差がある)。

しかしこれら各種ヤング率間の相違は，比較的小さいのに対しコンクリート版のひずみの正負によって一・一別のヤング率を使って整理することははなはだしく面倒であったので，曲げ引張ヤング率と，曲げ圧縮ヤング率の平均をとって，解析に用いた。

ここで圧縮ヤング率を参考に留めた理由は，版のひずみの測定とは異る方法，すなわちコンプレッソメータで求めたからである。

以上要約すると，現場養生した供試体から推定した，第1回および第2回試験舗装コンクリートの品質は，それぞれ圧縮強度 320kg/cm² および 400kg/cm²，曲げ強度 37.5kg/cm² および 46.5kg/cm²，ヤング率 320,000 kg/cm² および 370.000kg/cm²，ポアソン比 0.27 および 0.21，曲げ破壊ひずみ 140×10^{-6} および 150×10^{-6} である。

なお，参考までに 21°C 水中養生したコンクリート供試体（材令6カ月）の試験成績と，現場養生したコンクリートの試験成績を比較すると，表-17のようである。

表-17 21°C 水中養生したコンクリート供試体の試験成績

試験	項目	版厚 19.9cm 21°C 水中養生の成績 試験数	平均	現場養生/21°C 水中養生 ×100 (%)	版厚 24.9cm 21°C 水中養生の成績 試験数	平均	現場養生/21°C 水中養生 ×100 (%)
圧縮	圧縮ヤング率 (kg/cm²)	20	368,000	77	20	389,000	75
	ポアソン比	20	0.39	72	20	0.38	68
	圧縮強度 (kg/cm²)	10	318	98	10	352	94
曲げ	曲げ引張ヤング率 (kg/cm²)	16	335,000	92	16	342,000	91
	曲げ破壊ヤング率 (kg/cm²)	16	352,000	92	16	358,000	93
	曲げ強度	8	44.3	84	8	45.8	82
引張強度		15	25.7	94	12	28.0	92

〔2〕 コーアおよび切取ハリ供試体の品質

破壊試験終了後のコンクリート版から切取った，コーアおよびハリ供試体の試験成績は，表-18に示すようであった。

表-18 コーアおよびハリ供試体の試験成績（材令約1年）

試験	項目	版厚 19.9cm			版厚 24.9cm			版厚 23.9cm		
		試験数	平均	変動係数	試験数	平均	変動係数	試験数	平均	変動係数
圧縮	圧縮ヤング率(kg/cm²)，圧縮強度の50%におけるもの	108	351,000	19.3%	108	338,000	13.7%	152	372,000	11.7%
	圧縮ヤング率(kg/cm²)，圧縮強度の75%におけるもの	108	303,000	14.5%	108	291,000	11.7%	152	342,000	10.2%
	ポアソン比，圧縮強度の50%におけるもの	108	0.26	21.2%	108	0.26	20.0%	152	0.25	17.4%
	ポアソン比，圧縮強度の75%におけるもの	108	0.25	17.6%	108	0.28	15.8%	152	0.24	15.0%
	圧縮強度 (kg/cm²)	54	364	12.0%	54	366	11.6%	76	456	10.5%
曲げ	曲げ引張ヤング率(kg/cm²)，曲げ強度の50%におけるもの	36	337,000	13.6%	36	334,000	12.3%	6	382,000	—
	曲げ引張ヤング率(kg/cm²)，曲げ強度の90%におけるもの	36	303,000	14.3%	36	292,000	13.9%	6	341,000	—
	曲げ圧縮ヤング率(kg/cm²)，曲げ強度の50%におけるもの	36	339,000	12.4%	36	358,000	14.1%	6	383,000	—
	曲げ圧縮ヤング率(kg/cm²)，曲げ強度の90%におけるもの	36	299,000	11.8%	36	300,000	13.7%	6	339,000	—
	曲げ強度 (kg/cm²)	18	48.2	12.6%	18	49.7	12.9%	3	63.4	—
	破壊ひずみ	18	170×10^{-6}	15.7%	18	172×10^{-6}	16.2%	3	188×10^{-6}	—

表-18においては，版厚19.9cmのコンクリートの品質と24.9cmのコンクリートの品質は，ほとんど同じであって，わずかに版厚19.9cmのコンクリートの圧縮ヤング率が，87%くらいの確からしさで24.9cmのそれより高くなっていることが言えるだけである。

3種類のヤング率の間の相違も比較的小さく，有意の差を見出せないものが半数ある。

表-18と表-15を比べると，まずコーアおよび切取ハリ供試体の品質は，型わくにつめたコンクリート供試体の品質よりかなり大きくばらついていることがわかる。

しかし，平均値を比べると，コーアおよび切取ハリ供試体の方が明らかに高い品質を示している。表-18と表-15の平均値の比をとってみると，ヤング率が1.03～1.24ポアソン比が0.93～1.08，圧縮強度が1.11～1.17，曲げ強度が1.30～1.37，曲げ破壊ひずみが1.21～1.25となっている。ここで曲げ強度および曲げ破壊ひずみの比が著るしく高いことは，きわめて特長的である。

これらの差は，おそらく養生条件の差によるものであろう。打込まれた版コンクリートは，上面からしか乾燥しないのに対し現場養生供試体は上面および側面の三方から乾燥することが，その理由であると考えられる。

以上要約すると，コーアおよび切取ハリ供試体から推定した第1回および第2回試験舗装コンクリートの品質は，それぞれ圧縮強度 365kg/cm² および 455kg/cm²，曲げ強度 49.0kg/cm² および 63.5kg/cm²，ヤング率 340,000kg/cm² および 370,000kg/cm²，ポアソン比0.26および0.25，曲げ破壊ひずみ170×10^{-6}および190×10^{-6}である（第2回試験舗装コンクリートのヤング率は，ハリ供試体の数が少なかったので，主としてコーアの試験成績から推定した）。

〔3〕 解析に用いたコンクリートの品質

〔1〕および〔2〕の試験成績を綜合し，表-19の値が打込まれたコンクリートの品質であるものとした。

表-19 解析に用いたコンクリートの品質

	項目		第1回試験舗装 版厚 19.9cm および 24.9cm	第2回試験舗装 版厚 23.9cm
1	ヤング率 (kg/cm²)	強度の50%	340,000	370,000
2		強度の90%	300,000	340,000
3	ポアソン比	強度の50%	0.27	0.25
4		強度の90%	0.26	0.24
5	曲げ強度 (kg/cm²)		49.0	63.5
6	曲げ破壊ひずみ		170×10^{-6}	190×10^{-6}
7	破壊ヤング率＝曲げ強度／曲げ破壊ひずみ		290,000	335,000

〔4〕 解析に用いた剛比半径

剛比半径は（1）式で規定される。

$$l=\sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここで　l：剛比半径(cm)

E：コンクリートのヤング率(kg/cm²)

h：コンクリート版の厚さ(cm)

μ：コンクリートのポアソン比

K：直径75cmの剛性載荷板で測定した路盤の支持力係数(kg/cm³)

第4章および第5章の結果を総合すると，剛比半径は

厚さ19.9cmの版に対し，

$$l=\sqrt[4]{\frac{340{,}000\times 19.9^3}{12(1-0.27^2)\times 3.5}}=91\text{cm}$$

厚さ24.9cmの版に対し

$$l=\sqrt[4]{\frac{340{,}000\times 24.9^3}{12(1-0.27^2)\times 3.5}}=108\text{cm}$$

厚さ23.9cmの版に対し

$$l=\sqrt[4]{\frac{370{,}000\times 23.9^3}{12(1-0.25^2)\times 3.5}}=106\text{cm}$$

6. コンクリート版のたわみ

〔1〕 コンクリート版のたわみと荷重の関係

コンクリート版のたわみと荷重の関係の1例は，すでに図-17で示した。しかし図-17は，荷重～ひずみ曲線の屈折が明らかなものの例として特に取上げたものである。

一般の荷重～たわみ関係は，おおむね図-52に例示するようなものである。これらの図から次のことがいえる。

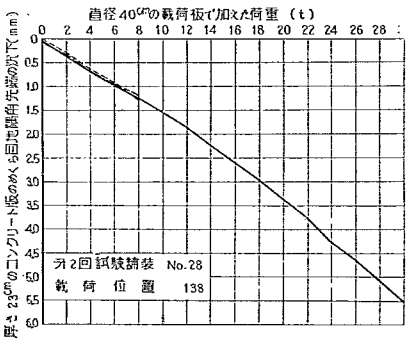


図-52　めくら目地隅角載荷の場合の荷重～沈下曲線の1例

（a）　たわみは再現性が強く，3回程度繰返して載荷しても，ほぼ一定のたわみを示す。

（b）　荷重が比較的低い場合には（5—8t以下），コンクリート版のたわみは，荷重に比例して増大する。

（c）　荷重が大きくなってひびわれ荷重に近ずくと，コンクリート版のたわみの増加量は次第に増加する。

（d）　しかし荷重～たわみ曲線の曲り具合は，比較的ゆるやかであって，平板載荷試験における荷重～沈下曲線（たとえば図-10）ほど，きつい曲り方をしていない。

スプリング路盤理論によると，コンクリート版のたわみは，

$$Kl^2=K\sqrt{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}=\sqrt{K}\cdot\sqrt{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}}$$

（K：路盤の支持力係数kg/cm³，E：コンクリートのヤング率 kg/cm²，h：コンクリート版厚 cm，μ：コンクリートのポアソン比）に反比例する。

平板載荷試験における，荷重～沈下曲線の平均的なものを求めることができなかったが，2，3の例について，コンクリート版たわみと荷重の関係曲線の曲りを，平板載荷試験における沈下とKの関係（したがって沈下と$\sqrt{K}$の関係）から説明できないか検討したところ，大体において説明できた。

この場合，平板載荷試験における，荷重～沈下関係は，1回目の関係より2回目の関係を使う方が，巧く説明できるようである。

〔2〕 コンクリート版自由隅角部のたわみ

コンクリート版自由隅角部のたわみの測定値平均は，図-53および54のようであった。厚さ約20cmのコンクリート版に，5tの荷重を加えた場合の隅角先端のたわ

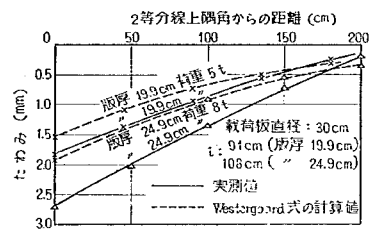


図-53　自由隅角部2等分線上の平均たわみ（第1回試験舗装）

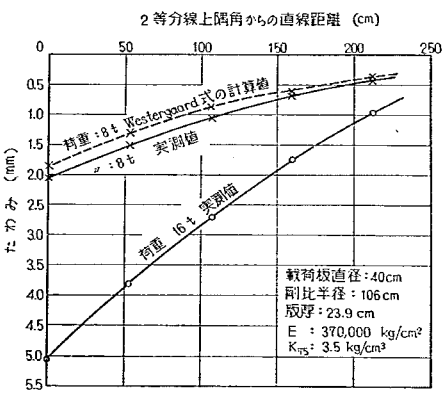


図-54　自由隅角部の平均たわみ（第2回試験舗装）

みは，1.5～2.0mm，約25cm の版に 8 t 荷重を加えた場合，2.0～2.5mm である。

Westergaard によると，隅角先端のたわみは，

$$\Delta_e=\frac{P}{Kl^2}\left(1.1-\frac{\sqrt{2}\,a}{l}\times 0.88\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

ここで　Δ_e：隅角先端のたわみ（cm）
P：荷重（kg）
K：路盤の支持力係数（kg/cm³）
l：剛比半径（cm）
a：タイヤの接地半径（cm）

式（2）の計算値を図-53 および 54 に記入した。Westergaard 式の計算値は，実測値よりもかなり小さく，実測値の0.72～0.90倍となっている。

〔3〕 コンクリート版膨張目地隅角部のたわみ

コンクリート版膨張目地隅角部のたわみの測定値平均は，図-55 および56 のようであった。

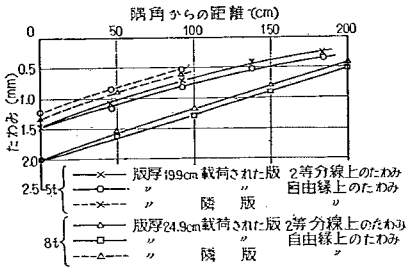


図-55　膨張目地隅角部における平均たわみ
（第1回試験舗装）

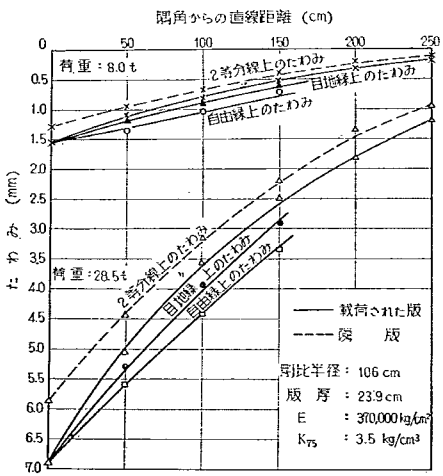


図-56　膨張目地隅角部における平均たわみ
（第2回試験舗装）

載荷された版の膨張目地隅角先端のたわみは，自由隅角先端のたわみのおよそ0.75倍である。また隣版隅角先端のたわみは，自由隅角先端のたわみの約0.60倍である。

膨張目地隅角部の変形の形状が，自由隅角部のそれと同じであるとすると，載荷された側の膨張目地隅角部の応力は，自由隅角部の応力の0.75倍である。

膨張目地をはさむ両側の版の変形の形状が，互に同じであるとすれば，載荷された側の膨張目地隅角部の応力は，自由隅角部の応力の {(75)/(0.75+0.60)}=0.56倍である。

これらの仮定は，いずれも誤りであることは，確かであるが，膨張目地隅角部の応力の見当をつける資料として使えると考えられる。

膨張目地隅角部の応力の実測値については，第7章で論ずる（以下同様）。

〔4〕 コンクリート版めくら目地隅角部のたわみ

スリップバーを用いたコンクリート版めくら目地隅角部のたわみの測定値平均は，図-57 および 58のようであった。

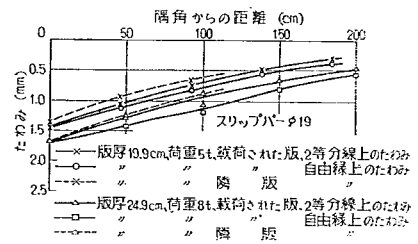


図-57　スリップバーを用いためくら目地隅角部における平均たわみ（第1回試験舗装）

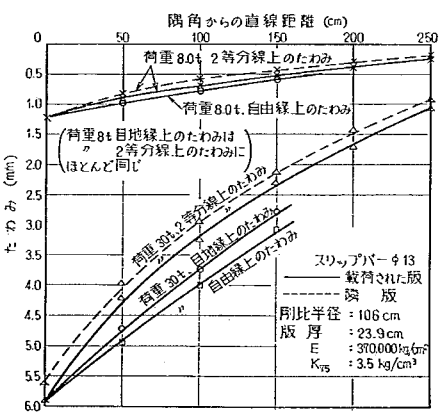


図-58　めくら目地隅角部の平均たわみ
（第2回試験舗装）

スリップバーの直径は，図-57の場合19mm，図-58の場合13mmである。

載荷された版のめくら目地隅角先端のたわみは，自由隅角先端のたわみの約0.60倍である。

載荷された版の隣の版のめくら目地隅角先端のたわみは，自由隅角先端のたわみの約0.60倍である。

したがってスリップバーを用いためくら目地の応力は，自由隅角部の応力の0.60倍ないし{(0.60)/(0.60+0.60)}=0.50倍であると，ごく大ざっぱに推論される。

スリップバーを用いないコンクリート版めくら目地隅角部のたわみは，唯一回しか測定していないので，はっきりしたことはいえないが，スリップバーを用いた場合より僅かに（5～10%）大きい。また，三回程度の載荷では，隣版隅角先端のたわみは，載荷された版の隅角先端のたわみより，ほんの少し小さい。

〔5〕 コンクリート版の自由縁部のたわみ

図-59はコンクリート版の自由縁部中央に載荷した場合の，自由縁にそった，たわみの測定例である。図-60は自由縁に直角方向のたわみの測定例である。

コンクリート版自由縁部のたわみの測定値平均は，図-61および62のようであった。

図-59，60によると，たわみは再現性が強く，数回の繰返し載荷をしてもほぼ一定のたわみが得られている。

図-59，61および62によると，自由縁方向のたわみ一位置曲線は，載荷点から100～150cmの所に反曲点をもっている。すなわち載荷点から100～150cmの自由縁方

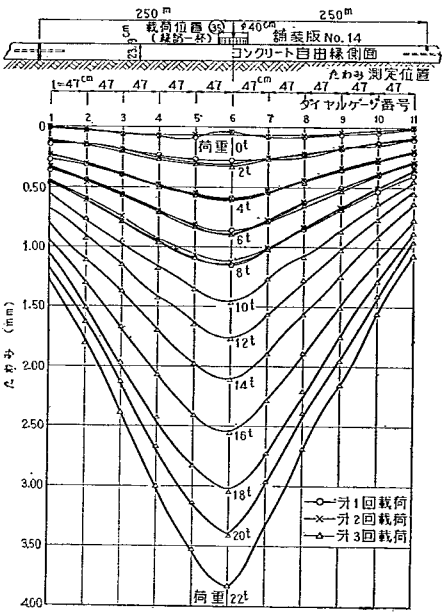


図-59　自由縁部におけるたわみの測定例
（第2回試験舗装）

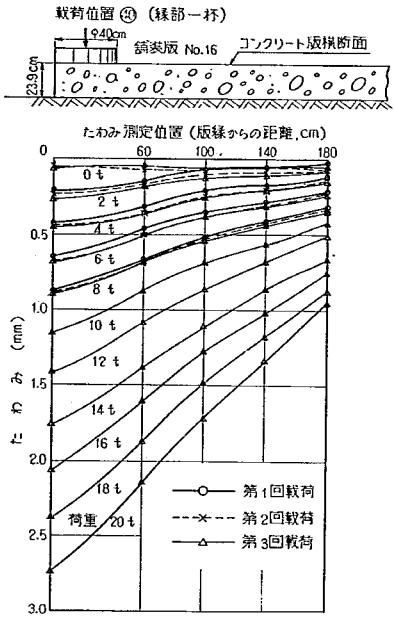


図-60　自由縁部におけるたわみの測定例
（第2回試験舗装）

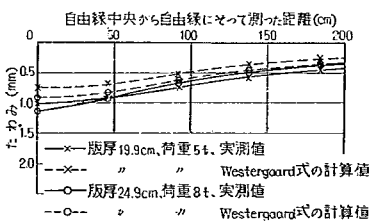


図-61　自由縁部上の平均たわみ
（第1回試験舗装）

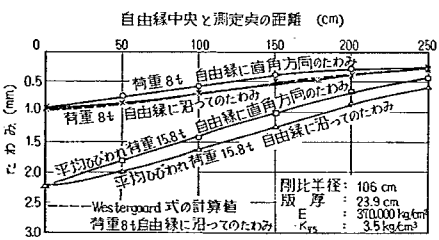


図-62　自由縁部における平均たわみ
（第2回試験舗装）

向の応力は0であって，正の曲げモーメント（下向きに凸の曲げ方をする曲げモーメント）の領域は僅か2～3mにすぎない（第7章参照）。

Westergaard によれば，たわみ～位置曲線の反曲点は，l（この場合 91～108cm）であって，実測値と，おおむね一致している。

厚さ約20cm のコンクリート版に5 t の荷重を加えた場合の自由縁部の最大たわみは 1.0～1.2mm，25cm の版に8 t 荷重を加えた場合は1.0～1.3mmであって，自由隅角部の約 1/2 である。

Westergaard によれば，自由縁部のたわみは，

$$\Delta=\frac{1}{\sqrt{6}}(1+0.4\mu)\frac{P}{Kl^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

ここで　Δ：自由縁部の最大たわみ (cm)

μ：コンクリートのポアソン比

Westergaard の理論による，自由縁部のたわみの計算値は，図-59 および60 に点線で記入した。第1回試験舗装においては，実測値が計算値の 1.3 倍くらいになっているが，第2回試験舗装においては，両者ほぼ相等しい。

図-61 および62によれば，自由縁中央から 1 m の点のたわみは，自由縁中央のたわみの約60%である（自由縁上 1 mの点のたわみと，自由縁に直角方向に 1 mの点のたわみは，少しく相違し，それぞれ最大たわみの65%および55%くらいである）。

したがって，路盤の支持力を考える場合，直径の大きい（おそらく 5 m以上の）たわみ性載荷板を使って載荷すれば，コンクリート版上から載荷する状況に近くなる。

しかし，そのような再現を行なうことは，実際上不可能であるばかりでなく，不必要であり，直径 75cm の剛性載荷板で路盤の支持力係数を求めることが，実際的であることは，4〔3〕で考察したとおりである。

〔6〕 コンクリート版目地縁部のたわみ

コンクリート版目地縁部のたわみは，主として載荷された版および隣版の目地縁における最大たわみを測定した。ただし第2回試験舗装においては突合せ目地縁方向のたわみを測定した（図-63）。

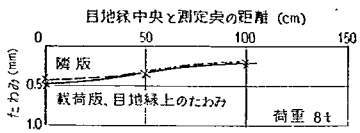


図-63　タイバー付突合せ目地縁部における平均たわみ（第2回試験舗装）

目地縁部のたわみ測定値の平均は表-20 のようであった。この表から次のことがわかる。

（a）　目地縁部の変形の形状が，自由縁部のそれに等しいとすると，目地縁部の応力と自由縁部の応力の比は S_1/S_0 ないし S_2/S_0 に等しい。

この仮定はもちろん正しくないが，目地縁部の応力の見当をつける1つの目安とすると，スリップバーを用いためくら目地とタイバーを用いた突合せ目地の応力が最

表-20　目地縁部の最大たわみ

試験位置		版厚 19.9cm 試験数	S_1 (mm) 1)	S_2 (mm) 2)	$\frac{S_1}{S_0}$	$\frac{S_2}{S_0}$	$\frac{S_1 \text{または} S_2}{S_1+S_2}$ 4)	版厚 24.9cm 試験数	S_1 (mm) 1)	S_2 (mm) 2)	$\frac{S_1}{S_0}$	$\frac{S_2}{S_0}$	$\frac{S_1 \text{または} S_2}{S_1+S_2}$ 4)
膨張目地縁部	バーの真上	96	0.58	0.51	0.57	0.50	0.53	96	0.68	0.65	0.61	0.58	0.51
	バーの中間	96	0.58	0.52	0.57	0.51	0.53	96	0.68	0.62	0.61	0.56	0.52
スリップバーを用いためくら目地縁部	バーの真上	96	0.41	0.47	0.41	0.47	0.53	96	0.35	0.43	0.32	0.39	0.55
	バーの中間	96	0.41	0.49	0.41	0.48	0.54	96	0.34	0.41	0.31	0.37	0.55
スリップバーを用いないめくら目地縁部		192	0.65	0.67	0.64	0.66	0.51	192	0.59	0.66	0.53	0.59	0.53
タイバーを用いた突合せ目地縁部	バーの真上	72	0.41	0.42	0.41	0.42	0.51	56	0.47	0.38	0.42	0.34	0.55
	バーの中間	72	0.41	0.40	0.41	0.40	0.51	48	0.46	0.36	0.41	0.32	0.56
タイバーを用いない突合せ目地縁部		144	0.71	0.36	0.70	0.36	0.66	112	0.72	0.28	0.65	0.25	0.72
自由縁部		10	$S_0=1.01$ 3)					10	$S_0=1.11$ 3)				

注　1)　S_1：載荷された版の目地縁の最大たわみ

2)　S_2：載荷された版の隣版の目地縁の最大たわみ

3)　S_0：自由縁部の最大たわみ

4)　S_1 または S_2 は大なる方をとった。

も小さく，膨脹目地の応力がその次に小さく，スリップバーを用いない目地の応力がやや高く，タイバーを用いない突合せ目地の応力が最も大きいと推定される。

（b） 目地縁をはさむ両側の版のたわみの和 S_1+S_2 は自由縁部のたわみ S_0 に必らずしも等しくなく，$0.73\,S_0$～$1.30\,S_0$ の範囲内でばらついている。

$S_1+S_2>S_0$，すなわち目地縁部がよくたわむのは，膨脹目地と，スリップバーを用いないめくら目地であり，$S_1+S_2<S_0$，すなわち目地縁部があまりたわまないのは，スリップバーを用いたためくら目地と，タイバーを用いた突合せ目地であり，$S_1+S_2\fallingdotseq S_0$ はタイバーを用いない突合せ目地である。

（c） 目地縁をはさむ両側の版の変形の形状が相等しいとすると，目地縁部の応力と自由縁部の応力の比は，$(S_1-S_2)/(S_1+S_2)$（S_1 と S_2 のうち，大きい方をとる）である。

この仮定も，厳密には成立たないが，目地縁部の応力の見当をつける，1つの目安であって，表-20から，目地縁部の応力は，自由縁部よりかなり低いと推定される。

めくら目地においては，S_2 の方が大きいため，この比はあまり小さくなっていない。

タイバーを用いない突合せ目地縁部の応力が，自由縁部のそれの 0.66～0.72 倍であって，1.0でないことは，一見奇妙である。

本研究の試験を実施した時は，突合せ面が比較的密着しており，そのために多少の荷重伝達があったものと考えられる。

しかし多数回の荷重を加えることによって，突合せ目地が開いてしまった場合には，自由縁部の応力と同じであると考えられる。

（d） 大部分の目地において，載荷された版の目地縁の最大たわみ S_1 は，隣版の目地縁の最大たわみ S_2 より大きい。

しかしめくら目地縁部においては，$S_1<S_2$ である（全部で 384 個の測定値中 $S_1<S_2$ であったものは，294個，$S_1>S_2$ であったものは，90個であった）。

この現象は，全く予想されないことであったが，測定数の多かったこと，測定値のばらつきが小さかったことを考えると，事実として認めざるを得ない。

めくら目地において $S_1<S_2$ であることの理由は，図-64のように，ひびわれ面における骨材の圧しつけ（スリップバーを用いないめくら目地においても $S_1<S_2$ であることは，この説明の裏づけとなっている）と，スリップバーの屈曲点のずれなどで説明できないかと思われる。しかしこれを証明するような，実験は実施できなかった。

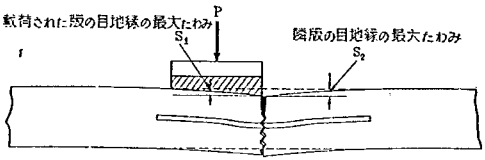


図-64　コンクリート版目地縁部のたわみの説明図

〔7〕 コンクリート版中央部のたわみ

コンクリート版中央部のたわみの測定値平均は，図-65のようであった。

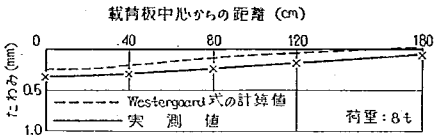


図-65　中央部の平均たわみ（第2回試験舗装）

厚さ 25cm のコンクリート版に 8 t 荷重を加えた場合のたわみは，0.30～0.40mmであって，自由隅角部の約1/6，自由縁部の約2/9である。

Westergaard によれば，中央部のたわみは，

$$\Delta_i=\frac{P}{8KI^2} \qquad (4)$$

（4）式の計算値は，図-65 に点線で示した。中央部たわみの実測値は，計算値の 1.4 倍くらいになっている。いずれにせよ，中央部のたわみは，他の部分と比べて非常に小さく，応力もおそらく小さいであろうことが推察される（厳密にいえば，応力はたわみ曲線の曲り具合に関係するものであってたわみの大きさだけではきまらないが）。

7. 5～8t 荷重によるコンクリート版のひずみと応力

〔1〕 応力の計算

コンクリート版の応力は，ひずみの実測値を，二次元の弾性式に入れて計算した。

一般の応力は，直角二方向のひずみから，次式で求めた。

$$\sigma_1=\frac{(\varepsilon_1+\mu\,\varepsilon_2)}{1-\mu^2}E \qquad (5)$$

ここで　σ_1：応力（kg/cm²）

ε_1：求める応力 σ_1 の方向のひずみ

ε_2：ε_1 に直角方向のひずみ

μ：コンクリートのポアソン比

E：コンクリートのヤング率（kg/cm²）

コンクリート版の隅角部の応力は，主応力を求めるために，45° ローゼットを組んでひずみを測定し（図-66）次のように計算した。

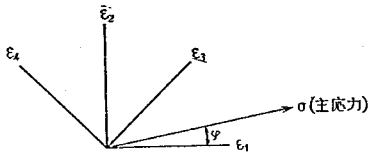


図-66　ひずみ測定の45°ロゼットから主応力の計算

（i）　$\varepsilon_1+\varepsilon_2=\lambda_1$，$\varepsilon_3+\varepsilon_4=\lambda_2$を計算する。

（ii）　ε_1，ε_2，ε_3，ε_4 の補正値 e_1，e_2，e_3，e_4 を求める

$$e_1=\varepsilon_1+1/4(\lambda_2-\lambda_1)$$
$$e_2=\varepsilon_2+1/4(\lambda_2-\lambda_1)$$
$$e_3=\varepsilon_3+1/4(\lambda_1-\lambda_2)$$
$$e_4=\varepsilon_4+1/4(\lambda_1-\lambda_2)$$

（iii）　各方向の応力を計算する。

$$\sigma_1=\frac{E}{1+\mu}\left\{e_1+\frac{\mu}{1+2\mu}(e_1+e_3)\right\} \quad \cdots\cdots(6)$$

（iv）　主応力を計算する。

$$\sigma\max=\frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_2)\pm\frac{1}{2}\{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_3-\sigma_4)\}^{1/2} \quad \cdots\cdots(7)$$

（v）　主応力の方向を計算する

$$\varphi=\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{\sigma_3-\sigma_4}{\sigma_1-\sigma_2}\right) \quad \cdots\cdots(8)$$

〔2〕 **コンクリート版自由隅角部のひずみと応力**

第1回試験舗装の自由隅角部のひずみ測定値の平均は，図-67および図-68のようであった。また第2回試験舗装自由隅角部のひずみ測定値の平均から計算した応力は，図-69のようであった。

コンクリート版の自由隅角に荷重を加えた場合，隅角からある程度離れた場所の版表面のひずみは，隅角を中心とする放射線方向で引張りで，円周方向で圧縮である。

隅角の2等分線上の主応力の方向は，実測の結果39～51°であった（表-21，22参照）。しかしこれは試験誤差であって，本来45°（2等分線方向）であるはずのものである。

自由縁上の主応力の方向は，実測の結果，自由縁に対して25～34°であった（図-70）。この値は，Arlingtonの実測平均28°よりいくぶん大き目であるが，比較的よく一致する。

自由縁の側面の上下に貼ったワイヤーストレーンゲージの読み取り値を見ると，コンクリート版の中立面（ひずみ0の面）は，大体厚さの1/2の面である。

自由隅角部の各点における主応力の大きさと方向の平均は，表-21および22のようであった。これらの主応力は，実測値から計算したものであるから，ゲージ貼付位置における応力の最大値を示すものであって，自由隅角

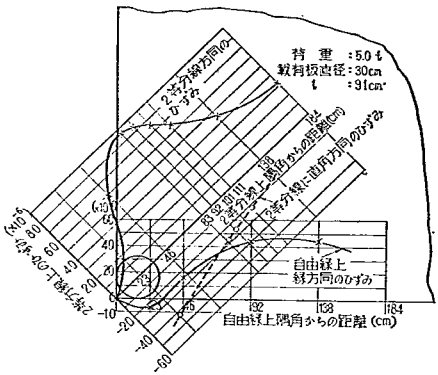
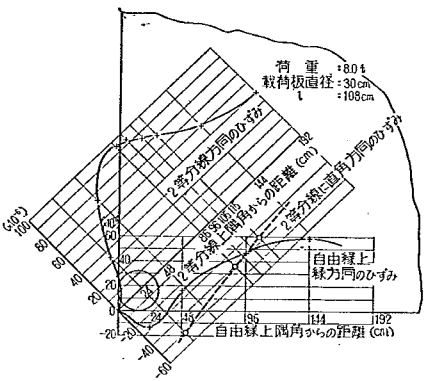


図-67　自由隅角部表面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚20cm）

図-68　自由隅角部表面における平均ひずみ



（第1回試験舗装，版厚25cm）

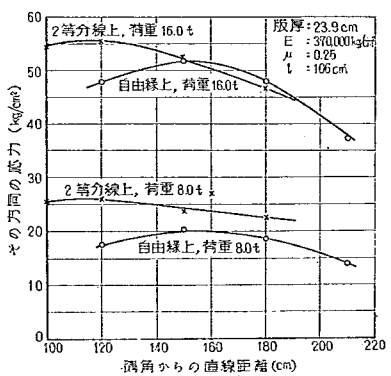


図-69　自由隅角における平均応力（第2回試験舗装）

表-21　コンクリート版隅角部表面における平均主応力
（第1回試験舗装，載荷板直径30cm）

場所	版厚 19.9cm					版厚 24.9cm				
	版上下両面の温度差（°C）	荷重[1]（t）	試験数	載荷された版の2等分線上92cm 主応力の大きさ[2]	主応力の方向[3]	温度差（°C）	荷重[1]（t）	試験数	載荷された版の2等分線上96cm 主応力の大きさ[2]	主応力の方向[3]
自由隅角部	0.5	6.0	2	32.3	47	−1.0	8.0	2	30.3	48
		10.0	2	57.5	39		14.0	2	50.8	47
	7.2	6.0	2	29.6	48	8.8	8.0	2	24.4	46
		11.8	2	67.0	51		16.6	2	64.5	49
膨脹目地隅角部	0	6.0	1	17.0	53	−0.5	8.0	1	16.4	64
		16.0	1	59.0	52		23.7	1	54.7	64
	8.0	6.0	2	17.0	61	9.4	8.0	2	15.5	51
		19.3	2	65.0	63		23.8	2	57.0	53
スリップバーを用いためくら目地隅角部	0.5	6.6	1	14.9	54	−0.5	8.0	2	12.0	61
		21.2	1	62.8	56		30	2	50.8	55
	8.0	6.0	2	15.6	60	8.6	8.0	1	7.0	55
		24.4	2	71.2	57		30	1	39.5	55
スリップバーを用いないめくら目地隅角部	1.0	6.0	2	15.8	67	−0.5	8.0	2	13.5	57
		17.0	2	61.0	67		27.0	2	52.0	62
	8.2	6.0	2	12.2	66	9.4	8.0	2	14.5	67
		21.5	2	64.3	63		29.5	2	68.0	57

注　1）第2段の荷重は一般にひびわれ荷重を表わす。ただし30として小数を付けなかったものは，ひびわれ荷重でない。
　　2）主応力は45°ローゼットのひずみ読取り値から E=340,000kg/au，μ=0.27として計算した。(kg/cm²)
　　3）主応力の方向は，コンクリート版中心線方向（自由縁方向に対する角度で表わした　度）

表-22　コンクリート版隅角部表面における平均応力
（第2回試験舗装，版厚23.9cm，温度差なし，載荷板直径40cm）

場所	荷重（t）	試験数	載荷された版の主応力の大きさ[3]と方向[4] 自由縁上180cm 大きさ	方向	4等分線上165cm 大きさ	方向	2等分線上150cm 大きさ	方向	4等分線上165cm 大きさ	方向	目地縁上180cm 大きさ	方向	隣版のその方向の応力 目地線上160cm	4等分線上145cm	2等分線上130cm	4等分線上145cm	自由縁上160cm
自由隅角部	8.0	2	18.8	30	22.0	37	24.0	43	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	16.0[1]	2	47.6	29	48.3	36	52.5	42	—	—	—	—	—	—	—	—	—
膨脹目地隅角部	8.0	2	8.4	32	13.4	40	14.3	53	10.0	60	9.9	79	6.6	10.4	12.4	10.2	9.8
	16.0	2	21.0	31	27.3	39	29.1	52	18.8	61	16.8	77	15.9	22.0	25.1	22.6	23.2
	28.5[1]	2	44.8	35	55.5	38	56.7	51	37.6	59	35.6	75	30.8	35.3	44.8	45.8	44.0
スリップバーを用いためくら目地隅角部	8.0	6	7.5	28	11.5	40	9.9	54	10.6	62	8.3	77	7.1	9.9	12.0	10.7	9.1
	16.0	6	14.7	28	23.0	40	20.8	54	21.4	62	15.5	77	15.0	19.3	24.6	21.6	19.5
	30[2]	6	27.2	31	43.5	41	45.0	54	46.1	63	31.6	79	28.6	41.0	50.1	42.0	38.5

注　1）ひびわれ荷重　　2）ひびわれ荷重でない
　　3）主応力の大きさは E=370,000kg/cm², μ=0.25 として計算した (kg/cm²)
　　4）主応力の方向は，コンクリート版中心線方向（自由縁方向）に対する角度で表わした（度）

部全体の最大応力よりいくぶん小さい。

図-67～69のような曲線から，隅角部の最大応力を推定すると，表-23の第4欄のようである。

また，これらの図から最大応力の生ずる位置を求めると，表-23の第5欄のようである。

表-23　自由隅角部の最大応力

1	2		3	4		5	
版厚 h (cm)	荷重		試験数	最大応力		最大応力の生じる位置2等分線上隅角からの距離 (cm)	
	大きさ P(t)	直径 $2a$ (cm)		平均	範囲	平均	範囲
19.9	5.0	30	5	29.0	24.7～30.9	79	75～86
24.9	8.0	30	5	31.2	26.3～37.6	82	75～88
23.9	8.0	40	2	26.0	24.6～27.4	115	110～120

Westergaard の第1隅角公式によると，自由隅角の最大応力は，

$$\sigma_c=\frac{3P}{h^2}\left\{1-\left(\frac{a_1}{l}\right)^{0.6}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(9)$$

ここで，σ_c：自由隅角の最大応力 (kg/cm²)

P：荷重 (kg)

h：コンクリート版の厚さ (cm)

a_1：隅角からタイヤ中心までの距離$=\sqrt{2}\,a$, (cm)

a：タイヤの接地半径 (cm)

l：剛比半径

最大応力の生ずる位置は，2等分線上

$$D=2\sqrt{a_1 l} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(10)$$

Pickett の隅角公式によると，自由隅角の最大応力は，

$$\sigma_c=\frac{4.2P}{h^2}\left\{1-\frac{\sqrt{a/l}}{0.925+0.22(a/l)}\right\} \quad \cdots\cdots(11)$$

(9)～(11) 式の計算値は，表-24のようであった。

表-24　隅角応力公式の計算値

版厚 h (cm)	荷重		最大応力 (kg/cm²)		最大応力の位置 (cm)
	大きさ P (kg)	直径 $2a$ (cm)	(9)式	(11)式	(10)式
19.9	5,000	30	22.2	30.5	87.9
24.9	8,000	30	24.2	33.0	95.8
23.9	8,000	40	22.9	32.4	109.8

表-23と表-24を比べると，自由隅角部の最大応力の実測値は，Westergaard の第1公式の1.4～1.36倍であり，Pickett 公式の0.80～0.95倍である。どちらかといえば Pickett 公式の方が実測値に合うようであるが，いずれも相当大きい相違を示している。

本研究における自由隅角部の試験数は，5以下であって，上記の相違がどの程度の確からしさでいえるか不明である。

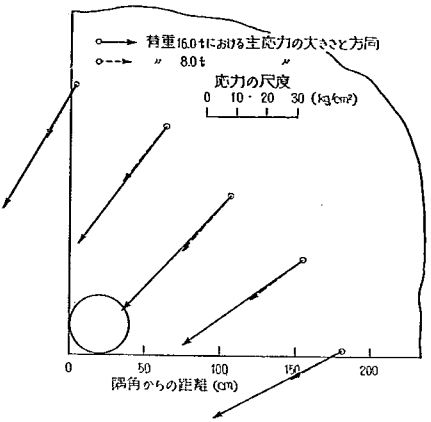


図-70　自由隅角部における主応力の大きさと方向の測定例

いずれにせよ本研究では自由隅角部の応力を，厳密に追究することはしなかった。実際のコンクリート舗装においては自由隅角をおかずに，保護隅角をおくべきであると考えたからであり，仮りに自由隅角部がつくられるとしても，その最大応力は（鋭角部でないかぎり）自由縁部のそれより大きくはないと結論したからである。

表-23と24を比べると，自由隅角部において最大応力の生ずる位置については，実測値と Westergaard の計算値が比較的よく一致する。この点については，破壊試験によっても確められた（10〔2〕参照）。

〔3〕 コンクリート版，膨脹目地隅角部のひずみと応力

第1回試験舗装，膨脹目地隅角部のひずみ測定値の平均は，図-71および図-72のようであった。第2回試験舗装膨脹目地隅角部のひずみ測定値平均から計算した応力は，図-73のようであった。

コンクリート版の膨脹目地隅角に荷重を加えた場合の応力ないし変形は，自由隅角部の場合によく似ている。隅角からある程度離れた場所の版表面のひずみは，載荷された版においても，隣版においても隅角を中心とする放射線方向では引張りで，円周方向では圧縮である。しかし載荷板直下に圧縮が生ずる点においては，自由隅角の場合と相違している。

膨脹目地隅角部における主応力の大きさと方向の測定例は，図-74のようであった。これら主応力の大きさと方向の測定値平均は，表-21および22のようであった。

膨脹目地隅角部における主応力の方向を，自由隅角部における方向と比べると，自由縁に対する角度が5～10°

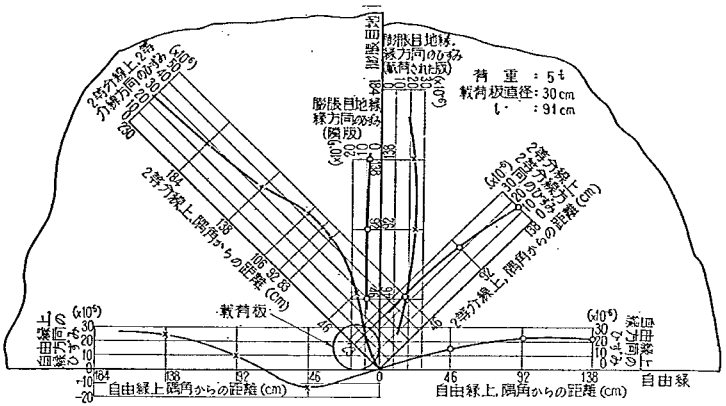


図-71　膨張目地隅角部表面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚 20cm）

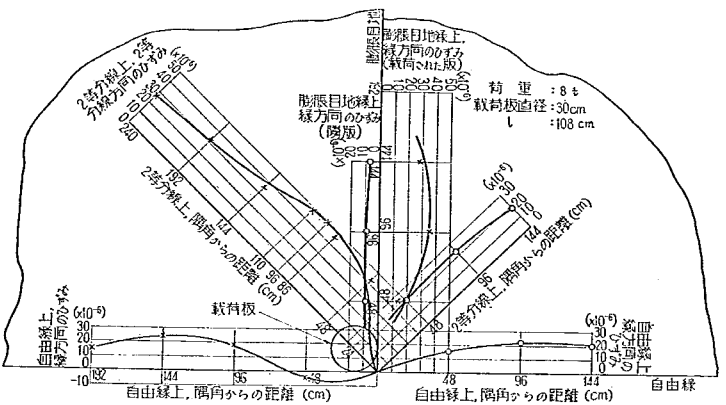


図-72　膨張目地隅角部表面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚 25cm）

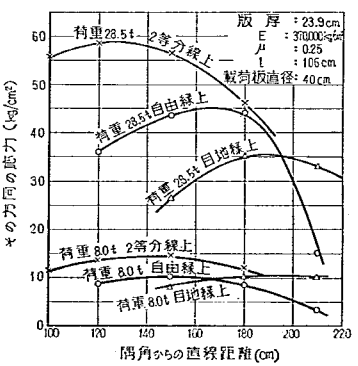


図-73　膨張目地隅角部における平均応力
（第2回試験舗装）

深くなっている。このことは，膨張目地にスリップバーを用いたことによって，自由縁のたわみと比べて，目地縁方向のたわみが小さくなったためであると考えられる。

膨張目地隅角部において，最大応力の生ずる位置は，ゲージ数不足のため正確に求めることが出来なかった。しかし自由縁に対して45°の方向（2等分方向）と60°の方向の間にあると推定される。

最大応力の生ずる位置と隅角との距離は，100～145cmであって，自由隅角の場合の1.1～1.2倍となっている。

膨張目地隅角部における最大応力の大きさと位置の概略の推定値は，表-25のようであった。

表-25と表-23を比べると，膨張目地隅角部における最大応力は，自由隅角部のそれの0.58～0.65倍であって，非常に小さい。

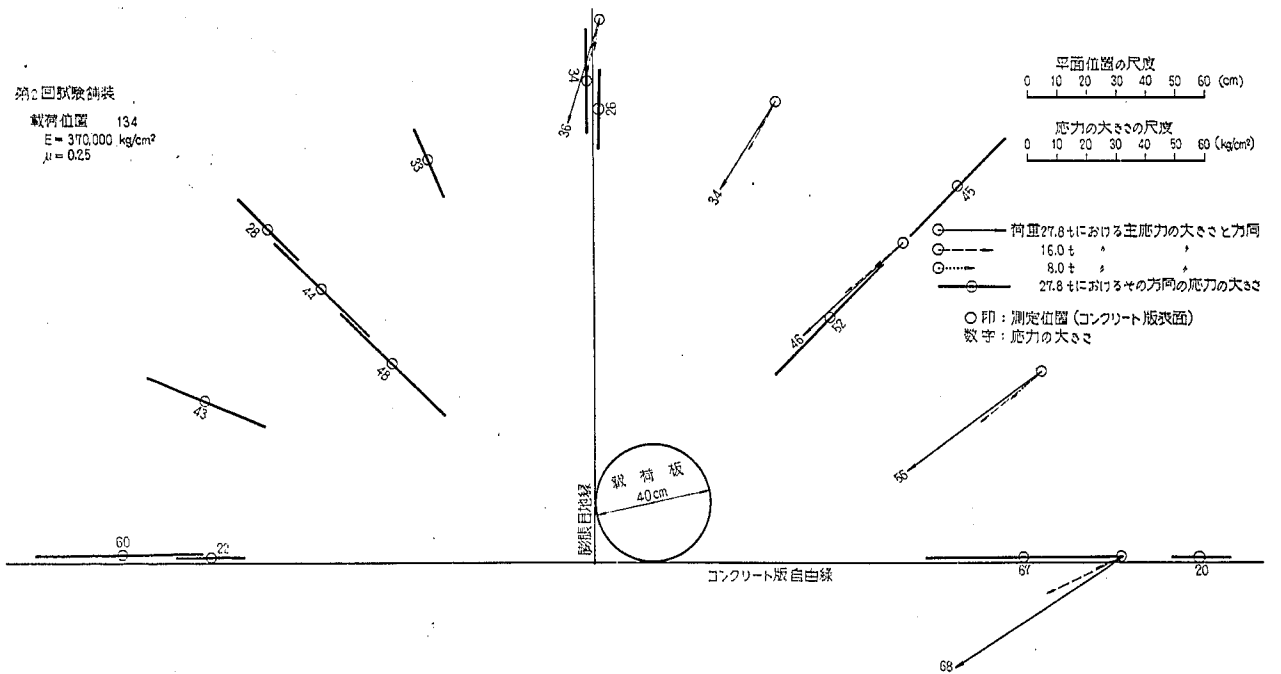


図-74　膨張目地隅角部における主応力の大きさと方向の測定例（第2回試験舗装）

表-25　膨脹目地隅角部の最大応力

版厚 h (cm)	荷重 大きさ P(t)	荷重 直径$2a$ (cm)	試験数	最大応力の概略値 (kg/cm²) 平均	最大応力の概略値 (kg/cm²) 範囲	最大応力の生ずる位置 方向	最大応力の生ずる位置 隅角からの距離 (cm)
19.9	5.0	30	3	18	16～20	自由縁に対して50～60°	105
24.9	8.0	30	3	20	17～25	〃	100
23.9	8.0	40	2	15	14～16	〃	145

スリップバーで隅角を補強することは，少なくとも静荷重による応力を減ずる上できわめて効果的であると結論できる。直径25mm程度のスリップバーで補強された膨脹目地隅角の最大応力は，自由隅角のそれの0.60～0.65倍である。

前章[3]において，たわみの測定値から応力比（膨脹目地隅角応力の自由隅角応力に対する比）を推定したが，膨脹目地隅角と自由隅角のたわみの比から求めた値は0.75，膨脹目地の両側の隅角のたわみから求めた値は0.55であった。したがって，たわみから，応力比を推定することは，大体のオーダーしか掴めないことがわかる。

しかし，どちらかといえば，隅角部両側のたわみから推定する方が，より正しいようである。

膨脹目地隅角部に載荷した場合，隣版の最大応力は，載荷された版の最大応力の約0.8倍である（表-22，図-71,72）

〔4〕 コンクリート版めくら目地隅角部のひずみと応力

第1回試験舗装めくら目地隅角部のひずみ測定値の平均は，図-75および図-76のようであった。第2回試験舗

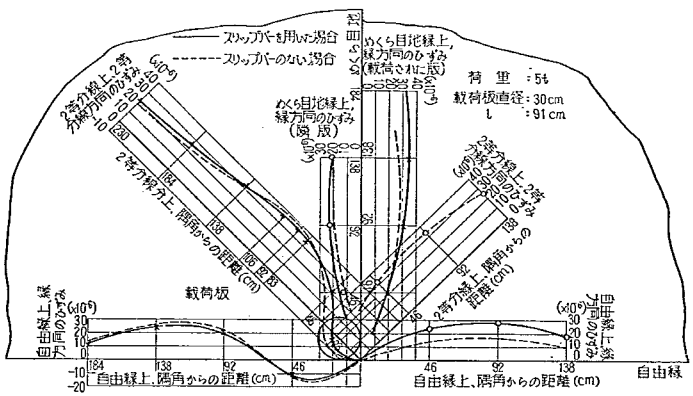


図-75　めくら目地隅角部表面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚20cm）

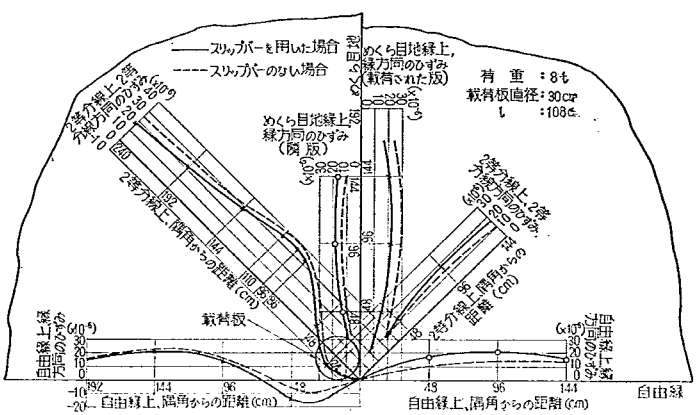


図-76　めくら目地隅角部表面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚25cm）

装めくら目地隅角部のひずみ測定値平均から計算した応力は，図-77 のようであった。

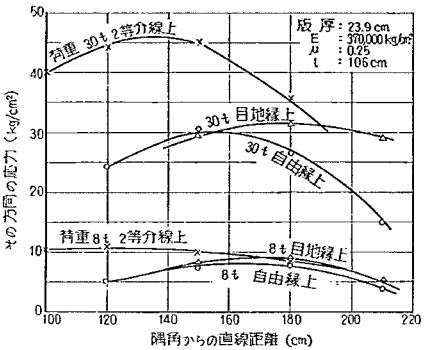


図-77 スリップバーを用いためくら目地隅角部における平均応力(第2回試験舗装)

コンクリート版のめくら目地隅角に荷重を加えた場合の応力ないし変形は，膨脹目地隅角部の場合にきわめてよく似ている。すなわち，隅角からある程度離れた場所の版表面のひずみは，載荷された版においても，隣版においても，隅角を中心とした放射線方向では引張りで，円周方向では圧縮である。しかし載荷板直下の圧縮部分は，膨脹目地の場合より広く，後述の自由縁部の場合に近くなっている。

めくら目地は，ひびわれが生じても，骨材のかみ合せとスリップバーによってせん断と曲げモーメントがよく伝達されるために，一枚の版に近い動作をするのであると推定される。

めくら目地隅角部における主応力の大きさと，方向の測定例は，図-78 のようであった。これら主応力の大きさと方向の測定値平均は，表-21および22のようであった。

めくら目地隅角部における主応力の方向は，膨脹目地隅角部の場合とほとんど同じであるが，自由縁に対する角度が1～2°深くなっている。ここでもめくら目地縁における荷重伝達が膨脹目地縁のそれよりも大きいことが示されている。

めくら目地隅角部において，最大応力の生ずる位置は，ゲージ数不足のため，正確に求めることが出来なかった。しかし自由縁に対して50～65° の方向であると推定される。

最大応力の生ずる位置と隅角の距離は，100～140cm であって，膨脹目地隅角の場合にほとんど同じである。

めくら目地隅角部における最大応力の大きさと位置の概略の推定値は，表-26のようである。

表-26 めくら目地隅角部の最大応力

めくら目地	版厚 h (cm)	荷重 大きさ P (t)	荷重 直径 $2a$ (cm)	試験数	最大応力の概略値 (kg/cm²) 平均	最大応力の概略値 (kg/cm²) 範囲	最大応力の生ずる位置 方向	最大応力の生ずる位置 隅角からの距離 (cm)
φ19mmのスリップバーを用いためくら目地	19.9	5.0	30	4	15	11～21	自由縁に対して50～65°	105
	24.9	8.0	30	4	15	10～24	〃	110
φ13mmのスリップバーを用いためくら目地	23.9	8.0	40	6	12	10～13	〃	140
スリップバーを用いないめくら目地	19.9	5.0	30	3	16	15～17	〃	100
	24.9	8.0	30	3	17	16～19	〃	105

表-26によると，めくら目地隅角部の応力は，スリップバーの有無，大小のいかんに拘らずきわめて小さい。その大きさは，スリップバーを用いた場合自由隅角部の最大応力の0.45～0.50倍，スリップバーを用いない場合0.55倍くらいである。

めくら目地隅角の応力が，このように小さいことは，一見きわめて奇妙である。めくら目地隅角の変形が自由隅角の変形に相似であるとすると，めくら目地の片側に加えた荷重の50%が隣版に伝えられるとしても，めくら目地隅角の最大応力は，自由隅角の0.5倍しかならない。したがってめくら目地隅角の変形が自由隅角の場合とかなり相違しているから，めくら目地隅角の応力はこのように小さいのであると考えられる。

めくら目地においては，スリップバーの有無，大小が応力減少ないし荷重伝達にほとんど関係しないことも，注目に価する。

これらのことは，本研究における多数の実測結果から事実であるとして認めざるを得ない。実際，前章のたわみ測定値も，このような現象を裏書きしている。

めくら目地が静荷重に対して，このように大きい抵抗力を示すことは（繰返し荷重に対する動作については後述する），骨材のかみ合せによるものであると考えられ

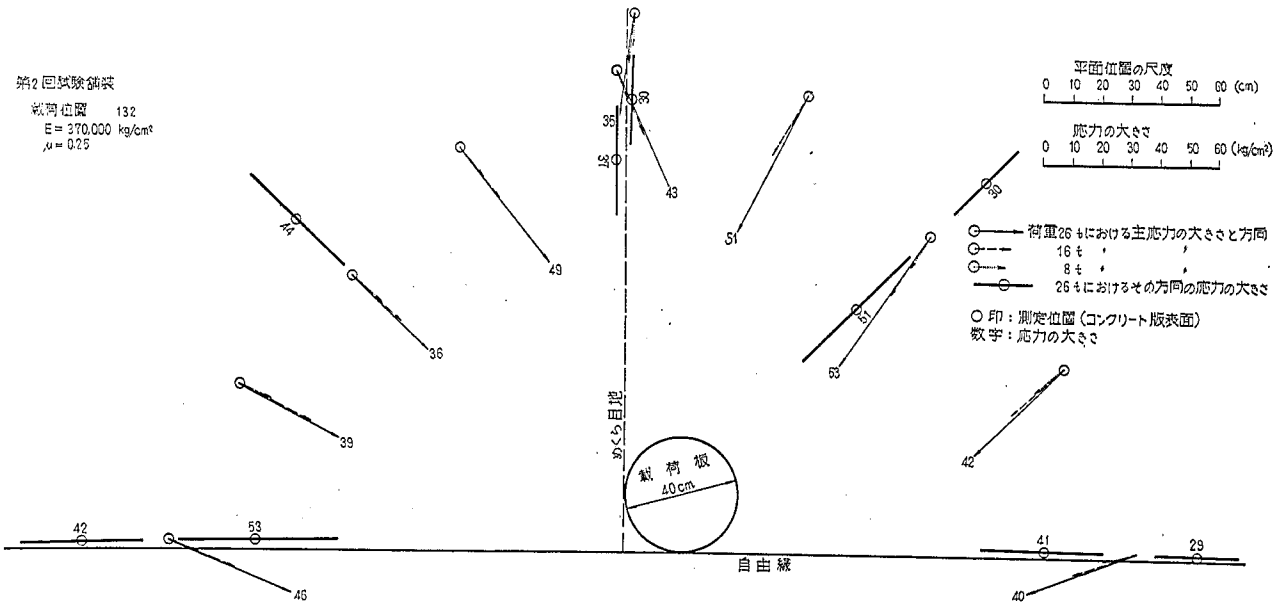


図-78 めくら目地隅角部における主応力の大きさと方向の測定例（第2回試験舗装）

る。

表-22，図-75，76によると，スリップバーを用いためくら目地隅角に載荷した場合，載荷された版の最大応力と，隣版の最大応力は，ほとんど同じである。このことは，たわみ測定結果とも一致するものである。

めくら目地隅角の最大応力の自由隅角のそれに対する比（応力比）をたわみから推定することは，前章で行なったが，0.60～0.50であった。この比は，応力の実測値から求めた本節の応力比に比較的よく一致する。

コンクリート版の応力についてだけ着目すると，めくら目地のスリップバーの直径は，13mmで充分である（スリップバーの応力については後述）。しかし，長年月の経過によるバーのサビなどを考えると，スリップバーの直径を13mmまで減少させてよいかどうかは，なお検討する必要があろう。

〔5〕 コンクリート版自由縁部のひずみと応力

第1回試験舗装自由縁部のひずみ測定値の平均は，図-79および図-80のようであった。第2回試験舗装自由縁部ひずみの測定例は図-81および図-82のようであった。

第2回試験舗装の応力の測定例は図-83，応力の測定平均は図-84のようであった。

コンクリート版の自由縁部に荷重を加えた場合，版表面の最大応力は圧縮であって，載荷板に最も近い自由縁の縁方向に生ずる。自由縁上自由縁方向の応力は，載荷点から離れると急激に減少し，90～150cmの点で0になり，それ以上離れると僅かな引張りとなる。

自由縁に直角な線上の点の自由縁方向の応力は，自由縁上の場合程急激に減少せず，1m離れて1/3になる程度である。コンクリート版の横断面上の応力がこのように大きいことは，組合せ応力を考える上で注目に価する。

コンクリート版底面側のひずみないし応力は，直接測定することができなかった。しかしコンクリート版側面のひずみ測定値から申立面を推定すると，版厚の半分の

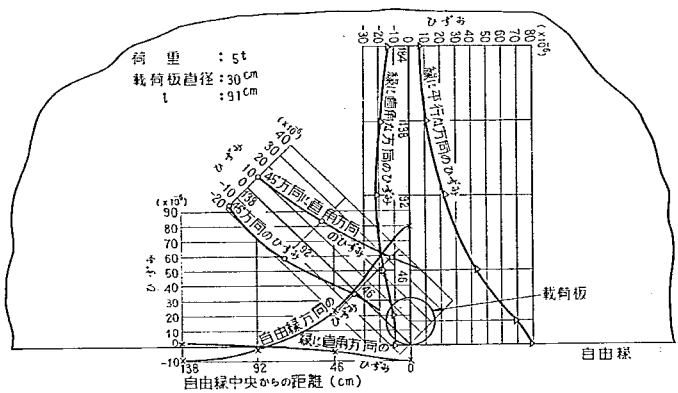


図-79　自由縁部底面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚20cm）

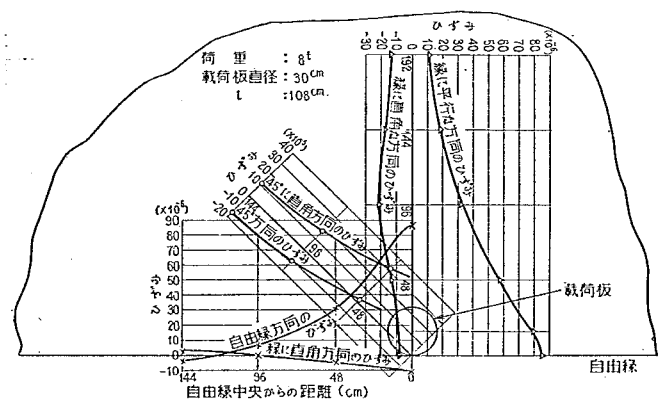


図-80　自由縁部底面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚25cm）

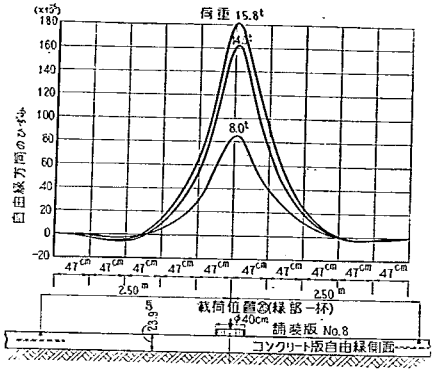


図-81　自由縁部におけるひずみの測定例
（第2回試験舗装）

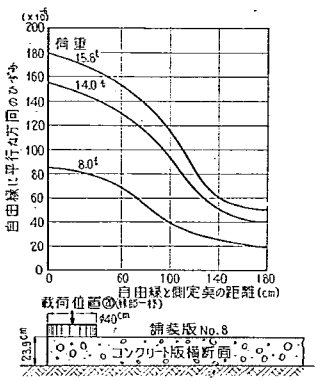


図-82　自由縁部におけるひずみの測定例
（第2回試験舗装）

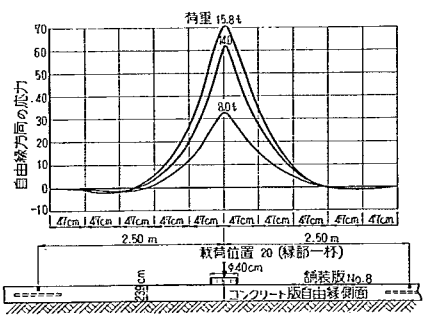


図-83　自由縁部における応力の測定例
（第2回試験舗装）

面にほとんど等しく，版底面の応力は表面応力の符号を反対にしたものであると考えられる。

表-27は第2回試験舗装の場合について中立面の位置を図解法で求めた結果（また図解法と比例計算法で縁ひ

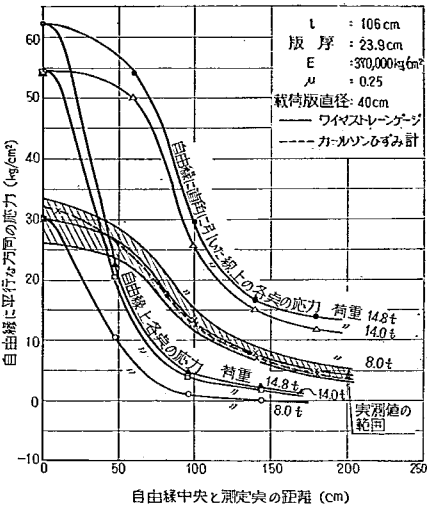


図-84　自由縁部における平均応力（第2回試験舗装）

ずみを計算した結果）を示す。図解法は，図-85に示すように，コンクリート版側面のひずみ読み取り値を直線で結んで求めたものである。

表-28は，このような図解法で求めた中立面の位置の平均を示す。

表-28から，中立面は版厚の1/2であるとして充分正確であることがわかる。したがって今後はことわらずに版底面のひずみないし応力を論ずることにする。

自由縁部の底面の最大応力の測定平均は，表-29のようであった。

自由縁部の応力に関する公式のうち，従来比較的多く用いられてきたものは，Westergaard の式 (12) と Arlingtan の実測結果に基づき，(12) 式を修正した Teller と Sutherland の式 (14) である。

$$\sigma_e=2.116(1+0.54\mu)\frac{P}{h^2}\left[\log_{10}\frac{l}{b}+0.090\right] \quad \cdots\cdots(12)$$

ここで，

σ_e：自由縁部の最大応力 (kg/cm²)

b：式(13)で与えられる等価接地半径 (cm)

$$b=\sqrt{1.6a^2+h^2}-0.675h \quad \cdots\cdots a<1.724h \text{ の場合}$$
$$b=a \quad \cdots\cdots a\geq 1.724h \text{ の場合} \quad \cdots\cdots(13)$$

$$\sigma_e=2.116(1+0.54\mu)\frac{P}{h^2}\times\left[\log_{10}\frac{l}{b}+\frac{1}{4}\log_{10}\frac{b}{2.54}\right] \quad \cdots\cdots(14)$$

式 (12) と (14) の計算値は表-30の第6欄および第7欄のようであった。

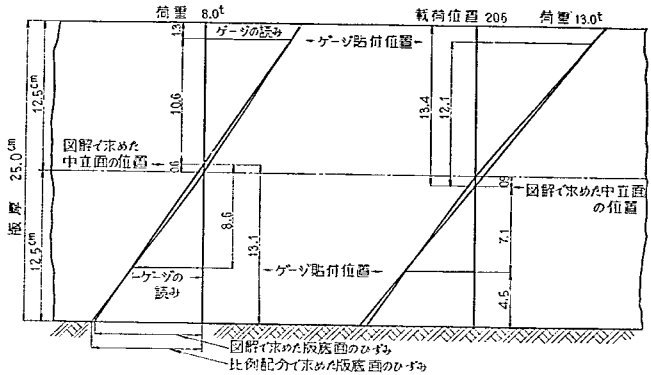


図-85　図解法によるコンクリート版中立面の決定

表-27　版側面のひずみから求めた版表面および底面のひずみ（第2回試験舗装）

載荷位置	8t荷重 側底面ひずみ① ヨミ	比例計算値[1]	図解値[2]	側表面ひずみ② ヨミ	比例計算値[1]	図解値[2]	中立面と版厚の半分の面との距離(cm)	ひびわれ荷重 側底面ひずみ① ヨミ	比例計算値[1]	図解値[2]	側表面ひずみ② ヨミ	比例計算値[1]	図解値[2]	中立面と版厚の半分の面との距離(cm)
5	36.7	77	79	−63.3	83	82	−0.3	88	184	173	−114	149	152	+0.7
10	51	65	70	−95	101	100	−2.2	131	167	171	−192	209	208	−0.9
15	—	—	—	−63.7	72	—	—	—	—	—	−138	157	—	—
20	65	74	74	−77	93	93	0	123	139	160	−166	201	181	−0.6
25	51.3	69	68	−42.7	57	62	+0.5	81	110	109	−75	102	101	+0.2
30	89.5	103	101	−47.3	66	71	+1.9	121	139	140	−114	158	155	−0.5
35	43	55	62	−105.3	127	113	−3.3	103	132	148	−255	309	277	−3.3
40	55	67	65	−86	110	105	−2.3	105	127	135	−177	226	216	−2.5
45	27	89	75	−53	58	59	+1.3	82	270	195	−116	127	130	+2.3
50	34.3	49	—	—	—	—	—	67	96	—	—	—	—	—
55	—	—	—	−38.3	44	—	—	108	165	157	−87	100	93	+2.3
60	44	58	69	−81.7	89	96	−1.9	109	143	123	−184	201	218	−1.5
65	47.7	—	—	−95.3	—	—	—	109	—	—	−250	—	—	—
70	42.3	69	62	−49.3	67	65	−0.5	80	114	117	−99	134	132	−0.5
75	56	58	75	−88.5	92	95	−1.5	104	108	135	−153	168	166	−1.1
80	49.7	67	67	−58.0	64	64	0	92	124	123	−104	114	114	+0.5
85	37.3	72	72	−61.7	75	75	0	73	140	132	−111	134	135	+0.2
90	46.0	56	56	−41.0	56	56	0	83	101	101	−76	123	103	−0.1
95	54.8	—	—	−52.8	—	—	—	91	—	—	−101	—	—	—
平均	—	69	71	—	78	81	+0.59	—	141	141	—	162	159	−0.32

注　1）版厚の半分の面を中立面である（応力0）として，比例計算で縁ひずみを求めた。
　　2）図-84のような図解法で縁ひずみを求めた。

表-28　版側面のひずみから図解法で求めた中立面の位置の平均

版厚 h(cm)	19.9		24.9		23.9	
荷重 P(t)	5.0	ひびわれ荷重	8.0	ひびわれ荷重	8.0	ひびわれ荷重
中立面と版厚の1/2の面との距離 (cm)	−0.8	−0.6	−0.4	−0.3	+0.6	−0.3

表-29　自由縁部の最大応力

版厚 h (cm)	試験数	荷重 大きさ P (kg)	荷重 直径 $2a$ (cm)	最大応力(kg/cm²) 平均	最大応力(kg/cm²) 範囲
19.9	15	5,000	30	27.9	23.7～32.8
24.9	15	8,000	30	30.8	24.4～37.2
23.9	19	8,000	40	30.0	26.0～33.5

表-30と29を比べると，本研究の実測値は，Westergaard の公式と比較的よく一致している。

しかし Westergaard の公式および Teller と Sutherland の公式は，半径 a の半円上に載荷することを仮定したものである。自動車のタイヤが縦目地の真上を走ることを考えれば，半円載荷状態は実際上起り得るものである。しかし半円の上に全荷重が乗ることは，実際上起り得ず，半円載荷状態においては荷重がおおむね半減するものと考えるべきである。

したがって，自由縁部における自動車荷重の最もきびしい載荷状態は，本研究の試験において採用した全円に全荷重を加える状態である。

これらの考察から，むしろ Teller と Sutherland の公式の方が，本研究の実測には合致するものと考え，まず載荷板の面積が同じであれば応力もほぼ等しいことを仮定し，a の代りに $\sqrt{2}\,a$ をおいた。次に (13) 式による等価接地半径の計算がはなはだ面倒であるので $b=0.9a$ とした。

このように $b=0.9\sqrt{2}\,a$ であるとして，(14) 式を修正すると

$$\sigma_r=2.116(1+0.54\mu)\frac{P}{h^2}\times\left\{\log_{10}\frac{l}{0.9\sqrt{2}\,a}+2.5\log_{10}\frac{0.9\sqrt{2}\,a}{2.45}\right\}$$

$$\fallingdotseq 2.12(1+0.54\mu)\frac{P}{h^2}\times[\log_{10}l-0.75\log a-0.181]\quad\cdots\cdots(15)$$

式(15)を土木研究所公式と名付ける。土木研究所公式の計算値は表-30の第8欄に示した。

式(15)は，表-29の実測値ともきわめてよく一致しており，実験公式として充分使用に耐えるものと考える。ただしこの公式は kg—cm 単位にしか使えない。また，K 値は，直径 75cm の剛性載荷板で測定した値を用いるものとする。

表-30　自由縁部応力公式の計算値

1	2	3	4	5	6	7	8
版厚 h (cm)	荷重 大きさ P (kg)	荷重 直径 $2a$ (cm)	剛比半径 l (cm)	ポアソン比 μ	Westergaard 公式 (12) の計算値	Teller と Sutherland の公式 (14) の計算値	土木研究所公式(15)の計算値
19.9	5,000	30	91	0.27	27.6	30.5	27.5
24.9	8,000	30	108	0.27	30.2	33.3	30.4
23.9	8.000	40	106	0.25	28.7	32.8	29.1

〔6〕 コンクリート版，膨脹目地縁部のひずみと応力

第1回試験舗装膨脹目地縁部のひずみ測定値の平均は，図-86および87のようであった。第2回試験舗装においては，測定しなかった。

膨脹目地縁部の載荷された側の版の変形ないし応力は，自由縁部の場合にきわめてよく似ているが，大きさは小さい。最大引張応力は載荷板に最も近い目地縁の版底面の縁方向に生ずる。

膨脹目地縁部の載荷された版の隣版の変形ないし応力は，載荷された版のそれに似ているが，大きさはさらに小さい。膨脹目地縁部における最大応力の平均は，表-31のようである。

膨脹目地縁部の最大応力は，自由縁部のそれの0.70倍くらいである。

前章表-20によると，載荷された版のたわみと自由縁のたわみの比から求めた応力比は0.58～0.68，目地縁両

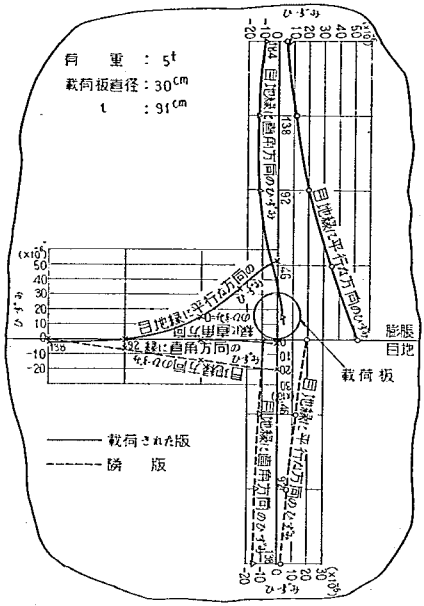


図-86　膨脹目地縁部底面における平均ひずみ
(第1回試験舗装，版厚20cm)

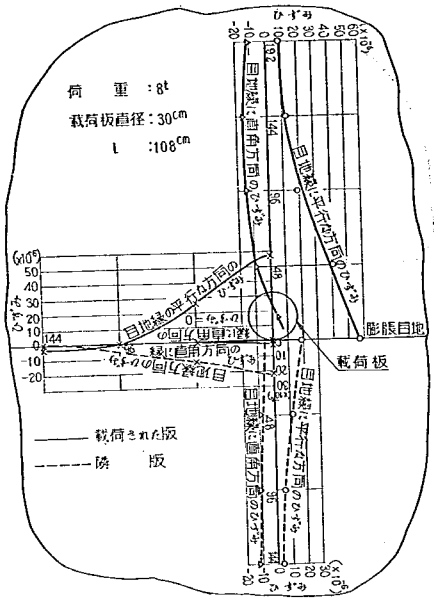


図-87　膨脹目地縁部底面における平均ひずみ
(第1回試験舗装，版厚25cm)

表-31　膨脹目地縁部の最大応力

版厚 h (cm)	荷重 大きさ P (kg)	荷重 直径 $2a$ (cm)	試験数	載荷された版の最大応力 範囲	載荷された版の最大応力 大きさ (kg/cm²)	載荷された版の最大応力 自由縁の最大応力に対する比	隣版の最大応力 大きさ (kg/cm²)	隣版の最大応力 自由縁の最大応力に対する比
19.9	5,000	30	4	15.2～25.3	19.4	0.70	6.2	0.22
24.9	8,000	30	4	14.5～25.4	21.6	0.70	6.2	0.20

側のたわみから求めた応力比は0.53～0.58であった。この場合応力比をたわみから推定することは，やや不正確なようである。

〔7〕 コンクリート版めくら目地縁部のひずみと応力

第1回試験舗装でスリップバーを用いためくら目地縁部のひずみ測定値の平均は，図-88および89のようであった。

めくら目地縁部の両側の版の変形ないし応力は，膨脹目地縁部のそれに，きわめてよく似ている。しかし載荷された版の応力が膨脹目地の場合より低いのに対し，隣版の応力が膨脹目地の場合よりむしろ高くなっている。すなわちめくら目地の荷重伝達能力はきわめて高い。

めくら目地縁部における最大応力の平均は，表-32のようであった。

表-32によればめくら目地縁部の最大応力は，載荷された版の目地縁に生じ，隣版に生ずることはない。この

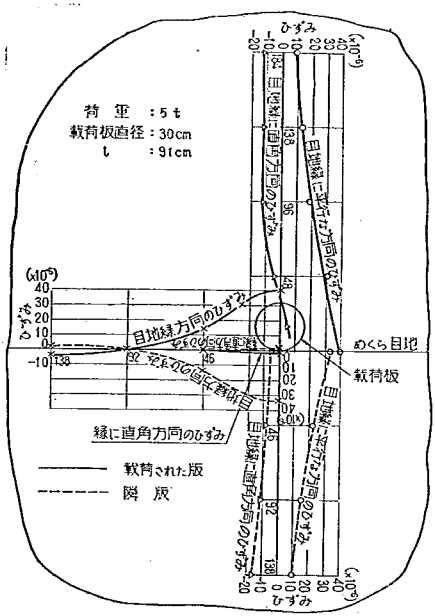


図-88　スリップバーを用いためくら目地縁部底面における平均ひずみ
（第1回試験舗装，版厚20cm）

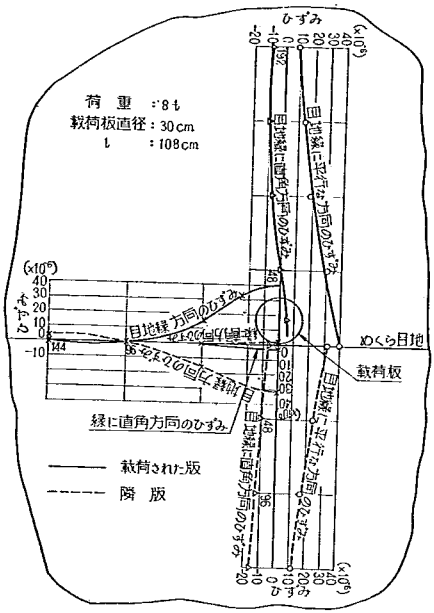


図-89　スリップバーを用いためくら目地縁部底面における平均ひずみ
（第1回試験舗装，版厚25cm）

表-32　めくら目地縁部の最大応力

目地	版厚 h (cm)	荷重 (kg) 大きさ P(kg)	荷重 (kg) 直径 $2a$(cm)	試験数	載荷された版の最大応力 範囲	載荷された版の最大応力 大きさ (kg/cm²)	載荷された版の最大応力 自由縁の最大応力に対する比	隣版の最大応力 大きさ (kg/cm²)	隣版の最大応力 自由縁の最大応力に対する比
スリップバーを用いためくら目地	19.9	5,000	30	2	12.8～19.4	15.0	0.54	11.4	0.41
	24.9	8,000	30	2	13.7～17.1	15.4	0.50	11.0	0.36
スリップバーを用いないめくら目地	19.9	5,000	30	4	12.6～19.2	16.1	0.58	10.3	0.37
	24.9	8,000	30	4	14.6～20.0	17.9	0.58	9.5	0.31

結果は，たわみ測定結果（前章 表-20 参照）と相反するものである。応力測定の試験数が，たわみ測定の試験数より少なすぎることを忘れてはならないが，この結果は必らずしも試験誤差で片づけられないであろう。

この矛盾は，おそらく隣版のたわみが大きくても，たわみ曲線の曲り具合がゆるやかであるという仮定で，設

明できると考えられる。

スリップバーを用いためくら目地縁部の最大応力は，自由縁部のそれの0.50～0.55倍である。スリップバーを用いないめくら目地縁部最大応力は，自由縁部のそれの0.55～0.60倍である。

これらの応力比をたわみ測定値から推定した結果は，

前章表-20に示した。たわみ測定値からの推定は，その仮定から考えて，応力比の推定に使い難いものであるが結果的にはほぼ相等しい数値を与えている。

〔8〕 コンクリート版突合せ目地縁部のひずみと応力

第1回試験舗装突合せ目地縁部のひずみ測定値の平均は，図-90および91のようであった。第2回試験舗装突合せ目地縁部の応力測定値の平均は，図-92のようであった。

突合せ目地縁部の両側の版の変形ないし応力は，膨脹目地縁部のそれに，きわめてよく似ている。

突合せ目地縁部における最大応力の平均は，表-33のようであった。

表-33 突合せ目地縁部の最大応力

目地	版厚 h (cm)	荷重 大きさ P(kg)	荷重 直径 $2a$(cm)	試験数	載荷された版の最大応力 範囲	載荷された版の最大応力 大きさ (kg/cm²)	載荷された版の最大応力 自由縁の最大応力に対する比	隣版の最大応力 大きさ (kg/cm²)	隣版の最大応力 自由縁の最大応力に対する比
タイバーを用いた突合せ目地	19.9	5,000	30	4	14.6～27.8	19.5	0.70	9.9	0.36
	24.9	8,000	30	4	18.8～25.4	23.1	0.75	11.7	0.38
	23.9	8,000	40	8	16.9～23.5	20.3	0.68	9.0	0.30
タイバーを用いない突合せ目地	19.9	5,000	30	4	17.5～31.5	23.1	0.83	7.7	0.28
	24.9	8,000	30	4	23.6～27.6	25.7	0.83	7.3	0.24

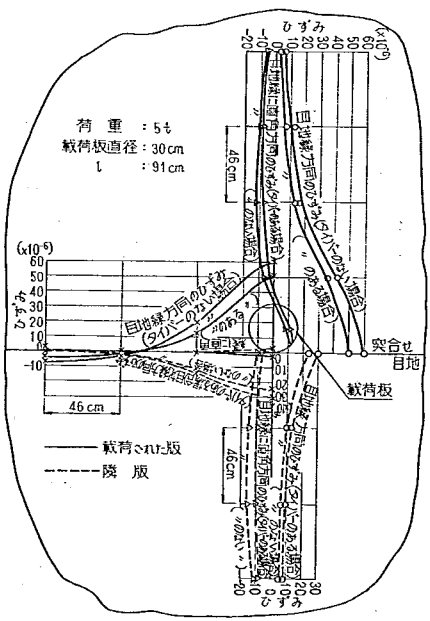


図-90 突合せ目地縁部底面における平均ひずみ
（第1回試験舗装，版厚20cm）

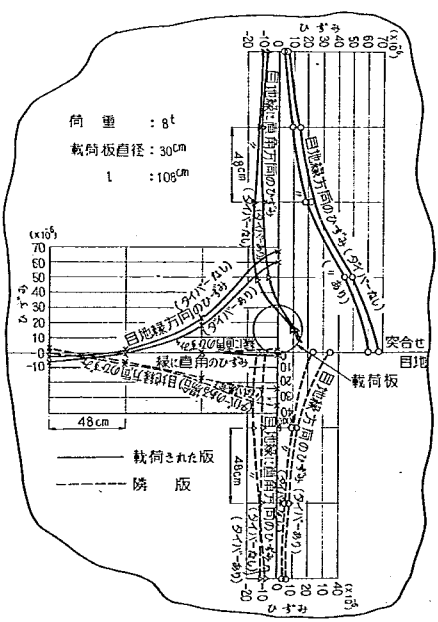


図-91 突合せ目地縁部底面における平均ひずみ
（第1回試験舗装，版厚25cm）

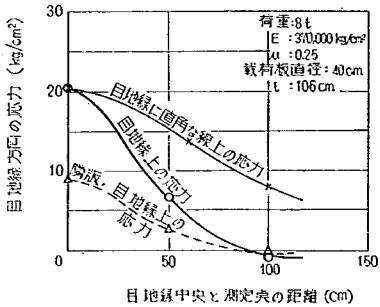


図-92　タイバーつき突合せ目地縁部における平均応力（第2回試験舗装）

タイバーを用いた突合せ目地の最大応力は，自由縁部のそれの0.70～0.75倍である。タイバーを用いない突合せ目地の最大応力は，自由縁部のそれの0.80～0.85倍である。ただしこれらは静荷重を数回加えた場合の結果である（繰返し荷重を多数回加えた場合，タイバーを用いない突合せ目地は，自由縁とほぼ同じ状態になると推定される)。

これらの応力比をたわみ測定値から推定した結果は，前章表-20に示したが，0.40～0.55であってきわめて小さい。すなわち突合せ目地においては，応力減少率をたわみ測定値から推定することは全く誤りである。

突合せ目地縁部の荷重伝達能力を，たわみ測定値から推定するときわめて高いのに，応力の実測値を見るとそれ程高くない理由は，おそらくタイバーの間隔が大きいことによるものと推察される。

タイバーを用いた突合せ目地縁部の設計公式は，多少の安全を見て，(15)式の0.75倍とすればよいであろう。

$$\sigma_{bj}=1.59(1+0.54\mu)\frac{P}{h^2}\times\{\log_{10}l-0.75\log a-0.181\}\quad\cdots\cdots(16)$$

ここで

σ_{bj}：タイバーを用いた突合せ目地縁部の最大応力 (kg/cm²)

他の記号は (15) 式参照

〔9〕 コンクリート版中央部のひずみと応力

第1回試験舗装中央部のひずみ測定値平均は，図-93および94のようであった。第2回試験舗装中央部応力の平均は，図-95のようであった。ただし実測は版表面について行なったが，符号を逆にして版底面のひずみないし応力とした。

中央部の最大応力は，載荷板直下に生じ，その大きさはあらゆる方向に同じである。載荷点から離れるにしたがって，応力は小さくなるが，円周方向の応力が半径方向の応力より大きい。

中央部における最大応力の平均は表-34のようである。

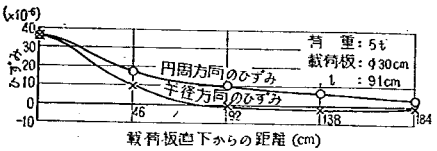


図-93　中央部底面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚20cm)

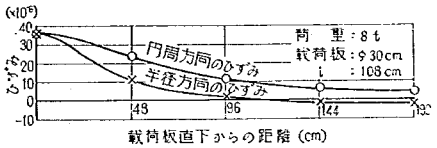


図-94　中央部底面における平均ひずみ（第1回試験舗装，版厚25cm)

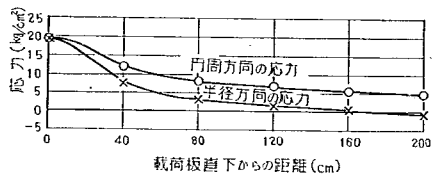


図-95　中央部底面における平均応力（第2回試験舗装)

表-34　中央部の最大応力

版厚 (cm)	荷重 大きさ P(kg)	荷重 直径2a (cm)	試験数	最大応力 (kg/cm²) 平均	最大応力 (kg/cm²) 範囲
19.9	5,000	30	6	17.8	13.9～21.8
24.9	8,000	30	6	17.8	15.4～21.2
23.9	8.000	40	19	19.4	14.9～23.8

コンクリート版中央部応力に関する Westergaard の第1公式は

$$\sigma_i=1.1(1+\mu)\frac{P}{h^2}\left\{\log_{10}\frac{l}{b}+\log_{10}\times 4\sqrt{12(1-\mu^2)}\right\}\quad\cdots\cdots(17)$$

ここで

σ_i：コンクリート版中央部の最大応力 (kg/cm²)

(17)式の計算値は，表-35に示した。

表-35　中央部応力の計算値

版厚 h (cm)	荷重 大きさ P(kg)	荷重 直径 2a(cm)	Westergaard 公式 (17) の計算値
19.9	5,000	30	19.2
24.9	8,000	30	21.1
23.9	8,000	40	19.8

表-36　隅角部における主要な版表面ひずみの実測平均値（温度差のない場合）

単位　(10^{-6})

版厚 (cm)	場所	荷重 (t)	測定数	載荷された版															隣版								
				自由縁上，縁方向のひずみ				2等分線上，2等分線方向のひずみ								目地縁上，縁方向のひずみ			目地縁			2等分線			自由縁		
				cm 23	cm 46	cm 92	cm 138	cm 23	cm 46	cm 83	cm 92	cm 101	cm 111	cm 138	cm 184	cm 46	cm 92	cm 138	46	92	138	46	92	138	46	92	138
19.9	自由隅角部	5.0	3	−6	16	44	44	18	60	87	84	76	66	45	32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		10.0	2	−10	34	92	90	40	128	179	175	160	138	95	80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	膨服目地隅角部	5.0	2	—	−12	10	24	11	28	42	44	44	—	33	28	18	24	23	9	9	8	25	22	13	14	22	22
		16.0	1	—	−35	47	113	48	119	173	179	178	—	137	118	99	130	121	49	51	46	105	102	63	76	104	103
	スリップバーを用いためくら目地隅角部	5.0	2	—	−10	20	22	−4	21	33	36	35	—	31	26	19	30	34	13	23	22	32	34	26	23	28	19
		21.2	1	—	−37	109	115	−20	115	176	188	182	—	163	135	103	159	175	71	121	115	166	177	134	123	147	102
	スリップバーを用いないめくら目地隅角部	5.0	1	—	−14	22	26	−10	13	37	39	39	—	31	22	19	27	26	10	20	20	31	33	26	14	15	10
		17.6	2	—	−34	105	123	−28	69	177	184	182	—	144	100	99	138	133	54	103	101	151	158	121	69	72	46
				cm 24	cm 48	cm 96	cm 144	cm 24	cm 48	cm 86	cm 96	cm 105	cm 115	cm 144	cm 192	cm 48	cm 96	cm 144	48	96	144	48	96	144	48	96	144
24.9	自由隅角部	8.0	3	−14	17	46	58	35	74	95	93	87	80	60	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		14.0	2	−30	38	96	120	69	136	168	166	155	144	110	92	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	膨服目地隅角部	8.0	2	—	−4	18	24	17	42	46	50	49	—	35	32	20	34	28	9	9	7	23	23	18	15	22	21
		23.7	1	—	−13	63	82	66	150	161	169	165	—	123	114	75	123	103	43	46	37	89	97	72	56	77	72
	スリップバーを用いためくら目地隅角部	8.0	2	—	−14	14	20	−10	6	33	36	35	—	28	21	16	22	20	11	18	17	13	17	16	16	20	15
		32.0	2	—	−43	85	115	−27	33	157	169	164	—	131	96	94	127	114	67	105	100	66	81	73	95	108	84
	スリップバーを用いないめくら目地隅角部	8.0	1	—	−6	16	23	−8	10	37	40	39	—	31	27	23	30	28	10	14	11	10	14	10	10	14	14
		27.0	2	—	−22	78	107	−26	44	151	160	154	—	122	105	92	116	107	42	54	41	43	57	39	51	66	63
				cm 120	cm 140	cm 160	cm 180	cm 100	cm 120	cm 140	cm 160	cm 180	cm 200	—	—	cm 140	cm 160	cm 180	140	160	180	100	120	140	120	140	160
23.9	自由隅角部	8.0	2	46	50	52	48	70	71	67	63	61	54	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		16.0	2	126	134	134	124	146	148	143	133	122	110	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	膨服目地隅角部	8.0	2	24	27	27	23	33	38	40	38	33	24	—	—	21	25	27	18	22	24	30	35	28	21	24	28
		28.5	2	97	111	118	113	149	155	153	141	120	94	—	—	63	83	94	79	98	105	120	137	112	85	97	112
	スリップバーを用いためくら目地隅角部	8.0	6	13	17	20	20	31	31	31	28	25	21	—	—	20	23	24	17	21	19	32	36	30	20	23	16
		34.0	6	68	80	81	72	110	121	124	112	95	71	—	—	77	83	85	63	77	70	128	145	124	88	101	70

注　一部のひずみは，実側値を補間して求められている。

表-37 縁部における主要な版底面ひずみの実測平均値（温度差のない場合） 単位 (10^{-6})

版厚 (cm)	場所	荷重 (t)	測定数	載荷された版																隣版							
				縁上，縁方向のひずみ					縁に直角な線上，縁方向のひずみ				縁に直角な線上，その方向のひずみ							縁上，縁方向のひずみ				縁に直角な線上，縁方向のひずみ			
				中央	cm 46	cm 92	cm 138	cm 184	cm 230	cm 46	cm 92	cm 138	cm 184	縁	cm 46	cm 92	cm 138	cm 184	中央	46	92	138	46	92	138	184
19.9	自由縁部	5.0	6	79	24	− 2	− 9	—	—	43	22	11	6	−10	−18	−22	−19	−14	—	—	—	—	—	—	—	—
		11.0	16	167	52	0	−13	—	—	101	53	26	14	−19	−34	−37	−30	−20	—	—	—	—	—	—	—	—
	膨服目地縁部	5.0	4	52	15	0	− 2	—	—	35	20	12	5	3	− 4	−12	−12	− 9	20	14	6	0	12	7	3	—
		14.0	2	168	65	0	− 5	—	—	115	68	40	15	7	−11	−34	−34	−21	68	47	20	3	41	25	14	—
	スリップバーを用いためくら目地縁部	5.0	3	40	14	0	− 4	—	—	30	18	13	9	5	− 4	−12	−12	−12	33	14	0	− 2	23	15	10	—
		15.0	1	178	60	0	− 7	—	—	124	79	57	38	12	−17	−40	−43	−35	136	62	9	0	97	27	14	—
	スリップバーを用いないめくら目地縁部	5.0	2	45	16	0	− 4	—	—	33	19	13	9	4	− 5	−13	−15	−10	30	12	0	− 2	18	10	6	—
		13.0	2	174	58	0	−10	—	—	131	77	49	32	10	−19	−40	−48	−38	96	41	2	− 6	70	38	20	—
	タイバーを用いた突合せ目地縁部	5.0	4	50	12	− 1	− 4	—	—	35	13	7	3	11	− 3	− 8	− 8	− 5	30	14	2	− 2	14	10	8	—
		15.0	1	169	43	0	− 9	—	—	122	50	29	13	20	−10	−28	−30	−16	99	38	6	− 5	46	32	23	—
	タイバーを用いない突合せ目地縁部	5.0	2	60	20	− 3	− 7	—	—	42	17	12	6	8	− 7	−12	−11	− 6	24	12	1	0	10	7	6	—
		11.0	1	194	63	− 1		—	—	138	56	37	18	16	− 8	−36	−33	−19	39	20	3	0	20	12	10	—
				中央	cm 48	cm 96	cm 144	cm 192	cm 240	cm 48	cm 96	cm 144	cm 192	縁	cm 48	cm 96	cm 144	cm 192	中央	48	96	144	48	96	144	192
24.9	自由縁部	8.0	6	86	31	7	− 3	—	—	58	32	18	11	8	−13	−22	−18	−14	—	—	—	—	—	—	—	—
		15.6	14	184	66	12	− 6	—	—	126	68	37	22	−17	−24	−37	−28	−21	—	—	—	—	—	—	—	—
	膨服目地縁部	8.0	4	57	26	0	− 2	—	—	40	19	12	9	6	− 9	−14	−15	−11	22	13	6	0	12	6	3	—
		18.0	2	182	73	0	− 3	—	—	131	65	39	27	13	−19	−35	−38	−25	73	42	22	3	40	21	12	—
	スリップバーを用いためくら目地縁部	8.0	3	41	15	0	0	—	—	30	19	14	9	5	0	− 6	− 9	− 8	32	24	17	12	16	0	− 4	—
		23.0	1	130	50	0	− 3	—	—	198	63	44	30	11	0	−20	−27	−24	103	59	42	33	60	16	0	—
	スリップバーを用いないめくら目地縁部	8.0	2	47	18	0	− 3	—	—	34	19	13	8	3	− 5	−10	−12	−10	28	16	6	0	17	5	0	—
		18.0	2	158	60	0	− 8	—	—	120	66	42	27	10	−17	−34	−41	−33	84	49	21	0	59	16	0	—
	タイバーを用いた突合せ目地縁部	8.0	4	60	18	0	− 5	—	—	45	19	10	4	12	− 6	−10	−10	− 6	35	17	8	0	13	8	6	—
		20.0	1	185	52	0	−11	—	—	136	55	31	13	17	−18	−30	−32	−19	105	52	28	4	48	31	18	—
	タイバーを用いない突合せ目地縁部	8.0	2	67	23	2	− 2	—	—	50	22	15	6	10	−14	−15	−12	−10	24	17	6	− 3	10	6	4	—
		16.0	2	183	61	3	− 5	—	—	137	58	36	16	17	−28	−31	−33	−17	33	24	8	− 4	14	8	5	—
				中央	cm 47	cm 94	cm 141	cm 188	cm 235	cm 60	cm 100	cm 140	cm 180	縁	cm 60	cm 100	cm 140	cm 180	中央	47	94	141	47	94	141	—
23.9	自由縁部	8.0	19	78	28	4	2	− 1	0	65	38	25	17	−10	− 3	− 2	− 2	− 2	—	—	—	—	—	—	—	—
		15.8	19	161	58	13	5	− 2	0	142	85	52	44	−18	− 7	− 5	− 5	− 3	—	—	—	—	—	—	—	—
	タイバーを用いた突合せ目地縁部	8.0	8	56	3	—	—	—	—	38	23	—	—	−10	− 8	− 8	—	—	25	0	—	—	10	6	—	—
		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

中央部応力の実測値は，Westergaard 公式の計算値より小さいが，比較的よく一致する。

〔10〕 コンクリート版各部の平均ひずみ

本章で取扱つてきたコンクリート版各部の実測平均ひずみを取りまとめると，表-36，37 および 38のようである。

表-36～38 には，ひびわれ発生時のひずみも書いてあるが，それらについては第10章で取扱う。

表-38　中央部における主要な版底面ひずみの実測平均値（温度差のない場合）

版厚 (cm)	荷重 (t)	測定数	半径方面のひずみ						円周方向のひずみ					
			直下	46cm	92cm	138cm	184cm	230cm	直下	46	92	138	184	230
19.9	5.0	5	36	10	0	−2	−1	—	36	17	10	8	3	—
	15.0	2	129	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			直下	48cm	96cm	144cm	192cm	240cm	直下	48	96	144	192	240
24.9	8.0	5	36	11	2	−2	−3	—	36	24	11	6	4	—
	21.0	2	136	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			直下	40cm	80cm	120cm	160cm	200cm	直下	40	80	120	160	200
23.9	8.0	19	39	12	3	0	−2	−4	39	27	20	17	15	13

8. 載荷板直径とコンクリート版応力の関係

〔1〕 自由隅角部における載荷板直径と応力の関係

自由隅角部における載荷板直径と，版表面応力の平均的関係は，図-96 のようであった。

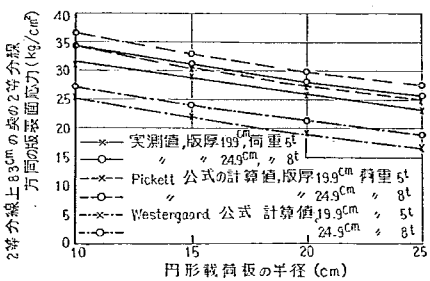


図-96　自由隅角部における載荷板半径と応力の平均的関係

図-96には，実測値の他に，Pickett 公式 (11) の計算値および Westergaard 公式（9）の計算値が，記入されている。

これを見ると実測値は，Piekett 公式にきわめてよく一致していること，載荷板直径と応力の関係については，いずれの公式も実測値ときわめてよく一致することがわかる。

〔2〕 自由縁部における載荷板直径と応力の関係

自由縁部における載荷板直径と，版底面応力の最大値の平均的関係は，図-97 のようであつた。

図-96には，実測値のほかに土研公式 (15) の計算値を記入した。

これを見ると，実測値の方が載荷板直径の影響を敏感

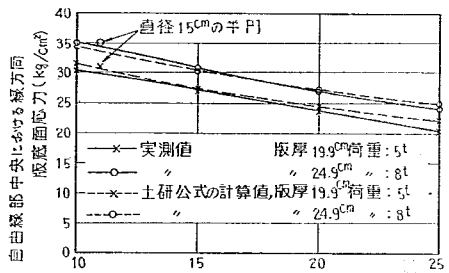


図-97　自由縁部における載荷板形状と応力の平均的関係

に受けているようであるが，大体の傾向は一致している。

図-97 には，また直径 30cm の半円載荷板の応力実測値が記入されているが，その位置は，面積の等しい全円の半径の位置，すなわち半径 $15/\sqrt{2}=10.6$cm の位置とした。この点が，実測値を結んだ線よりいくぶん上にあることは，半径10.6cmの全円によるよりも半径15cmの半円による方が応力が大きいことを意味しているが，両者の差は小さい。したがつて前章で土研公式に導いた前提は，大体において成立つと考えられる。

〔3〕 目地縁部における載荷板直径と応力の関係

膨脹目地縁部，めくら目地縁部および突合せ目地縁部における載荷板直径と，版底面の最大応力の平均的関係は，図-93～100のようであった。

これらの関係は，自由縁部における関係とおおむね同じものであると考えられる。

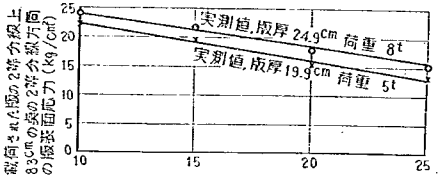


図-98　膨脹目地縁部における載荷板半径と応力の平均的関係

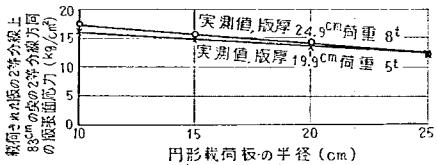


図-99　スリップバーを用いためくら目地縁部における載荷板半径と応力の平均的関係

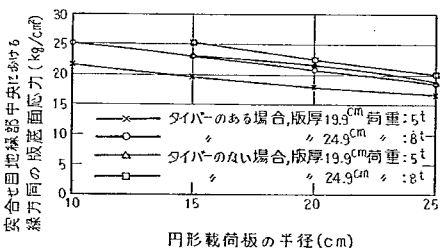


図-100　突合せ目地縁部における載荷板半径と応力の平均的関係

〔4〕 中央部における載荷板直径と応力の関係

中央部における載荷板直径と，版底面の最大応力の平均的関係は，図-101のようであつた。

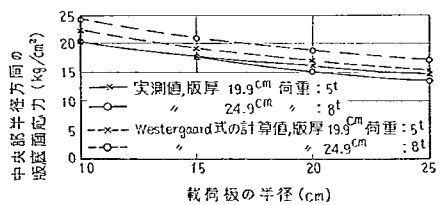


図-101　中央部における載荷板半径と応力の平均的関係

図-101には，実測値の他に，Westergaard 公式(17)の計算値が記入されている。

これを見ると，実測値は，Westergaard 公式よりいくぶん小さいが，載荷板直径と応力の関係は，大体において同じであることがわかる。

9. 載荷位置（走行位置）とコンクリート版たわみ，ひずみおよび応力の関係

〔1〕 膨脹目地隅角部における載荷位置とたわみ，ひずみの関係

膨脹目地隅角部における載荷位置と，コンクリート版のたわみおよびひずみの平均的関係は，図-102および103のようであった。

載荷位置が60cm内側に寄つた場合，隅角先端のたわみは，約2/3に減り，ひずみは，約1/4に減る。すなわちたわみの減少率に比べてひずみの減少率は非常に大きい。

ただし，これらの図でたわみは常に最大値を測定しているのに対し，ひずみは最大値を示しているとは限らないことに注意しなければならない。たとえば，図-102で隅角2等分線上90cmの点のひずみは，隅角一杯に載荷した場合には，最大ひずみに近いが，載荷板を60cm内側に寄せた場合には最大ひずみではない。

しかし膨脹目地隅角部における最大引張応力は版表面に生ずるのに対し，膨脹目地縁部における最大引張応力

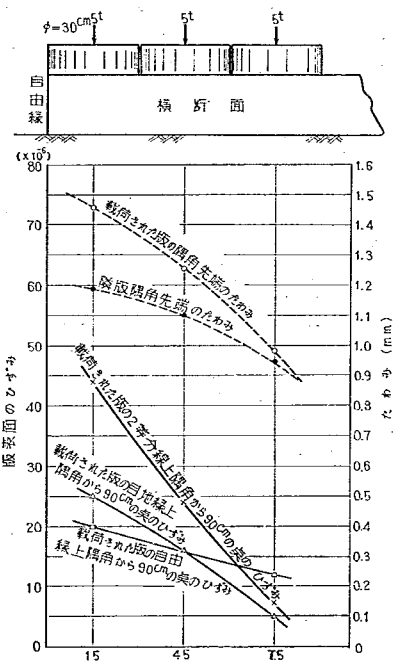


図-102　膨脹目地隅角部における載荷位置とたわみおよび版表面ひずみの平均的関係
（第1回試験舗装，版厚20cm）

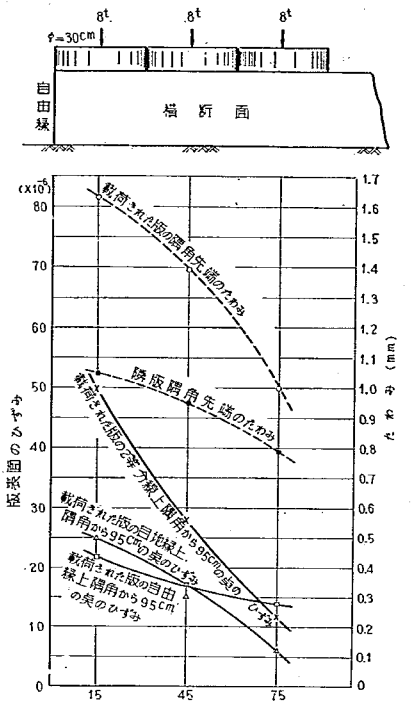


図-103　脹膨目地隅角部における載荷位置とたわみおよび版表面ひずみの平均的関係（第1回試験舗装，版厚25cm）

は，版底面に生ずることを考えれば，膨脹目地隅角部において，載荷位置が内側に寄ると，応力が急激に減少することは，きわめて当然である。

膨脹目地隅角部の応力は，自動車が隅角一杯の位置を走行した場合でも小さいばかりでなく，走行位置が内側に寄つた場合には急激に減少する。したがつて膨脹目地隅角部の応力によつて，コンクリート版の設計をする必要はない。

〔2〕 スリップバーを用いためくら目地隅角部における，載荷位置とたわみ，ひずみの関係

スリップバーを用いためくら目地隅角部における載荷位置と，コンクリート版のたわみおよびひずみの平均的関係は，図-104および105のようであった。

載荷位置が60cm内側に寄った場合，隅角先端のたわみは約0.7倍に減り，ひずみは約0.4倍に減る。ひずみの減少は，膨脹目地隅角の場合程急激でないが，やはり大きい。

めくら目地隅角部においては，走行位置が内側に寄っても，自由縁上の応力が2等分線上の応力より大きくなることはない点において，膨脹目地隅角部の場合と相違している。

めくら目地隅角部の応力は，自動車が隅角一杯の位置を走行した場合でも小さいばかりでなく，走行位置が内側に寄った場合には，急激に減少する。したがって，めくら目地隅角部の応力によって，コンクリート版の設計をする必要はない。

〔3〕 自由縁部における載荷位置とたわみ，ひずみおよび応力の関係

自由縁部における載荷位置とたわみの関係の測定例は，図-106および107のようであった。

第2回試験舗装のたわみ測定値平均から自由縁中央のたわみの影響線をつくると，図-108のようであった（この図は，図-102～105と対応するものであり，図-102～105は影響線図であると考えられる）。

図-106～108によると，自由縁部においても載荷位置が内側に寄ると最大たわみは減少すること，たわみ減少の程度は，60cm内側に寄った場合0.8倍くらい，80cm内側に寄った場合2/3倍くらいであって，目地隅角部の場合程急激ではないことなどがわかる。

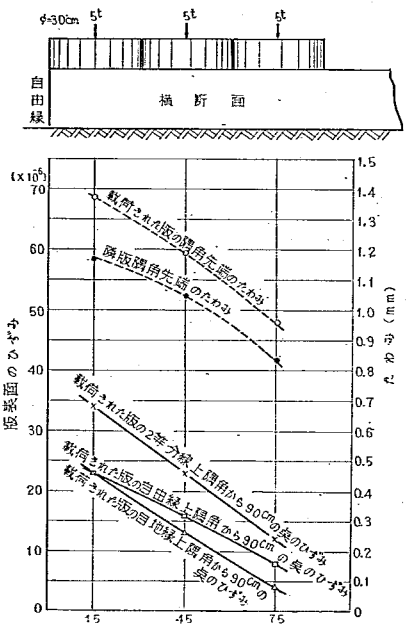


図-104　スリップバーのあるめくら目地隅角部における載荷位置とたわみおよび版表面ひずみの平均的関係（第1回試験舗装，版厚20cm）

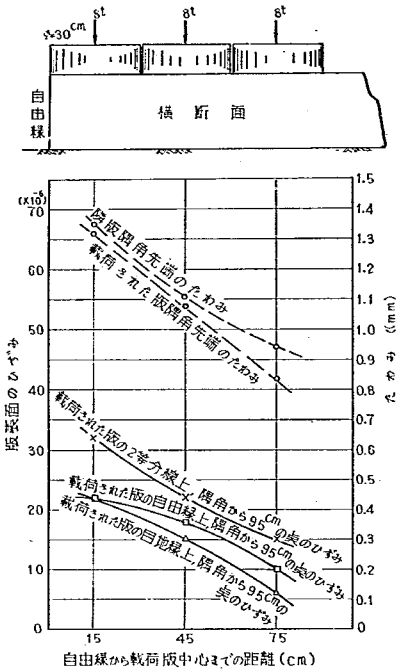


図-105　スリップバーのあるめくら目地隅角部における載荷位置とたわみおよび版表面ひずみの平均的関係（第1回試験舗装，版厚25cm）

自由縁部における載荷位置とひずみの関係の測定例は，図-109のようであった。

ひずみ測定値平均から，自由縁部におけるひずみの影響線をつくると，図-110～112のようであった。また，応力の影響線をつくると，図-113～115のようであった。

これらの図から次のことがわかる。

（a）　各載荷点において，最大ひずみの生ずる位置は，載荷板中心の直下より外側（自由縁側）に寄っている。

（b）　しかし，各載荷点において最大応力の生ずる位置は，載荷板中心の直下に近く，載荷板を自由縁一杯に置いた場合だけ相違する。

（c）　すべての載荷位置を通じての最大応力は，載荷板を自由縁に一杯に置いた場合の最大応力であり，載荷位置を自由縁から離すに従って，最大応力も減少するが載荷板を自由縁から1m以上離すとほぼ“一定＝中央部の最大応力”になる。

すなわち，最大応力の包絡線に着目すると，載荷位置が自由縁から 80～100cm まではほとんど直線的に減少し，その後は自由縁最大応力の60%強の大きさで一定である。

（d）　自由縁中央の点の縁方向の応力は，載荷板が内側に寄るにしたがって，急激に減少し，60cm ずらすと約1/2，120cm ずらすと約1/4になる。

〔4〕　タイバーを用いた突合せ目地縁部における載荷位置とひずみおよび応力の関係

タイバーを用いた突合せ目地縁部における載荷位置とひずみ測定値平均の関係は，図-110～112のようであった。また応力の影響線は，図-113～115のようであった。

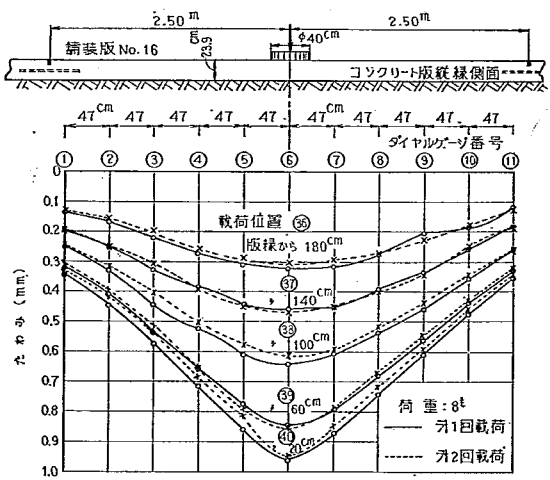


図-106　自由縁部におけるたわみと載荷位置の関係の測定例（第2回試験舗装）

これらの関係は，自由縁部の場合とほぼ同様である。すなわち，

（a）　各載荷点において最大ひずみの生ずる位置は，載荷板中心直下より目地縁側に寄っているが，最大応力の生ずる位置は，載荷板中心直下に近い。ただし載荷板を目地縁一杯においた場合の最大応力は，目地縁に生ずる。

（b）　各載荷位置に対する最大応力の包絡線に着目すると，載荷位置が目地縁から 60～80cm に達するまではほとんど直線的に減少し，その後は目地縁最大応力の90%で一定である。

（c）　突合せ目地縁中央の点の縁方向の応力は，載荷板が中央部側に寄るにしたがって急激に減少し，60cm ずらすと約1/2になる。

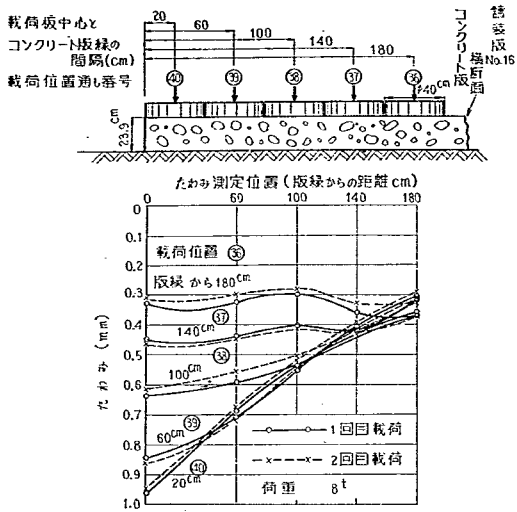


図-107　自由縁部におけるたわみと載荷位置の関係の1例（第2回試験舗装）

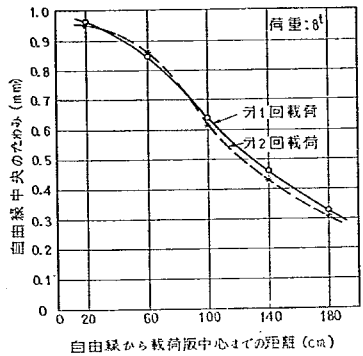


図-108　自由縁部におけるたわみと載荷位置の平均的関係

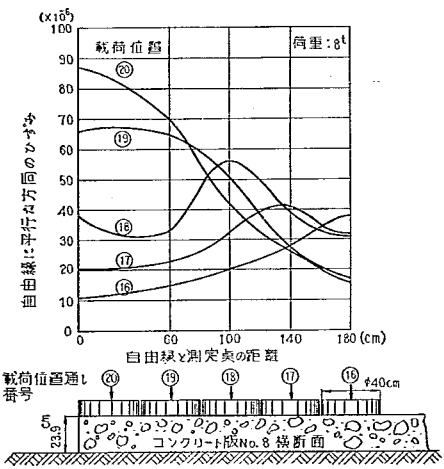


図-109　自由縁部におけるひずみと載荷位置の関係の1例（第2回試験舗装）

〔5〕 中央部における載荷位置とひずみおよび応力の関係

中央部における載荷位置と，ひずみ測定値平均の関係は，図-110～112のようであった。また載荷位置と応力の関係は，図-113～115のようであった。

コンクリート版中央部においては，載荷位置を少々変えても応力は一定である。それは，載荷位置が中央部から縁部に移動するにしたがって，縁方向のひずみが増大するが，縁に直角方向のひずみが減少するためである。

10. ひびわれ発生時のコンクリート版たわみ，ひずみおよび応力

〔1〕 ひびわれ発生時のたわみ，ひずみおよび応力の計算

ひびわれ荷重の推定方法は，3でのべた。

しかし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は一般に測定されていない。したがって，図-116に例示するように，荷重～たわみ曲線ないし，荷重～ひずみ曲線の最後の部分を直線的に延長することによって，ひびわれ発生時におけるたわみおよびひずみを推定した。

ひびわれ発生時における応力は，始めひびわれ発生時のひずみと7.—9.で用いた，ヤング率およびポアソン比（強度の1/2における値）を使って計算した。しかしヤング率とポアソン比も当然供試体破壊時における値をとるべきであるから，表-19の第4行および第7行の値を用いることと修正した。すなわち，第1回試験舗装に対しては，E=29，060kg/cm²，μ=0.26，第2回試験舗装に対しては，E=335.000kg/cm²，μ=0.24 とした。

表-39は，ひびわれ荷重，応力およびたわみの一覧表である。この表は，温度差の小さい場合と，大きい場合について，観察によって求めた平均ひびわれ荷重，荷重～ひずみ曲線から求めた平均ひびわれ荷重，荷重～カールソンひずみ曲線から求めた平均ひびわれ荷重，荷重～たわみ曲線から求めた平均ひびわれ荷重を出し，それらに対する平均最大応力と平均最大たわみを示したものである。

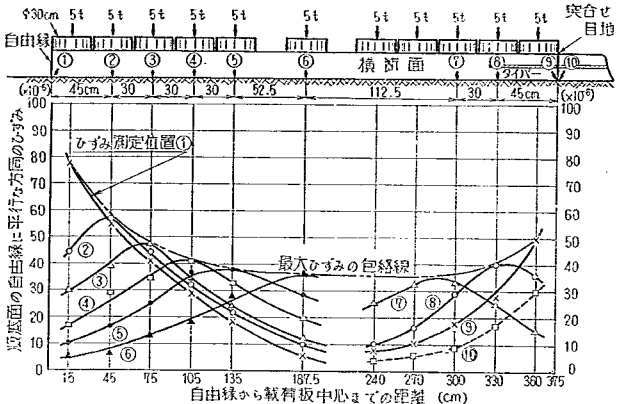


図-110　自由縁部，中央部および突合せ目地縁部における載荷位置と版底面ひずみの平均的関係（第1回試験舗装，版厚20cm）

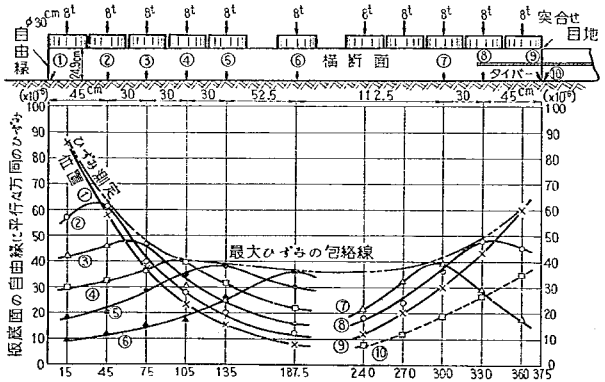


図-111　自由縁部，中央部および突合せ目地縁部における載荷位置と版底面ひずみの平均的関係（第1回試験舗装，版厚25cm）

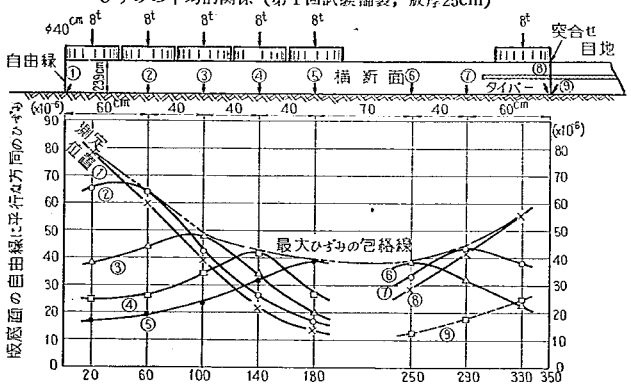


図-112　自由縁部，中央部および突合せ目地縁部における載荷位置とひずみの平均的関係（第2回試験舗装，平均値）

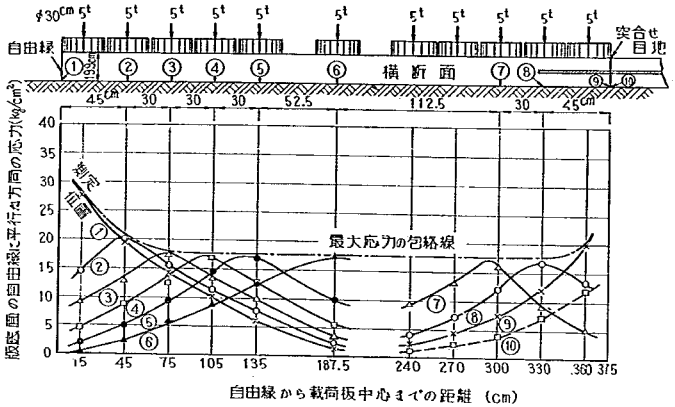


図-113　自動車走行位置（載荷位置）と応力の平均的関係（第1回試験舗装，版厚20cm）

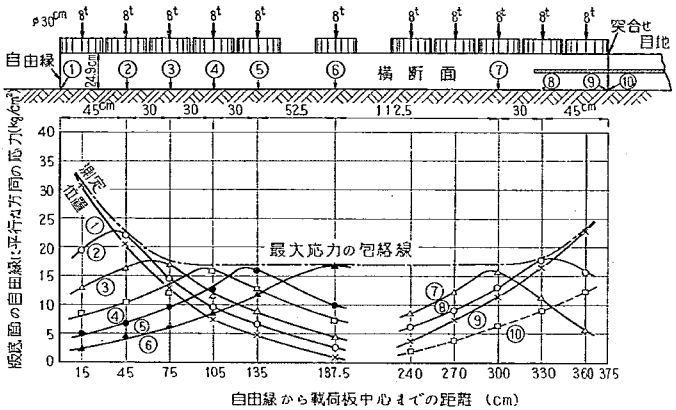


図-114　自動車走行位置（載荷位置）と応力の平均的関係（第1回試験舗装，版厚25cm）

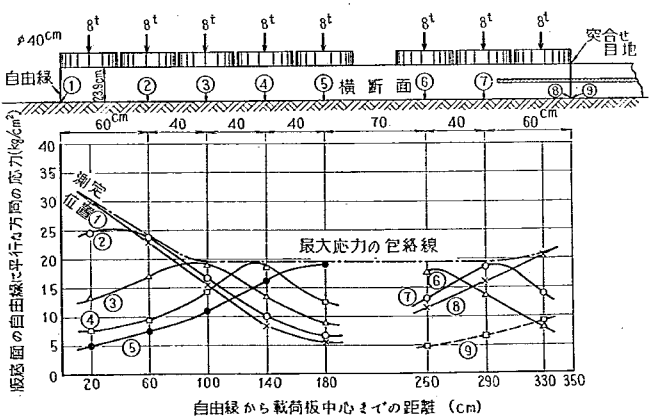


図-115　自動車走行位置（載荷位置）と応力の平均的関係（第2回試験舗装，平均値）

表-39 ひびわれ荷重，

版厚 (cm)	場所	版面温度差 (θ′)	試験数	観察によって求めたひびわれ 荷重(1) (t)	最大応力(2) (kg/cm²)	最大たわみ(4) (mm)	荷重～ひずみ曲線から求めたひびわれ 荷重 (t)	最大応力(3) (kg/cm²)	最大たわみ(4) (mm)
19.9	自由隅角部	0.5 7.5	2 2	10.0 11.8	59.0 68.7	4.75 4.76	10.0 10.9	59.0 63.2	4.75 4.25
	膨脹目地隅角部	0 7.8	1 2	16.0 19.3	59.0 65.0	5.32 5.94	16.0 18.3	59.0 60.5	5.32 5.54
	スリップバーを用いためくら目地隅角部	0.5 7.5	1 2	21.2 24.8	62.8 71.2	6.38 8.15	19.0 22.0	55.0 62.0	5.61 7.03
	スリップバーを用いないめくら目地隅角部	1.0 7.5	2 2	17.0 21.5	61.0 64.3	6.53 7.93	14.6 17.0	50.0 49.0	5.37 5.95
	自由縁部	0.1 8.4	16 6	11.0 9.8	59.8 60.6	2.69 2.48	9.2 8.2	50.0 47.5	2.14 1.96
	膨脹目地縁部	0.2 8.8	2 2	23.0 20	106 116	3.89 3.47	11.6 10.0	49.7 47.0	1.52 1.41
	スリップバーを用いためくら目地縁部	−0.5 8.3	1 2	24 20	121 88	3.59 2.58	14.0 16.0	57.7 60.6	1.73 1.94
	スリップバーを用いないめくら目地縁部	−0.5 6.3	2 2	22 22	127 114	3.62 3.03	13.0 11.5	62.5 51.7	1.70 1.37
	タイバーを用いた突合せ目地縁部	−1.4 8.8	1 2	(30) (30)	131 122	4.45 5.03	14.0 13.0	56.1 52.0	1.64 1.78
	タイバーを用いない突合せ目地縁部	−0.5 6.0	1 2	20 21	147 128	3.80 4.46	10.0 10.0	59.7 52.3	1.24 1.55
	中央部	0.8 8.5	2 3	23 22	132 144	2.50 2.27	13.5 11.1	58.5 53.2	1.06 0.94
24.9	自由隅角部	−1.0 8.5	2 2	14.0 16.6	55.0 67.3	4.85 5.78	12.5 14.0	49.0 56.0	4.30 4.85
	膨脹目地隅角部	−0.5 7.3	1 2	23.7 23.8	54.7 57.0	5.83 5.97	23.7 23.8	54.7 57.0	5.83 5.97
	スリップバーを用いためくら目地隅角部	−0.5 7.2	2 1	(30) (30)	50.8 49.5	6.37 5.67	29.5 27.0	49.8 43.5	6.24 4.96
	スリップバーを用いないめくら目地隅角部	−0.5 8.9	2 2	27.0 29.5	52.0 58.0	6.47 7.96	25.0 25.0	47.0 46.5	5.87 6.44
	自由縁部	−0.1 8.5	14 8	15.6 13.0	66.0 57.3	2.16 2.01	12.5 11.0	49.5 44.3	1.72 1.60
	膨脹目地縁部	−0.2 6.5	2 2	22 28	97.0 133.0	2.37 3.41	16.5 15.0	58.0 55.5	1.64 1.46
	スリップバーを用いためくら目地縁部	−0.5 5.5	1 2	(30) (30)	65.0 63.0	2.40 2.31	27.0 16.0	55.0 32.5	1.86 0.99
	スリップバーを用いないめくら目地縁部	−0.5 10.2	2 2	(30) (30)	102.0 117.0	3.62 3.24	19.0 19.0	60.0 63.1	1.91 1.71
	タイバーを用いた突合せ目地縁部	1.8 5.5	1 2	(30) (30)	103.0 92.0	2.26 2.60	18.0 17.0	59.8 51.5	1.32 1.18
	タイバーを用いない突合せ目地縁部	0.5 8.8	2 2	20 18	88 91	2.40 3.47	13.3 12.0	52.2 49.2	1.44 1.58
	中央部	0.8 2.2	2 3	29 28	97 101	1.42 1.63	20.5 17.5	60.0 54.0	0.88 0.72
23.9	自由隅角部	0.5	2	16.0	55.5	5.05	16.0	55.5	5.05
	膨脹目地隅角部	0.5	2	28.5	59.0	6.90	24.5	49.5	5.75
	めくら目地隅角部	0.5	6	(30)	46.0	5.90	29.0	43.8	5.63
	自由縁部	0.5	19	15.8	62.0	2.22	14.8	57.0	2.04

注 (1) (30)は30 tまでにひびわれを発見できなかったもの。小数以下を書いてないものは精度の悪いもの。
(2) 版厚 19.9cm および 24.9cm に対しては E=340,000kg/cm², μ=0.27 とし，版厚 23.9cm に対して
(3) 版厚 19.9cm および 24.9cm に対しては E=290,000kg/cm², μ=0.26 とし，版厚 23.9cm に対して
(4) たわみは版厚 23.9cm の場合は実測読み取り値そのままとし，19.9cm および 24.9cm の場合は，実

応力，たわみ一覧表（平均）

荷重～カールソンひずみ曲線から求めたひびわれ			荷重～たわみ曲線から求めたひびわれ			総合的に判断してきめたひびわれ			
荷重 (t)	最大応力(2) (kg/cm²)	最大たわみ(4) (mm)	荷重 (t)	最大応力(2) (kg/cm²)	最大たわみ(4) (mm)	荷重 (t)	最大応力(2) (kg/cm²)	最大応力(3) (kg/cm²)	最大たわみ(4) (mm)
10.0	59.0	4.75	8.0	46.0	3.45	10.0	59.0	50.0	4.75
11.8	68.7	4.76	9.5	55.0	3.14	11.8	68.7	58.2	4.76
—	—	—	14.0	49.0	4.45	16.0	59.0	50.0	5.32
—	—	—	17.0	55.5	5.10	19.3	65.0	55.0	5.94
—	—	—	21.0	62.0	6.30	21.2	62.8	53.2	6.38
—	—	—	24.0	68.2	7.83	24.8	71.2	60.3	8.14
—	—	—	14.0	47.0	5.08	17.6	61.0	51.6	6.53
—	—	—	18.0	52.5	6.38	21.5	64.3	54.5	7.98
10.5	57.2	2.53	8.9	48.4	2.07	11.0	59.8	50.8	2.68
9.5	57.5	2.38	7.4	42.0	1.73	9.8	60.6	51.4	2.48
14.0	60.1	1.89	13.0	55.5	1.72	14.0	60.1	50.9	1.89
—	—	—	12.0	58.5	1.70	12.5	61.5	52.1	1.80
—	—	—	18.0	80.5	2.40	15.0	64.0	54.2	1.89
15.0	56.5	1.65	16.5	64.0	2.00	15.0	56.5	48.0	1.65
—	—	—	17.0	88.5	3.15	13.0	62.5	52.9	1.70
—	—	—	14.0	65.3	1.73	12.0	52.4	44.4	1.44
—	—	—	13.0	51.8	1.49	15.0	60.6	51.5	1.82
14.8	60.0	2.06	12.0	48.0	1.64	14.5	58.6	49.6	2.02
11.5	69.8	1.46	13.0	85.8	1.91	11.5	69.8	59.2	1.46
10.5	55.5	1.64	11.5	61.5	1.89	10.5	55.5	47.0	1.89
15.0	66.0	1.21	12.5	53.7	0.97	15.0	60.0	50.7	1.21
13.0	64.0	1.11	12.0	58.5	1.02	13.0	64.0	54.2	1.11
14.0	53.0	4.85	11.0	43.0	3.75	14.0	55.0	46.6	4.85
16.6	67.3	5.78	13.0	51.8	4.50	16.6	67.3	57.1	5.78
—	—	—	20.0	45.0	4.73	23.7	54.7	46.4	5.84
—	—	—	19.0	44.0	4.50	23.8	57.0	48.3	5.94
—	—	—	26.0	43.0	5.32	32.0	54.5	46.2	6.82
—	—	—	27.0	43.5	4.95	35.0	59.0	50.0	6.67
—	—	—	25.0	47.0	5.86	27.0	52.0	44.2	6.46
—	—	—	28.0	53.8	7.42	29.5	58.0	49.0	7.98
15.6	66.0	2.16	13.5	54.5	1.85	15.6	66.0	55.9	2.16
12.5	53.0	1.91	12.0	50.0	1.78	13.0	57.3	48.6	2.01
18.0	65.5	1.83	17.0	60.5	1.69	18.0	65.5	55.5	1.83
—	—	—	16.0	60.1	1.60	16.0	60.1	50.9	1.60
—	—	—	18.0	32.5	0.99	23.0	46.0	39.0	1.36
21.0	43.0	1.33	18.0	37.0	1.12	21.0	43.0	36.5	1.33
—	—	—	16.5	31.5	1.60	18.0	56.5	48.0	1.77
—	—	—	18.0	59.0	1.60	18.0	59.0	50.0	1.60
—	—	—	16.0	53.0	1.15	20.0	66.5	56.4	1.50
19.0	58.0	1.41	16.0	48.5	1.03	19.0	58.0	49.0	1.41
16.5	65.6	1.78	17.0	70.9	1.94	16.5	65.6	55.6	1.78
14.0	61.4	2.03	15.0	68.5	2.32	14.0	61.4	51.9	2.03
21.0	63.2	0.97	19.0	55.0	0.80	21.0	63.2	53.5	0.97
19.5	61.0	0.84	19.0	59.0	0.78	19.5	61.0	51.8	0.84
—	—	—	12.2	40.0	3.50	16.0	55.5	50.9	5.05
—	—	—	19.0	37.0	4.25	28.5	59.0	54.1	6.90
—	—	—	24.0	35.0	4.50	34.0	56.0	51.3	7.00
14.0	54.5	1.95	13.0	50.5	1.80	15.8	62.0	56.8	2.22

は E=370,000kg/cm², μ=0.25 としてひずみ測定値から計算した。
は E=335,000kg/cm², μ=0.24 としてひずみ測定値から計算した。
測読み取り値に，去-5の修正係数を掛けたものとした。

コンクリート版隅角部においては，版表面からひびわれが発生するから，観察によって求めたひびわれ荷重が真の値であって，他の間接的方法で求めることは，本来無意味である。しかし，コンクリート版の他の部分においては，観察によって求める方法が必ずしも正確でなかったので，間接的方法を併用せざるを得なかったから，それら間接的方法の信頼度をチェックするために，隅角部においても間接的方法を併用した。

表-39によると，間接的方法のうち，荷重～カールソンひずみ曲線を用いる方法が，比較的正確なようである。カールソンひずみ計は，版の引張側の面に埋めこむことができたためであろう。

表-39には，綜合的に判断してきめたひびわれ荷重が示されている。この判断は観察によって求めたひびわれ荷重と，荷重～カールソンひずみ曲線から求めたひびわれ荷重を主とし，他の間接的方法を従としてきめたものである。

綜合的に判断してきめたひびわれ荷重に対しては，曲げ破壊時におけるヤング率とポアソン比を使って計算した最大応力も記入した。

〔2〕 自由隅角部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

自由隅角部表面におけるひびわれの発生位置は，図-116，写真-42および43のようであった。

Westergaard によれば，自由隅角部の最大応力は，2

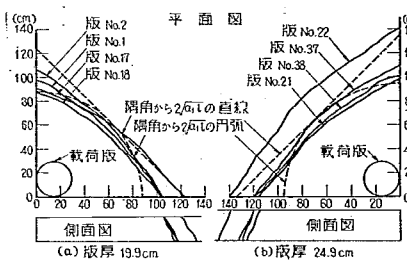


図-116　自由隅角部におけるひびわれのスケッチ
（第1回試験舗装）

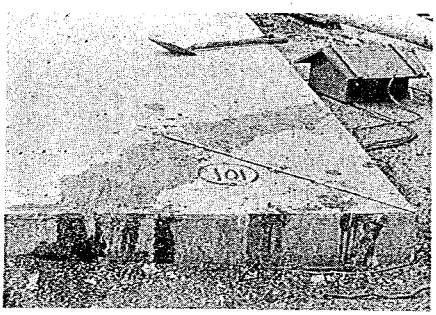


写真-42　コンクリート版自由隅角のひびわれ

写真-43　コンクリート版自由隅角のひびわれ

等分線上 $2\sqrt{a_1 l}$ の点から直角に引いた線上に生ずる。この直線を点線で，図-116に記入した。同図には，半径 $2\sqrt{a_1 l}$ の円弧も点線で記入した。

図-116によると，2等分線上における最大応力の位置は，Westergaard の計算値に，比較的よく一致している。しかし，ひびわれは，2等分線に直角な直線と，円弧の中間にある曲線状に生ずる点で，Westergaard の仮定と相違している。

自由隅角部のひびわれは，版に直角には生ぜず，深くなるにしたがって，隅角から遠ざかるように生ずる。すなわち自由隅角部底面側の最大応力が生ずる位置は，表面側のそれよりも版厚の1/3くらいだけ，隅角から遠くなっている。

自由隅角部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-117のようであった。

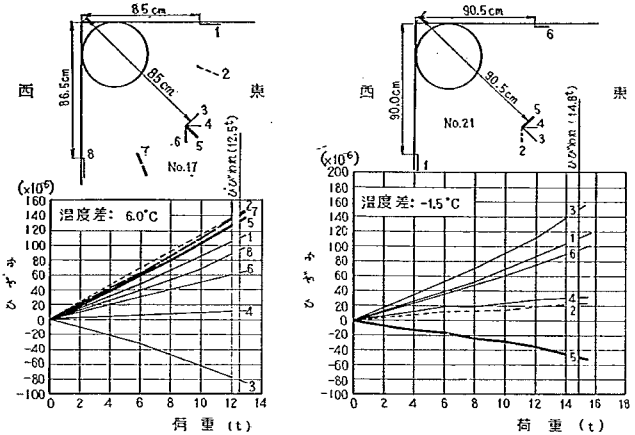
表-39によると，温度差の小さい場合のひびわれ荷重は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対して，それぞれ10.0t，14.0t，16.0tである。版厚24.9cmのひびわれ荷重は，19.9cmのそれの1.40倍であって，理論比 $\{(24.9)/(19.9)\}^2=1.56$ より小さい。この傾向は，コンクリート版の他の部分についても見られる。

温度差が小さい場合のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対してそれぞれ50.0kg/cm²，46.6kg/cm²，50.9kg/cm²であって，前二者は，供試体の曲げ強度49kg/cm²にほぼ等しいが，後者は，曲げ強度63.5kg/cm²より，かなり小さい。

ヤング率とポアソン比を破壊における値とし，ひびわれ荷重に対する応力を（9）式で計算すると，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対し，σ_c=42.9kg/cm²，41.7kg/cm²，45.3kg/cm²である。また（11）式で計算すると，σ_c=59.9kg/cm²，57.0kg/cm²，64.0kg/cm²である。

ひびわれ応力の実測値は，Westergaard の公式の計算値と，Pickett 公式の計算値の中間である。しかし，5～8t荷重による応力と違い，Pickett 公式の方がよく合うとは言えない。

温度差の大きい場合のひびわれ荷重ないし応力は，温



(a) 版厚 20cm(19.7cm) (b) 版厚 25cm (26.3cm)

図-117 自由隅角部における荷重～ひずみ関係の1例

度差の小さい場合に比べて大きい。その量は，版厚19.9 cm および 24.9cmに対してそれぞれ1.8 t および2.6 t，8.2kg/cm² および 10.5kg/cm² である。この場合ひびわれ荷重の増と，ひびわれ応力の増は，ほとんど同じ傾向をもっているが，一般に温度応力を推定するためには，ひびわれ荷重の差による方が正しいと考えられる。

コンクリート版の自由隅角部においては，正の温度こう配によって，荷重応力を減ずる温度応力が生じ，その大きさは，温度差1°Cにつき −0.9～−1.3kg/cm² である (表-40)。

表-39 によると，温度差の小さい場合のひびわれたわみは，版厚 19.9cm，24.9cm，23.9cm に対し，それぞれ 4.8mm，4.9mm，5.1mm である。温度差の大きい場合のひびわれたわみは，版厚 19.9cm，24.9cm に対し，それぞれ4.8mm，5.8mmである。

他の目地隅角部のひびわれ荷重も考え合せると，温度差の大きい場合のひびわれたわみは，小さい場合より大きいと考えられる。

いずれにせよ，ひびわれたわみが版厚にあまり関係しないことは注目に価する。本研究の範囲内では，剛比半径があまり相違せず，たわみ曲線の形に大差なかったことが，その理由であろう。

表-40 ひびわれ荷重の差から推定した温度応力

場所	温度差1°Cあたりの温度応力 (kg/cm²)
自由隅角部	−0.9～−1.3
膨脹目地隅角部	−0.5～−1.0
スリップバーを用いためくら目地隅角部	−0.6～−1.2
スリップバーを用いないめくら目地隅角部	−0.5～−1.5
自由縁部	0.7～ 1.0
膨脹目地縁部	0.5～ 0.8
スリップバーを用いためくら目地縁部	0～ 0.5
スリップバー用いないめくら目地縁部	0～ 0.3
タイバーを用いた突合せ目地縁部	0.2～ 0.8
タイバー用いない突合せ目地縁部	0.8～ 1.0
中央部	0.6～ 0.9

温度差の小さい場合の自由隅角部のひびわれ荷重を自由縁部の場合と，比べると版厚 19.9cm，24.9cm，23.9 cm に対してそれぞれ −1.0 t，−1.6 t，+0.2 t である。温度差の大きい場合には，版厚19.9cm，24.9cmに対して，それぞれ，+2.0 t，+3.6 t である。

コンクリート版の輪荷重に対する抵抗力を考えると，一般に温度差の小さい場合，自由縁部の方が自由隅角部より強いが，温度差の大きい場合には，自由隅角部の方が自由縁部より強い。

〔3〕 膨脹目地隅角部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

膨脹目地隅角部における，ひびわれの発生位置は，図-118 および写真-44 のようであった。

載荷板を置いた版の膨脹目地隅角部のひびわれは，不等辺三角形の斜辺を僅かに曲げた 形で生ずる。短辺長は，目地縁側の辺であって，自由隅角の 0.9 倍くらい，長辺長は，自由隅角の 1.3 倍くらいである。したがって絶対最大応力の生ずる点と隅角の距離は，自由隅角の場

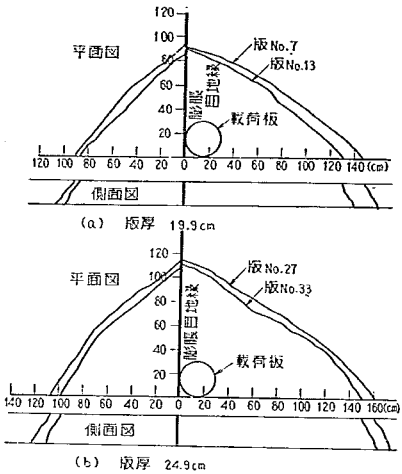


図-118　膨脹目地隅角部におけるひびわれのスケッチ（第1回試験舗装）

合より僅かに長く，1.05倍くらいである。

隣版隅角部のひびわれは，目地縁側の長さが，幾分長いほぼ等辺の三角形の斜辺を，僅かに曲げた形で生ずる。その位置は，自由隅角より，少しく隅角よりである。目地縁側のひびわれ発生位置は，載荷された版のそれより遠いこともあるし，近いこともある。

膨脹目地隅角部のひびわれも版に直角でなく，深くなるに従って隅角から遠くなるように生ずる。その程度は自由隅角部の場合とほぼ同じようであって，底面と表面のひびわれ位置の差は，版厚の$\frac{1}{3}$くらいである。

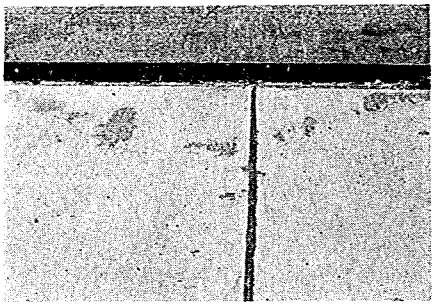


写真-44　コンクリート版膨脹目地隅角のひびわれ

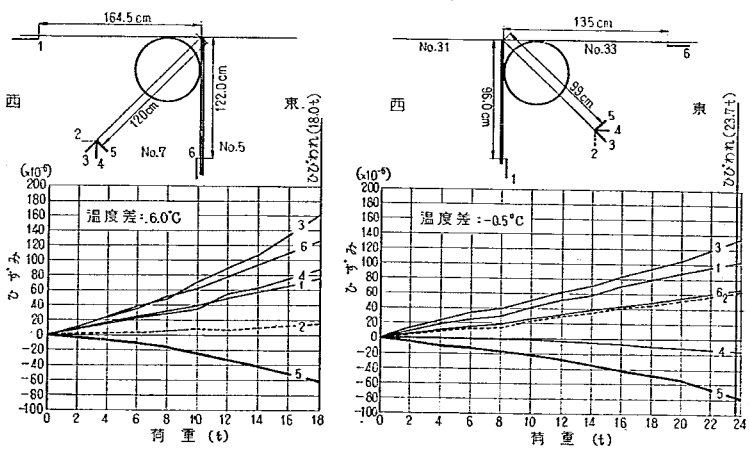
膨脹目地隅角部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-119のようであった。

表-39によると，温度差が小さい場合のひびわれ荷重は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対して，それぞれ16.0t，23.7t，28.5tである。

版厚24.9cmのひびわれ荷重は，19.9cmのそれの1.48倍であって，理論比1.56より僅かに小さい。

温度差の小さい場合の膨脹目地隅角部のひびわれ荷重を，自由隅角部のひびわれ荷重で割った比は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対して，それぞれ1.60，1.69，1.78である。この関係は7.の関係と極めてよく一致している。

温度差の小さい場合のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対してそれぞれ50.0kg/cm²，48.3kg/cm² 54.1kg/cm²であって，前二者は，供試体の曲げ強度 49.0kg/cm² にほぼ等しいが後者は曲げ強度 63.5kg/cm² より小さい。



(a)　版厚　20cm (20.1cm)　　(b)　版厚　25cm (24.6cm)

図-119　膨脹目地隅角部における荷重～ひずみ関係の1例

温度差の大きい場合のひびわれ荷重ないし応力は，温度差の小さい場合より大きい。その量は，版厚 19.9cm および 24.9cm に対してそれぞれ 3.3t，0.1t，5.5 kg/cm²，1.9kg/cm² である。

膨脹目地隅角部の温度応力は，自由隅角の場合より小さいようであって，温度差1°Cにつき −0.5～−1.0kg/cm² であると推定される (表-40)。

表-39 によると，温度差の小さい場合のひびわれたわみは，版厚 19.9cm，24.9cm，23.9cm に対し，それぞれ 5.3mm，5.8mm，6.9mm である。温度差の大きい場合のひびわれたわみは，版厚 19.9cm，24.9cm に対し，いずれも 5.9mm である。

すなわち膨脹目地隅角部のひびわれたわみは，自由隅角部のそれより10～20%大きい。このことはスリップバーがせん断力のみならず曲げモーメントを伝えていることを意味していると考えられる。

本研究で用いた程度の膨脹目地隅角の輪荷重に対する強さは，自由隅角のそれの約1.7倍である。

〔4〕 めくら目地隅角部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

スリップバーを用いためくら目地隅角部における，ひびわれ発生位置は，図-120 および写真-45 のようであった。スリップバーを用いないめくら目地隅角部のひびわれ発生位置もほぼ同じ様であった。

めくら目地におけるひびわれの平面形は，膨脹目地の場合と非常によく似ているが，隅角よりさらに遠ざかっている。

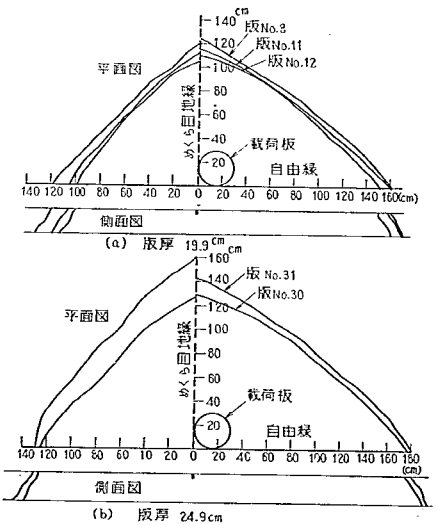


図-120　スリップバーを用いた，めくら目地隅角部におけるひびわれのスケッチ
(第1回試験舗装)

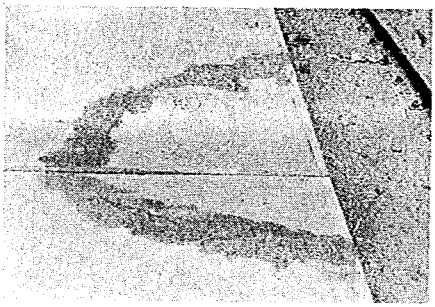


写真-45　コンクリート版めくら目地隅角のひびわれ

荷された版のめくら目地隅角のひびわれ発生位置は，自由縁上で，自由隅角の場合の 1.5 倍くらい，目地縁上で，1.1 倍くらいである。

隣版隅角部のひびわれ発生位置は，自由縁上で自由隅角の場合の 1.0～1.1 倍，目地縁上で 1.1 倍くらいである。

めくら目地隅角部のひびわれも版に直角でなく，深くなるにしたがって隅角から遠くなるように生ずる。その程度は自由隅角部および膨脹目地隅角部の場合と同じようであって，底面と表面のひびわれ位置の差は，版厚の 1/3 くらいである。

スリップバーを用いためくら目地隅角部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-121のようであった。スリップバーを用いないめくら目地隅角部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-122のようであった。

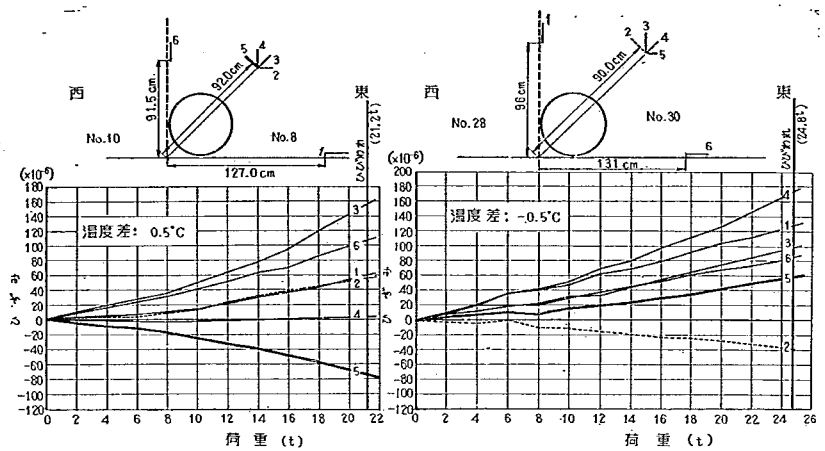
表-39 によると，温度差が小さい場合のスリップバーつきめくら目地隅角部のひびわれ荷重は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cm に対して，それぞれ19.3t，32.0t，34.0t である。

版厚 24.9cmのひびわれ荷重は，19.9cmのそれの1.66倍であって，理論比1.56より僅かに大きい。

温度差の小さい場合のスリップバーつきめくら目地隅角部のひびわれ荷重を，自由隅角部のひびわれ荷重で割つた比は，版厚 19.9cm，24.9cm，23.9cm に対してそれぞれ1.93，2.28，2.12である。この関係は，7．の関係ときわめてよく一致している。

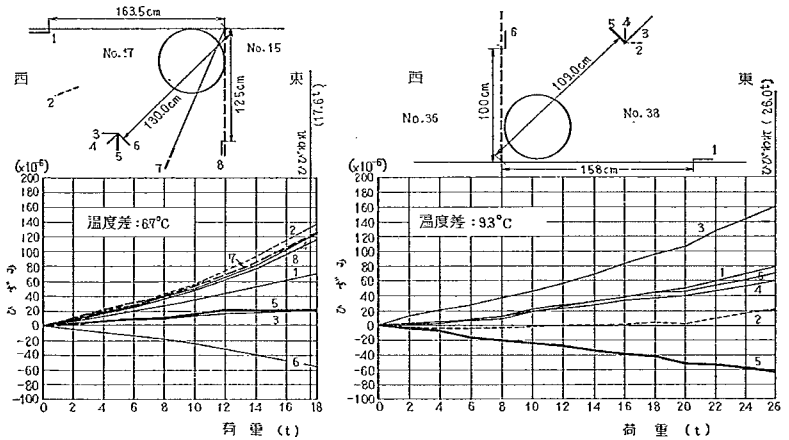
温度差の小さい場合のスリップバーつきめくら目地隅角部のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cm に対して，それぞれ53.2kg/cm²，46.2kg/cm²，51.3kg/cm² であって前二者は供試体の曲げ強度 49kg/cm² にほぼ等しいが，後者は，曲げ強度63.5kg/cm² より小さい。

温度差の大きい場合のスリップバーつきめくら目地隅角部のひびわれ荷重ないし応力は，温度差の小さい場合より大きい。その量は，厚 19.9cm および 24.9cm に対



(a) 版厚 20cm (19.6cm)　　(b) 版厚 25cm (24.5cm)

図-121　スリップバーのあるめくら目地隅角部の荷重～ひずみ関係の1例



(a) 版厚 20cm (18.8cm)　　(b) 版厚 25cm (24.7cm)

図-122　スリップバーのないめくら目地隅角部における荷重～ひずみ関係の1例

して，それぞれ 3.6t，3.0t，7.1kg/cm² および 3.8 kg/cm² である。

スリップバーを用いためくら目地隅角部の温度応力は，温度差1°Cにつき −0.6～−1.2kg/cm² であると推定される（表-40）。

表-39によると，スリップバーを用いためくら目地のひびわれたわみは，温度差の小さい場合，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対して，それぞれ6.4mm，6.8mm，7.0mm である。また温度差の大きい場合，版厚 19.9 cm，24.9cm に対して，それぞれ8.1mm，6.7mmである。

すなわちスリップバーを用いためくら目地隅角部のひびわれたわみは，スリップバーの直径の大小に拘らず自由隅角部のそれより30～40%大きい。このことは，スリップバーを用いためくら目地が，せん断力のみならず曲げモーメントをよく伝えていることによるものであると考えられる。

表-39によると，温度差が小さい場合のスリップバーなしめくら目地隅角のひびわれ荷重は，版厚 19.9cm，24.9cm，に対してそれぞれ17.6t，27.0tである。

版厚24.9cmのひびわれ荷重は，19.9cmのそれの1.53倍であつて，理論比1.56にほぼ等しい。

温度差の小さい場合のスリップバーなしめくら目地隅角部のひびわれ荷重を，自由隅角部のひびわれ荷重で割った比は，版厚 19.9cm，24.9cm に対して，それぞれ 1.76，1.85である。この関係は7．の関係と極めてよく一致している。

温度差の小さい場合のスリップバーなしめくら目地隅角部のひびわれ応力は，版厚 19.9cm，24.9cm に対して，それぞれ 51.6kg/cm²，44.2kg/cm² であつて，供試体の曲げ強度 49kg/cm² にほぼ等しい。

温度差の大きい場合のスリップバーなしめくら目地のひびわれ荷重ないし応力は，温度差の小さい場合より大きい。その量は，版厚 19.9cm および 24.9cm に対して，それぞれ3.9ｔ，2.5ｔ，2.5kg/cm² および4.8kg/cm² である。

スリップバーを用いないめくら目地隅角部の温度応力を，主としてひびわれ荷重から推定すると，温度差1°Cについて−0.5～1.5kg/cm² である（表-40)。

表-39によると，スリップバーを用いないめくら目地のひびわれたわみは，温度差の小さい場合，版厚19.9，24.9cm に対し，いずれも 6.5mm である。また温度差の大きい場合，いずれも 8.0mm である。

すなわちスリップバーを用いない場合でも，めくら目地隅角部のひびわれたわみは，自由隅角部のそれより30～40%大きい。めくら目地は，スリップバーを用いない場合でも数回程度の輪荷重に対しては，曲げモーメントをよく伝えることは，すでに度々確かめて来たことである。

本研究に用いた程度のスリップバーつきめくら目地隅角の輪荷重に対する強さは，自由隅角のそれの約2倍である。

スリップバーを用いないめくら目地隅角の，数回以下の輪荷重に対する強さは，自由隅角のそれの約1.8倍である。

〔5〕 自由縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

自由縁部における荷重～ひずみ 曲線の測定例は，図-123のようであった。

第2回試験舗装において，観察，荷重～ひずみ曲線，荷重～たわみ曲線から求めたひびわれ荷重を表-41にまとめた。これらの各種ひびわれ荷重の関係を図示すると，図-124のようであって，明らかな相関関係が認められる。

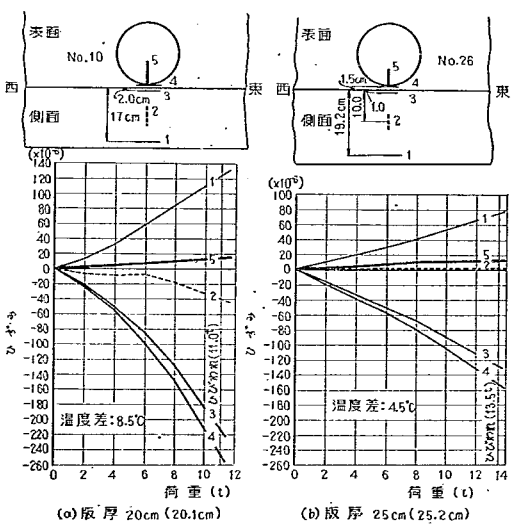
しかし真のひびわれ荷重を求めるのに，どの方法が最も正確であるかは，不明である。たとえば荷重～ひずみ曲線からひびわれ荷重を求める際，作業を機械的にするために5つ以上のひずみ測定点における荷重～ひずみ曲線から求めたひびわれ荷重の平均をとつた。

表-41によるとそのばらつきはかなり大きい。

本研究においては，他との関係などを綜合的に判断して，観察によって求めたひびわれ荷重が，おおむね真の値であると仮定した（表-39)。

表-41には，ひびわれ発生時の最大ひずみと最大応力およびハリ供試体の破壊ひずみ，曲げ強度も示されている。

観察によって求めたひびわれ荷重における最大ひずみは，平均して 162×10^{-6} であって，ハリ供試体の破壊ひずみ 180×10^{-6} より僅かに小さい自由縁部においては，直角方向のひずみが小さいために，両者が比較的よく一致したと考えられる。



(a)版厚 20cm (20.1cm)　(b)版厚 25cm (25.2cm)

図-123　自由縁部における荷重～ひずみ関係の1例

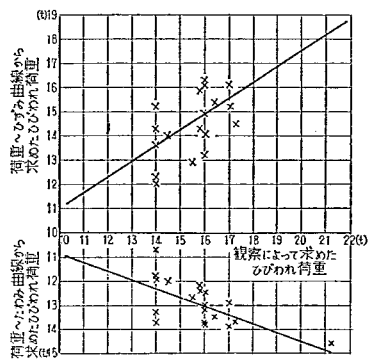


図-124　自由縁部における各種ひびわれ荷重の関係

表-41　第2回試験舗装自由縁部におけるひびわれ関係データ

載荷位置	ひびわれ発生時の荷重の大きさ（t）					ひびわれ発生時の最大ひずみ（×10⁻⁶）			ひびわれ発生時の最大応力（kg/cm²）*			ハリ供試体の曲げ試験	
	観察によってきめたもの	荷重～ひずみ曲線から求めたもの		荷重～たわみ曲線から求めたもの		観察	荷重～ひずみ	荷重～たわみ	観察	荷重～ひずみ	荷重～たわみ	破壊ひずみ（×10⁻⁶）	曲げ強度（kg/cm²）
		平均	範囲	平均	範囲								
5	15.5	13.2	10.4～14.0	12.7	10.0～13.5	159	135	129	55.1	47.0	44.8	140	39.1
10	16.0	16.1	14.0～18.0	13.2	10.0～14.0	174	178	142	60.5	61.5	49.5	185	43.1
15	15.8	15.2	12.0～15.8	12.2	10.0～14.0	172	166	132	59.8	57.7	45.9	160	48.1
20	15.8	15.9	14.0～16.0	12.4	10.0～13.3	178	179	138	61.5	62.0	48.0	185	45.8
25	14.0	15.2	14.0～16.0	10.7	10.0～12.0	117	127	90	40.6	44.1	31.3	160	37.1
30	16.0	13.2	12.0～14.0	12.5	10.0～16.0	172	142	133	59.8	49.5	46.3	185	50.8
35	17.0	15.5	12.0～18.0	13.9	13.0～16.0	214	195	173	74.8	68.0	60.0	200	49.9
40	16.4	15.4	14.0～18.0	13.5	12.0～16.0	176	165	143	60.9	57.3	49.5	180	47.8
45	16.0	14.1	12.0～16.0	13.0	11.4～16.0	158	140	127	54.8	48.5	44.2	195	42.6
50	16.0	16.3	14.0～18.0	13.8	12.0～14.0	181	184	154	63.0	64.0	53.3	190	50.8
55	17.25	14.5	13.2～16.0	13.7	12.0～16.0	156	131	123	54.0	45.5	42.7	180	47.1
60	17.0	16.1	13.2～18.0	12.9	12.0～16.0	154	146	117	53.3	50.6	40.5	190	39.5
65	21.25	18.4	15.0～20.0	14.6	12.0～16.0	230	199	156	80.0	69.3	53.7	205	47.2
70	16.0	14.9	13.7～16.0	13.8	13.1～14.0	137	128	117	47.6	44.5	40.5	200	53.3
75	14.0	13.6	12.0～18.0	11.9	10.0～14.0	142	138	120	49.0	47.6	41.6	170	50.2
80	14.0	12.3	10.0～14.0	11.8	10.0～12.6	136	119	114	47.0	41.3	39.5	180	50.4
85	14.5	14.0	12.0～16.0	12.0	10.0～13.5	136	132	111	47.0	46.0	38.5	170	45.1
90	14.0	13.4	10.0～18.0	13.3	11.7～14.0	128	122	121	44.5	42.3	42.0	170	45.1
95	14.0	14.3	13.6～16.0	13.7	10.0～16.0	152	155	149	52.7	53.8	51.6	170	44.1
平均	15.8	14.8	—	13.0	—	162	152	132	56.1	52.7	45.4	180	46.2

*　第7～9欄の最大ひずみと，E=335,000kg/cm²，μ=0.24 を使つて計算した。

表-39によると，温度差の小さい場合のひびわれ荷重は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対して，それぞれ11.0t，15.6t，15.8tである。版厚24.9cmのひびわれ荷重は，19.9cmのそれの1.42倍であつて，理論比1.56より小さい。

温度差が小さい場合のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対して，それぞれ50.8kg/cm²，55.9kg/cm²，56.8kg/cm²であって，前二者は供試体の曲げ強度49kg/cm²より大きく，後者は曲げ強度63.5kg/cm²より小さい。

ヤング率とポアソン比を破壊における値とし（E=290,000kg/cm²および335,000kg/cm²，μ=0.26および0.24），ひびわれ荷重に対する応力を(15)式で計算すると，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対し，σ_e=58.5kg/cm²，57.8kg/cm²，56.8kg/cm²である。

土木研究所公式(15)は，ひびわれ応力の実測値にも比較的よく一致している。

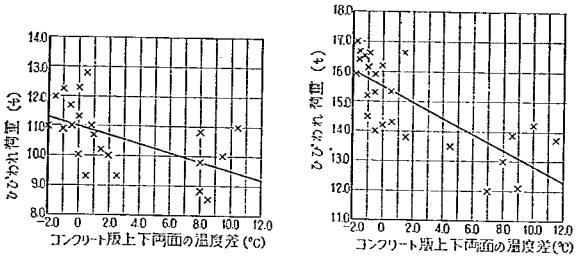
温度差が大きい場合のひびわれ荷重は，温度差の小さい場合に比べて小さい。図-125は，温度差とひびわれ荷重の関係を示すものである。

図-125の関係は，ばらつきが大きいが，はっきりした相関々係が見られる。相関係数は，版厚19.9cmの場合，−0.98，24.9cmの場合−0.85である。

温度差とひびわれ荷重の関係が，平均的に図-125の直線であるとすると，温度差1°Cあたりのひびわれ荷重の差は，版厚19.9cmの場合0.15t，版厚24.9cmの場合0.26tである。この値は，温度応力に相当するものであると考えられる。

表-29の関係を使つて，ひびわれ荷重差から温度差1°Cあたりの温度応力を推定すると，版厚19.9cmの場合27.9×(150/5,000)=0.84kg/cm²，版厚24.9cmの場合30.8×(260/8,000)=1.00kg/cm²である。

表-39の関係を使って，ひびわれ荷重差から温度差1°Cあたりの温度応力を推定すると，版厚19.9cmの場合



(a) 版厚 19.9cm　　(b) 版厚 24.9 cm

図-125 コンクリート版上下両面の温度差とひびわれ荷重の関係

$50.8\times(0.65/11.0)=0.69\text{kg/cm}^2$，版厚 24.9cm の場合 $55.9\times(0.26/15.6)=0.93\text{kg/cm}^2$ である。

ひびわれ荷重の差から推定した温度応力は，温度差 1°C につき 0.7～1.0kg/cm² であって，正の温度こう配は，荷重応力を増加するように働らく（表-40)。

Westergaard によれば，x 方向に無限大で，y 方向に幅 B のコンクリート版の y 点における，そりこう束応力は（本研究第1報参照)。

$$ {}_w\sigma_y={}_w\sigma_0\left\{1-\frac{2\cos\lambda\cosh\lambda}{\sin 2\lambda+\sinh 2\lambda}\left\{(\tan\lambda+\tanh\lambda)\cos\frac{y}{\sqrt{2}l}\cosh\frac{y}{\sqrt{2}l}+(\tan\lambda-\tanh\lambda)\sin\frac{y}{\sqrt{2}l}\sinh\frac{y}{\sqrt{2}l}\right\}\right\} \quad \cdots\cdots(18) $$

$$ {}_w\sigma_x={}_w\sigma_0+\mu({}_w\sigma_y-{}_w\sigma_0) \quad \cdots\cdots(19) $$

$$ {}_w\sigma_0=\frac{\alpha E\Theta'}{2(1-\mu)} \quad \cdots\cdots(20) $$

ここで，

${}_w\sigma_y$：コンクリート版中心から横方向に y の点の y 方向のそりこう束応力 (kg/cm²)

${}_w\sigma_x$：コンクリート版中心から横方向に y の点の x 方向のそりこう束応力 (kg/cm²)

${}_w\sigma_0$：x，y 両方向に無限大の コンクリート版の中央部のそりこう束応力 (kg/cm²)

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'：コンクリート版の温度差 (°C)

μ：コンクリートのポアソン比

B：コンクリート版の幅 (cm)

l：剛比半径 (cm)

$\lambda:\frac{B}{\sqrt{8}l}$

$y=(B/2)$ として (18) 式を計算すると ${}_w\sigma_y=0$ が得られる。すなわち自由縁部において，縁に直角方向のそりこう束応力は 0 である。したがつて (19)，(20) 式から，そりが完全にこう束されている場合の自由縁部のそりこう束応力は，

$$ {}_w\sigma_x=\frac{\alpha E\Theta'}{2} \quad \cdots\cdots(21) $$

$\alpha=0.000009$および$0.000010°\text{C}^{-1}$，$E=340{,}000\text{kg/cm}^2$および $290{,}000\text{kg/cm}^2$ として，(21) 式から温度差1°C あたりのそりこう束応力を計算すると，表-42 の第2欄および第3欄のようである。

表-42 自由縁のそりこう束応力の計算値

1	2	3	4	5
温度差1°C あたりのそりこう束応力				
	完全にこう束されている場合〔(21)式による〕		こう束係数が0.87の場合〔(21)式の0.87倍〕	
α(°C⁻¹) / E (kg/cm²)	0.000010	0.000009	0.000010	0.000009
340,000	1.70	1.53	1.48	1.33
290,000	1.45	1.30	1.26	1.13

本研究第2報の図-122によれば，めくら目地間隔が5mの版の正の温度こう配における そりこう束係数は，0.87である。(21) 式の計算値に，この係数を掛けた値は，表-42の第4欄および第5欄のようである。

表-41 の計算値のうち，破壊時のヤング率を使って求めたものと，表-40 の実測値を比べると，実測値の方がかなり小さく，最小計算値1.13kg/cm² をとってみても，なお実測値はその0.6～0.9倍にすぎない。

この差は，おそらく（1）そりこう束応力は，温度の日変化によって生ずるとはいえ，荷重応力に比べてきわめてゆっくりと生ずる応力であるから，その計算に使うヤング率は，いくぶん小さくとるべきであること，(2) 内部応力の位相がずれているために，そりこう束応力を打ち消すように働らくことの二つの理由で説明できるであろう。

温度応力の計算に用いるべきヤング率は，一般の方法で測定されるヤング率より，おそらく10～20%小さいであろう。

内部応力は，本研究第1報の図-58に示されるように，晴れた日の13時ごろにおいては，−(2～4)kg/cm²に達する。内部応力は，コンクリート版上下両面の温度差だけから計算されるものではないが，温度差とは充分深い関係がある。仮りに，本研究第1報の図-58と図-51(7)を使って，温度差1°Cあたりの内部応力を計算してみると，−(0.2～0.3)kg/cm²になる。

実用的見地に立てば，そりこう束応力と内部応力を別々に計算し，位相を考えて組合せることは，はなはだ面倒である。したがって，日中13時頃の温度応力に着目した前記考察を要約し，そりこう束応力と内部応力の和を求める実用公式（22）を提案する。

$$_t\sigma_x = \frac{0.7C_w\alpha E\Theta'}{2} = 0.35C_w\alpha E\Theta' \cdots (22)$$

ここで

$_t\sigma_x$：設計に用いる自由縁部底面の温度応力(kg/cm²)

C_o：そりこう束係数

α：コンクリートの膨脹率（°C⁻¹）

E：コンクリートのヤング率（kg/cm²）

Θ'：コンクリート版上下両面の温度差（°C）

この公式を，土木研究所温度応力公式と名付ける。

この公式は，設計に使うための公式であって，応力を求めるのに使うことはできないが，本研究の実測値に比較的よく一致する。

表-39によると，温度差の小さい場合のひびわれたわみは，版厚19.9cm，24.9cm，23.9cmに対し，それぞれ2.7mm，2.2mm，2.2mm である。温度差の大きい場合のひびわれたわみは，版厚19.9cm，24.9cmに対し，それぞれ2.5mm，2.0mmである。

温度差の小さい場合，自由縁部のひびわれたわみは，自由隅角部のそれの1/2弱である。

自由縁部のひびわれたわみは，温度差の大きい方が小さく，隅角部では大きい。自由縁部においては，正の温度こう配によるそりこう束応力と，荷重応力が同符号であるのに対し，隅角部においては，両者の符号が逆であることを考えれば，このことは極めて当然である。

〔6〕 膨脹目地縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

膨脹目地縁部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-126のようであった。

表-39によると，温度差の小さい場合のひびわれ荷重は，版厚19.9cm，24.9cmに対し，それぞれ14 t，18 tである。ひびわれ荷重の比は，約1.3であって理論比より小さい。

温度差の小さい場合の膨脹目地縁部のひびわれ荷重を，自由縁部のひびわれ荷重で割った比は，版厚 19.9 cm，24.9cmに対し，約1.3 tおよび1.2 tである。この値は，7. の結果（表-31参照，(1/0.7)≒1.4）より，いくぶん小さい。

温差差の小さい場合のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cmに対し，それぞれ51kg/cm²，55kg/cm²である。

温度差が大きい場合のひびわれ荷重は，温度差が小さい場合より小さい。その量は版厚19.9cmに対して約1.5 t，24.9cmに対して約2.0 tである。

膨脹目地縁部のそりこう束応力は，自由縁部の場合より僅かに小さく，温度差1°Cにつき0.5～0.8kg/cm²であると推定される（表-40）。

膨脹目地縁部のそりこう束応力が，自由縁部の場合より小さいことは，縦方向のそりこう束に比べて横方向のそりこう束が小さいことで説明できよう。

表-39によると，温度差が小さい場合のひびわれたわみは，版厚 19.9cm，24.9cm に対し，いずれも1.8mmである。温度差が大きい場合のひびわれたわみは，1.8 mmおよび1.6mmである。

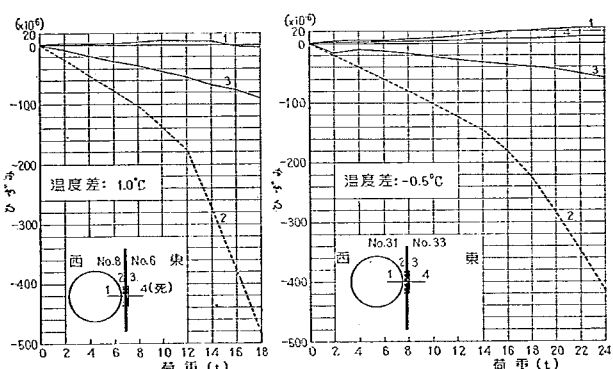


図-126　膨脹目地縁部における荷重～ひずみ関係の1例

すなわち膨脹目地縁部のひびわれたわみは，自由縁部のそれより20～30%小さい。このことは，必らずしも真でなく，逆に膨脹目地縁部のひびわれ荷重の推定値が，真値より低かったことを意味していると考えることもできるが，試験数が少なく，明らかにできなかった。

本研究に用いた程度の膨脹目地縁部の輪荷重に対する強さは，自由縁部の1.3～1.4倍である。

〔7〕 めくら目地縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

スリップバーを用いためくら目地縁部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-127のようであった。スリップバーを用いないめくら目地縁部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-128のようであった。

表-39によると，温度差の小さい場合のスリップバーつきめくら目地縁部のひびわれ荷重は，版厚 19.9cm，24.9cm に対し，それぞれ 15 t，23 t である。ひびわれ荷重の比は1.53であって，理論比にほぼ等しい。

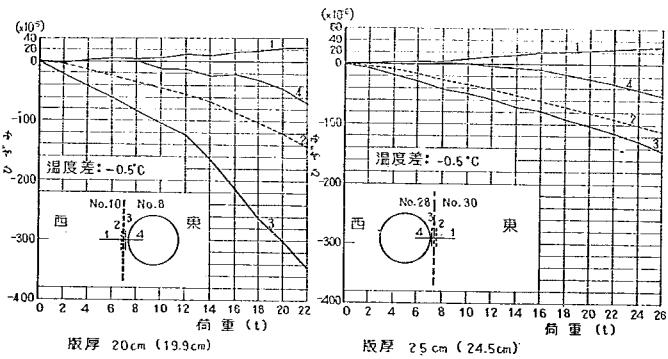
温度差が小さい場合の，スリップバーつきめくら目地縁部のひびわれ荷重を，自由縁部のひびわれ荷重で割った比は，版厚 19.9cm および 24.9cm に対し，約 1.4 t および 1.5 t である。この値は 7. の結果〔表-32 参照，(1/0.50)～(1/0.54)≒(1.8～2.0)〕よりかなり小さい。

この関係がこのように相違する理由は，不明であるが，試験数の不足による誤差や，めくら目地縁部のひびわれ荷重を低く推定したことなど（たとえば版厚 19.9 cm において，温度差の大きい場合のひびわれ荷重の 15 t が真値であるとすれば温度差の小さい場合のひびわれ荷重は，表-39 のように 15 t ではなく，17 t 前後と推定される）が，理由の一部であると思われる。

温度差が小さい場合のスリップバーつきめくら目地縁部のひびわれ応力は，版厚 19.9cm，24.9cmに対し，それぞれ54kg/cm², 39kg/cm² である。版厚 24.9cm のひびわれ応力がこのように小さいのは，ひびわれ荷重の推定が低すぎたことよりも，むしろ試験誤差によるものと思われる。

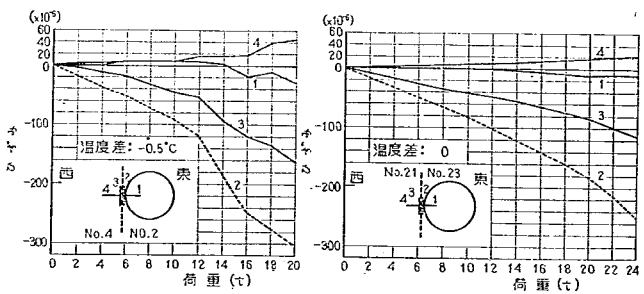
温度差が大きい場合のスリップバーつきめくら目地縁部のひびわれ荷重を，温度差が小さい場合と比べると，版厚 19.9cm の場合同じで，24.9cm の場合 2 t 程小さい。これから温度差1°C あたりのそりこう束応力を計算すると，0 および0.5kg/cm² となる（表-40）。

この値は，かなり大きい誤差をもっていると考えられるが，自由縁部より温度応力の小さいことは確かであろ



版厚 20cm (19.9cm)　　版厚 25 cm (24.5cm)

図-127　スリップバーのあるめくら目地縁における荷重～ひずみ関係の1例



(a) 版厚 20cm (20.1cm)　　(b) 版厚 25cm (24.8cm)

図-128　スリップバーのないめくら目地における荷重～ひずみ関係の1例

う。実際温度差が大きい場合のスリップバーつきめくら目地縁部のひびわれ荷重を，温度差が大きい場合の自由縁部のひびわれ荷重で割ると，1.5～1.6倍であって，温度差が小さい場合より大きい。

その理由は，自由縁部では縦方向の応力が問題であるのに対し，膨張目地縁部では横方向の応力が問題であって，縦方向のこう束は，横方向のこう束より明らかに大きいことにあると考えられる。

表-39によると，温度差が小さい場合のスリップバーつきめくら目地縁部のひびわれたわみは，版厚 19.9cm および 24.9cm に対し，1.9mmおよび1.4mmである。温度差が大きい場合のひびわれたわみは，1.6mm および 1.3mm である。スリップバーつきめくら目地のひびわれたわみは，自由縁部のそれより40%程度小さい。

表-39によると，温度差が小さい場合のスリップバーなしめくら目地縁部のひびわれ荷重は，版厚 19.9cm，24.9cm に対し，それぞれ13 t，18 t である。ひびわれ荷重の比は，1.4であって，理論比よりいくぶん小さい。

温度差が小さい場合の，スリップバーなしめくら目地縁部のひびわれ荷重を，自由縁部のひびわれ荷重で割った比は，いずれも 1.15 程度である。この値は，7. の結果〔表-32参照，(1/0.58)≒1.7〕より非常に小さい。

温度差が小さい場合のスリップバーなしめくら目地縁部のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cmに対して，それぞれ53kg/cm²，48kg/cm² である。

温度差が大きい場合のスリップバーなしめくら目地縁部のひびわれ荷重と温度差が小さい場合のそれを比べると，版厚 19.9cm の場合 1 t 小さく，24.9cm の場合同じである。これから温度差1°Cあたりのそりこう束応力を計算すると 0 および0.3kg/cm² となる（表-40)。

温度差が大きい場合，スリップバーなしめくら目地縁部のひびわれ荷重を自由縁部のそれで割ると，1.2～1.4である。

めくら目地縁部のそりこう束応力が，自由縁部の場合より小さいことは，スリップバーつきめくら目地縁部の場合と同じく，縦方向と横方向のこう束の差で説明できよう。

表-39によると，温度差が小さい場合のスリップバーなしめくら目地縁部のひびわれたわみは，版厚 19.9cm および24.9cm に対して，1.7mmおよび1.8mmである。温度差が大きい場合のひびわれたわみは，1.4mm および 1.6mm である。スリップバーなしめくら目地縁部のひびわれたわみは，自由縁部のそれより 30% 程度小さい。

本研究に用いた程度のスリップバーつきめくら目地縁部の輪荷重に対する強さは，自由縁部のそれの 1.5倍以上である。

スリップバーを用いないめくら目地縁部の，数回以下の輪荷重に対する強さは，自由縁部のそれの 1.2 倍以上である。

〔8〕 突合せ目地縁部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

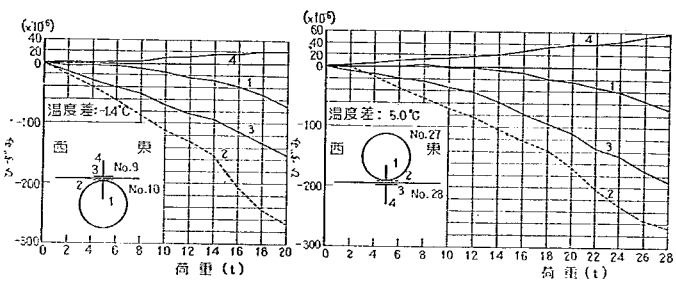
タイバーを用いた突合せ目地縁部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-129のようであった。タイバーを用いない突合せ目地縁部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-130のようであった。

表-39によると，温度差の小さい場合のタイバーつき突合せ目地縁部のひびわれ荷重は，版厚 19.9cm，24.9 cm に対し，それぞれ 15 t，20 t である。ひびわれ荷重の比は約 1.3 であって，理論比よりいくぶん小さい。

温度差が小さい場合のタイバーつき突合せ目地縁部のひびわれ荷重を，自由縁部のひびわれ荷重で割った比は，版厚 19.9cm および 24.9cm に対し，約 1.3および1.4である。この値は，7.の結果（表-32参照）とほぼ一致している。この結果からもタイバーつき突合せ目地縁部の設計公式（16）が正しいことがわかる。

温度差が小さい場合のタイバーつき突合せ目地縁部のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cmに対し，それぞれ52kg/cm²，56kg/cm² である。

温度差が大きい場合のタイバーつき突合せ目地縁部の

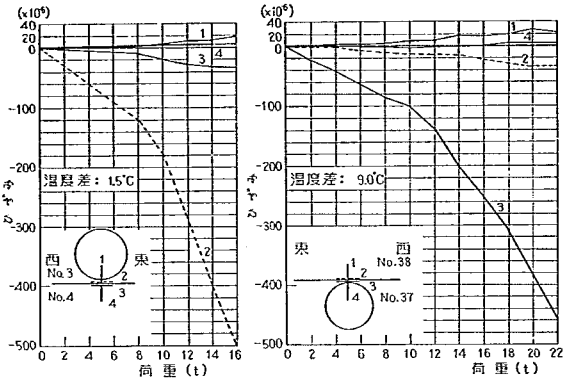


(a)版厚 20cm(19.9cm)　　(b)版厚 25cm (24.5cm)

図-129　タイバーのある突合せ目地における荷重～ひずみ関係の1例

ひびわれ荷重は，温度差が小さい場合より小さい。その量は，版厚 19.9cm の場合0.5 t，24.9cm の場合 1 t である。これから温度差 1°C あたりのそりこう束応力を計算すると，0.2～0.8 kg/cm² となる (表-40)。

表-39 によると，温度差が小さい場合のタイバーつき突合せ目地縁部のひびわれたわみは，版厚 19.9cm および 24.9cm に対し1.8mm および1.5mm である。温度差が大きい場合のひびわれたわみは，2.0mmおよび1.4mmである。タイバーつきめくら目地のひびわれたわみは，自由縁部のそれより，30%程度小さい。



(a) 版厚 20cm (20.2cm)　(b) 版厚 25cm (24.3cm)

図-130 タイバーのない突合せ目地縁における荷重～ひずみ関係の1例

表-39 によると，温度差が小さい場合のタイバーしな突合せ目地縁部のひびわれ荷重は，版厚19.9cm，24.9cm に対し，それぞれ 11 t，16 t である。ひびわれ荷重の比は1.45であって，理論比よりいくぶん小さい。

温度差が小さい場合のタイバーなし突合せ目地縁部のひびわれ荷重は，自由縁部のそれよりほんの僅か大きい (この比は，7.の表-33より小さい)。タイバーなし突合せ目地が，完全に開いてしまった場合には自由縁部と同じであるが，図-130に見られるように数回程度の載荷の場合，隣版がある程度の応力を受持ってくれることがその理由であろう。

温度差が小さい場合のタイバーなし突合せ目地縁部のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cm に対して，それぞれ59kg/cm²，56kg/cm² である。

温度差が大きい場合のタイバーなし突合せ目地縁部のひびわれ荷重は，温度差が小さい場合より小さい。その量は，版厚 19.9cm および 24.9cm に対して，1 t および2.5 t である。

これから温度差1°Cあたりのそりこう束応力を計算すると，版厚 19.9cm および 24.9cm に対して 0.8kg/cm² および1.0kg/cm² であって，自由縁部の場合とほとんど同じである (表-40)。

表-39 によると温度差が小さい場合の タイバーなし突合せ目地縁部のひびわれたわみは，版厚 19.9cm および 24.9cm に対して，1.5mmおよび1.8mm である。温度差が大きい場合のひびわれたわみは，1.9mmおよび2.0 mmである。タイバーなし突合せ目地縁部のひびわれたわみは，自由縁部のそれより10～20%小さい。

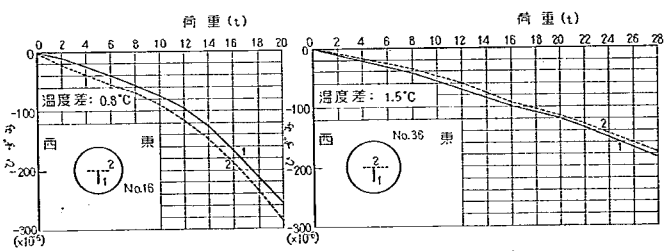
本研究に用いた程度のタイバーつき目地縁部の輪荷重に対する強さは，自由縁部のそれの1.3～1.4倍である。

タイバーを用いない突合せ目地縁部の輪荷重に対する抵抗は，数回程度の載荷による場合は，自由縁部より僅かに強いが，多数回の載荷を受けた場合は，自由縁部と同じであろう。

〔9〕 中央部のひびわれ荷重，応力およびたわみ

中央部における荷重～ひずみ曲線の測定例は，図-131 のようであった。

表-39 によると，温度差の小さい場合の中央部のひびわれ荷重は，版厚 19.9cm，24.9cm に対し，それぞれ 15 t，21 t である。ひびわれ荷重の比は，1.4 であって理論比よりいくぶん小さい。



(a) 版厚 20cm (19.9cm)　(b) 版厚 25cm (25.8cm)

図-131 中央部における荷重～ひずみ関係の1例

温度差が小さい場合の中央部のひびわれ荷重は，自由隅角部のそれの約1.5倍，自由縁部のそれの約1.35倍である。この値は，7.の結果より小さい。

しかし中央部の破壊試験は，常に自由縁部の破壊試験を行なったあとで実施したから，ある程度のひびわれがすでに生じていたことに注意しなければならない。真の中央部ひびわれ荷重は，上記数値より多少大きいであろう。

温度差が小さい場合の中央部のひびわれ応力は，版厚19.9cm，24.9cmに対し，それぞれ51kg/cm²，54kg/cm²である。

$E=290{,}000\text{kg/cm}^2$，$\mu=0.26$ としてひびわれ荷重に対する応力を（17）式で計算すると，版厚19.9cmおよび24.9cmに対して，$\sigma_i=48.0$，41.6kg/cm^2 である。

ひびわれ応力の実測値は，Westergaard 公式の計算値より大きい。

この関係は，5～8t 荷重による応力の場合と逆である。ただし中央部においては，破壊試験を行なう前にひびわれが生じた疑いがあるので，この関係は結論として採用し難い。

温度差が大きい場合の中央部のひびわれ荷重は，温度差が小さい場合より小さい。その量は，版厚19.9cmの場合2.0t 24.9cmの場合1.5tである。

これから温度差1°Cあたりのそりこう束応力を計算すると，それぞれ 0.9kg/cm^2 および 0.6kg/cm^2 となる（表-40）。

表-39によると，温度差が小さい場合の中央部のひびわれたわみは，版厚19.9cmおよび24.9cmに対し，1.2mmおよび1.0mmである。温度差が大きい場合のひびわれたわみは，1.1mmおよび0.9mmである。

中央部のひびわれたわみは，自由隅角部のそれの約1/5，自由縁部のそれの約1/2である。

中央部の輪荷重に対する強さは，自由隅角部の1.5倍以上，自由縁部の1.4倍以上である。

11. スリップバーのひずみと応力

〔1〕 スリップバーの品質

スリップバーの品質は，表-43のようであった。

表-43　スリップバーの品質

直径 (mm)	試験数	ヤング率 (kg/cm²)	降伏点 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	伸び (%)
12.8	3	2,120,000	36.4	49.0	23.8
24.8	3	2,160,000	32.8	49.0	24.5

〔2〕 スリップバーのひずみと応力

スリップバーのひずみ測定値は表-44のようであった

表-44　スリップバーのひずみ測定　(10^{-6} 単位)

目地	荷重 (t)	自由縁から10cm（1本目）のスリップバー				自由縁から70cm（4本目）のスリップバー			
		バー中心から載荷側 7cm		バー中心から隣版側 7cm		バー中心から載荷側 7cm		バー中心から隣版側 7cm	
		上側	下側	上側	下側	上側	下側	上側	下側
めくら目地	8.0	− 52	+ 62	+ 70	測定不能	− 70	+ 40	+ 48	− 46
	16.0	− 102	+ 145	+ 160	〃	− 145	+ 80	+ 93	− 90
	24.0	− 175	+ 260	+ 250	〃	− 220	+ 160	+ 150	− 145
	26.0	− 210	+ 300	+ 270	〃	− 255	+ 205	+ 170	− 160
膨脹目地	8.0	− 260	+ 220	+ 140	− 105	− 150	+ 113	測定不能	− 80
	16.0	− 600	+ 530	+ 320	− 245	− 285	+ 260	〃	− 170
	24.0	−1100	+ 910	+ 590	− 520	− 420	+ 410	〃	− 270
	27.8	−1340	+1080	+ 880	− 755	− 520	+ 520	〃	− 400

注　1）荷重は，直径40cmの載荷板を目地隅角一杯において加えた。
　　2）外側のスリップバーは，載荷側がスリップ側である。内側のスリップバーは，載荷側が固定側である。

表-43と44から応力を計算すると，表-45のようである。

表-45　スリップバーの応力

目地	荷重 (t)	自由縁から10cm（1本目）のスリップバー		自由縁から70cm（4本目）のスリップバー	
		バー中心から載荷側7cmの点の応力	バー中心から隣版側7cmの点の応力	バー中心から載荷側7cmの点の応力	バー中心から隣版側7cmの点の応力
めくら目地	8.0	120	150	120	100
	16.0	260	340	240	190
	24.0	480	530	400	310
	26.0	540	570	490	350
膨脹目地	8.0	520	260	280	170
	16.0	1220	610	590	370
	24.0	2270	1200	900	580
	27.8	2610	1760	1120	860

米国セメント技術協会の設計要領によれば，スリップバー1本の曲げ応力は

$$\sigma_{si}=\frac{P_i(\gamma+8.8l)}{2d^3} \quad \cdots\cdots(22)$$

ここで

σ_{si}：スリップバーの曲げ応力（kg/cm²）

P_i：スリップバー1本が分担する荷重（kg）

γ：スリップバーの埋込み長さ（cm）

l：目地幅（cm）

d：スリップバーの直径（cm）

さらに同設計要領によれば，各スリップバーが分担する荷重については，(1)荷重直下のスリップバーは能力一杯の荷重を伝達し，(2)荷重から $1.8l$ 以上離れたスリップバーは荷重を伝達せず，(3)荷重直下から $1.8l$ までの間のスリップバーの分担する荷重は距離に応じて直線的に減少することを仮定している。

これらの仮定に従って，8 t 荷重によるスリップバーの曲げ応力を計算すると，めくら目地の場合の 10cm の位置のバーは，13,000kg/cm²，70cm の位置のバーは，10,000kg/cm²，膨脹目地の場合の 1.0cm の位置のバーは 1,700kg/cm²，70cm の位置のバーは 1,400kg/cm² である。

表-45 は，僅か4本のスリップバーの測定値から得られた結果をまとめたものであって，これから一般的結論を導くことは危険であるが，めくら目地のスリップバーは，直径が膨脹目地のそれの 1/2 にすぎないにも拘らず，その応力ははなはだ小さく骨材のかみ合せ効果が大きいこと，したがってめくら目地のスリップバーの応力は，米国セメント技術協会の方法で求めた値よりはるかに小さく，同協会の方法を使えないこと，膨脹目地のスリップバーの応力も，同協会の方法で求めた値よりかなり小さく（バーのひずみは一カ所でしか測定していないので，測定値が最大値かどうかわからないが），16 t 輪荷重を加えてもその応力が降状点応力の80%以上になることはないことなどがわかる。

表-45 によれば，めくら目地においては，各スリップバーが比較的同じような荷重を伝達しているのに対し，膨脹目地のスリップバーは，荷重付近のものが特に大きく荷重を受けていることが推察されるが，確かでない。

12. 繰返し荷重によるコンクリート版のたわみ，ひずみ，応力およびひびわれ

〔1〕 コンクリート，ハリ供試体の疲労曲線

コンクリート，ハリ供試体の繰返し荷重と破壊までの繰返し回数の関係は，図-132のようであった。

図-132は，繰返し荷重の最大値を静的試験における破壊荷重で割った百分比を縦軸にとり（繰返し荷重の最小値は，最大値の 1/10 である），その繰返し荷重で破壊した時の繰返し回数を対数尺で横軸にとったものである。

図-132は，ばらつきがかなり大きいが，繰返し荷重の最大値が小さくなるに従って，破壊までの繰返し回数が急増する傾向がはっきりと認められる。

本実験の範囲内では，繰返し載荷の速度の影響，繰返し載荷を途中で中断することの影響などは，ほとんど認められない。

図-132の関係が直線であるとすれば，二本の疲労限界曲線と，一本の平均疲労曲線を引くことができる。それを二本の実線と一本の一点サ線で表わした。

設計に用いる疲労曲線については，それが片対数グラフで直線で表われれるかが問題であり，また実測平均を採るか，安全側の限界を採るかが問題である。

第1の点については，繰返し回数1のときの荷重は，100% であるはずであるから，（1回，100%）の点と（2,000,000回，50%）の点を直線で結んでみると，図-132 の点線のようになり，繰返し荷重が大きい場合に安全側にすぎる線となる。したがって疲労曲線が片対数グラフで直線であるとする必要はないと考えられる。

第2の点については，実測値の限界を採る必要はないが，平均曲線より安全側のものを採るべきであると考え

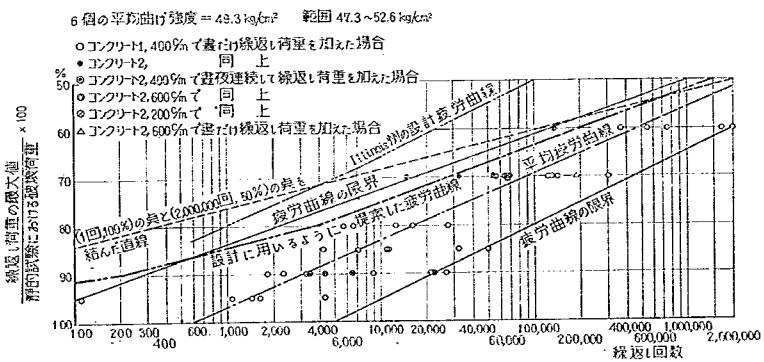


図-132　コンクリートハリ供試体の疲労曲線

た。

本研究で設計に用いるように提案した疲労曲線は，図-132の二点サ線であって，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る。

提案した疲労曲線によれば，曲げ強度の2/3の荷重なら50,000回，1/2強の荷重なら1,500,000回加えた場合に破壊する。

なお，わが国で従来採用されてきた疲労曲線は，Illinois 州のものであるが，それは図-132の三点サ線のようである。これによれば，曲げ強度の1/2強の荷重を100,000回加えただけで破壊する。たとえば，設計寿命を30年とすれば，日交通量のうち重い方から(100,000)/(365×30)≒9台の車しか問題にならないことになる。

Illinois 州の設計曲線は，あまりに安全側すぎて採用し難い。

〔2〕 繰返し荷重による路盤土圧

第2回試験舗装の自由隅角部および自由縁部に，パルセータによる繰返し荷重を加えた場合の路盤土圧は，図-133のようであった。

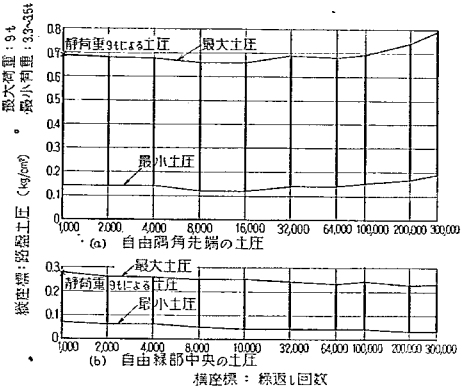


図-133　繰返し載荷試験における路盤土圧と繰返し回数の関係

同図(a)は一個の試験値を示しており，(b)は5個の試験値の平均（コンクリート版の種類を無視した）を示している。同図には，また繰返し載荷試験に先立って実施した静的載荷試験における土圧が，×印で示されている（その値は，4.で求めた値に必ずしも等しくない）。

繰返し荷重による最大土圧は静荷重による土圧とほとんど同じである。

第1回の繰返し荷重による最小土圧と最大土圧の比をとってみると，自由隅角部の場合0.20倍，自由縁部の場合0.25倍であって，いずれも最小荷重と最大荷重の比0.37～0.40より小さい。

第300,000回の繰返し荷重による最小土圧と最大土圧の比をとってみると，自由隅角部の場合0.24倍，自由縁部の場合0.13倍であって，やはり最小荷重と最大荷重比0.37～0.40より小さい。

これらの結果は，おそらくコンクリート版と路盤の間にすき間があることを示していると考えられる。この結果と，6.の静荷重によるたわみの測定値をもととし，4.と同じ考え方を使って，コンクリート版と路盤の間のすき間を推定すると，表-46のようになる。

表-46　最大最小路盤土圧の測定値から推定した，繰返し載荷試験におけるコンクリート版と路盤の間のすき間

繰返し回数	自由隅角部	自由縁部
第　1　回	0.9mm	0.2mm
第300,000回	0.8mm	0.4mm

自由隅角部の場合は，測定値が一個にすぎないからはっきりした結論が出せないが，自由縁部の場合繰返回数が増すにつれて，路盤の永久沈下の進むことがわかる。

図-133において，繰返し回数と土圧の関係を見ると，自由隅角部の場合は，はっきりしないが，自由縁部の場合は，繰返し回数の増大につれて，最大土圧，最小土圧共に減少する傾向が見られる。このことも路盤の累積沈下（疲労）を示すものであると考えられる。

〔3〕 繰返し荷重によるコンクリート版のたわみ

第2回試験舗装の自由隅角部，膨脹目地隅角部，めくら目地隅角部，自由縁部および縦目地縁部に，パルセータによる繰返し荷重を加えた場合の平均たわみは，それぞれ，図-134，図-135，図-136，図-137と138および図-139のようであった。

これらの図には，コンクリート版の補強方法に無関係に，全体を単純に平均したたわみを示した。各位置においてコンクリート版の補強方法別の平均たわみと全体平均たわみの相違は10%以上のものがなく，大部分5%以下であって，コンクリート版の補強方法と繰返したわみの間に有意の差を見つけることができなかったからである。

これらの図にはまた，繰返し載荷試験に先立って実施した静的載荷試験における平均たわみを，×印で示した（その値は，6.で求めた平均たわみに必らずしも等しくはない）。

第1回載荷における繰返し荷重によるたわみと静荷重によるたわみを比べると，大小まちまちであるが，いくぶん大きくなっているものが多い。自由縁部における個々の試験値において，両者の比の度数分布を求めたものは，図-140のようである。自由縁部においては，繰返し

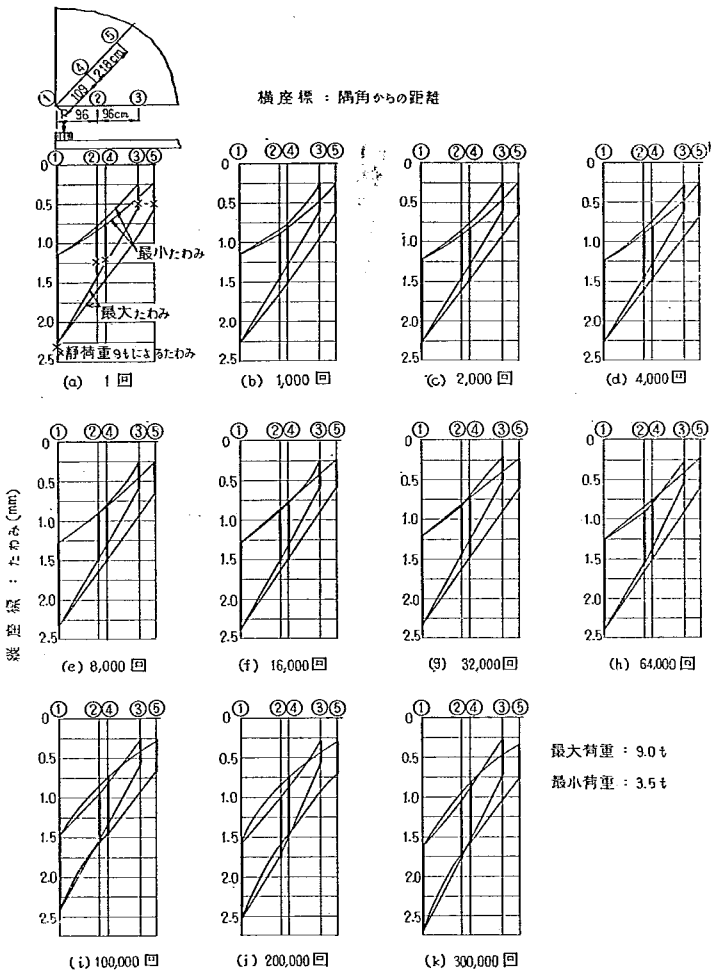


図-134　繰返し荷重による自由隅角部の平均たわみ

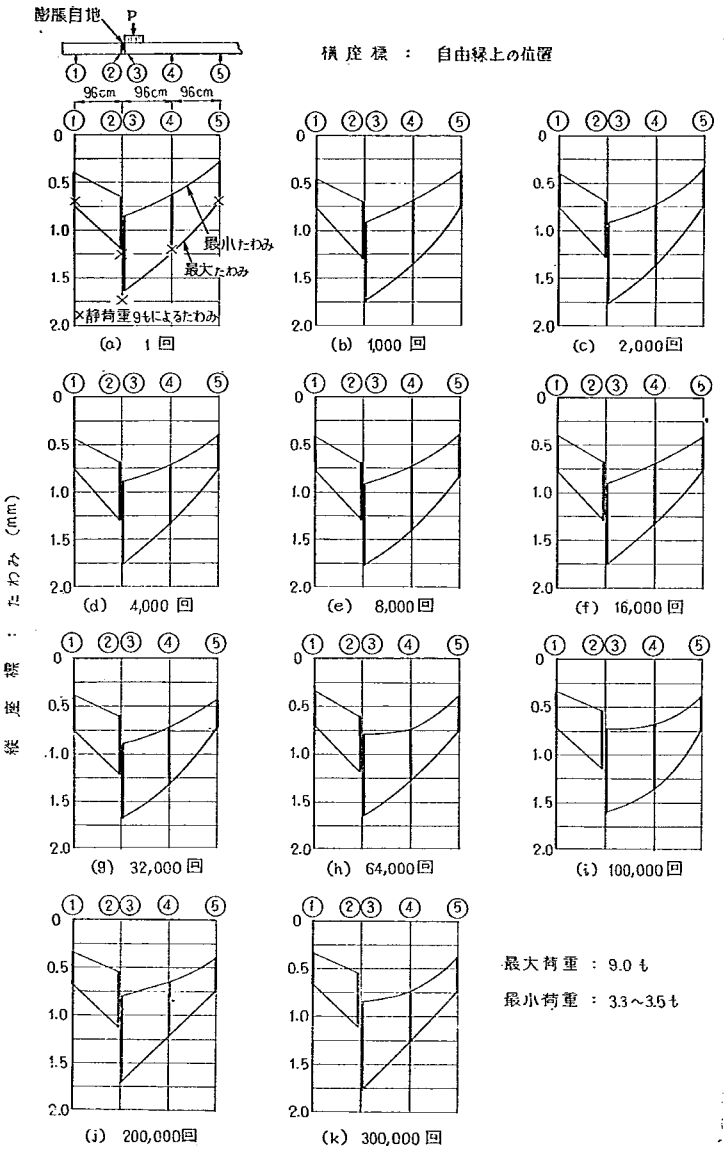


図-135 繰返し荷重による舗版目地隅角部の平均たわみ

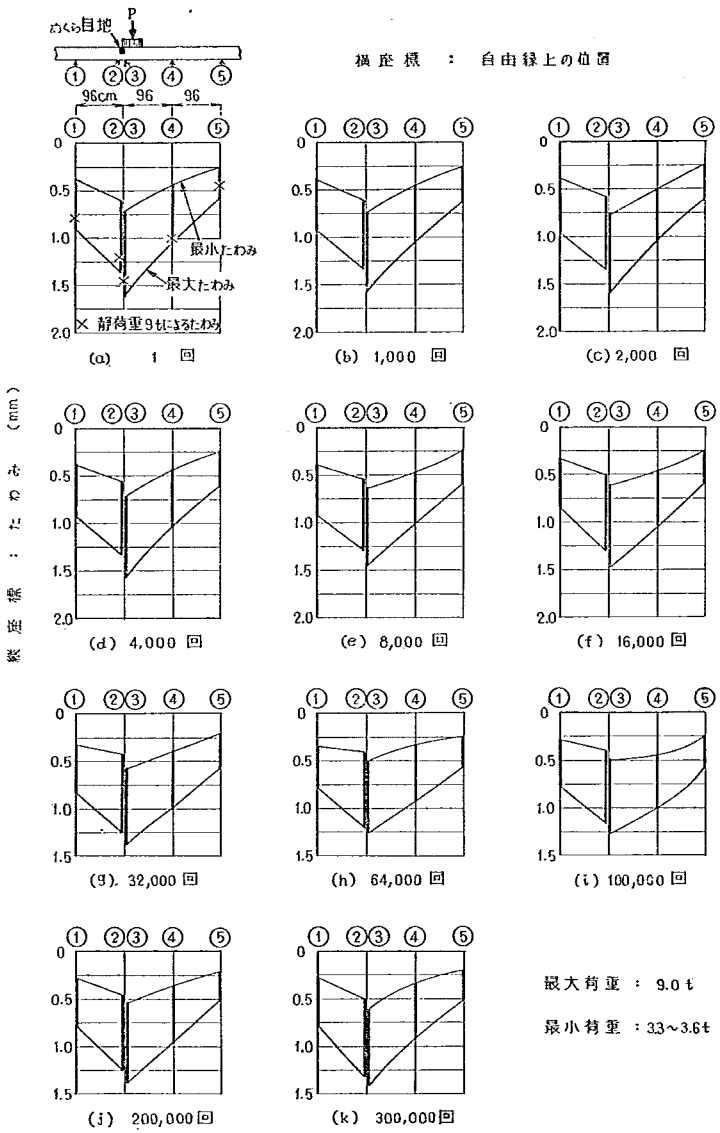


図-136　繰返し荷重によるめくら目地隅角部の平均たわみ

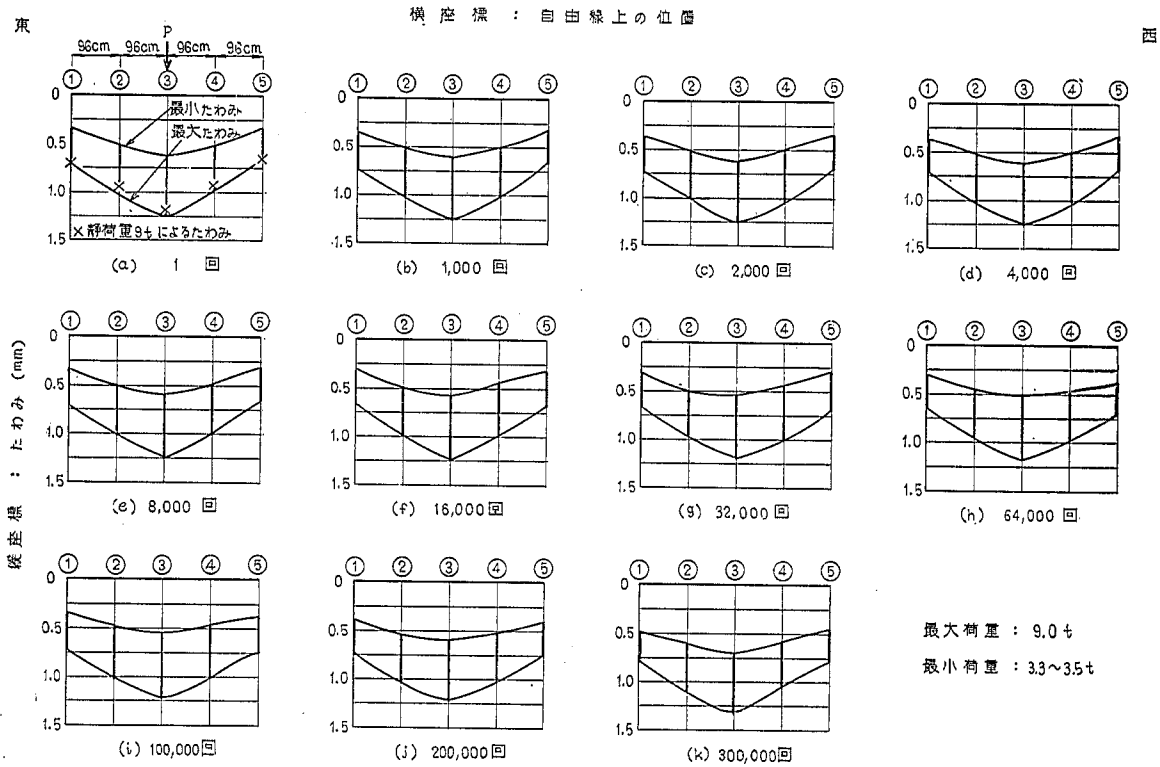


図-137 繰返し荷重による自由縁部の平均たわみ

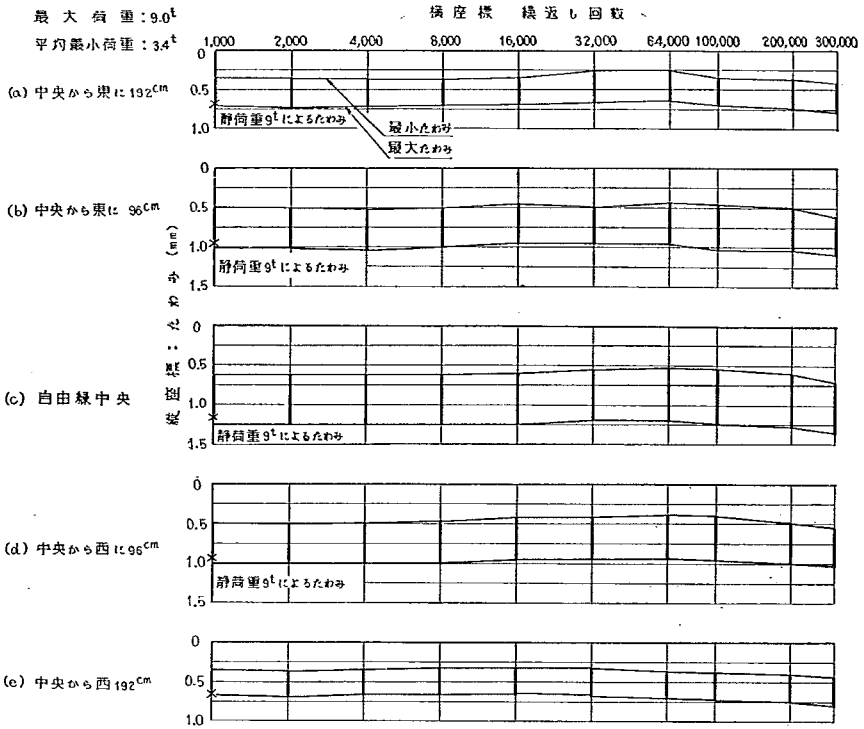


図-138　繰返し荷重による自由縁部の平均たわみと繰返し回数の関係

荷重によるたわみが静荷重によるたわみより5～7%大きい。

図-134～139 において，繰返し荷重によるたわみと位置の関係と，静荷重によるたわみと位置の関係を比べると，かなり相違しているものがある。たとえば自由隅角部と膨脹目地隅角部における，たわみ一位置曲線は，静荷重の場合上に凸であるのに対し，繰返し荷重の場合，むしろ上に凹の場合が多い。

しかしめくら目地縁部，自由縁部および縦目地縁部においては，両者は比較的よく一致している。自由隅角部と膨脹目地隅角部の平均たわみは，僅か2個の測定値の平均にすぎないから（他の場所では6～19個），測定誤差であるかもしれない。

繰返し荷重によるたわみと位置の関係は静荷重の場合と大体同じであると考えてよいであろう。

図-134～139 において，第1回繰返し荷重における最小たわみと最大たわみの比をとってみると，0.28～0.60であって，平均0.49である。この比は，最小荷重と最大荷重の比0.37～0.40に比べて20%強大きい。

この差は，ダイヤルゲージの追従不足という測定誤差によって一部分説明されると考えられるがすでに図-36で見た繰返し荷重によるひずみにおいても同じような関係（ひずみの場合は20% 弱）であることを考え合せると，繰返し荷重によるたわみの振幅は，静荷重の場合より，小さいと推定される。測定誤差を無視すれば，たわみ振幅と荷重振幅の割合は，{(1−0.49)/(1−0.385)}＝0.83である。

1分間に250回程度の繰返し荷重によるたわみの振幅は，静荷重によるたわみの振幅より約15%小さい。

図-134～139 において，繰返し回数とたわみの関係を見ると，あまりはっきりした関係が得られていない。一般に繰返し回数が増すに従って，最大たわみが増大する傾向が見られるが，めくら目地隅角部のようにかえって減少しているものもある。

自由隅角部や膨脹目地隅角部のように，繰返し回数が増すに従って，最大たわみが増大している場合でも，最小たわみが同じように増大しており，たわみ振幅は一定に近いから，たわみの増加は，むしろ0点の移動という測定誤差を示すものであると考えられる。

第2回試験舗装程度のコンクリート版に，最大9 t，

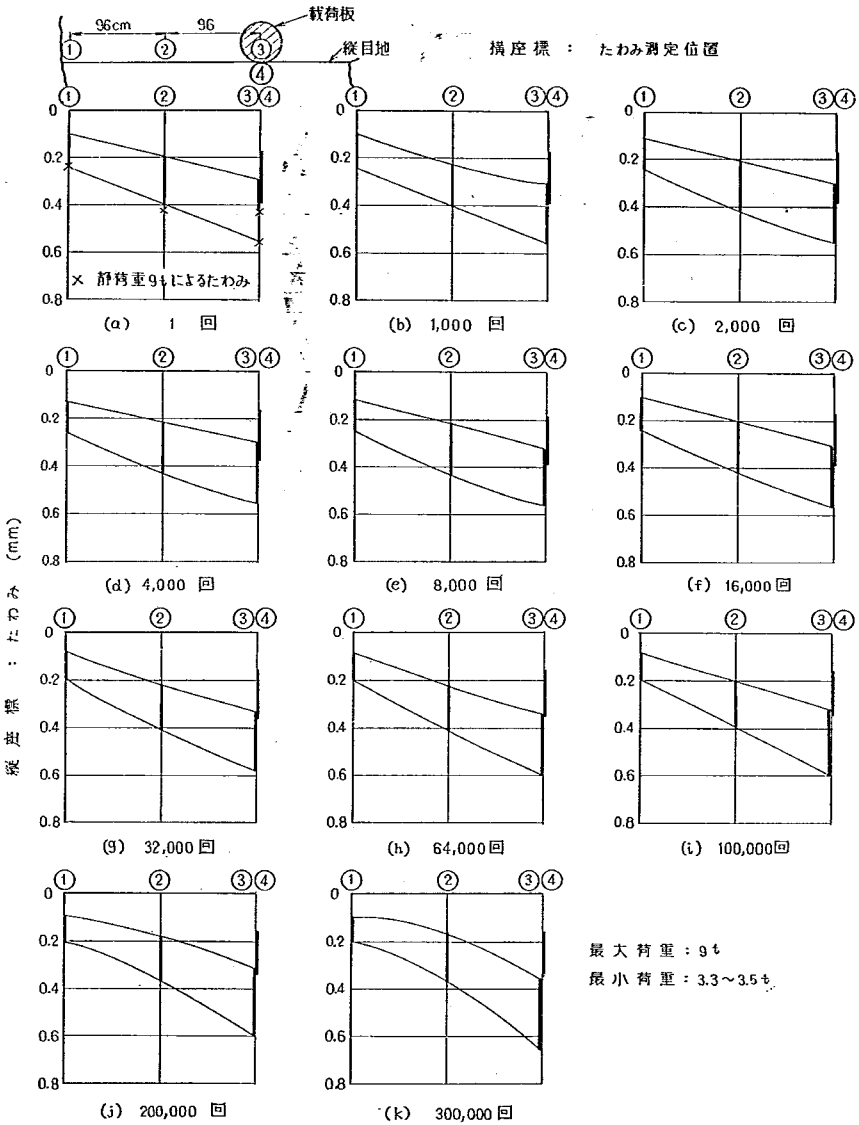


図-139 繰返し載荷試験における縦目地縁部（タイバーつき）の平均たわみ

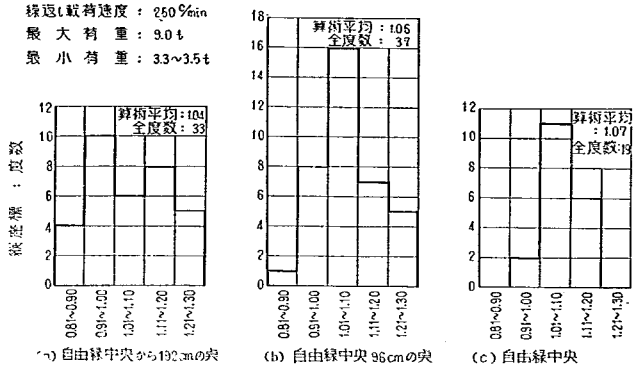


図-140　繰返し載荷試験におけるたわみと静的載荷試験におけるたわみの比較

最小3.4t程度の荷重を急速に300,000回加えても，コンクリート版のたわみはほとんど変化しない。

〔4〕 繰返し荷重によるコンリート版のひずみ

第2回試験舗装の自由隅角部，膨脹目地隅角部，めくら目地隅角部，自由縁部および縦目地縁部に，パルセータによる繰返し荷重を加えた場合の平均ひずみは，それぞれ図-141，図-142，図-143，図-144および図-145のようであった。

これらの図には，たわみの場合と同じように，コンクリート版の補強方法に無関係に，全体を単純に平均したひずみを示した。

各位置におけるコンクリート版の種類別の平均ひずみと，全体平均ひずみの相違は，15%以上のものがなく，3/4が10%以下であって，多少の差が認められたが，同一種類のコンクリート版であっても，ゲージ位置によって全体平均より大きいものがあったり小さいものがあったりで，結局コンクリート版の種類と繰返しひずみの間に有意の差を見つけられなかったからである。

これらの図には，また繰返し載荷試験に先立って実施した静的載荷試験における平均ひずみを，×印で示した（その値は，7.で求めた平均ひずみに必らずしも等しくはない）。

第1回載荷における繰返し荷重によるひずみと，荷荷重によるひずみを比べると，僅かに小さくなっているも

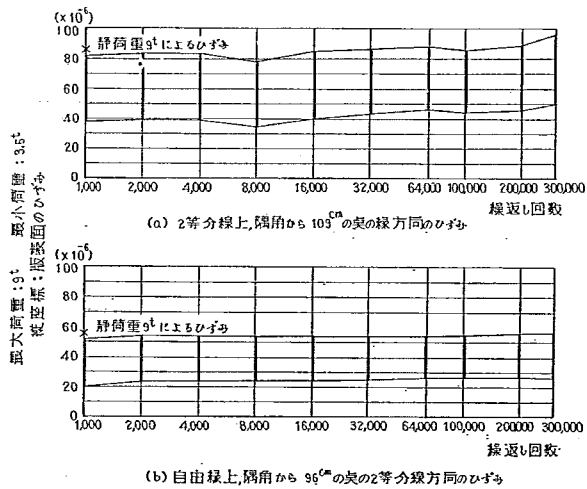


図-141　繰返し載荷試験における自由隅角部の平均ひずみと繰返し回数の関係

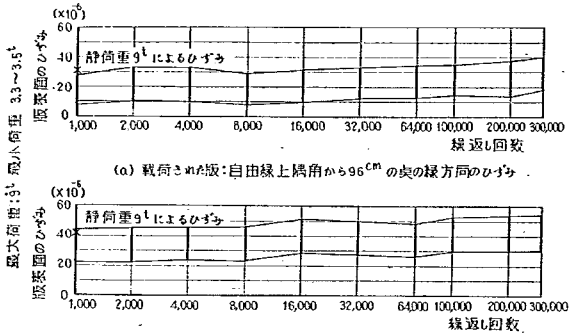


図-142 繰返し載荷試験における膨脹目地隅角部の平均ひずみと繰返し回数の関係

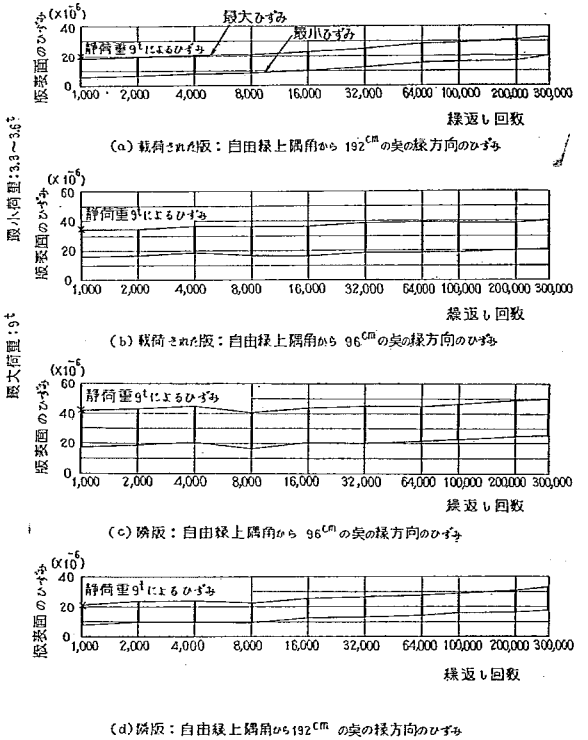


図-143 繰返し載荷試験におけるめくら目地隅角部の平均ひずみと繰返し回数の関係

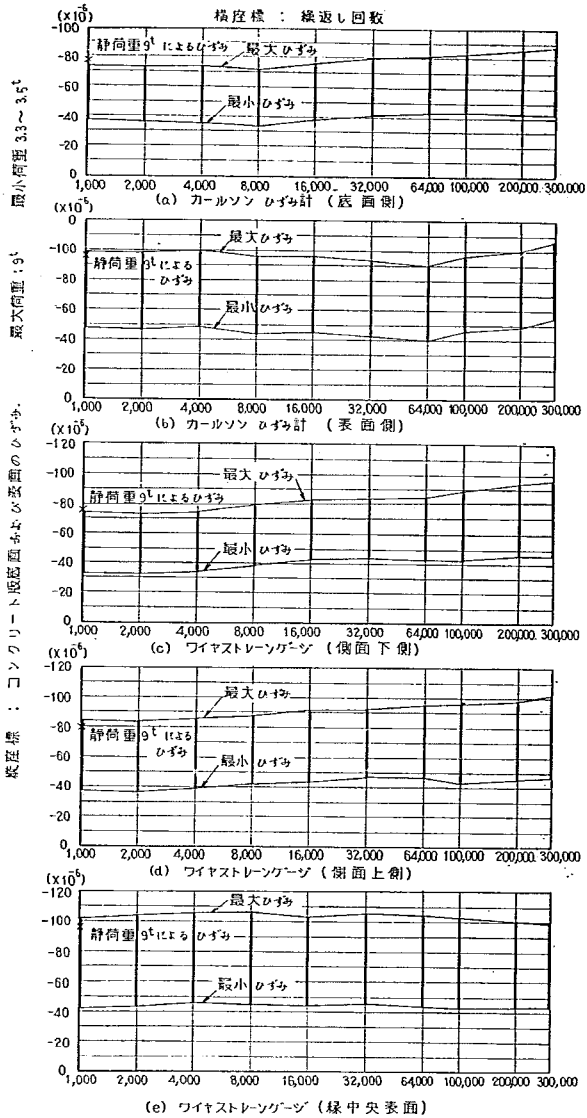


図-144 繰返し荷重による自由縁中央の平均ひずみと繰返し回数の関係

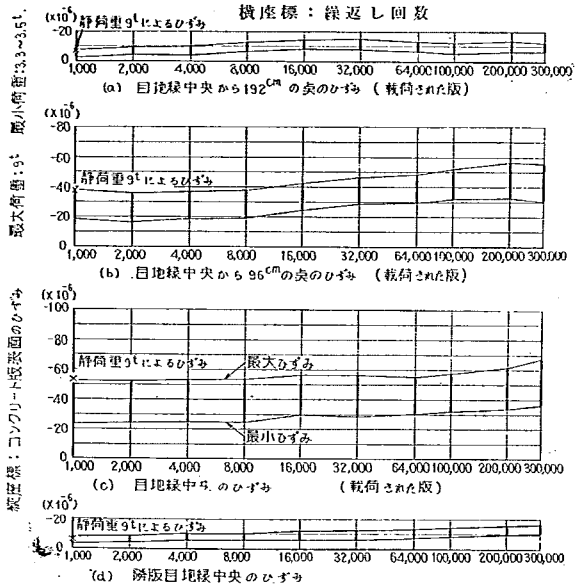


図-145　繰返し載荷試験における縦目地縁部の平均ひずみと繰返し回数の関係

のが多いようであるが，ほとんど同じである。自由縁部における，個々の試験値について，両者の比の度数分布をとってみると，図-146のようである。自由縁部の最大ひずみは，繰返し荷重によっても静荷重によっても，ほとんど同じである。

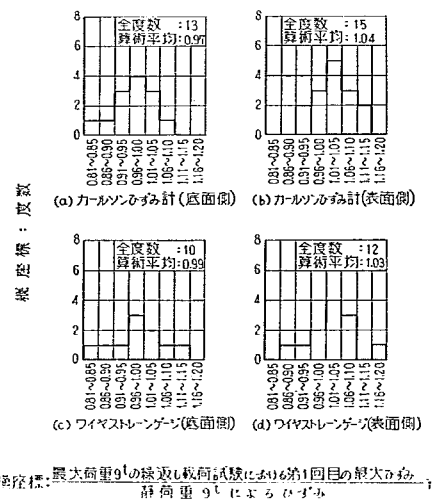


図-146　繰返し載荷試験におけるひずみと静的載荷試験におけるひずみの比較

図-141～145 において，第1回繰返し荷重における最小ひずみと，最大ひずみの比をとってみると，0.33～0.51であって平均0.44である（自由縁部だけの平均は，0.45)。この比は，最小荷重と最大荷重の比 0.37～0.40 に比べて，約15%大きい。

1分間に 250 回程度の繰返し荷重によるひずみの振幅は，静荷重によるひずみの振幅より約10%〔{(1−0.44)/(−0.385)}=0.91〕小さいと考えられる。

図-141～145 において，繰返し回数とひずみの関係を見ると，一般に繰返し回数が増すに従って，最大ひずみが増大する傾向がみられる。

しかし，最小ひずみが最大ひずみと同じように増大しているものが多く，最小ひずみの増加が少ないために，ひずみ振幅が増しているものは，18例中4例（20%強）しかない。

第2回試験舗装程度のコンクリート版に，最大9t，最小3.4t程度の荷重を，急速に3000,000回位加えると，コンクリート版のひずみの絶対値は多少増大するが，ひずみ振幅の増大は，極めて僅かである。

〔5〕 ひびわれ発生後の繰返し荷重によるコンクリート版自由縁部の土圧，たわみおよびひずみ

第2回試験舗装の自由縁部19カ所においては本章〔2〕～〔4〕の 300,000回繰返し載荷試験を実施した後，静荷重を25tまで加え（その時現ったひびわれ荷重等については次節〔6〕参照），すべての版にひびわれを発生させ

さらにパルセータによる 100,000回の繰返し載荷試験を実施した。

その際測定した平均路盤土圧，平均たわみおよび平均ひずみは，それぞれ図-147，図-148と149，および図-150のようであった。

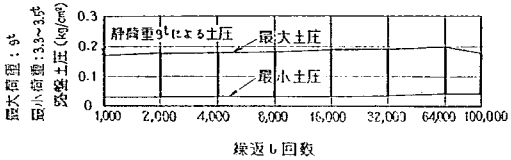


図-147　ひびわれ発生後の繰返し載荷試験における自由縁部中央の路盤土圧と繰返し回数の関係

これらの図のつくり方は，図-133～139，141～145と同じである。すなわち，ひびわれ発生後の繰返し載荷試験においても，コンクリート版の種類と路盤土圧，たわみ，ひずみとの関係が得られなかったので，全体平均だけを出している。なおワイヤーストレーンゲージは，ひびわれ発生後も，発生前と同じ位置に貼り付けたから，たとえばコンクリート版側面のゲージは，ひびわれをまたいで貼付されている。

図-147と133を比べると，ひびわれ発生後の路盤土圧は，静荷重によるものも，繰返し荷重によるものも，ひびわれ発生前の約0.6倍になっている。その理由は，ひびわれを発生させた際に，一旦25tという大きい荷重を加えたため，路盤にかなり大きい永久沈下が生じたためでないかと想像された。

図-147の最大土圧と図-133の最大土圧の差0.1kg/cm²と，図-51の関係を使って，この残留沈下を推定すると約0.5mmである。この値は，25t荷重による自由縁部のたわみ3.7mmと9t荷重によるたわみ1.1mmの差2.5mmのおよそ1/5になっている。

しかし他方では，図-147の最大土圧と最小土圧を使って，本章〔2〕と同様な方法でコンクリート版と路盤のすき間を推定すると，約0.4mmであって，ひびわれ発生前と大差ない。

これらの考察から，断定的な結論は出せないと考えられる。

図-147によると，ひびわれ発生後においても，繰返し回数の増加によって土圧が著しく変化していない。少なくとも無筋コンクリート版においては，この関係が変ることを予想したが，無筋コンクリート版に埋めこんだ土圧計が途中で故障し，4,000回までしか測定できなかったので確かめられなかった。

第2回試験舗装程度のコンクリート版自由縁部にひびわれが発生した後に，最大9t，最小3.4t程度の荷重を急速に約100,000回繰返し加えた場合，路盤土圧はほとんど一定である。

図-148および149と図-137および138を比べると，ひびわれ発生後のたわみは，発生前の約1.2倍になっている。このことは，ひびわれの発生によってコンクリート版の剛性が減少したこと，換言すれば自由縁部がむしろめくら目地縁部のようになったことによって容易に説明できる。

図-149によると，ひびわれ発生後においても，最小たわみと最大たわみの比は0.50くらいであって，ひびわれ発生前と変らない。また繰返し回数が増加しても，たわみはほとんど変化していない。このことは，無筋コンクリート版の場合についてもあてはまり，無筋コンクリート版だけは別の動作をするのであろうと考えた筆者の期待を，全く裏切るものであった。

第2回試験舗装程度のコンクリート版自由縁部にひびわれが発生した後，最大9t，最小3.4t程度の荷重を急速に約100,000回繰返し加えた場合のたわみはほとんど一定である。

図-150と図-144を比べると，ひびわれ発生後のコンクリート版ひずみ（このひずみは見掛け上のひずみであるが）は，発生前と著しく相違していることがわかる。その差は，ゲージの種類と位置によって大きく相違しているが，またカールソンひずみ計の場合（自由縁部から10cm内側の位置），ひびわれ発生前の約0.7倍（底面側）と約0.9倍（表面側）であるのに対し，ワイヤストレーンゲージによる場合（自由縁側面），ひびわれ発生前の，約2.1倍（底面側）と約0.15倍（表面側）といった具合で，相互に矛盾している。

コンクリート版側面の底面側にひびわれをまたいで貼ったワイヤストレーンゲージの測定値がひびわれ発生前の約2倍になることは，あり得ることであると考えられる。しかし，それより僅か10cmしか内側に寄っていない位置に埋めこまれたカールソンひずみ計の測定値が，ひびわれ発生前より減少していることは，明らかに矛盾である。

ワイヤストレーンゲージは，ひびわれ発生後新らしく貼り換えたのに対し，カールソンひずみ計は埋めっぱなしであるという相違はあるが，25t荷重によって破壊したカールソンひずみ計は19個中1個にすぎず，ひびわれがカールソンひずみ計から外れたところに発生していると推定されるものも皆無であった。

いずれにせよ，ひびわれ発生後のひずみは，あくまでも見掛けのひずみであって，コンクリート版の応力と無関係なことが多い点で，ひびわれ発生前と相違していることに注意しなければならない。しかしコンクリート版の自由縁（側面）に問題を限ると，ひびわれの発生によって，底面側の見掛けのひずみは増大し，表面側の見掛けのひずみは減少していると考えられる。逆にひびわれ

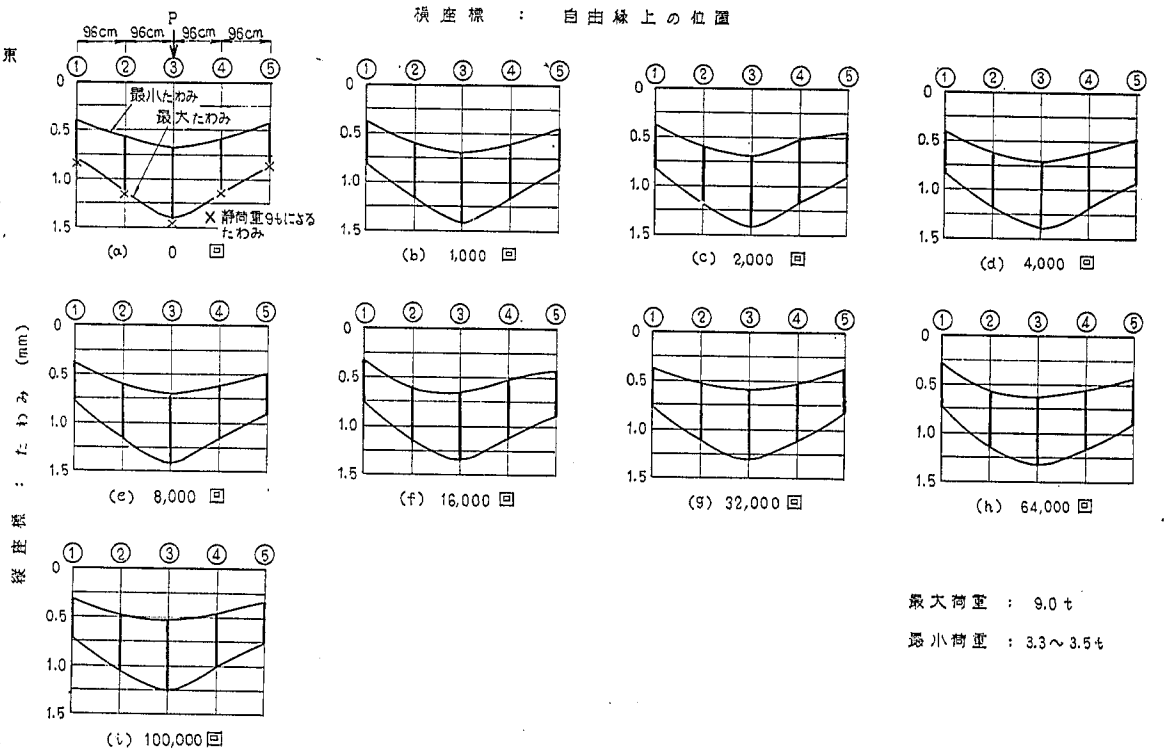


図-148 ひびわれ発生後の繰返し荷重による自由縁部の平均たわみ

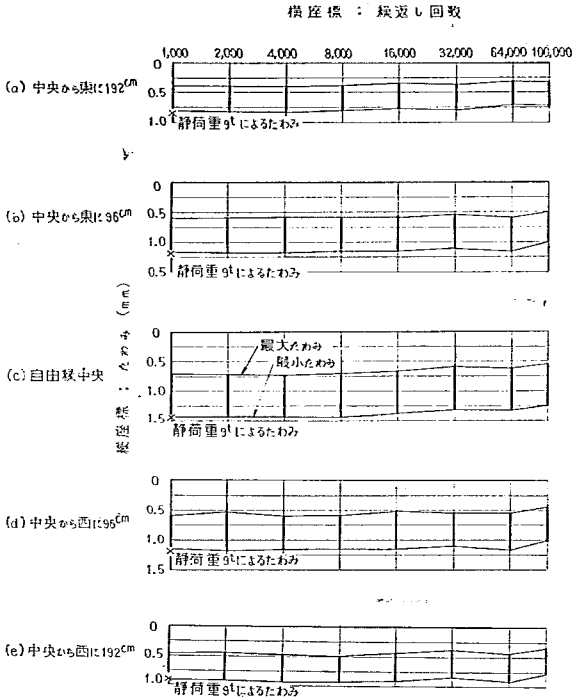


図-149　ひびわれ発生後の繰返し荷重による自由縁部の平均たわみと繰返し回数の関係

の近傍のコンクリート版の応力に関係するひずみは，いずれもひびわれの発生によって減少しているであろう。

図-150によると，ひびわれ発生後の繰返し荷重によるひずみは，ひびわれ発生後の静荷重によるひずみよりかなり小さくなっているものが多い。一般にひずみの絶対値が大きい程，両者の差は大きい。このことは，おそらく，繰返し荷重によるひびわれの開閉は，静荷重の場合程大きくはないことを示していると考えられる。

図-150によると，ひびわれ発生後においても，最小ひずみと最大ひずみの比は，0.45程度であって，ひびわれ発生前と変らない。また繰返し回数が増加しても，ひずみの増大は僅少である。この点に関しては，無筋コンクリート版も同様であった。

第2回試験舗装程度のコンクリート版自由縁部にひびわれが発生した後，最大9 t，最小3.4 t程度の荷重を，急速に約100,000回繰返し加えた場合，ひびわれをまたいで測った見掛けのひずみは，ほとんど増加しない。

〔6〕 パルセータによる繰返し載荷試験を実施したコンクリート版の自由縁部のひびわれ

第2回試験舗装の自由縁部19箇所において，パルセータによる繰返し載荷を実施したが，300,000回に達する前にひびわれが発生したと思われた9箇所も，すべて誤認であって（3.〔5〕参照），結局最大9 t最小3.3~3.5 tの荷重を300,000回加えたことによって，ひびわれの発生した版は一つもなかった。

パルセータによる300,000回載荷試験終了後，自由縁部の同じ箇所において，静荷重を25 tまで加え，ひびわれ荷重，ひびわれたわみ，ひびわれの長さと幅を測定した。また荷重25 tにおいてたわみおよびひびわれの長さと幅を測定し，さらに荷重を15 tまで戻した時のたわみおよびひびわれの長さと幅を測定した。

その後，同一箇所においてパルセータによる繰返し載荷を100,000回実施した後，静荷重15 t加えた場合のたわみおよびひびわれの長さと幅を測定した。

これらの測定結果は，表-47に示すようである。

表-47によると，ひびわれ荷重の全体平均は，16.4 tであって，静荷重による平均ひびわれ荷重15.8 t（表-41）より却って大きく，パルセータによる疲労の影響が現れていない。その理由は，おそらくコンクリートの材令の相違と，関東ローム路床の支持力回復によって説明できよう。静荷重試験（表-41）は，コンクリート版打ちこみ後3~6カ月に実施し，繰返し載荷試験後の静荷

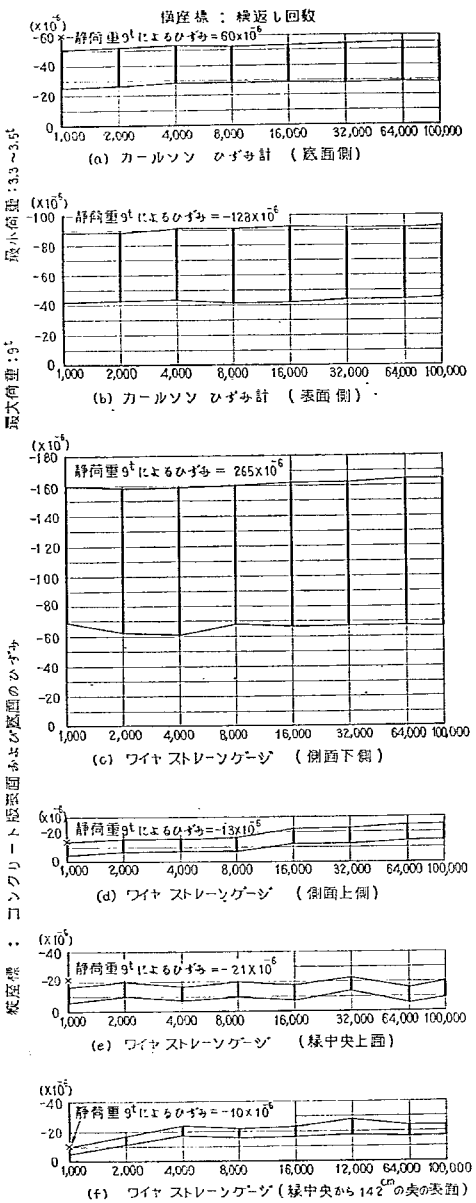


図-150　ひびわれ発生後の繰返し荷重による自由縁部の平均ひずみと繰返し回数の関係

重試験（表-47）は，コンクリート版打ちこみ後6～8カ月に実施したからである。なお次節[7]表-48と前述表-41から推定すると，材令6～8カ月のひびわれ荷重は，17.7tである。したがって，ごく大ざっぱにいって，300,000回繰返し載荷試験によって，ひびわれ荷重は約1.3t（17.7—16.4）小さくなったと推定される。

表-47と41を比べると，静荷重によるひびわれ荷重は，コンクリート版の種類（補強方法）と強い関係がなかったが，繰返し載荷試験後の静荷重によるひびわれ荷重は，版の補強方法と比較的強い関係がある。

表-41と47を綜合すると，鉄筋，鉄網No.4およびエキスパンデットメタルによって補強したコンクリート版は，肉眼で見える程度のひびわれが発生しにくいことがわかる。

表-47によると，300,000回繰返し載荷試験後の静荷重によって，ひびわれが生じた時のたわみは，コンクリート版の補強方法にほとんど関係せず，ひびわれの長さは，鉄網No.3，No.4，鉄筋においていくぶん短かく，ひびわれの幅は，鉄網No.3，No.4，エキスパンデットメタルにおいてやや広く，鉄筋において，きわめてせまい。

静荷重25tを加えた場合のひびわれの長さは，やはり鉄網No.3，No.4，鉄筋においていくぶん短かく，ひびわれの幅は，鉄筋の場合きわめてせまいことを除けば，大体において同じ程度である。

その後静荷重を15tに戻した時のひびわれの長さおよび幅と，版の補強方法との関係は，25tの場合とほぼ同様である。

ひびわれ発生後，パルセータによる繰返し荷重を100,000回加えた後，静荷重15tによるひびわれの長さを見ると，鉄筋の場合最も短かく，鉄網No.4，No.3がこれに次いで短かい。

またひびわれの幅は，鉄筋の場合最もせまく，エキスパンデットメタル，鉄網No.4がこれに次いでせまい。

ひびわれ長さと幅が，100,000回繰返し載荷によって，どのくらい増大したかを見ると，鉄筋と鉄網No.4が最も小さく，無筋コンクリート版が最も大きい。

以上要約すると，鉄筋，鉄網No.4，エキスパンデットメタル等は，肉眼で見える程度のひびわれの発生を防ぐのに効果があるばかりでなく，発生したひびわれの長さと幅を小さく保つ効果が大きい。

表-47 パルセータによる繰返し載荷試験を実施した版の自由縁部のひびわれの一覧表

種類	舗装版No.	パルセータによって大部分 300,000回載荷した後												さらに 100,000回載荷した後		
		静荷重を加えていってひびわれを発見した時				ひびわれ発見後荷重25 t における値			25t まで載荷後,荷重15 t における値					荷重15tにおける値		
		ひびわれ荷重 (t)	ひびわれたわみ (mm)	ひびわれ		たわみ (mm)	ひびわれ		たわみ (mm)	ひびわれ				たわみ (mm)	ひびわれ	
				底面からの長さ(cm)	底面の幅 (mm)		底面からの長さ(cm)	底面の幅 (mm)		底面からの長さ(cm)	底面の幅 (mm)				底面からの長さ(cm)	底面の幅 (mm)
鉄網 No. 1	1	15.0	2.67	10.2	0.06	5.20	18.5	0.35	2.67	18.0	0.20			2.61	19.5	0.25
	3	14.5	2.35	18.0	0.06	5.20	18.5	0.25	2.50	18.5	0.16			2.43	19.0	0.20
	5	13.8	2.15	15.0	0.04	4.56	19.0	0.20	2.47	18.8	0.14			2.40	20.1	0.18
	平均	14.4	2.39	14.4	0.05	4.99	18.7	0.27	2.55	18.4	0.17			2.48	19.5	0.21
鉄網 No. 2	7	16.8	2.66	12.0	0.08	4.68	17.5	0.14	2.36	12.4	0.08			2.30	16.5	0.10
	9	16.3	2.40	18.0	0.12	5.24	18.0	0.16	2.19	16.8	0.14			2.12	17.0	0.14
	11	14.6	2.48	15.0	0.14	5.12	16.5	0.30	2.58	15.7	0.18			2.37	17.5	0.18
	平均	15.9	2.51	15.0	0.11	5.01	17.3	0.20	2.38	15.0	0.13			2.26	17.0	0.14
鉄網 No. 3	13	13.5	1.88	11.0	0.18	4.45	15.0	0.25	2.16	12.0	0.14			2.11	14.6	0.16
	15	15.4	2.55	13.0	0.18	4.35	15.0	0.20	2.48	13.0	0.16			2.27	14.7	0.18
	17	17.4	2.35	14.0	0.16	4.50	16.0	0.30	1.99	14.2	0.14			2.00	16.5	0.14
	平均	15.4	2.26	12.7	0.17	4.43	15.3	0.25	2.31	13.1	0.15			2.13	15.3	0.16
鉄網 No. 4	19	18.0	2.35	10.0	0.12	4.00	11.0	0.14	1.94	10.0	0.10			1.82	10.5	0.12
	21	15.0	2.30	16.0	0.20	4.75	18.0	0.30	2.29	16.5	0.20			2.08	16.8	0.20
	23	19.8	2.45	13.5	0.10	4.35	16.0	0.14	1.82	13.5	0.10			1.83	14.2	0.10
	平均	17.6	2.30	13.2	0.14	4.37	15.0	0.19	2.02	13.3	0.13			1.91	13.8	0.14
鉄籠	25	20.7	2.70	7.0	0.02	3.95	13.0	0.06	1.71	7.5	0.12			1.80	8.5	0.12
	27	17.4	2.05	11.5	0.01	4.32	14.0	0.05	1.73	11.8	0.04			1.71	14.4	0.05
	29	17.8	2.35	11.0	0.06	3.82	15.0	0.14	1.88	11.5	0.06			1.72	11.9	0.06
	平均	18.6	2.37	9.8	0.03	4.03	14.0	0.03	1.77	10.3	0.07			1.74	11.6	0.03
エキスパンデットメタル	35	18.2	2.25	14.0	0.14	4.04	16.0	0.25	1.79	13.4	0.10			1.67	19.3	0.12
無筋	31	15.5	1.70	14.0	0.03	3.88	17.0	0.14	1.61	14.3	0.10			1.54	15.5	0.15
	33	17.5	2.42	16.5	0.12	4.20	17.5	0.20	1.96	16.5	0.12			1.92	17.5	0.18
	37	15.6	2.17	15.2	0.10	4.56	17.0	0.30	2.03	15.7	0.15			2.04	16.1	0.20
	平均	16.2	2.10	15.2	0.10	4.21	17.2	0.21	1.87	15.5	0.12			1.83	16.4	0.18
全体平均		16.4	2.33	13.4	0.10	4.48	16.2	0.21	2.11	14.2	0.13			2.04	15.8	0.15

〔7〕 人力による繰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

人力による繰返し荷重試験は前節〔6〕と異なる場所で，すなわち南側の版で実施したが，まず静荷重によるひびわれ荷重の90%の荷重を，繰返し加え，ひびわれ発生までの繰返し回数を求めた。

その結果は表-48のようであった。

表-48 ひびわれ荷重の90%を繰返し加えた場合のひびわれ発生回数

コンクリート版の種類	版のNo.	静荷重によるひびわれ荷重 P(t)	0.9Pの荷重を繰返し加えてひびわれが発生した時の回数 N	N の平均値
鉄網 No. 1	4	19.8	130	67
	6	21.6	4	
鉄網 No. 2	8	18.0	121	166
	10	18.0	210	
鉄網 No. 3	16	18.3	160	82
	18	21.2	5	
鉄網 No. 4	20	19.4	32	16
	22	20.5	1	
鉄　　籠	26	22.0	21	12
	28	20.4	3	
エキスパンデットメタル	36	19.6	26	26
補強版平均	—	19.9	—	65
無　　筋	32	18.4	4	7
	34	18.4	9	
	38	18.0	7	
無筋版平均	—	18.3	—	7
全体平均	—	19.5	—	52

註　静荷重によるひびわれ荷重の平均は，19.5 t であって，7. で求めた値，15.8 t と相違している。これは主として材令の相違によると考えられる。（本章の試験は材令約1年。7. の試験は材令3カ月）。

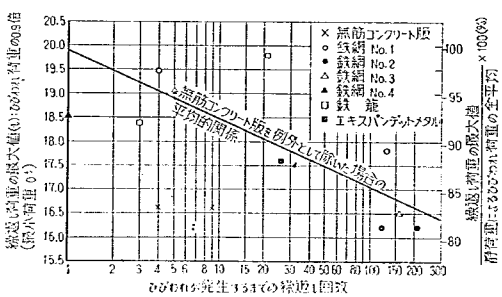


図-151 人力による繰返し載荷試験における，繰返し荷重の最大値とひびわれ発生回数との関係

表-48を見ると，ひびわれ発生回数と，コンクリート版の補強方法の間には，あまり関係がなく，むしろひびわれ発生回数と，繰返し荷重の最大値との間に関係があるようである。

図-151は，繰返し荷重の最大値をひびわれ荷重で割ったものと，ひびわれ発生までの繰返し回数の関係を求めたものである。ここで繰返し荷重に対する分母としては，補強したコンクリート版の平均静ひびわれ荷重19.9 t をとった。

図-151によると，無筋コンクリート版の3点を除けば，最大荷重が大きくなるに従って，繰返し回数が減少する関係が見られる，その関係を目見当で記入した。

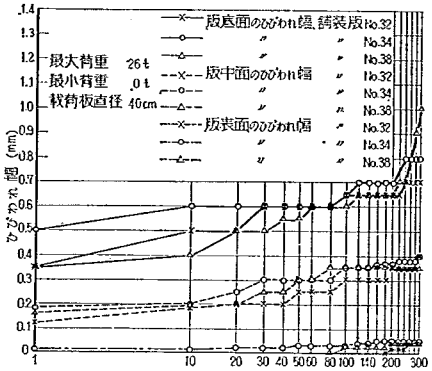
この関係と版の補強方法との関連を見ると，たとえば鉄籠の一試験値が上に飛び離れていて，ひびわれが発生しにくいことも示しているが，全体としてあまりはっきりした関係がない。この点については，前節の結果と相違しているが，前節の方が測定数が多いことを考える必要があろう。

図-151の直線を，図-132に提案した設計疲労曲線と比べてみると，多少相違している。たとえば繰返し回数300回に対する繰返し荷重最大値は，図-132の場合約88%であるのに対し，本図-151では82%くらいである。

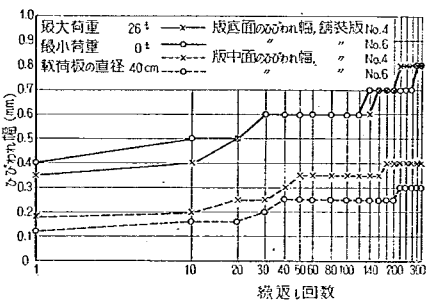
本図の試験数は，僅少であるから，はっきりした結論は出し難いが，コンクリートの疲労に関しては，試験条件の明瞭な，図-128の関係が正確であろう。しかし路盤の疲労等も考えたコンクリート舗装の疲労は，むしろ図-151の関係に近く，図-132よりいくぶんきびしい条件を受けていると考えられる。

いずれにせよ，図-151の関係は，鉄筋で補強されたコンクリート版は，無筋コンクリート版より肉眼で見えるひびわれがはいりにくいことを明らかにしている。このことは，理論的には説明し難いことであるが，実際道路に関する Dittrich 報告書などとも一致するものであり，真実であると考えられる。

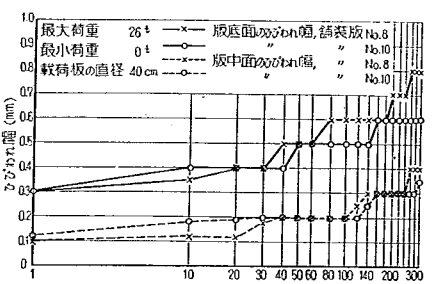
このようにして，一旦ひびわれを発生させた後，最大26 t，最小0 t の繰返し荷重を加えた場合の，ひびわれ幅の発達状況は，図-152(a)～(g)のようであった。同図(a)，(b)，(c)……ごとの，すなわちコンクリート版の補強方法ごとの平均は，図-153のよう



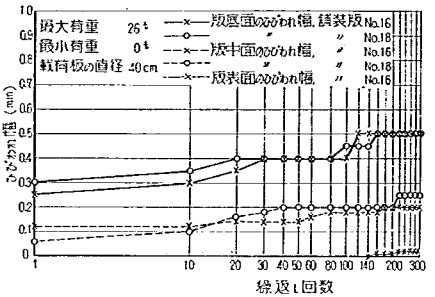
(a) 無筋コンクリート版



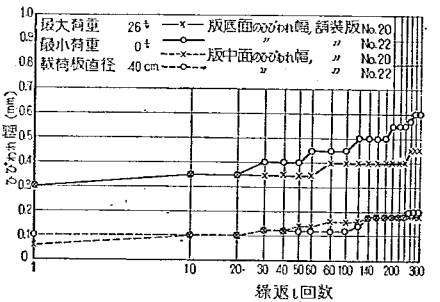
(b) 鉄網 No.1 (ϕ6mm普通丸鋼)で補強した版



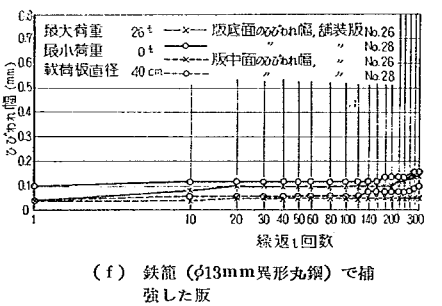
(c) 鉄網 No.2 (ϕ7mm異形丸鋼)で補強した版



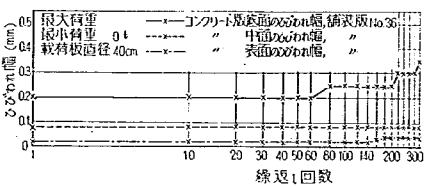
(d) 鉄網 No.3 (ϕ6mm縁部付近のみϕ13mm普通丸鋼)で補強した版



(e) 鉄網 No.4 (ϕ6mm縁部付近のみϕ13mm異形丸鋼)で補強した版



(f) 鉄筋 (ϕ13mm異形丸鋼)で補強した版



(g) エキスパンデット・メタルで補強した版

図-152　26t 繰返し荷重によるひびわれの発達

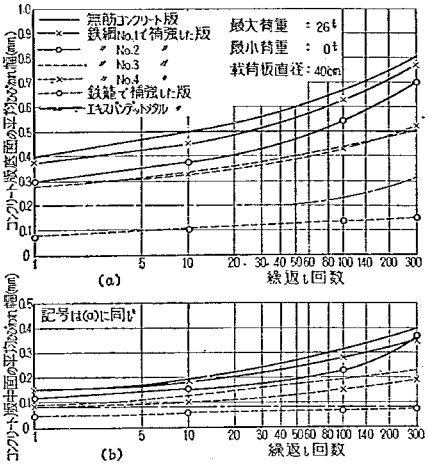


図-153　26t繰返し荷重による自由縁部ひびわれ発達の平均的関係

であった。

これらの図は，個々の試験値のばらつきが少なく，信頼度が比較的高いようであるが，鉄筋の補強の効果がきわめて明らかである。

すなわち，ひびわれ幅の発達から見て，自由縁部の補強方法としては，鉄筋，エキスパンデットメタル，鉄網 No. 4，鉄網 No. 3，鉄網 No. 2，鉄網 No. 1の順序で効果が高い。

また，無筋コンクリート版においては，繰返し回数180回において，すべての版のひびわれが表面に達しているが，鉄筋で補強した版においては，繰返し回数が300回に達しても，ひびわれが版表面に達することが全くない。

以上要約すると，コンクリート版を補強するか，しないかの相違は非常に大きく，ごく少量の鉄網で補強したコンクリート版ですら，無筋コンクリート版より肉眼で見える程度のひびわれが発生しにくく，発生しても発達しにくい。コンクリート版自由縁部の補強方法の間には，極端に大きい相違はないが，鉄筋，エキスパンデットメタル，鉄網 No. 4，No. 3，No. 2，No. 1，の順序で効果が大きい。

13. 大型車の走行位置

〔1〕 大型車後輪の走行位置

2車線コンクリート舗装道路における，大型車（4t以上のトラックとバス）の後輪の走行位置の国道上3箇所における観測結果は，図-154のようであった。

4車線コンクリート舗装道路における，大型車後輪の走行位置の観測結果は，図-155のようであった。

これらの図は，横軸に後輪の走行位置をとり，縦軸に

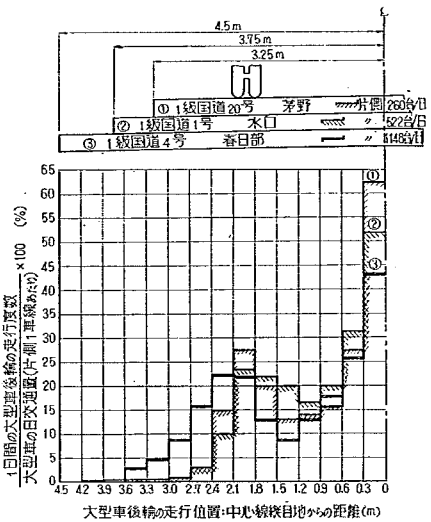


図-154　2車線コンクリート舗装における大型車走行位置の観測例

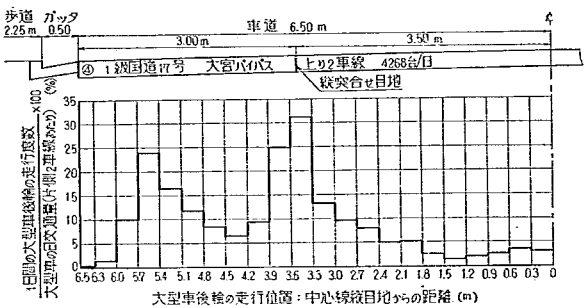


図-155　4車線コンクリート舗装における大型車走行位置の観測例

各位置の後輪走行度数を日交通量で割った比をとった，一種の度数分布図である。したがって，この度数分布図の全面積，すなわち全度数は，大略 200%である（厳密に 200%でないのは，中央線を乗り越えて走る車が両方向同数であるとは限らないからである）。

図-154によると，2車線道路においては，大型車後輪走行位置のピークが二つあること，その一つは，中心線縦目地から 30cm 以内であり，もう一つは，中心線縦目地から 2 mくらいであることがわかる。

大型車後輪が，中心線縦目地から 30cm 以内を走行する頻度は，コンクリート版幅 4.5m の場合，44%くらい，3.25mの場合，62%くらいで，版幅がせまい程高いという当然の結果になっている。

大型車後輪が，中心線縦目地から約 2.0m 付近を走行する頻度は，コンクリート版幅 4.5m の場合，22%くらい，3.25mの場合，28%くらいで，やはり版幅がせまい程高い。

図-154によると，大型車後輪が，自由縁一杯を走行することはほとんどないから，設計にあたっては，自由縁部の応力を問題とすべきでなく，縦目地縁部の応力を問題とすべきであると思われる。

しかし図-154の観測を実施した道路は，いずれも路肩の幅が 50cm 以下であって，舗装していないか，それとも蓋なし側溝をもつものであった。（表-9参照）。

将来の道路は，おそらく幅 1.0～1.5m 以上で舗装した，もしくは，処理した路肩をもつものとなろう。したがって，最もきびしい条件を考えれば，コンクリート版の自由縁部においても，中心線から約 2 mの位置における頻度と同程度の頻度で，大型車後輪が走行するものとすれば，むしろ十二分に安全であろう。

その上で，自由縁部と縦目地縁部といずれが厳しい設計条件となるか，検討する必要があると考えられる。

以上要約すると，設計のための条件としては，多少の安全を見て，表-49の走行頻度をとればよいであろう。

表-49　コンクリート版の設計に用いる大型車後輪の走行頻度（片側交通量に対する比）

縦縁	路肩	走行位置 ＼ 車線数 / 車線幅 (m)	2	2	2	4
			3.25	3.75	4.50	3.00以上
自由縁	舗装した充分な幅の路肩がある場合	縁から 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
	路肩幅が 0.5 m程度で未処理の場合	縁から 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
縦目地縁		縁から 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

図-155によると，通行区分によって規制された4車線道路においても（設計条件としては，通行区分の規制のある方が厳しいが），大型車後輪走行位置のピークが二つあり，その一つは，ちょうど車線をわける区画線上（縦目地上）であり，もう一つは，それから外側に約2 mの位置である。

したがって大型車後輪の走行に関しては，4車線道路の最外車線は，2車線道路の場合とほとんど同じ条件であると考えられる。

ただし，設計に使い易いように，各走行位置の走行度数を，片側2車線の全交通量で割った比で走行頻度を求めてあるから，頻度の比は2車線の場合より小さくなっている（もちろん絶対値は必らずしも小さくはならない）。すなわち大型車後輪の走行頻度は，車線マーキング上で31%くらい，それから外側に2 mの位置で24%くらいである。

ここで，大型車後輪の走行頻度に関する第1のピークと，第2のピークの差は，4車線の場合の方が2車線の場合よりずっと少なくなっていることは，注目に価する。

設計のための条件としては，多少の安全を見て，表-49の走行頻度をとればよいであろう。

〔2〕 大型車走行の時間変化

2車線道路における大型車後輪の走行位置を，2時間ごとに測った結果は，図-156のようであった。

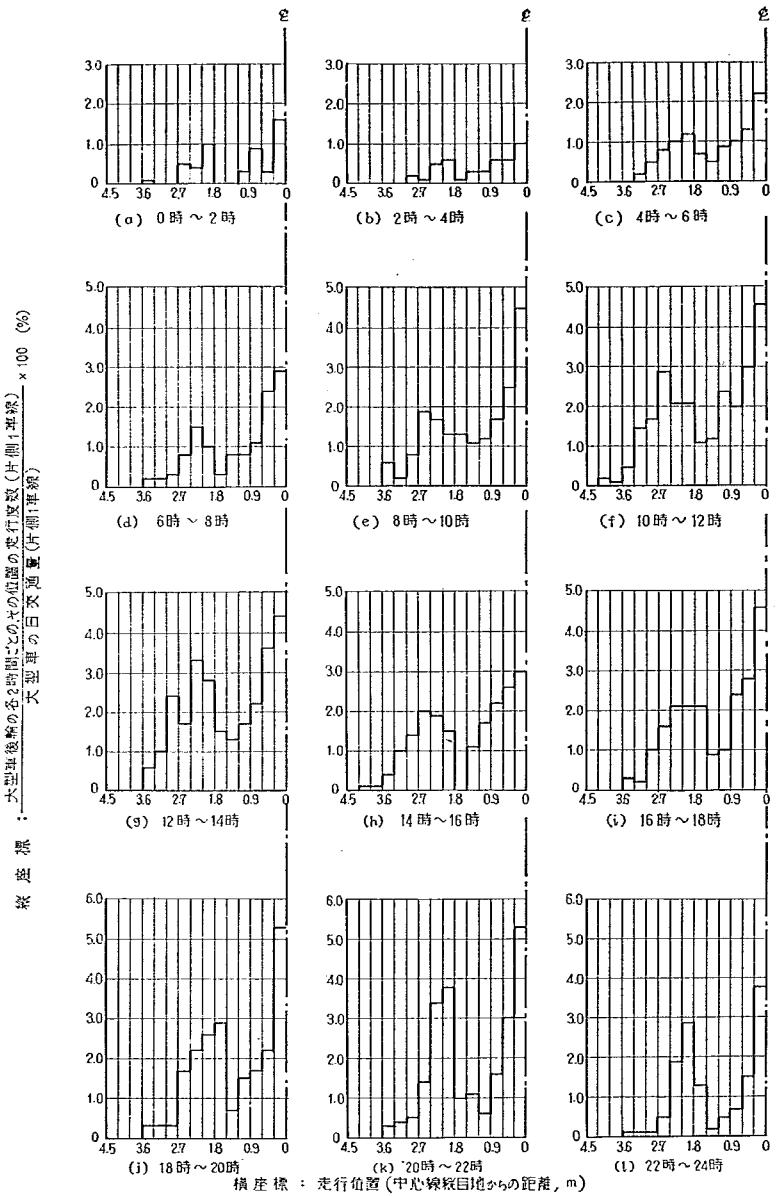


図-156　大型車走行位置分布の24時間内変化（2車線，1級国道4号　春日部）

他の2車線道路の観測結果も，ほぼ同様であって，2車線道路における走行位置分布の型は，時間によってあまり変化しない。

4車線道路における大型車後輪の走行位置を，2時間ごとに測った結果は，図-157のようであった。

4車線道路においても，走行位置分布の型は，時間によって全く変ってしまうことはないが，しかし夜間においては，ピークが低くなり，一様分布に近ずく傾向が見られる。おそらく，夜間は，交通規制がゆるいことが，その理由であろう。

図-158（a）は，大型車後輪走行頻度の一つのピークである，コンクリート版縦目地付近において，大型車後輪の走行頻度を，2時間ごとに測ったものである。

同図（b）は，大型車後輪走行頻度のもう一つのピークである。コンクリート版縦目地から外側へ約2mの位置において，大型車後輪の走行頻度を2時間ごとに測ったものである。

これらの位置における，大型車後輪の走行頻度は，時間によって相違し，日中（すなわち縁部のそりこう東応力の大きい時に）大きく，夜間（そりこう東応力の負の時に）小さい傾向が，はっきりと見られる。

図-158で，そりこう東応力が大きい，10時～16時の大型車後輪の走行頻度を見ると，幅3.25mの場合を例外とし，縦目地上で5～7％（表-49の値の1/7～1/10である），縦目地から外側に2.0mの位置で2～5％（表-49の値の1/5～1/10である）となっている。

コンクリート版の設計にあたって，荷重応力と温度応力を組合せるに際し，図-158のような関係を使うこと

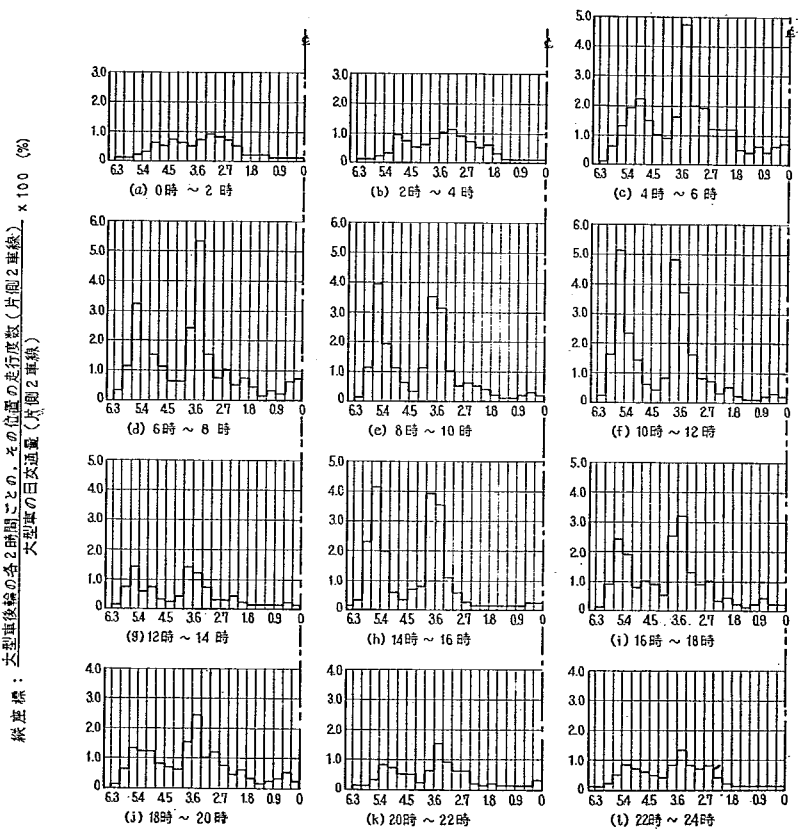


図-157　大型車走行位置分布の24時間内変化（4車線，1級国道17号　大宮バイパス）

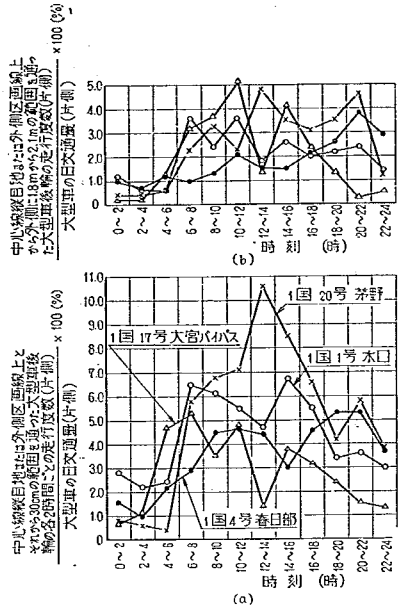


図-158　頻度極大の位置における大型車走行度数の時間変化

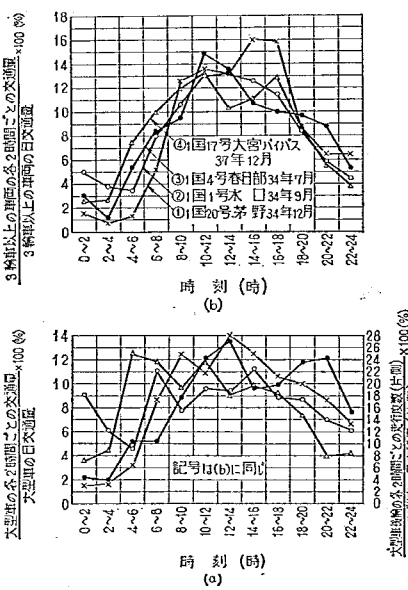


図-159　交通量の時間変化の観測例

は，一見合理的であるが，各位置ごとに図-158のような関係をつくらなければならないから計算が面倒であること，交通の型は可変であって，細かく仮定しても精度は高くならないことを考えると，実際的でない。

したがって，設計上荷重応力と温度応力を組合せるためには，むしろ，図-156および157から得られた結論，すなわち，大型車の走行位置分布の型は，時間ごとにほとんど変らないことを利用し，大型車全体の時間変化だけを使うことにすれば便利である。

本研究で観測した4カ所における大型車走行の時間変化と，3輪車以上の車両の走行の時間変化は，図-159のようであった。

同図（a）は，横軸に2時間ごとに刻んだ時刻をとり，縦軸に，大型車の各2時間ごとの交通量を，日交通量で割った比がとってある。

同図（b）は，横軸に時刻をとり，縦軸に，3輪車以上の車両（軽自動車を含む）の2時間ごとの交通量を，3輪車以上の車両の日交通量で割った比がとってある。

したがって，図-159(a)，(b)は，いずれも一般の交通量時間変化（1時間刻みでとったもの）の2倍になっている。また，大型車後輪の走行度数で表わすならば，同図（b）の右側縦軸に示されているように，左側縦軸の値をさらに2倍とする必要がある。

図-159（a）によれば，日中6～20時の大型車交通量は，大ざっぱにいって一定に近い。設計計算上では，コンクリートのそりこう束応力が正である時間中，大型車交通量が最大時間交通量に近い一定値であるとすれば，安全側である。

本研究第1報図-35および36，図-45～48によれば，コンクリート版の温度差が正である時間は，7時30分～8時から，17時30分～18時に至る約10時間である。図-159（a）によれば，この10時間内に走行する大型車の交通量は，49.1～59.9%である。また大型車の2時間交通量が，日交通量の13%以上になることは，ほとんどない。

したがって，設計のためには，大型車交通量の60%が，温度差が正のときに走行し，40%が負の時に走行するものと考えればよいであろう。

図-159（b）によれば，3輪車以上の車両の交通量は，大型車だけの場合よりも時間変化が大きく，10～16時にピークをもっており，最大2時間交通量は，日交通量の16%くらいである。

本研究の観測は，あまり少なかったので，これを補足するために一般交通調査報告を調べた。図-160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日観測から代表的な6例を取り出したものである。

図-160によれば，1級国道2号西宮，2級国道171号線高槻，1級国道1号守口のように大都市付近において

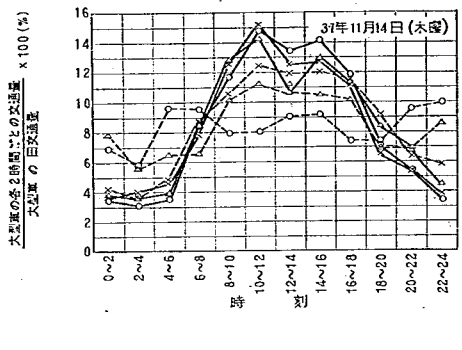


図-160　大型車交通量の日変化（日本道路公団高速道路試験所“名神間交通量調査報告書”より作製）

は，大型車の時間交通量もかなり変化がはげしく，2時間交通量が日交通量の14%以上に達することがあるが，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離れた箇所においては，大型車の時間交通量は，比較的平均されており，大型車の2時間交通量が日交通量の12%以上になることは，ほとんどない。

これらの調査箇所における大型車の8時～18時までの10時間交通量は，それぞれ日交通量の64%，66%，61%，58%，41%，および53%である。

図-160の関係を見ると，図-159（a）の結論は，大都市から離れたところについてのみ適用すべきであって，大都市付近においては，日交通量をもっと多く見積るべきであることがわかる。

大都市付近の道路においては，大型車交通量の70%が，温度差正のときに走行し，30%が負のときに走行すると考えてよいであろう。

以上の結論を要約すると表-50のようになる。

表-50　設計に用いる大型車走行時間の仮定

	温度差が正の時に走行する大型車 / 大型車の全交通量	温度差が負の時に走行する大型車 / 大型車の全交通量
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

14. コンクリート舗装版の合理的設計法の提案

〔1〕 単一輪荷重を主対象としたコンクリート舗装版の設計法

本研究第1報～第3報の結果を総合すると，コンクリート舗装版は，横目地をスリップバーで補強する限り，直角隅角の応力でなく，自由縁部の応力で設計するべきである。コンクリート舗装版の自由縁部および縦目地縁部の輪荷重応力と温度応力を考慮した合理的設計法として，次の方法を提案する。

（1） 対象としている舗装の設計寿命を決定する。

（2） 路盤の設計支持力係数 K (kg/cm³) を確定する。

（3） 舗装版コンクリートの設計曲げ強度 σ_b を 40～60kg/cm² の範囲内で，適当に選ぶ。

材令28日で σ_b を得るようにコンクリートの配合を設計し，その配合のコンクリートのヤング率 E(kg/cm²)，ポアソン比 μ および膨脹率 α を測っておく（あるいは，過去の経験をもととして E，μ，α を適当に仮定する）。

（4） 設計寿命内に片側を走行する大型車の台数と後輪重量を推定し，衝撃を考慮した上で，0.5 t 刻みの後輪重量の荷重群 P_i と，その走行台数 N_i がわかるように整理しておく。

（5） コンクリート版の厚さの第一次仮定 h_1(cm) をおく。

（6） 土木研究所公式（15）と K，E，μ，h_1 を使って，各荷重群の最大値に対する自由縁部の最大応力 $\max\sigma_i$ を求める。

（7） N_i に表-49の第1欄の“縁から 15cm”に対する係数を掛けて，応力 $\max\sigma_i$ の生ずる度数 ${}_{15}N_i$ を求める。

（8） N_i に表-49の第1欄の“縁から45cm”に対する係数を掛けて，応力 $0.7\max\sigma_i$ の生ずる度数 ${}_{45}N_i$ を求める（ここで，応力係数0.7は，図-113，114の影響線図からとった。タイヤの接地半径が大きい場合には，図-115の影響線から係数を0.8くらいにするとよい）。

（9） N_i に表-49の第1欄の“縁から75cm”に対する係数を掛けて，応力 $0.5\max\sigma_i$ の生ずる度数 ${}_{75}N_i$ を求める。

(10) N_i に表-49の第1欄の“縁から105cm”に対する係数を掛けて，応力 $0.35\max\sigma_i$ の生ずる度数 ${}_{105}N_i$ を求める。

(11) （7）～(10) の結果を整理し，約 2kg/cm² 刻みの自由縁部応力群 σ_j とその発生度数 M_j を，応力の大きさの順に整理しておく。

(12) 縦目地がタイバーつき突合せ目地の場合は，（6）で求めた $\max\sigma_i$ の0.75倍をとり〔もしくは公式(16)

を計算し〕縦目地縁部の最大応力群とする。

縦目地がタイバーつきめくら目地の場合は，(6)で求めた maxσ_i の0.55倍をとり，縦目地縁部の最大応力群とする。

(13) (7)～(10) と同様に，N_i に表-49の第2欄の“縁から15cm”の係数，“縁から45cm”の係数，……を掛け，縦目地縁部の各応力の頻度を求め，その結果を，(11)と同じように，約2kg/cm² 刻みの応力群の大きさの順に整理しておく。

(14) 応力の度数を重みとし，大きい方から1,500,000回までの応力の平均を(11)および(13)について求め，その大きい方を設計に採用する（一般に自由縁部の応力の方が支配的である）。

(15) 縦目地の構造が，タイバーつき突合せ目地でない場合には，その構造に合った計算を同様に行なう。極端な場合としてタイバーなし突合せ目地の場合には，自由縁部応力公式を使い，走行頻度は表-49の第2欄の係数を使うから，縦目地応力が設計をきめる条件となる。

(16) 気象条件等を考慮し（本研究第1報図45～49等を参考とし），2°C刻みの温度差群 T_i と，その頻度 R_i（時間比）をきめる。

(17) 本研究第2報図-122から，採用しためくら目地間隔に対するそりこう束係数 C_w を読み，土木研究所温度応力公式(22)を使って，各温度差群の中央値に対する温度応力 $_t\sigma_i$ を計算する。

(18) 温度差が正の場合の温度差の頻度の和 $\Sigma R_i=R(T>0)$ を求め，それに対する各温度差の頻度の比 $R_j=R_i/R(T>0)$ を計算する。「温度差が負の場合の温度差の頻度の和 $\Sigma R_i=R(T<0)$ を求め，それに対する各温度差の頻度の比 $R_k=R_i/R(T<0)$ を計算する」

(19) 大都市付近の道路では，$0.7M_j$ に R_j を掛け，$0.3M_j$ に，R_k を掛け，大都市から離れた道路では，$0.6M_j$ に R_j を掛け，$0.4M_j$ に R_k を掛けて，合成応力 $_e\sigma_j+_t\sigma_i=\sigma_{jk}$ が生ずる度数 U_{jk} を計算する。その結果を再び合成応力の大きさの順序に整理する。

(20) 大きさの順に並べて σ_f の 1/2 までの合成応力をとり，各合成応力 σ_{jk} を σ_b で割った値に対する許容繰返し回数 V_{jk} を図-132の二点鎖線から読む。

(21) 各合成応力の疲労抵抗 U_{jk}/V_{jk} の和を求め，それが1をこえていないかどうかを確かめる。

疲労抵抗の和が1をこえていたら，設計版厚を増加し，第2次仮定 h_2 を使って計算をやり直す。

疲労抵抗の和が0.4以下であったら，設計版厚を減らして計算をやり直してみる。

〔2〕 多輪荷重を主対象としたコンクリート舗装版の設計法

多輪荷重を主対象とした設計方法は，前節でのべた単一輪荷重の場合と基本的には同じであるから，ここでは相違している点だけのべる。

(1) 車軸間隔が1m以上離れている場合には，一軸だけ考えて設計する（図-84参照）。

一車軸に4輪以上がついていることによる応力は，図-113～115 の影響線を用いて計算する。

(2) 車軸間隔が1m未満の場合には，一車軸を縦縁中央において図-113～115で計算し，他車軸の輪荷重応力は，図-84の関係を使って求めた減少率を第一軸の計算値に掛けて求め，その和をとる。

〔3〕 計 算 例

関東地方の地方部に，車道幅員14m歩道つきで，めくら目地間隔8mの4車線道路をつくる。設計寿命20年間に，片側二車線を走行する大型車の台数と重量は，表-50のように推定されたものとし，コンクリート舗装版の厚さを設計する。

簡単のため，路盤の支持力係数は，5kg/cm³ と与えられているものとする。

表-51　与えられた交通荷重

1	2	3	4
		片側2車線の大型車交通量	
荷重群 P_i（後輪荷重 t）	各群最大荷重＋20%衝撃（t）	建設時1日あたり	20年間の全度数 N_i
1.6～2.0	2.4	1,600	2,000,000
2.1～2.5	3.0	800	1,000,000
2.6～3.0	3.6	1,000	1,200,000
3.1～3.5	4.2	1,100	1,400,000
3.6～4.0	4.8	1,300	1,200,000
4.1～4.5	5.4	1,000	800,000
4.6～5.0	6.0	500	400,000
5.1～5.5	6.6	160	200,000
5.6～6.0	7.2	65	80,000
6.1～6.5	7.8	15	20,000

〔解〕

$\sigma_b=48$kg/cm², $E=350{,}000$kg/cm², $\mu=0.25$, $\alpha=0.000009$°C^{-1} とし，h の第一次近似を25cmとする。

$$l=\sqrt[4]{\frac{350{,}000\times25^3}{12\times(1-0.25^2)\times5}}=100\text{cm}$$

したがって公式 (15) は

$$\sigma_t=2.12(1+0.54\times0.25)\times\frac{P}{25^2}(\log_{10}100-0.75\log_{10}a-0.181)=0.00385\times P\times(1.819-0.75\log_{10}a)$$

仮りに輪荷重 P(kg) とタイヤの接地半径 a(cm) の間に(24)式が成立つとすれば，

$$a=12+\frac{P}{1000} \quad \cdots\cdots(24)$$

表-51の各荷重群に対する自由縁部の最大応力は，表-52の第2欄のようになる。

表-52 自由縁部の荷重応力 $h_1=25$cm

1	2	3	4	5	6	7	8	9
荷重群の代表値	後輪が自由縁一杯を走行した場合		後輪中心が自由縁から45cmのところを走行した場合		後輪中心が自由縁から75cmのところを走行した場合		後輪中心が自由縁から105cmのところを走行した場合	
	応力 $\max\sigma_i$	度数 $_{15}N_i=0.25N_i$	応力 $0.7\max\sigma_i$	度数 $_{45}N_i=0.20N_i$	応力 $0.5\max\sigma_i$	度数 $_{75}N_i=0.15N_i$	応力 $0.35\max N_i$	度数 $_{105}N_i=0.10N_i$
2.4	8.9	500,000	6.2	400,000	4.4	300,000	3.1	200,000
3.0	10.9	250,000	7.6	200,000	5.4	150,000	3.8	100,000
3.6	13.0	300,000	9.1	240,000	6.5	180,000	4.6	120,000
4.2	15.0	350,000	10.5	280,000	7.5	210,000	5.2	140,000
4.8	17.0	300,000	11.9	240,000	8.5	180,000	6.0	120,000
5.4	18.9	200,000	13.2	160,000	9.4	120,000	6.6	80,000
6.0	20.8	100,000	14.6	80,000	10.4	60,000	7.3	40,000
6.6	22.6	50,000	15.8	40,000	11.3	30,000	7.9	20,000
7.2	24.4	20,000	17.0	16,000	12.2	12,000	8.5	8,000
7.8	26.1	5,000	18.2	4,000	13.0	3,000	9.1	2,000

同様にして，後輪走行位置が30cmずつ内側に寄った場合の自由縁部の応力は表-52の第4，6，8欄のように計算される。

これらの応力の生ずる度数は，表-49の4車線の係数を使って計算すれば，表-52の第3，5，7，9欄のようになる。ここで表-49の係数は，本計算例より幅員のせまい4車線に対するものであるから，それを採用することは，多少安全側である。

表-52を応力の大きさの順序に並べ変えて，整理すると表-53のようになる。

表-53 自由縁部の荷重応力の大きさと度数

1	2	3	4
応力：$_i\sigma_j$(kg/cm²)	度数 M_j	累加度数	平均の計算
26(25.1～27.0)	5,000	5,000	26× 5= 130
24(23.1～25.0)	20,000	25,000	24× 20= 480
22(21.1～23.0)	50,000	75,000	22× 50=1,100
20(19.1～21.0)	100,000	175,000	20×100=2,000
18(17.1～19.0)	204,000	379,000	18×204≒3,670
16(15.1～17.0)	356,000	735,000	16×356≒5,700
14(13.1～15.0)	590,000	1,325,000	14×590=8,260
12(11.1～13.0)	585,000	1,910,000	12×(1,500−1,325)=2,100
計			23,440
平均応力			(23,440)/(1,500)=15.6
10(9.1～11.0)	952,000	—	—
8(7.1～ 9.0)	1,158,000	—	—

縦目地は，タイバーつき，突合せ目地であるものとし，表-52と同様な計算をすると，表-54のようになる。

表-54　縦突合せ目地縁部の荷重応力

1	2	3	4	5	6	7	8	9
荷重群の代表値	後輪が目地縁一杯を走行した場合		後輪中心が目地縁から45cmのところを走行した場合		後輪中心が目地縁から75cmのところを走行した場合		後輪中心が目地縁から105cmのところを走行した場合	
	応力 $0.75\max\sigma_i$	度数 $0.35N_i$	応力 $0.70\times0.75\times\max\sigma_i$	度数 $0.25N_i$	応力 $0.5\times0.75\times\max\sigma_i$	度数 $0.15N_i$	応力 $0.35\times0.75\times\max\sigma_i$	度数 $0.10N_i$
3.6	9.8	420,000	6.8	300,000	4.9	180,000	3.4	120,000
4.2	11.2	490,000	7.7	350,000	5.6	210,000	4.0	140,000
4.8	12.8	420,000	8.8	300,000	6.4	180,000	4.5	120,000
5.4	14.2	280,000	9.9	200,000	7.1	120,000	5.0	80,000
6.0	15.6	140,000	10.9	100,000	7.8	60,000	5.5	40,000
6.6	17.0	70,000	11.8	50,000	8.5	30,000	5.9	20,000
7.2	18.3	28,000	12.8	20,000	9.2	12,000	6.4	8,000
7.8	19.6	7,000	13.7	5,000	9.8	3,000	6.9	2,000

表-54を，応力の大きさの順序に並べ変えて，整理すると表-55のようになる。

表-55　縦突合せ目地縁部の荷重応力の大きさ度数

1	2	3	4
応力 (kg/cm²)	度数	累加度数	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
計			19,614
平均応力			(19,614)/(1,500)=13.1

表-55と53を比べると，舗装した充分な路肩をもつ場合には，自由縁の応力条件がきびしく，幅0.5m程度の処理しない路肩をもつ場合には，タイバーつき縦突合せ目地縁の応力条件の方が，きびしいことが，多いようである。

温度応力は，本研究第1報の図-46に示された2時間ごとの温度差の度数分布を用い，めくら目地間隔8mに対するこう束係数0.95（第2報図-122）と，土木研究所温度応力公式（22）で計算すると，表-56の第2欄および第3欄のようになる。

第3欄で温度差正のものだけの和を求め，それで第3欄の各 R_i を割って，温度差正のものだけの頻度 R_j を計算し，第4欄に記入する。また第3欄で温度差負のものだけの和を求め，それで第3欄の各 R_i を割って，温度差負のものだけの頻度 R_k を計算し，第5欄に記入する。

表-56の第イ行には表-53で求めた各荷重応力を記入し，第ロ行にはその度数を記入する。第ハ行には，正の温度応力に組合せるべき荷重応力の度数，すなわち第ロ行の60%を記入し，第ニ行には，負の温度応力に組合せるべき荷重応力の度数，すなわち第ロ行の40%を記入する。

表-56の各マスの左上には，そのマスを含む欄の荷重応力とそのマスを含む行の温度応力を加えた合成応力を記入する。

表-56の各マスの右下には，そのマスを含む欄の荷重

表-56 合 成 応 力 の 計 算

合成応力 $\sigma_k = {}_t\sigma_f + {}_t\sigma_e$
その度数 $U_{jk} = 0.6 M_j R_j$ または $0.4 M_j R_k$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
イ	荷重応力 ${}_t\sigma_f$(kg/cm²)					26	24	22	20	18	16	14	12	10	8
ロ	0.6 M_j 度数 M_j					5,000	20,000	50,000	100,000	204,000	356,000	590,000	585,000	952,000	1,158,000
ハ	0.4 M_j					3,000	12,000	30,000	60,000	122,400	213,600	354,000	351,000	571,200	694,800
ニ	温度差 T_t(°C)	1) 温度応力 ${}_t\sigma_e$ (kg/cm²)	頻度 R_i (時間比)	温度差正の頻度 R_j	温度差負の頻度 R_k	2,000	8,000	20,000	40,000	81,600	142,400	236,000	234,000	380,800	463,200
ホ	14.0～15.9	15.8	0.000[2]	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ヘ	12.0～13.9	13.6	0.008	0.018		39.6 54	37.6 216	35.6 540	33.6 1,080	31.6 2,200	29.6 3,840	27.6 6,370	25.6 6,320	23.6 10,280	21.6 12.510
ト	10.0～11.9	11.6	0.020	0.046		37.6 138	35.6 552	33.6 1,380	31.6 2,760	29.6 5,640	27.6 9,830	25.6 16,280	23.6 16,150	21.6 26,280	19.6 不要
チ	8.0～ 9.9	9.5	0.030	0.069		35.5 207	33.5 828	31.5 2,070	29.5 4,140	27.5 8,450	25.5 14,740	23.5 24,430	21.5 24,220	19.5 不要	
リ	6.0～ 7.9	7.4	0.050	0.115		33.4 345	31.4 1,380	29.4 3,450	27.4 6,900	25.4 14,080	23.4 24,560	21.4 40,710	19.4 不要		
ヌ	4.0～ 5.9	5.3	0.065	0.150		31.3 450	29.3 1,800	27.3 4,500	25.3 9.000	23.3 18,360	21.3 32.040	19.3 不要			
ル	2.0～ 3.9	3.2	0.090	0.208		29.2 624	27.2 2,496	25.2 6,240	23.2 12,480	21.2 25,460	19.2 不要				
オ	0～ 1.9	1.0	0.170	0.394		27.0 1,182	25.0 4,728	23.0 11,820	21.0 23,640	19.0 不要					
ワ	小	計	0.433	1.000		3,000	12,000	30,000	60,000						
カ	−(0.1～2.0)	−0.9	0.350		0.618	25.1 1,240	23.1 4,940	21.1 12,360	19.1 不要						
ヨ	−(2.1～4.0)	−2.6	0.180		0.317	23.4 630	21.4 2,540	19.4 不要							
タ	−(4.1～6.0)	−4.4	0.035		0.062	21.6 120	19.6 不要								
レ	−(6.1～8.0)	−6.2	0.002		0.003	19.8 不要									
ソ	小	計	0.567		1.000										

註 1) 本研究第2報図-122から，温度差正の場合のこう束係数 $C_w = 0.95$……，負の場合のこう束係数 $C_w = 0.80$ として公式 (22) で計算した。すなわち，
温度差 正の場合 ${}_t\sigma_t = 0.35 \times 0.95 \times 0.000009 \times 350{,}000\Theta' = 1.05\Theta'$
温度差 負の場合 ${}_t\sigma_t = 0.35 \times 0.80 \times 0.000009 \times 350{,}000\Theta' = 0.88\Theta'$
温度差 Θ' は各温度差群の中央値をとつた。
2) 数値を丸めた結果0となつた。

応力度数と，そのマスを含む行の温度応力の頻度の積を記入する。ここで温度差が正の場合には，第ハ行の度数に第4欄の頻度を掛け，温度差が負の場合には，第ニ行の度数に第5欄の頻度を掛ける。

表-56の計算結果を丸めて，合成応力の大きさの順に整理すると，表-57の第1欄と第2欄のようになる。

表-57の第3欄には，第1欄をコンクリートの設計曲げ強度で割った値を記入する。

第3欄の比に対する許容繰返し回数 V_{ik} を，図-132から読み，第4欄に記入する。

第2欄を第4欄で割って求めた疲労抵抗を，第5欄に記入しその和を計算する。

計算例の場合は疲労抵抗の和が0.95であって，1より小さいから，第一次仮定の版厚 25cm でよいことになる。

表-57　疲労抵抗の計算

$\sigma_b = 48 kg/cm^2$

1	2	3	4	5
σ_{jk} (kg,cm²)	U_{jk} (度数)	σ_{jk}/σ_b	V_{jk} (度数)	疲労抵抗 U_{jk}/V_{jk}
40	54	0.83	1,600	0.034
38	354	0.79	4,800	0.074
36	1,299	0.75	10,500	0.124
34	3,633	0.71	23,000	0.158
32	8,860	0.67	50,000	0.177
30	19,494	0.62	135,000	0.144
28	39,728	0.58	300,000	0.132
26	72,623	0.54	680,000	0.107
24	123,650	0.50	∞	0
		合	計	0.950

15. 結　　論

コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究の第3報（最終報告）として，各種コンクリート舗装の静的載荷試験成績，繰返し載荷試験成績，大型車走行位置調査結果などを報告した。

これらの調査，試験結果を綜合し，合理的なコンクリート舗装の設計法を提案すると同時に，コンクリート舗装の効果的な補強方法について，2，3の提案を行なった。

この間得られた大小様々の結論を要約すると，次のようである。

（1）関東ローム路床の力学的性質は，施工直後に最も弱く，荷重を加えないで放置すれば，その後次第に増大する。その程度は，CBR でも K 値でも約1.5倍である。

（2）施工後三カ月以上経った場合，路盤面に埋めこまれた土圧計とコンクリート版の間に0.2mm程度のすき間があったものが，全体の約20%あった。したがって，路盤とコンクリート版の間にすき間があるものは，全体の20%弱あるものと推定される。

（3）コンクリート版上に載荷した場合のコンクリート版のたわみ（沈下）と，路盤反力（土圧計で測定したもの）を使って求めた路盤の反力係数（支持力係数）は，直径75cmの剛性載荷板で測定した路盤の支持力係数の0.7～1.0倍であって，平均して0.8倍である。

しかし，両者はほとんど同じオーダーであって，設計の目的のためには，直径75cmの剛性載荷板で測定した支持力係数を使つて実際のひずみないし応力を計算できる公式をつくっておけば，充分である。

（4）繰返し荷重をコンクリート版上に加えた場合の最大路盤反力は，繰返し荷重の最大値を静的に加えた場合の路盤反力にほぼ等しい。

（5）本研究第2回試験舗装程度のコンクリート舗装に最大9 t，最小3.4 tの荷重を約300,000加えると，路盤反力が僅かに（10～20%）減少し，コンクリート版の路盤の間のすき間が0.1～0.2mmくらい増大する。

（6）打込んだコンクリート版から切り取ったハリ供試体ないしコーアの品質は，打込み現場でまだ固まらないコンクリートを採取し，型わくに詰めてつくったハリ供試体ないし，円筒供試体を現場養生した場合の品質より一般に高い。

その程度は，ごく大ざっぱにいって，ヤング率が，1.1～1.2倍，ポアソン比がほぼ同程度，圧縮強度が約1.15倍，曲げ強度が1.3～1.35倍，曲げ破壊ひずみが1.2～1.25倍である。

曲げ破壊ひずみ等を比較した結果，コンクリート版の応力解析には，コーアの品質を使う方が，現場養生供試体の品質を使うよりよい。

（7）ひびわれ荷重の1/2程度の荷重を静的に加えた場合のコンクリート版のたわみは，ほぼ荷重に比例する。しかし，荷重がひびわれ荷重に近ずくと，たわみの増加量は，次第に増大する。

（8）ひびわれ荷重の1/2程度の荷重を静的に加えた場合のコンクリート版のたわみは，再現性が強く，3回程度繰返し載荷しても，ほぼ一定のたわみを示す。

（9）コンクリート版の自由隅角に静荷重を加えた場合の最大たわみは，隅角先端に生じ，その大きさは，ひびわれ荷重の約1/2に対し2mm強，ひびわれ荷重に対し5mm弱であって，Westergaard の公式による計算値の1.1～1.3倍である。

（10）温度差が正の場合の，自由隅角部のひびわれ荷

重に対するたわみは，温度差がない場合よりいくぶん大きい。

(11) 最大9ｔ，最小3.4ｔの荷重を1分間250回の速さで約 300,000回加えた場合，コンクリート版自由隅角部のたわみの最大値は，静荷重によるものと大差ないが，たわみの振幅は，静荷重によるものより10～20%小さい。繰返し回数が増大すると，自由隅角部のたわみは僅かに増大する。

(12) コンクリート版の膨脹目地隅角に5～8ｔの静荷重を加えた場合の最大たわみは，載荷された版の隅角先端に生じ，その大きさは，自由隅角の場合の約0.75倍である。また隣版の隅角先端のたわみは，自由隅角の場合の約0.6倍である。

(13) 膨脹目地隅角先端のひびわれ荷重によるたわみは，温度差がない場合も大きい場合も，自由隅角先端のひびわれたわみの1.1～1.2倍である。

(14) 最大9ｔ，最小3.4ｔの荷重を1分間250回の速さで約 300,000回加えた場合，コンクリート版膨脹目地隅角部のたわみの最大値は，静荷重によるものと大差ないが，たわみの振幅は，静荷重によるものより10～20%小さい。繰返し回数が増大しても，膨脹目地隅角のたわみは，ほとんど変らない。

(15) 膨脹目地に用いたスリップバーは，せん断力のみならず曲げモーメントを伝え，膨脹目地隅角部のコンクリート版の変形曲線は，自由隅角部のそれと相違する。したがって，たわみの絶対値から，膨脹目地隅角部の応力を正確に推定することはできない。

(16) コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地隅角部に5～8ｔの静荷重を加えた場合の最大たわみは，載荷された版の隅角先端に生じ，その大きさは，自由隅角部の場合の約0.6倍である。隣版の隅角先端のたわみは，載荷された版の隅角先端のたわみにほぼ等しい。

(17) 載荷された版のスリップバーつきめくら目地隅角先端のひびわれ荷重によるたわみは，温度差がない場合も大きい場合も，自由隅角先端のたわみの1.3～1.4倍である。隣版隅角先端のひびわれ荷重によるたわみは，載荷された版の隅角先端のそれの0.9倍くらいである。

これらの関係は，スリップバーを用いないめくら目地隅角においても，ほぼ同じようである。

(18) 最大9ｔ，最小3.4ｔの荷重を1分間250回の速さで，約 300,000回加えた場合，コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地隅角部のたわみの最大値は，静荷重によるものより僅かに大きいが，たわみの振幅は，静荷重によるものより10～20%小さい。繰返し回数が増大しても，スリップバーを用いためくら目地隅角のたわみは，ほとんど変らない。

(19) めくら目地のスリップバーとひびわれ面における骨材のかみ合せは，せん断のみならず，曲げモーメントをきわめてよく伝え，めくら目地隅角部のコンクリート版の変形曲線の形は，自由隅角部のそれと相違する。したがって，たわみの絶対値から，めくら目地隅角部の応力を正確に推定することはできない。

(20) コンクリート版の自由縁部に静荷重を加えた場合の最大たわみは，載荷板の直近の自由縁に生じ，その大きさはひびわれ荷重の 約1/2 に 対し，1.0～1.3mm であり，ひびわれ荷重に対し 2.2～2.7mm であって，Westergaard の公式による計算値の1.0～1.3倍である。

(21) 温度差が正の場合の，自由縁部のひびわれ荷重に対するたわみは，温度差がない場合より 0.2mm くらい小さい。

(22) 最大9ｔ，最小3.4ｔの荷重を1分間250回の速さで約 300,000回加えた場合，コンクリート版自由縁部のたわみの最大値は，静荷重によるものと大差ないがたわみの振幅は静荷重によるものよりも10～15%小さい。繰返し回数が増大しても，自由縁部のたわみは，ほとんど変らない。

(23) コンクリート版の自由縁部にひびわれが発生した後，繰返し荷重を 100,000回加えると，たわみはひびわれ発生前の 1.2 倍位になるが，繰返し回数が増えても，たわみはほとんど一定である。

(24) コンクリート版のスリップバーを用いた膨脹目地の片側に5～8ｔの静荷重を加えた場合，載荷された版の最大たわみは，自由縁の場合の0.6～0.7倍であり，隣版の最大たわみは，自由縁の場合の 0.5～0.65 倍である。

(25) コンクリート版膨脹目地縁のひびわれ荷重に対するたわみは，自由縁のそれより多少小さい。

(26) コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地の片側に5～8ｔの静荷重を加えた場合，載荷された版の最大たわみは，自由縁の場合の 0.35～0.4 倍であり，隣版の最大たわみは自由縁の場合の0.4～0.5倍である。すなわち，隣版の方が大きくたわむ。

(27) コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地縁のひびわれ荷重に対するたわみは，自由縁のそれより数十パーセント小さい。

(28) コンクリート版のスリップバーを用いないめくら目地の片側に5～8ｔの静荷重を加えた場合，載荷された版および隣版の最大たわみは，自由縁の場合の 0.6～0.65倍であるが，隣版のたわみの方が僅かに大きい。

(29) コンクリート版のスリップバーを用いないめくら目地縁のひびわれ荷重に対するたわみは，自由縁のそれより数十パーセント小さい。

(30) コンクリート版のタイバーを用いた突合せ目地の片側に5～8ｔの静荷重を加えた場合，載荷された版の最大たわみは，自由縁の場合の 0.4～0.45 倍であり，

隣版の最大たわみは，自由縁の場合の約0.4倍である。

(31) コンクリート版のタイバーを用いた突合せ目地縁のひびわれ荷重に対するたわみは，自由縁のそれより数十パーセント小さい。

(32) 最大9 t，最小3.4 tの荷重を1分間250回の速さで約 300,000回加えた場合，コンクリート版のタイバーを用いた突合せ目地縁部のたわみの最大値は，静荷重によるものと大差ないが，たわみの振幅は，静荷重によるものより15～20%小さい。繰返し回数が増大しても，自由縁部のたわみは，ほとんど変らない。

(33) コンクリート版の中央部に静荷重を加えた場合の最大たわみは，荷重直下に生じ，その大きさは，自由隅角の場合の約1/6，自由縁部の場合の約4/9であって，Westergaard の公式による計算値の1.4倍くらいである。

(34) コンクリート版中央部のひびわれ荷重に対するたわみは，自由縁部の場合の約1/5，自由縁部の場合の約1/2である。

(35) 温度差がない場合，コンクリート版の自由隅角に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，コンクリート版表面の隅角2等分線上 $2\sqrt{a_1 l}$ (a_1：タイヤ中心と隅角先端の距離，l：剛比半径) の位置に生じ，その方向は2等分線方向であり，その大きさは，Pickett 公式で計算した値の0.8～0.9倍である。

(36) コンクリート版の自由隅角に静荷重を加えた場合のひびわれは，半径 $2\sqrt{a_1 l}$ の円弧と，隅角2等分線上 $2\sqrt{a_1 l}$ の点から2等分線に直角に引いた直線の中間の曲線状に生ずる。ここで自由縁上の主応力の方向は，自由縁に約30°である。

隅角のひびわれは，版表面に直角でなく，深くなるに従って，隅角から遠ざかるように生ずる。

(37) 温度差がない場合，コンクリート版自由隅角部のひびわれ荷重は，Pickett 公式にコンクリート供試体の曲げ強度，破壊時におけるヤング率およびポアソン比を入れて計算した荷重の1.0～1.2倍である。

(38) コンクリート版の隅角部においては，正の温度こう配によって荷重応力を減ずる温度応力が生じ，その大きさは温度差1°Cにつき約−1.0kg/cm² である。

(39) 最大9 t，最小3.4 tの荷重を1分間に250回の速さで約300,000回加えた場合，コンクリート版自由隅角部のひずみの最大値は，静荷重によるものよりごく僅か小さく，ひずみ振幅は，静荷重によるものより約10%小さい。繰返し回数が増大しても，自由隅角部のひずみは，ほとんど変らない。

(40) 温度差がない場合，コンクリート版のスリップバーを用いた膨脹目地隅角に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，載荷された版表面の隅角から自由縁に対して50～55°の直線上 $1.0\sim1.1\times2\sqrt{a_1 l}$ の点に生じ，その方向は自由縁に対して50～65°であり，その大きさは，自由隅角の最大応力の0.6～0.65倍である。

隣版の最大応力は，載荷された版の最大応力のおよそ0.8倍である。

(41) コンクリート版のスリップバーを用いた膨脹目地隅角に静荷重を加えた場合のひびわれは，自由縁上隅角から $(1.6\sim1.8)\times2\sqrt{a_1 l}$ の点と，目地縁上 $1.1\times2\sqrt{a_1 l}$ の点と，自由縁に50°の線上 $1.05\times2\sqrt{a_1 l}$ の点を結んだゆるやかな曲線状に生ずる。

隅角のひびわれは版表面に直角でなく，深くなるに従って隅角から遠ざかるように生ずる。

隣版のひびわれは，自由縁および目地縁上 $1.1\times2\sqrt{a_1 l}$ の点を結んだ直線に近い曲線状に生ずる。

(42) 温度差がない場合，コンクリート版のスリップバーを用いた膨脹目地隅角部のひびわれ荷重は，自由隅角部のひびわれ荷重の1.6～1.8倍である。

(43) コンクリート版の膨脹目地隅角部においては，正の温度こう配によって荷重応力を減ずる温度応力が生じ，その大きさは，温度差1°Cにつきおよそ −(0.5～1.0)kg/cm² である。

(44) 最大9 t，最小3.4 tの荷重を1分間に250回の速さで約 300,000回加えた場合，コンクリート版のスリップバーを用いた膨脹目地隅角部のひずみの最大値は，静荷重によるものと大差ないが，ひずみの振幅は，静荷重によるものより約10%小さい，繰返し回数が増大しても，膨脹目地隅角部のひずみはほとんど変らない。

(45) 膨脹目地に用いたスリップバーの最大応力は，一番外側の（隅角部の）スリップバーに生じ，適当な間隔に用いた直径25mmのバーの最大応力は，8 t荷重で500kg/cm² くらいである。

(46) 適当なスリップバーを用いた膨脹目地隅角の輪荷重に対する強さは，自由隅角のそれの約1.7倍である。

(47) 温度差がない場合，コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地隅角に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，載荷された版表面の隅角から，自由縁に対して50～60°の直線上，約 $1.2\times2\sqrt{a_1 l}$ の点に生じ，その方向は，自由縁に対して55～66°であり，その大きさは，自由隅角の最大応力の0.45～0.50倍である。

隣版の最大応力は，載荷された版の最大応力とほとんど同じである。

(48) コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地隅角に静荷重を加えた場合のひびわれは，自由縁上隅角から $(1.8\sim2.0)\times2\sqrt{a_1 l}$ の点と目地縁上 $1.4\times2\sqrt{a_1 l}$ の点と，自由縁に55°の直線上 $1.2\times2\sqrt{a_1 l}$ の点を結んだ，ゆるやかな曲線状に生ずる。

隅角のひびわれは，版表面に直角でなく，深くなるに従って，隅角から遠ざかるように生ずる。

隣版のひびわれは，自由縁および目地縁上 $1.3\times2\sqrt{a_1 l}$

の点を結んだ直線に近い曲線状に生ずる。

(49) 温度差がない場合，コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地隅角部のひびわれ荷重は，自由隅角部のひびわれ荷重の2.0～2.2倍である。

(50) コンクリート版のめくら目地隅角部においては，正の温度こう配によって，荷重応力を減ずる温度応力が生じ，その大きさは，膨脹目地隅角の場合とほぼ同じく，温度差1°Cにつきおよそ−(0.5～1.0)kg/cm²である。

(51) 最大9 t，最小3.4 tの荷重を1分間に250回の速さで約 300,000回加えた場合，コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地隅角部のひずみの最大値は静荷重によるものと大差ないが，ひずみの振幅は，静荷重によるものより僅かに小さい。繰返し回数が増大しても，めくら目地隅角部のひずみは，ほとんど変らない。

(52) めくら目地に用いたスリップバーの最大応力は，一番外側のスリップバーに生じ，適当な間隔に用いた直径13mmのバーの最大応力は，8 t荷重で150kg/cm²くらいである。耐久性を別とすれば，めくら目地に用いるスリップバーは，直径13mmのもので充分である。

(53) 適当なスリップバーを用いためくら目地隅角の輪荷重に対する強さは，自由隅角のそれの約2倍である。

(54) スリップバーを用いないめくら目地隅角の静荷重に対する動作は，スリップバーを用いためくら目地の場合と同様である，ただし静荷重に対する最大引張応力は，自由隅角の最大応力の0.55倍であり，ひびわれ荷重は，自由隅角のひびわれ荷重の1.75～1.85倍である。

(55) スリップバーを用いないめくら目地隅角の数回以下の静荷重に対する強さは，自由隅角のそれの約1.8倍である。

(56) 温度差がない場合，コンクリート版の自由縁部に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，載荷板直近の自由縁底面に生じ，その方向は，自由縁方向であり，その大きさは筆者が提案した土木研究所公式（15）で計算した値にきわめてよく一致する。

(57) コンクリート版自由縁に載荷した場合の自由縁上の縁方向の応力は，載荷点から離れるに従って急激に減少し（1.0～1.2）lの点で0になり，それ以上離れると底面側に圧縮，表面側に引張の比較的小さい応力が生ずる（図-79，80，および84）。

(58) コンクリート版の自由縁に載荷した場合，載荷板中心を通り，自由縁に直角な直線上の自由縁方向の応力は，自由縁から離れるに従って減少するが，結論(57)の場合ほど急には減少せず，1 m離れて1/3になる程度である（図-79，80および84）。

(59) コンクリート版に静荷重を加えた場合の中立面は，版厚の1/2の平面である。

(60) コンクリート版の自由縁に載荷した場合，ひびわれは，載荷板の中心を通り，縁に直角な直線状に生ずる。このひびわれは，おおむね版表面に直角である。

(61) 温度差がない場合のコンクリート版自由縁部のひびわれ荷重は，土木研究所公式（15）によって計算した値（ヤング率とポアソン比は破壊における値を用いる）とほとんど同じである。温度差がない場合のコンクリート版自由縁部のひびわれ荷重は，自由隅角部のひびわれ荷重より僅かに大きい（1.0～1.1倍）。

(62) コンクリート版の自由縁部においては，正の温度こう配によって，荷重応力を増加する温度応力が生じ，その大きさは温度差1°Cにつき 0.7～1.0kg/cm² である。

この大きさは，Westergaard のそりこう束応力式と，本研究第2報で求めたそりこう束係数を使って計算したそりこう束応力と，内部応力の代数和にほぼ等しく，実用公式として筆者が提案した土木研究所温度応力公式（22）で計算した値に比較的よく一致する。

正の温度差が大きい場合のコンクリート版自由縁部のひびわれ荷重は，自由隅角部のひびわれ荷重より僅かに小さい（0.8～0.85倍）。

(63) 最大9 t，最小3.4 tの荷重を1分間に250回の速さで約300,000回加えた場合，コンクリート版自由縁部のひずみの最大値は，静荷重によるものと大差ないが，ひずみの振幅は，静荷重によるものより約10%小さい。繰返し回数が増大しても，コンクリート版自由縁部のひずみ振幅の増加は，きわめて僅かである。

(64) コンクリート版の自由縁部にひびわれが発生した後に繰返し荷重を加えると，ひびわれの開閉を含む見掛けのひずみは，ひびわれ発生前に比べてコンクリート版底面側で増大し，表面側で減少する。繰返し回数が増しても，ひずみ振幅はほとんど変らない。

(65) 温度差がない場合，コンクリート版のスリップバーを用いた膨脹目地縁部に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，載荷された版の載荷板直近の目地縁の底面に生じ，その方向は目地縁方向であり，その大きさは，自由縁部の最大応力の0.7倍くらいである。

隣版の最大応力は，載荷された版の最大応力の0.3倍くらいである。

(66) 適当なスリッパーを用いた膨脹目地縁部の輪荷重に対する強さは，自由縁部のそれの1.3～1.4倍である。

(67) 温度差がない場合，コンクリート版のスリップバーを用いためくら目地縁部に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，自由縁部の最大応力の0.5～0.55倍である。隣版の最大応力は，載荷された版の最大応力の0.75倍くらいである。

(68) 温度差がない場合，コンクリート版のスリップバーを用いないめくら目地縁部に静荷重を加えた場合の

最大引張応力は，自由縁部の最大引張応力の0.55～0.60倍である。隣版の最大応力は，載荷された版の最大応力の，0.6～0.7倍である。

(69) めくら目地縁部の輪荷重に対する強さは，スリップバーを用いた場合，自由縁部のそれの，1.5倍以上であり，スリップバーを用いない場合1.2倍以上である。

(70) 温度差がない場合，コンクリート版のタイバーを用いた突合せ目地縁部に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，自由縁部の最大引張応力の0.7～0.75倍である。

(71) 適当なタイバーを用いた突合せ目地縁部の静荷重に対する強さは，自由縁部のそれの1.3～1.4倍である。

(72) 最大9ｔ，最小3.4ｔの荷重を1分間に250回の速さで約300,000回加えた場合，コンクリート版のタイバーを用いた突合せ目地縁部のひずみの最大値は，静荷重によるものと大差ないが，ひずみの振幅は，静荷重によるものよりも約10%小さい，繰返し回数が増大しても，コンクリート版タイバーつき突合せ目地縁部のひずみは，ほとんど増加しない。

(73) 温度差がない場合，コンクリート版の中央部に静荷重を加えた場合の最大引張応力は，載荷板直下の版底面に生じ，その方向は半径方向であり，その大きさは，Westergaard の第一公式で計算した値とほとんど同じである。

(74) コンクリート版の中央部に載荷した場合，載荷板中心から同じ距離の各点の応力はほぼ同じであり，円周方向の応力は半径方向の応力より大きい。

(75) コンクリート版中央部の輪荷重に対する強さは，自由隅角のそれの1.5倍以上，自由縁部のそれの1.4倍以上である。

(76) 第2回試験舗装程度のコンクリート版自由縁部に，最大9ｔ，最小3.4ｔの荷重を300,000回くらい加えても，ひびわれは発生しない。

(77) コンクリート版自由縁部，突合せ目地縁部および中央部の輪荷重に対する影響線を得た（図-113，114および115)。

(78) 大型車（4ｔ以上のトラックとバス）の後輪の走行位置を観測し，コンクリート舗装の設計に用いるべき，大型車後輪の走行頻度を提案した（表-49)。

(79) 大型車の時間交通量を観測し，また他の交通調査報告を参照し，コンクリート舗装の設計に用いるべき大型車走行時間を提案した（表-50)。

(80) コンクリート舗装の設計に採用すべきコンクリートの疲労曲線を提案した（図-132)。

(81) 本研究所第1報～第3報の結論を結合すると，横目地をスリップバー等で補強した版においては，内部応力，そりこう束応力および荷重応力を合成した応力の大きさと，度数から見たコンクリート版の最大の弱点は直角隅角ではなく，自由縁部または，突合せ目地縁部であることを結論し，これらの点を考慮したコンクリート舗装の合理的設計法を提案した。

(82) コンクリート版の自由縁部を補強する方法6種類について繰返し載荷した結果，ごく少量の鉄筋で補強した場合でも，肉眼で見える程度のひびわれが発生しにくくなること，肉眼で見えるひびわれの発生，大荷重の繰返しによるひびわれの発達（ひびわれの幅と長さの増大）を小さくする上では，φ13mmの異形鉄筋を自由縁部の表面付近および底面付近に用いたもの，エキスパンデットメタルを自由縁部の表面以下 7cm のところに用いたもの，φ13mm の異形鉄筋を自由縁部の表面以下 7 cm のところに用いたものなどが効果的であることを結論した。

研究を始めるにあたってたてた課題をすべて解くことはできなかったが，第3報を以って本研究は一応終とする。コンクリート舗装の構造設計に関して，今後研究を続けたい主な点は，① 東京以外の各地における舗装の温度変化を観測し，温度応力に関する資料を事前に用意しておくこと(現在舗装研究室で実施中である)，② コンクリート舗装の路盤については，一種類しか試験しなかったので，できるだけ多種類について試験し，土木研究所公式（15）が広い範囲の路盤に適合するかどうかを確かめること（舗装研究室で実施中である)，③ 路盤の平板載荷試験における復元量の測定，コンクリート版上からの繰返し載荷試験等における土圧の測定などを行ない，路盤の疲労ないしコンクリート舗装全体の疲労についての考慮を設計に採り入れること。④ コンクリート版自由縁部の補強方法の種類をふやし，現地で実施してみることなどである。

最後に本研究を行なうにあたって，非常な御援助をお寄せいただいた，建設省関東4号国道工事事務所，大宮国道工事事務所，甲府工事事務所，大津国道工事事務所ならびに助力を惜しまれなかった，竹下春見博士，松野三郎舗装研究室長，福田正技官，月成稔技官，菅原功君，高徳真君，山崎言君，真田輝臣君，鈴木稔君，山口登君，桝田公子さん，岡崎絹代さん等舗装研究室の方々に厚く御礼申上げる。

プレストレストコンクリート舗装に関する
実験的研究（1）

（昭和38年1月）

福田　正*

概　要

本報告はＰＣ鋼より線を用いたプレストレストコンクリート舗装に関する第1回試験舗装の試験結果の報告である。

第1回試験舗装は幅員 3.5m，長さ44m，厚さ12cmおよび15cmのプレストレストコンクリート舗装版を緊張方法を変えて合計4種類とプレストレス導入時の路盤摩擦係数を測定するための幅員 3.5m，長さ5m，厚さ15cmおよび25cmのコンクリートブロック版を土木研究所千葉支所構内に施工した。

これらの舗装に3段階のプレストレスを導入し，その損失を測定した。コンクリートブロック版によって得た路盤摩擦係数と変位の関係から，プレストレストコンクリート舗装の路盤摩擦拘束による損失を計算し実測値と比較し検討した。

静荷重およびくり返し荷重によって載荷試験を行ない，その結果プレストレストコンクリート舗装の設計に必要な基礎的資料を得た。また載荷試験の結果からプレストレストコンクリート舗装の有効プレストレスは版にひびわれがまったく発生しないように設計する必要のないことを推論した。

目　次

1. 緒　言……（1）
2. 試験舗装の概要……（2）
3. 実施した主な試験および使用した計器……（6）
〔1〕 プレストレス導入に関する測定と使用した計器……（6）
〔2〕 載荷試験および使用した装置と計器……（7）
4. プレストレス導入に関する測定結果と考察……（8）
〔1〕 コンクリートブロック版による路盤摩擦係数……（8）
〔2〕 シースとＰＣ鋼より線の摩擦係数……（9）
〔3〕 ＰＣ舗装版の路盤摩擦によるプレストレス損失量の推定……（12）
〔4〕 導入したプレストレス……（12）
〔5〕 プレストレス導入後のプレストレスの減少……（16）
5. 載荷試験結果と考察……（17）
〔1〕 静荷重による載荷試験……（17）
〔2〕 くり返し荷重による載荷試験……（24）
6. 結　論……（27）

1. 緒　言

コンクリート舗装版は主として剛性による曲げ抵抗によって輪荷重を支持しているので，その構造強化には従来版厚を増す方法がとられてきた。しかし版厚を増す方法は一方では温度によるそり応力を大きくする。また舗装版の破損には路盤の支持力に原因すると考えられるものが多いが，路盤支持力の舗装版に及ぼす影響は不明の点が多く，版厚を増すだけでは解決されない場合が多い。

最近ではコンクリート舗装版に鉄網を使用し，ひびわれが発生しても鉄網によってひびわれを緊結し，耐久性を高める方法がとられている。プレストレストコンクリート舗装（以下ＰＣ舗装と略す）はこの鉄筋の作用をプレストレスによって行ない，積極的にひびわれを緊結するであろう。

また一般のコンクリート舗装は目地を設けることを原則としているので高速走行する自動車に対する悪影響，目地自身の構造的弱さなどの問題点をさけることができない。ＰＣ舗装は目地を極度に少なくした舗装としても有力なものであろう。

ＰＣ舗装のプレストレスの導入には従来次のような方法がとられている。(1)

* 道路部　舗装研究室研究員

PC鋼材によるプレストレス導入……
……{ポストテンション方式
　　プレテンション方式
フラットジャッキやくさびなどによるプレストレス導入

フラットジャッキやくさびなどによるプレストレス導入はPC鋼材を使用しないので，長スパンの舗装では経済的であるが，温度変化によるプレストレスの変動を調整するための，特殊な目地やアバットが必要である。

PC鋼材によるプレテンション方式の場合は，シースの摩擦損失はなくなるが，アバットを必要とし一般に工費が高い。

これに対して，PC鋼材によるポストテンション方式は導入されたプレストレスが温度変化などの影響を受けにくく安定しており，比較的小規模の舗装にも適している。したがって本研究ではこの方式を採りあげることにした。

第1回PC試験舗装は，設計荷重(8.0 t)によって舗装版にひびわれが発生しないように計算して求めた比較的高いプレストレスを導入した。第2回PC試験舗装は低いプレストレスで長スパンの舗装を施工する予定である。

2. 試験舗装の概要

PC試験舗装版の種類とその構造は表-1に示すとおり

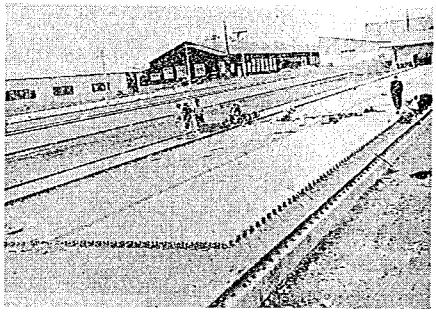


写真-1　PC試験舗装の全景

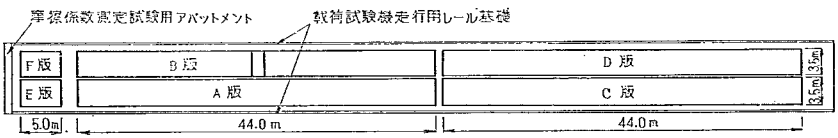


図-1　PC試験舗装一般図

表-1　試験舗装版の名称と緊張形式

名称	版厚	施工年月日	緊張形式
A	12	36年2月15日	縦方向と横方向を2：1の割合に斜め方向に配置したPC鋼より線を版縁部より緊張
B	12	36年2月22日	縦方向にPC鋼より線を配置し，両端を定着しておき版中央のギャップに設置したジャッキで版を両側に押しひろげることにより緊張
C	12	36年1月20日	縦方向に配置したPC鋼より線を一方の版端より緊張
D	15	36年1月28日	C版と同じ

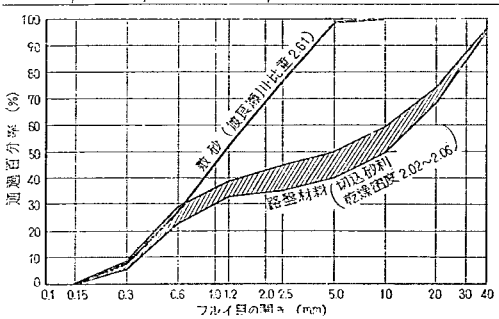


図-2　敷砂および路盤材料の粒度

で土木研究所千葉支所構内の図-1の位置に施工した。

舗装版の幅員は3.5 m，長さ44 mで合計4種類である。表-1のように便宜上これらをA，B，C，D版と名づける。

試験舗装の路盤は，関東ローム路床の上に砂層10cmを敷き，その上に厚さ20cmに施工した。路盤の上に厚さ3～5 mmの敷砂層を設けた。敷砂層の上に路盤紙を使用した。路盤は切込み砂利，その上の敷砂層は川砂で粒度は図-2のとおりである。今回の試験舗装では特にPC舗装としての特殊な路盤は作らず，わが国のコンクリ

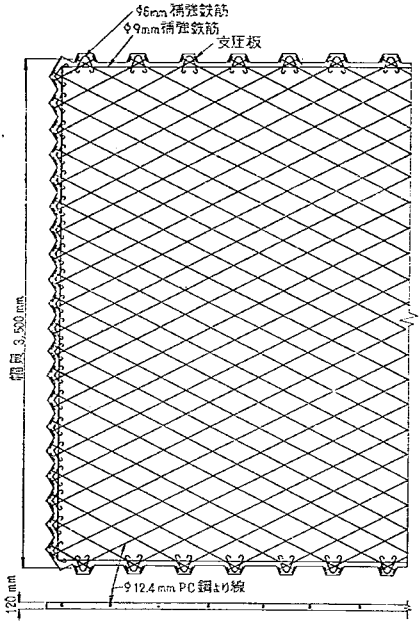


図-3 A版（版端部）

ート舗装工で一般に行なわれている程度の路盤を作った。敷砂層上での直径 75cm円形載荷板による路盤支持力係数は3カ所で測定し，平均3.0 kg/cm³であった。

A版はＰＣ鋼より線を斜め方向に配置し，縦横方向にプレストレスを導入したものである（図-3，写真-2)。この形式は曲線部でも使えること，コンクリート版の施工と緊張を交互に行なうことにより，目地なしに相当の長さを連続できるなどの特長がある。

B版は2枚の版を縦方向にＰＣ鋼より線で連結し，版の中央に設けたジャッキで両版を押しひろげることによりＰＣ鋼より線に緊張荷重を与えるものである（図-4，写真-3,4)。 この形式は路盤摩擦による版中央付近のプレストレス損失を少なくする目的で行なった。

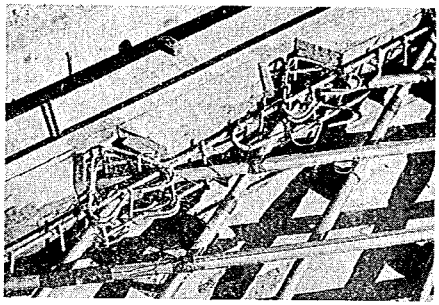


写真-2 A 版 縁 部 構 造

C版は縦方向にＰＣ鋼より線を配置し，版端から緊張荷重を与えたものである（図-5，写真-5,6)。 この形式はＰＣ鋼材を用いたＰＣ舗装のうちでは最も経済的なものであるが，摩擦損失を考えてどの程度の長さまで実用になるかを確かめる目的で行なった。

D版はC版と同じ緊張形式であるが，版厚を15 cmとした（図-6)。

B，C，D 版は特に舗装版の縁部を強化する目的でＰＣ鋼より線の間隔を縁部でせまく配置してある。

これらのＰＣ舗装の他に緊張時の路盤摩擦係数を測定

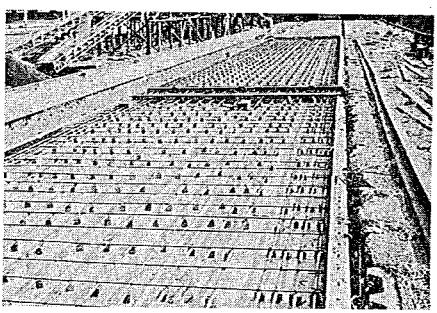


写真-3 B 版

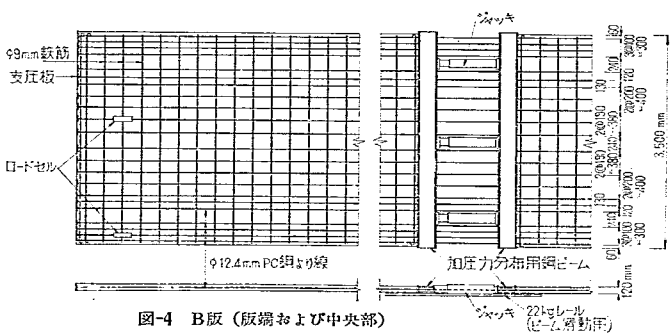


図-4 B版（版端および中央部）

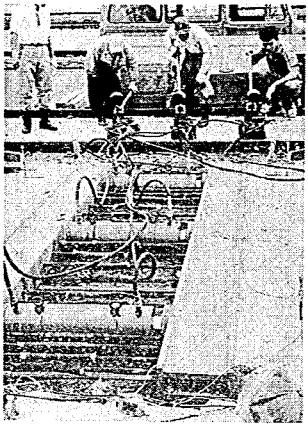


写真-4　B 版 緊 張

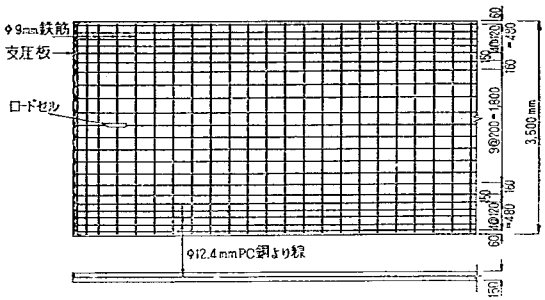


図-5　C版（版端部）

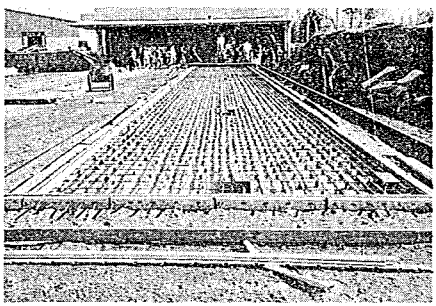


写真-5　C 版

するために，厚さ15cmおよび25cm，長さ5m，幅3.5mの2枚のコンクリートブロック版をPC試験舗装と同一路盤上に施工した。便宜上版厚15cmの版をE版，25cmの版をF版と名づける。

PC鋼材はA版の隅角部に一部PC鋼棒を使用した以外は7本より直径12.4mm（断面積0.929 cm²）のPC鋼より線を使用した。その材質の試験結果は 表-2 のようであった。

PC鋼より線は版厚の中心に配置した。A版は一方のPC鋼より線と，他方のPC鋼より線が版厚の中心で互いに接するように配置した。

シースは厚さ 0.3mmの薄鉄板製平型シースで外径20mmのものを使用した。

セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。コンクリートの配合は 表-3 のとおりである。

コンクリートは16切可傾式ミキサーで現場で混合した。締め固めは内部振動式バイブレーターを用いた（写真-7）。

コンクリート供試体の材令28日における平均試験成績は表-4のとおりであった。*

コンクリート打設より4日後に初期収縮ひびわれを防止するために5～10kg/cm²程度のプレストレスを目標として仮緊張を行なった。

本緊張はそれぞれのプレストレス状態で載荷試験を行なう目的から1次と2次に分け，1次緊張はコンクリート打設から約14日後に，2次緊張は約4カ月後に行なった。それぞれの緊張で目標とした設計プレストレス，緊張荷重の計算に用いた諸数値は表-5, 6 のとおりである。路盤摩擦係数は試

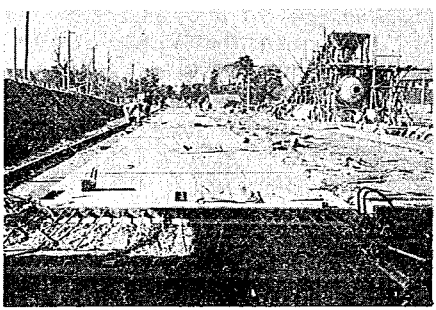


写真-6　C 版 緊 張

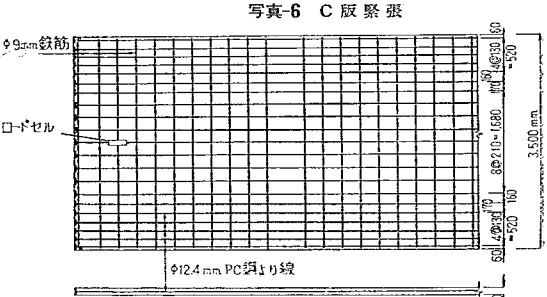


図-6　D版（版端部）

* コンクリート供試体の試験は JIS A 1108～1950，JIS A 1106～1950，JIS A 1113～1951 によった。

表-2 PC鋼より線の材質

引張荷重 (kg)	伸 (%)	降伏荷重(1%全伸) (kg)	降伏荷重(0.2%永久伸) (kg)	リラクセーション (%)	弾性係数 (kg/cm²)
17,820	6.5	15,820	16,070	2.3	2,000,000

表-3 コンクリートの配合

舗装版	水セメント比 (%)	単位セメント量 (kg)	単位水量 (kg)	絶体細骨材率 (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)
A	48.5	330	110	35	675	1,258
B, C, D	44.0	330	145	35	675	1,258

表-4 コンクリート供試体の材令28日における試験成績 (kg/cm²)

舗装版	標準養生 (21°C水中)			現場養生		
	圧縮強度	曲げ強度	引張強さ係数	圧縮強度	曲げ強度	引張強さ係数
A	437	51.9	22.6	226	39.2	15.1
B	507	51.7	39.6	388	45.9	30.6
C	511	49.2	32.9	320	35.2	25.6
D	511	50.6	33.7	387	47.4	34.2

表-5 1次緊張における設計プレストレス，緊張荷重，および計算に用いた諸数値

名称	設計プレストレス (kg/cm²)	コンクリート			PC鋼より線		シースの摩擦係数 (%/m)	緊張荷重 (ton)
		乾燥収縮 ($\times10^{-6}$)	クリープ係数	弾性係数 (kg/cm²)	弾性係数 (kg/cm²)	リラクセーション (%)		
A	20：縦方向 5：横方向	140	2.7	280,000	2,000,000	2.5	0.6	3.0
B	20：中央部 30：縁部	140	2.3	300,000	2,000,000	2.5	0.4	43*
C	20：中央部 30：縁部	140	5.2	275,000	2,000,000	2.5	0.7	8.0
D	20：中央部 30：縁部	140	2.2	330,000	2,000,000	2.5	0.7	9.0

* ジャッキ1台当りの荷重

表-6 2次緊張における設計プレストレス，緊張荷重，および計算に用いた諸数値

名称	設計プレストレス (kg/cm²)	コンクリート			PC鋼より線		シースの摩擦係数 (%/m)	緊張荷重 (ton)
		乾燥収縮 ($\times10^{-6}$)	クリープ係数	弾性係数 (kg/cm²)	弾性係数 (kg/cm²)	リラクセーション (%)		
A	42：縦方向 10：横方向	0	1	334,000	2,000,000	2.36	0.6	5.5
B	42：中央部 70：縁部	0	1	410,000	2,000,000	2.36	0.5	62*
C	42：中央部 70：縁部	0	1	394,000	2,000,000	2.36	0.5	12.0
D	31：中央部 51：縁部	0	1	430,000	2,000,000	2.36	0.55	11.6

* ジャッキ1台当りの荷重

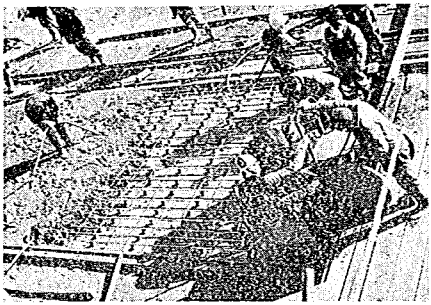


写真-7　コンクリート打設

験舗装の設計時に不明であったので考慮していない。したがって設計プレストレスは緊張側の版端で計算した値である。

各試験舗装版の工費は 表-7 に示すとおりである。今回の試験舗装は高プレストレスを目標としたため，型枠コンクリート工など，いわゆる普通のコンクリート舗装工と同じ工種のしめる割合が少なく高価なものとなった。試験舗装であるため割高にはなっているが，工費の点からいえば，特殊な場所を除いて今回のＰＣ舗装をもって一般道路に普遍化することはむずかしいであろう。第２回ＰＣ試験舗装においては工費の縮少に考慮をおいた設計を試みる予定である。

表-7　各試験舗装版の工費

	A	B	C	D
1 m³当りの工費(円)	13,350	5,500	3,320	3,400
型枠，コンクリート工など (%)	7.5	16.8	27.4	32.5
ＰＣ鋼材，緊張など (%)	92.5	83.2	72.6	67.5

注：A版においてはフルプレストレッシングの場合，プレストレス110 kg/cm²で試験ができるよう特に多量のPC鋼材を使用している。

3.　実施した主な試験および使用した計器

〔1〕 プレストレス導入に関する測定と使用した計器

ＰＣ舗装版は他のＰＣ構造物と比較し，一般にスパンの長いこと，路盤摩擦による拘束が大きいことなどの特質がある。このため版端から緊張する場合，路盤摩擦およびシースの摩擦によるプレストレスの損失が版の中央付近では大きくなり，舗装版に一様なプレストレスを分布できないと予想され，本試験ではこれらの原因によるプレストレスの損失の測定に主体をおいた。

一方コンクリートの乾燥収縮，クリープ，弾性変形，ＰＣ鋼より線のリラクセーションなどによるプレストレスの損失は前者と比較すると小さいので，本試験では供試体の試験値から計算するに止めた。

プレストレスの導入は仮緊張，１次緊張，２次緊張の３段階に行ない，導入したプレストレス量，ＰＣ鋼より線の緊張荷重の分布，舗装版の変位などを測定した。

プレストレス導入量はカールソン型ひずみ計で測定した。カールソン型ひずみ計は直径20mm，長さ 100mm であって，ひずみ計に与えられたひずみ量および温度を内蔵している抵抗線の抵抗値の変化によって測定するものである。本計器の最小読み取りひずみは 6.0×10^{-6} である。本計器は載荷試験時のひずみも測定できるようにひずみ計の中心がコンクリート版底面から 2 cmの位置に埋設した。

ＰＣ鋼より線の緊張荷重の分布はＡ版以外の各試験舗装の特定のＰＣ鋼より線に数個のロードセルを取りつけて測定した。この測定はＰＣ鋼より線とシースとの摩擦係数を求めるのが目的である。

ロードセルは直径20mm，長さ 20cm の鋼鉄製円柱形のもので（写真-8），表面にストレンゲージを貼り，ＰＣ鋼より線に取りつける前にあらかじめ圧縮荷重でひずみとの関係を求めておいた。

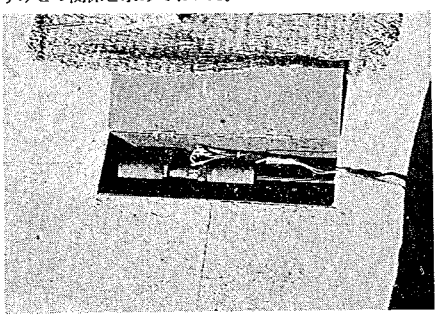


写真-8　ロードセル

舗装版の変位は 写真-9 に示す変位計を用いた。これは長さ1.5m，直径 20mm の鋼棒を路盤および路床中に打込み，さらに鋼棒の周囲にコンクリートを詰めて路盤に固定し，この鋼棒と舗装版の変位量をダイヤルゲージで読み取るものである。

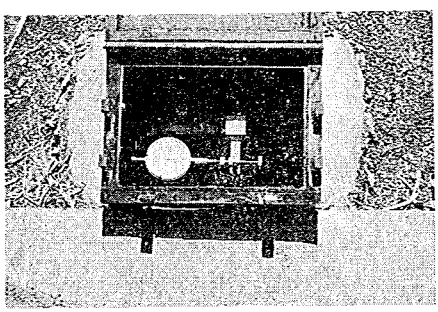


写真-9　変位計

一方，舗装版と路盤の間の摩擦係数を測定するために

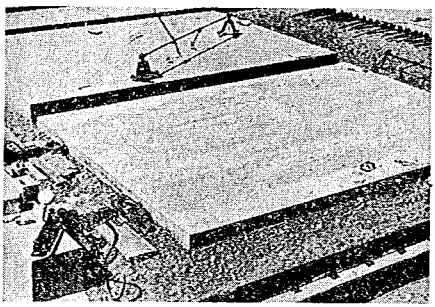


写真-10 路盤摩擦係数測定試験

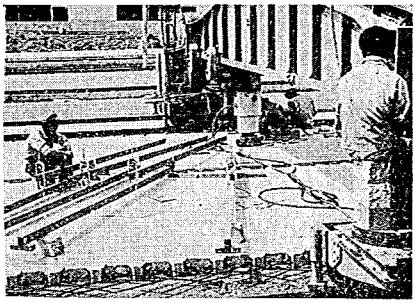


写真-11 静荷重載荷試験（1次プレストレス時）

写真-10 のようにＰＣ舗装と同一路盤上に 3.5×5.0m，厚さ15cmおよび25cmの２種類のコンクリートブロック版を施工し，２台のジャッキによって水平荷重を与えコンクリートブロック版の路盤に対する変位量を測定した。変位は版の側面３個所で測定し，その平均値を求めた。

〔2〕 載荷試験および使用した装置と計器

載荷試験は静荷重による載荷試験とくり返し荷重による載荷試験を行なった。

静荷重載荷試験は１次プレストレスおよび２次プレストレス時に，くり返し荷重載荷試験は２次プレストレス時に行なった。１次プレストレスにおける静荷重載荷試験は昭和36年５月に，２次プレストレスにおけるくり返し荷重載荷試験は昭和36年９月および10月に，２次プレストレスにおける静荷重載荷試験は昭和36年11月および12月に行なった。

今回の試験ではＰＣ舗装の載荷重に対する基礎的な資料を求めること，くり返し荷重試験機の性能などの点から静荷重試験に重点をおいた。

なお，本試験舗装における載荷試験は第2回試験舗装の載荷試験結果の検討後さらに試験を行なう予定である。

載荷試験機は静荷重載荷装置，くり返し荷重載荷装置および走行装置よりできている（図-7）。

静荷重載荷装置はアムスラー型の圧縮試験機で最大荷重は30ｔである。くり返し荷重装置はローゼンハウゼン型の疲労試験機で最大上限荷重10ｔであるが，下限荷重との全振幅は約５ｔである。くり返し荷重の波形は正弦波形である。

載荷試験機には走行装置がついていて，試験舗装をまたいだ両側のレールに沿って移動し，任意の位置に固定して載荷試験を行なうことができる。

載荷板は直径 40cm の円形の底面に硬質ゴム板を貼った鋼製剛性板である。直径を 40cm にした理由は設計荷重を８ｔとしたので，接地半径がおよそ 20cm に相当すると考えたからである。載荷板底面のゴム板には十字の溝をきざみ，載荷板下のひずみをストレンゲージで測定できるようにした。

舗装版の載荷重によるひずみの測定には抵抗線ストレンゲージを用いた。このストレンゲージは標点距離 65 mm，ゲージ率約2.1でポリエステルをベースにしたものである。ストレンゲージはすべて舗装版の表面に貼り表面のひずみを測定した。

たわみの測定は１次プレストレスにおける試験では写真-11 に示すようにベンケルマンビームを使用した。この方法は簡単であるが，多数のたわみを測定することが困難なこと，温度変化などによる測定誤差が大きいことなどの理由で２次プレストレスにおける載荷試験では写真-12, 13に示すように鋼製のパイプまたは溝形鋼で作ったフレームにダイヤルゲージを取りつけて測定した。ベンケルマンビーム，フレームのいずれの場合における測定でも，その支持脚は測定舗装版の外側においた。

本試験に用いた土圧計は土圧による受圧面の変位を電

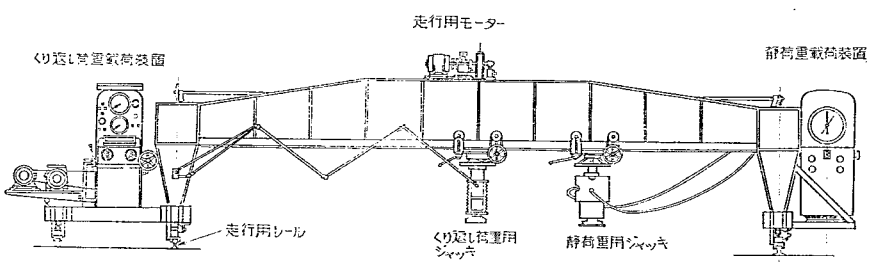


図-7 載荷試験機

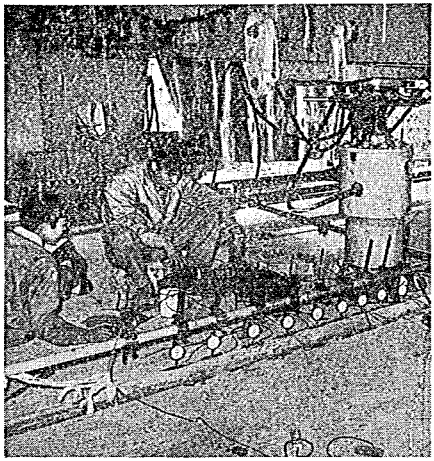


写真-12　静荷重載荷試験(2次プレストレス時)

気的に摺動抵抗の変化によって測定するもので最大土圧4 kg/cm²および2 kg/cm² の2種類で直径10cm，厚さ3.5cmである。土圧計は路盤表面の圧力を測定するために用いたので舗装版底面に土圧計の受圧面が接するように路盤表面に埋設した。

本試験舗装版の縁部側面には土を盛らず，載荷による縁部のひびわれを観察できるようにした（写真-14)。

4.　プレストレス導入に関する測定結果と考察

〔1〕 コンクリートブロック版による路盤摩擦係数

コンクリートブロック版による路盤摩擦係数の測定結果を 図-8 に示す。

図において曲線①は版厚 15cmのコンクリートブロック版(E版)の試験結果で変位量約 1.0mmで滑動し，水平荷重を除くと約 0.7mm変位を復元した。曲線②は版厚 25cmのコンクリートブロック版(F版)の試験結果で変位量約0.75mmで滑動し，復元は約 0.2mm であった。

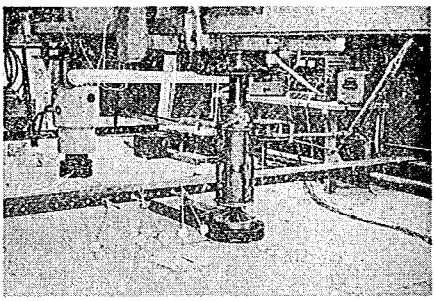


写真-13　くり返し載荷試験

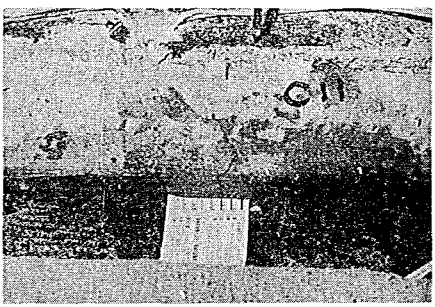


写真-14　舗装版縁部載荷(30t)によるひびわれ
(舗装版側面から撮影)

曲線③はE版の①の実験から約40日後に再び行なった試験結果で，滑動時の変位は約2.0mmで，復元は約 0.9 mmであった。曲線④は③の実験後E版に砂を一様に載せて版の重量を厚さ 16cmのコンクリート版に相当させたものである。

路盤摩擦係数はコンクリートブロック版の変位の関数であって，およそ対数関数で近似的に表わすことができよう。変位量がある大きさに達すると路盤表面にせん断破壊を生じ版は滑動し摩擦係数は一定値になる。このときの摩擦係数を特に滑り摩擦係数と称することにする。

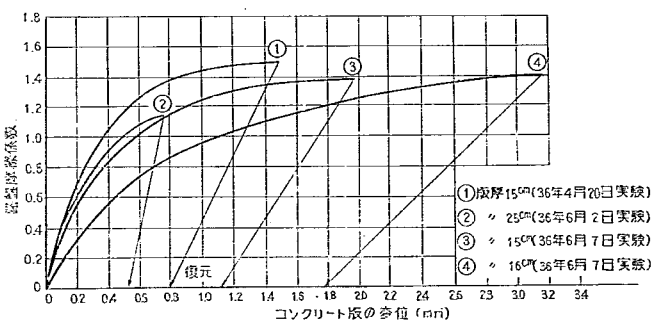


図-8　コンクリートブロック版による路盤摩擦係数と変位の関係

滑動後に水平荷重を除くとコンクリートブロック版の変位が一部復元することは路盤摩擦拘束に路盤材料の弾性変形による抵抗の要素が含まれていることを示している。

コンクリートブロック版の変位の初期の路盤摩擦係数は2回目の試験では小さくなった。このことは路盤表面の材料の組織に1回目の試験によってせん断破壊面が生じ，微少変位に対する抵抗が小さくなったためであろう。しかし，滑り摩擦係数は2回目の試験でも1回目の試験とほとんど同じで版厚15cmの場合約1.4であった。滑り摩擦係数が1回目と2回目の試験で同じことは，滑り摩擦係数が路盤表面材料の固有の内部摩擦角に支配されることを意味している。

曲線①と②を比較すると，路盤摩擦係数は版厚の影響を多少うけて版厚の厚い場合の方が小さくなるようである。

図-9 はB版の1次および2次緊張時における東側および西側の版の変位である(4.一〔4〕参照)。1次緊張時には水平荷重約 44 t で，2次緊張時には約 30 t で西側の版が滑動し，東側の版は滑動しなかった。

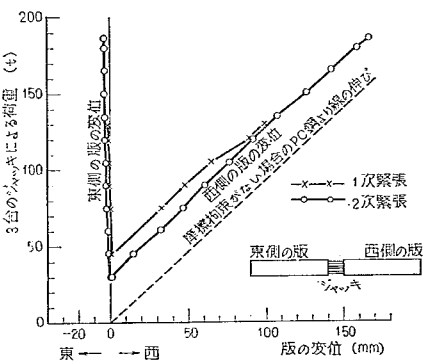


図-9 B版の緊張による変位

滑動後の荷重—変位の関係は路盤摩擦係数をゼロにし，東側の版を完全に固定した場合のPC鋼より線の荷重—変位の関係にほぼ平行であり，滑動後にはじめてジャッキによる荷重がFC鋼より線の緊張に費やされていることを示している。

滑動を始めるまでの荷重—変位の関係は測定精度が悪く解析できなかったが，滑動時の水平荷重から滑り摩擦係数を計算すると，1次緊張時には 1.9，2次緊張時には 1.3であった。1次緊張の場合，コンクリートブロック版の値より多少大きかったが，2次緊張の場合はほぼ一致した。このことはコンクリートブロック版によってPC舗装版の路盤摩擦係数を推定することに大きな誤差はないことを示している。

〔2〕 シースとPC鋼より線の摩擦係数

PC鋼より線の緊張荷重の分布を測定する他に，緊張を3回くり返し，その効果も測定した。これはPC鋼より線の緊張荷重を緩和させるとシースの摩擦拘束力が緊張時と逆向きに作用するので残留荷重が生じるから，これを利用して緊張をくり返し行なうと，緊張荷重の分布が一様に近づくと考えたからである。

ロードセルの位置は 図-10 に示す通りである。測定された緊張荷重は次式(2)で摩擦係数に計算した。

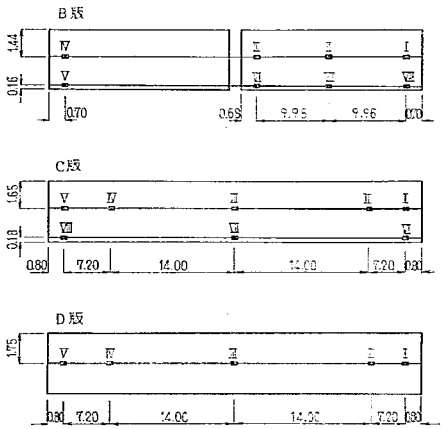


図-10 ロードセル位置図（単位m）

$$P = P_0 e^{\lambda l} \quad \cdots\cdots(1)$$

またはこの近似式として

$$P = P_0(1+\lambda l) \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに，

λ：PC鋼材の長さ1m当りの摩擦係数

l：PC鋼材の長さ（m）

P：PC鋼材のジャッキの位置の緊張荷重

P_0：設計断面におけるPC鋼材の緊張荷重

表-8，9はロードセルによる緊張荷重の測定結果を(1)および(2)式で摩擦係数に計算したものである。

全体として本試験舗装のシース摩擦係数は大きかった。この原因としては使用したPC鋼より線の径に対してシースの径が小さかったこと，シースの剛性が小さく変形しやすかったこと，シースの継目からモルタルが浸入したことなどが考えられる。実際に2次緊張の際，PC鋼より線の抜けたものが数本あったが，そのうちの1本は完全に元の位置に押しこむことができず，上記の推定をうらづけている。

表-8，9からも緊張くり返しの効果は知ることができるが，C版とD版の緊張荷重の分布を 図-11 に示した。緊張くり返しの効果は予期したほど大きくなく，摩擦係数の大きいC版において多少その効果が見られる程度で

表-8 1次緊張におけるシース摩擦係数の測定結果

i) B版

ロードセル間の距離(m)	緊張くり返し回数	$\lambda=\frac{P-P_0}{P_0 l}$	$\lambda=\frac{\log_e P-\log_e P_0}{l}$
Ⅲ～Ⅱ 9.6	1	1.20×10^{-2}	1.13×10^{-2}
	2	1.30	1.26
	3	1.74	1.61
Ⅱ～Ⅰ 9.6	1	1.91	1.79
	2	0.95	0.93
	3	0.95	0.93
Ⅲ～Ⅰ 19.1	1	1.67	1.46
	2	1.19	1.10
	3	1.42	1.27
Ⅵ～Ⅶ 9.6	1	2.02	2.18
	2	1.80	1.67
	3	1.80	1.67
Ⅶ～Ⅷ 9.6	1	0.32	0.32
	2	0	0
	3	0	0
Ⅵ～Ⅷ 19.1	1	1.83	1.09
	2	0.90	0.83
	3	0.90	0.83

ii) C版

ロードセル間の距離(m)	緊張くり返し回数	$\lambda=\frac{P-P_0}{P_0 l}$	$\lambda=\frac{\log_e P-\log_e P_0}{l}$
Ⅰ～Ⅱ 6.5	1	1.24×10^{-2}	1.17×10^{-2}
	2	1.24	1.20
	3	1.09	0.98
Ⅱ～Ⅲ 13.4	1	1.35	1.28
	2	1.20	1.09
	3	1.12	1.05
Ⅲ～Ⅳ 13.4	1	0.15	0.11
	2	0.37	0.37
	3	0.22	0.23
Ⅳ～Ⅴ 6.7	1	5.40	4.62
	2	3.29	2.97
	3	3.17	2.49
Ⅰ～Ⅲ 19.8	1	1.41	1.24
	2	1.01	1.14
	3	1.21	1.03
Ⅱ～Ⅴ 20.1	1	1.89	1.61
	2	1.39	1.23
	3	1.09	0.99
Ⅰ～Ⅴ 39.9	1	1.93	1.42
	2	1.50	1.18
	3	1.23	1.00
Ⅵ～Ⅷ 20.5	1	0.96	0.89
	2	0.49	0.45
Ⅶ～Ⅷ 20.7	1	0.44	0.42
	2	0.73	0.67
Ⅵ～Ⅷ 41.15	1	0.75	0.66
	2	0.68	0.56

iii) D版

ロードセル間の距離(m)	緊張くり返し回数	$\lambda=\frac{P-P_0}{P_0 l}$	$\lambda=\frac{\log_e P-\log_e P_0}{l}$
Ⅰ～Ⅱ 6.5	1	0.93×10^{-2}	0.91×10^{-2}
	2	0.93	0.90
	3	0.47	0.53
Ⅱ～Ⅲ 13.4	1	0.37	0.34
	2	0.44	0.46
	3	0.44	0.45
Ⅲ～Ⅳ 13.4	1	0.52	0.58
	2	0.52	0.58
	3	0.52	0.48
Ⅳ～Ⅴ 6.7	1	1.05	0.86
	2	1.05	0.84
	3	1.05	1.02
Ⅰ～Ⅲ 19.8	1	0.56	0.55
	2	0.66	0.60
	3	0.51	0.48
Ⅲ～Ⅴ 20.1	1	0.75	0.67
	2	0.75	0.67
	3	0.70	0.56
Ⅰ～Ⅴ 39.9	1	0.70	0.61
	2	0.73	0.64
	3	0.65	0.57

表-9　2次緊張におけるシース摩擦係数の測定

i)　B版

ロードセル間の距離(m)	緊張くり返し回数	$\lambda=\frac{P-P_0}{P_0 l}$	$\lambda=\frac{\log_e P-\log_e P_0}{l}$
Ⅵ～Ⅶ 9.6	1	1.67×10^{-2}	1.56×10^{-2}
	2	2.30	2.05
	3	2.41	2.19
Ⅶ～Ⅷ 9.6	1	0.42	0.39
	2	——	——
	3	——	——
Ⅵ～Ⅷ 19.1	1	0.89	0.97
	2	0.78	0.73
	3	0.89	0.84

ii)　C版

ロードセル間の距離(m)	緊張くり返し回数	$\lambda=\frac{P-P_0}{P_0 l}$	$\lambda=\frac{\log_e P-\log_e P_0}{l}$
Ⅰ～Ⅱ 6.5	1	0.47×10^{-2}	0.37×10^{-2}
	2	0.31	0.37
	3	0	0
Ⅱ～Ⅲ 13.4	1	0.75	0.71
	2	0.75	0.75
	3	0.67	0.62
Ⅲ～Ⅳ 13.5	1	0.52	0.48
	2	0.59	0.54
	3	0.59	0.60
Ⅳ～Ⅴ 6.7	1	1.20	1.13
	2	1.05	0.96
	3	1.35	1.27
Ⅰ～Ⅲ 19.8	1	0.60	0.59
	2	0.60	0.62
	3	0.46	0.42
Ⅲ～Ⅴ 20.1	1	0.75	0.69
	2	0.75	0.68
	3	0.90	0.82
Ⅰ～Ⅴ 39.9	1	0.75	0.64
	2	0.73	0.65
	3	0.70	0.62
Ⅵ～Ⅷ 41.2	1	0.87	0.75
	2	0.77	0.67
	3	0.80	0.69

iii)　D版

ロードセル間の距離(m)	緊張くり返し回数	$\lambda=\frac{P-P_0}{P_0 l}$	$\lambda=\frac{\log_e P-\log_e P_0}{l}$
Ⅱ～Ⅲ 13.5	1	0.52×10^{-2}	0.48×10^{-2}
	2	0.37	0.35
	3	0.52	0.50
Ⅲ～Ⅳ 13.5	1	1.19	0.10
	2	1.26	1.14
	3	1.19	1.11
Ⅳ～Ⅴ 6.7	1	0.15	0.17
	2	0.30	0.34
	3	0.30	0.37
Ⅱ～Ⅳ 26.8	1	0.86	0.79
	2	0.82	0.75
	3	0.90	0.81
Ⅲ～Ⅴ 20.1	1	0.85	0.79
	2	0.95	0.88
	3	0.95	0.87
Ⅱ～Ⅴ 33.5	1	0.75	0.67
	2	0.75	0.67
	3	0.81	0.72

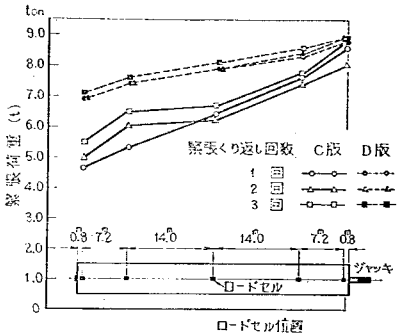


図-11　緊張荷重の伝達

あった。

2次緊張時の摩擦係数が小さいのは，ロードセルの測定を1次緊張開放後に行なったので荷重がPC鋼より線に残留し，見かけ上緊張荷重の分布が良くなったものと思われる。

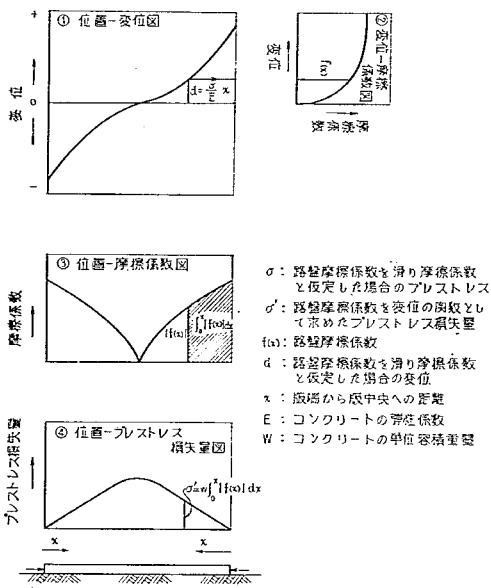


図-12　路盤摩擦拘束によるプレストレス損失量の図解

〔3〕 PC 舗装版の路盤摩擦によるプレストレス損失量の推定

PC舗装版の路盤摩擦拘束によるプレストレスの損失は次式で表わすことができよう。

$$\sigma_f = w\int_0^x f(x)\,dx \qquad \cdots\cdots(3)$$

ここに，σ_f：x における路盤摩擦拘束によるプレストレスの損失量 (kg/cm²)

w：コンクリートの単位容積重量 (kg/cm³)

x：舗装版任意の位置，緊張端からの距離 (cm)

$f(x)$：xにおける路盤摩擦係数

PC舗装版の版長が短かく，プレストレスが大きい場合，変位量が大きいので $f(x)$ を近似的に一定値，滑り摩擦係数に等しいと仮定し（3）式を解くことができる。

プレストレスが小さい場合，PC舗装版の変位は小さいから $f(x)$ は緊張による舗装版の変位量の関数になり（3）式を数値的に解くことは困難である。

図-12 は実験などにより変位―摩擦係数の関係が得られている場合の（3）式を近似的に図解したもので，この操作をくり返して行なうことにより，路盤摩擦係数が版の変位量の関数であることを考慮したプレストレスの分布を推定できよう。

最初に $f(x)$ が変位量に対して一定値，滑り摩擦係数に等しいと仮定し位置―変位図を作る。変位―摩擦係数図より舗装版の各位置における摩擦係数を求め，位置―摩擦係数図を作る。(3)式よりプレストレスの損失量は舗装版端より任意の位置までの摩擦係数の分布を積分したものと，コンクリートの単位容積重量の積であるから，位置―プレストレス損失量図を作ることができる。次にこの損失量を舗装版の緊張端における最大プレストレスから減じて有効プレストレスの分布を求める。さらにくわしく求めるには，この有効プレストレスの分布を舗装版の中央から積分して変位量の修正値を求め，以上の操作をくり返すことによって，(3)式で示されるプレストレスの損失量を考慮した有効プレストレスに近づければよい。

〔4〕導入したプレストレス

表-10，11，12 は仮緊張，1次緊張，2次緊張におけるPC鋼より線1本当りの緊張荷重とコン

表-10　仮緊張荷重とコンクリート強度

舗装版	緊張荷重* (t)	緊張日	弾性係数 (kg/cm²)	圧縮強度 (kg/cm²)	引張強さ係数 (kg/cm²)
C 版	1.6	1月24日	115,000	56	7.5
D 版	2.3	2月1日	146,000	136	11.5

* PC鋼より線1本当りの荷重

表-11 1次緊張荷重とコンクリート強度

舗装版	緊張荷重 * (t)	緊張日	弾性係数 (kg/cm²)	圧縮強度 (kg/cm²)	引張強さ係数 (kg/cm²)
A 版	3.0	3月1日	273,000	173	12.2
B 版	43.0	3月8日	300,000	258	22.8
C 版	8.0	2月4日	259,000	212	22.1
D 版	9.0	2月9日	328,000	239	21.9

* A,C,D版はPC鋼より線1本当りの荷重，B版はジャッキ1台当りの荷重

表-12 2次緊張荷重とコンクリート強度

舗装版	緊張荷重 * (t)	緊張日	弾性係数 (kg/cm²)	圧縮強度 (kg/cm²)	引張強さ係数 (kg/cm²)
A 版	5.5	6月3日	359,000	429	20.6
B 版	62.0	6月30日	371,000	520	36.0
C 版	12.0	6月12日	344,000	379	32.1
D 版	11.6	6月9日	372,000	483	26.2

* A,C,D版はPC鋼より線1本当りの荷重，B版はジャッキ1台当りの荷重

クリート強度である。

実験で得た諸数値を用いてシースの摩擦損失は（2）式で路盤摩擦損失は（3）式で有効プレストレスを求めた（以下この値を（2），（3）式による有効プレストレスと略す）。この計算値の最小値および最大値を表-14に示した。計算にあたってはプレストレスは舗装版横断面に均等に分布すると仮定した。シースの摩擦係数は 表-8，9 に示したようにばらつきが大きかったが，版端のロードセルの値を（2）式で計算した値を用いた。A版はロードセルの測定を行なわなかったので，B，C，D版の平均値を使用した。これらの値を 表-13 に示す。路盤摩擦係数とコンクリート版の変位の関係は 図-8 の曲線①を用いた。

仮緊張は初期収縮ひびわれ防止のために行なったものであって，コンクリート打設4日後に行なった。現場に放置したコンクリート供試体（10×10×50cm）の長さ変化を測定し*，これからPC舗装版に埋設したカールソン型ひずみ計で測定した温度変化による長さ変化を差引いて乾燥収縮による長さ変化を推定した。これによるとコンクリートの乾燥収縮によるひずみは 図-13 に示すようにコンクリート打設後4日で約 100×10^{-6} であった。コンクリート引張破壊ひずみは約 $70\sim80\times10^{-6}$ と推定されるので(表-10 参照)仮緊張は必要であろう。仮緊張による有効プレストレスによるひずみは最小約20×10^{-6} であったが，1次緊張までに舗装版に収縮ひびわれは発生しなかったので，一応効果があったと考えられる。

表-13 プレストレス計算に用いたシースの摩擦係数

$\times10^{-3}$/m

B 版		C 版		D 版		平均値	
1次緊張	2次緊張	1次緊張	2次緊張	1次緊張	2次緊張	1次緊張	2次緊張
1.47	0.97	1.42	0.64	0.61	0.67	1.17	0.76

表-14 (2)，(3)式による有効プレストレスの計算値

（ ）内はひずみ

舗装版	位置 1)	1次緊張によるプレストレス (kg/cm²)	1次緊張後の残留荷重に 2) よるプレストレス (kg/cm²)	2次緊張によるプレストレス (kg/cm²)
A	版中央(縦方向)	25.0(92×10^{-6})	20.8(76×10^{-6})	52.7(147×10^{-6})
	版端(縦方向)	32.0(117×10^{-6})	28.6(105×10^{-6})	59.6(166×10^{-6})
	横方向	7.4(27×10^{-6})	6.6(24×10^{-6})	13.7(28×10^{-6})
B	版中央	30.6(102×10^{-6})	25.2(81×10^{-6})	44.6(120×10^{-6})
	版端	15.9(53×10^{-6})	11.1(37×10^{-6})	29.0(78×10^{-6})
C	版中央	28.0(108×10^{-6})	25.4(98×10^{-6})	46.4(135×10^{-6})
	版端(緊張側)	42.0(162×10^{-6})	39.1(152×10^{-6})	62.7(182×10^{-6})
D	版中央	25.2(77×10^{-6})	21.6(66×10^{-6})	34.9(94×10^{-6})
	版端(緊張側)	36.1(110×10^{-6})	31.6(97×10^{-6})	46.5(125×10^{-6})

1) 版端 — 版中 — 版端

2) 〔5〕参照

* 長さ変化は JIS A 1124—1957のダイヤルゲージ方法の測定器によつて測定した。

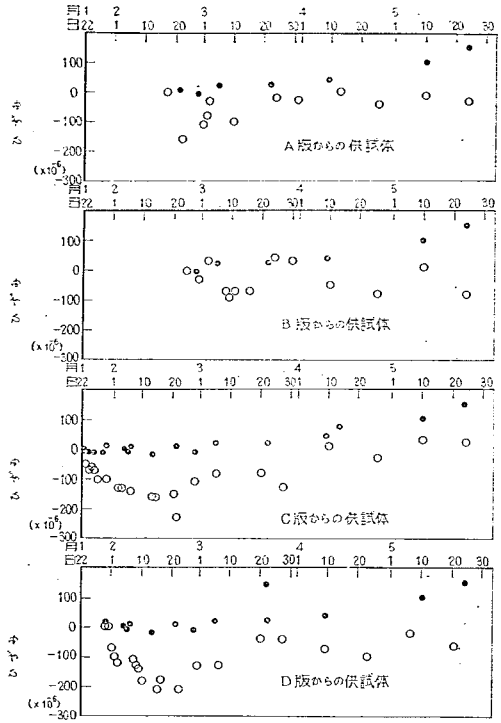


図-13　コンクリート供試体（10×10×50cm）の長さ変化

A版はＰＣ鋼より線を縦方向：横方向＝２：１に斜めに配置してあり，また縦方向緊張荷重分力の分布面積は横方向緊張荷重分力の分布面積の1/2であるから，摩擦損失を考えなければ，縦方向プレストレスは横方向プレストレスの４倍に分布すると予想された。カールソン型ひずみ計による実測値（平均値）では縦方向ひずみ 128×10^{-6} に対して横方向ひずみ 26×10^{-6} であって，縦方向プレストレスは横方向プレストレスの約５倍導入されている。縦方向プレストレスは，（２），（３）式による計算値より大きく導入されている。この原因はプレストレス導入作業に３日かかったのでコンクリートのクリープが測定値に含まれたこと，緊張時間が長かったので路盤摩擦係数が小さくなったことなどの影響と思われる。

B版は２枚の舗装版を縦方向のＰＣ鋼より線によって連結したもので，緊張は２枚の版の間に仮設した３台のジャッキを作動し，版を移動させることによってＰＣ鋼より線に緊張力を導入した。

この形式のＰＣ舗装版は緊張によって版を滑動させなければならないから，路盤摩擦係数は滑り摩擦係数に等しく，版の縦方向に均等に分布すると推定される。したがって路盤摩擦による損失は版の中央からの距離に比例して大きくなり版端で最大であり，またシースの摩擦損失も版の中央からの距離に比例して大きくなり版端で最大になると予想された。

図-14 はカールソン型ひずみ計で測定したプレストレスによるひずみと実験値を用いて計算した値である。加圧板は 図-4 写真-13 でわかるように，かなり剛性の大きい構造にしたがプレストレスの分布は一様にならず舗装版幅中央付近の変動が大きかった。

B版形式のＰＣ舗装版の緊張では偏心荷重が作用しやすいので，ブローアップにも十分注意しなければならないであろう。１次緊張では約６mm緊張端付近の舗装版が上昇した。

図-15，16 はC版およびD版のプレストレスによるひずみの実測値と，（２），（３）式による計算値を示した。

今回の試験舗装は舗装版の縁部を載荷重に対して強化する目的から，B，C，D版のＰＣ鋼より線を内側の部分より縁部で約50％密に配置した。しかし導入されたプレストレスの実測値は縁部で特に大きくなく，横断方向にはほぼ一様にプレストレスは導入されたと判断される。

今回の試験のプレストレス実測値は計算値とよく一致

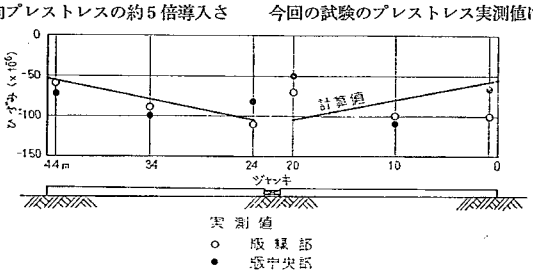


図-14　一次緊張によるひずみ（B版）

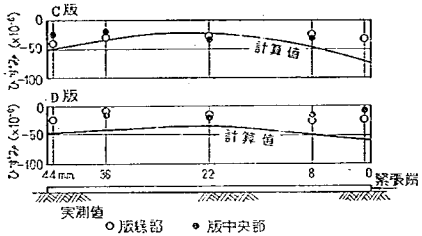


図-15 仮緊張によるひずみ

しなかったので，さらに第2回試験舗装で検討を加えたいが，カールソン型ひずみ計の信頼度が低いこと，シースと路盤の摩擦係数に変動が大きかったので局部的な応力の集中が生じたであろうことなどもその原因として考えられる。

今回の測定値で特に計算値と異なったのは緊張端のプレストレスが減少していることであった。このためプレストレスはコンクリート版縦方向に比較的一様な分布を示した。

2次緊張までにＰＣ鋼より線の定着装置の大部分が腐

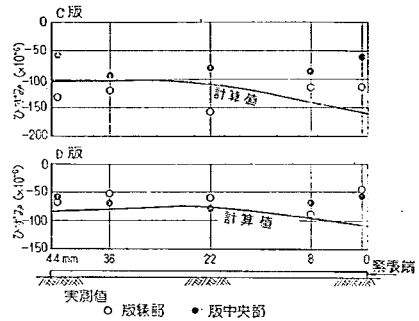
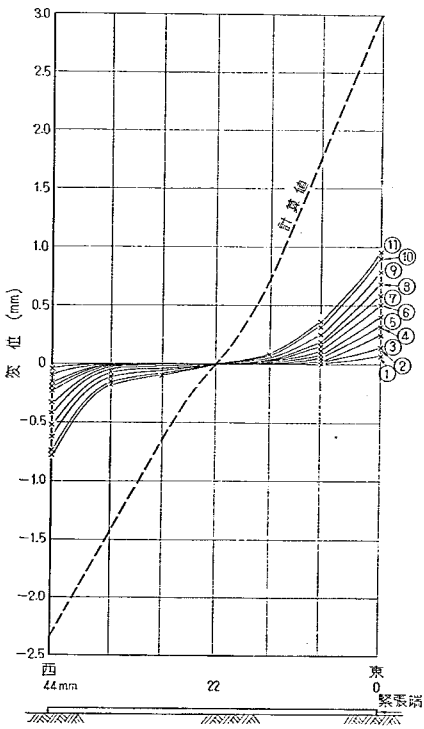


図-16 1次緊張によるひずみ

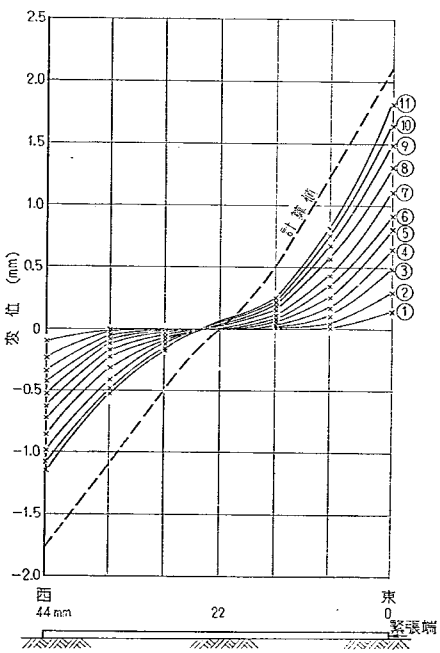
蝕し，2次緊張に再び使用できず修理をし，緊張に日数がかかったこと，1次緊張のプレストレスによってコンクリートにクリープ，乾燥収縮などが含まれたこと，などで2次緊張のプレストレスの実測値は非常にばらつきが大きくプレストレスだけによるひずみを分析することができなかった。

図-17，18 は変位計で測定したC版およびD版の1次緊張による変位である。図中の番号はＰＣ鋼より線の緊張順序で舗装版縁側から2本づつ中央に向って緊張した



注：西側への変位を＋とする。

図-17 1次緊張による変位（C版）



注：西側への変位を＋とする。

図-18 1次緊張による変位（D版）

ものである。この図によれば緊張順序と版の変位量は一定であり，各ＰＣ鋼より線の緊張ごとにプレストレスは版横断面に一様に分布するであろうこと，したがって縁部にＰＣ鋼より線を密に配置してもプレストレスは縁部に特に大きく分布することは期待できないことが推察できる。

またこの測定値は(2)，(3)式による有効プレストレスのひずみを積分して得られる変位よりも，またカールソン型ひずみ計で実測したひずみを積分して得られる変位よりも小さい。特にＣ版では計算値の約半分の変位しか測定されていない。この原因は気温変化による舗装版の変位が含まれたことの他に路盤摩擦拘束が路盤材料の弾性変形抵抗の影響も含むため，路盤自体も変形し変位計の固定点が移動したためであろうと考えられる。

〔5〕 プレストレス導入後のプレストレスの減少

緊張荷重はコンクリートの乾燥収縮，クリープ，ＰＣ鋼より線のリラクセーションなどによって徐々に減少するであろう。しかしＰＣ舗装の場合，路盤摩擦によってこの種の原因によるプレストレスの減少は拘束されるので，一般ＰＣ構造物よりも小さいと予想される。

表-15　ＰＣ鋼より線のリラクセーション

試料番号	1	2	3	平均
リラクセーション(%)	2.5	2.7	1.9	2.3

リラクセーションによるＰＣ鋼より線の緊張荷重の減少率は時間とプレストレスの関数であるが，一般にはその最終値でもって定数値で表わしている。試験舗装に使用したＰＣ鋼より線の試験結果は表-15のとおりであった。試験の初荷重は11,200kg,試験時間は10時間であった。

コンクリートの硬化および乾燥収縮は 4-〔4〕で述べた方法によってコンクリート供試体の長さ変化から推定した。材令約4カ月における乾燥収縮ひずみは約 150×10^{-6}でほぼ一定になった（図-13)。

カールソン型ひずみ計で舗装版のひずみを長期間にわたって測定したが非常にばらつきが大きかった。図-19はＣ版中央に埋設したカールソン型ひずみ計の長期測定例である。仮緊張および1次緊張後約1カ月間は収縮量が大きく，その後も徐々にではあるが収縮が続くこと，

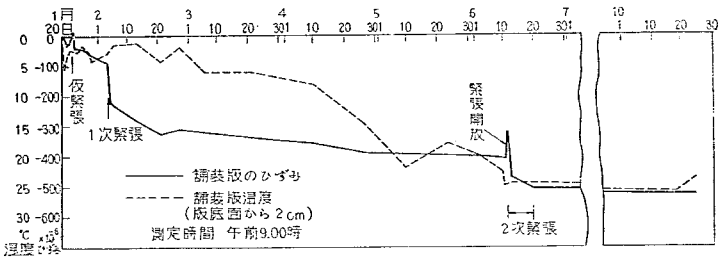


図-19　カールソン型ひずみ計による長期観測

表-16　カールソン型ひずみ計によるひずみ測定値

(×10^{-6})

C版

カールソン型ひずみ計	No. 1	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	平均
仮緊張	− 32	− 27	− 28	− 33	− 32	− 34	− 22	− 42	− 28	− 31
1次緊張前	− 65	− 75	− 70	− 79	− 96	− 83	− 79	− 64	− 55	− 74
1次緊張後	−100	−110	−157	−239	−157	−205	−173	−199	−108	−161
2次緊張前	−384	−394	−406	−530	−394	−450	−425	−431	−228	−405

D版

カールソン型ひずみ計	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	平均
仮緊張	− 22	− 7	− 28	− 19	− 16	− 17	− 9	− 14	− 22	− 17
1次緊張前	− 82	− 36	− 44	− 56	− 50	− 43	− 60	− 39	− 37	− 50
1次緊張後	−146	− 89	−135	−131	−111	−125	−115	−107	−102	−118
2次緊張前	−333	−158	−359	−279	−340	−385	−351	−334	−239	−312

注1　C版のNo. 2とD版のNo. 10は仮緊張時の測定値不明のためはぶく。

注2

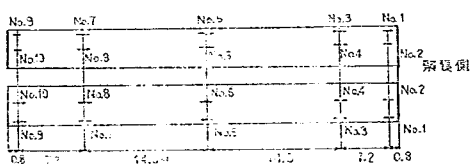


表-17 PC鋼より線の1次緊張荷重の減少

	A 版		B 版		C 版		D 版	
	平均 (t)	変動係数(%)	平均 (t)	変動係数(%)	平均 (t)	変動係数(%)	平均 (t)	変動係数(%)
1次緊張荷重	3.0	—	5.9	—	8.0	—	9.0	—
残留荷重	2.7	20	4.6	3	7.5	7	7.9	7
損失(%)	10	—	22	—	6	—	12	—

約6カ月後に行なわれた2次緊張後は緊張による弾性ひずみ以外の収縮は小さく，コンクリート版の塑性的な収縮は約5カ月でほぼ終了したことを示している。

表-16 はC版とD版の仮緊張，1次緊張によるひずみと2次緊張直前のひずみをカールソン型ひずみ計で測定したものである。この値は仮緊張前のひずみ計の読みを基準にしている。測定値はひずみ計の位置によってプレストレス，路盤摩擦拘束などの条件が異なるが，その全体的な傾向をみるために平均値も示した。

表によれば1次緊張から2次緊張前までのクリープおよび乾燥収縮によるひずみは C版で 244×10^{-6}，D版で 194×10^{-6}である。1次緊張によるひずみはC版で，87×10^{-6}D版で68×10^{-6} である。乾燥収縮は1次緊張までに大部分が終了し，しかも路盤摩擦拘束をうけるから30×10^{-6}程度であろう。したがってクリープによるにひずみはC版で約210×10^{-6}，D版で約160×10^{-6}となるからクリープ係数はC版，D版ともに約 2.4である。

これらの実測値を用いてC版およびD版の2次緊張前までの1次緊張荷重の損失量を計算すると，それぞれ0.5t 0.4tである。

2次緊張前に緊張用のジャッキによって各試験舗装のPC鋼より線を緊張し，緊張荷重とPC鋼より線の伸びの関係からPC鋼より線に残留している1次緊張荷重を測定した。表-17 に1次緊張荷重とその残留荷重を示した。

緊張方法の特殊なB版を除くと損失の平均は9%であった。C版およびD版のPC鋼より線緊張荷重の損失量はそれぞれ0.5t, 1.1t であった。D版はカールソン型ひずみ計の測定値から推定した損失量より約2倍も大きい値を示した。しかしこのジャッキによる測定値はばらつきが大きいが，直接的な測定であるので信頼度は高いと思われる。

1次プレストレスにおける載荷試験は2次緊張直前に行なったので舗装版の緊張荷重は 表-17 の残留荷重に相当すると考えられる。この値を用いて計算したプレストレスは 表-14 の第4欄に示した。

5. 載荷試験結果と考察

〔1〕静荷重による載荷試験

試験舗装版のプレストレスは4. で述べたようにカールソン型ひずみ計による測定値にばらつきが大きく，またクリープその他の原因によるひずみが含まれたので載荷位置の正確なプレストレスを実測値からは決定できなかった。そこで本章では実験値を用いて(2)，(3)式で計算したプレストレスを用いた。

載荷試験の位置は 図-20 に示すとおりである。

1次プレストレスにおける載荷試験時にはPC舗装版のPC鋼より線はグラウトしていない。2次プレストレスにおける載荷試験時にはB，C，D版ではロードセルの取りつけてあるPC鋼より線を除いたすべてにグラウトした。

1次プレストレスにおける載荷試験では，縁部ではひびわれが発生してからさらに4t まで載荷し，中央部では30t まで載荷した。

2次プレストレスにおける載荷試験では中央部，縁部

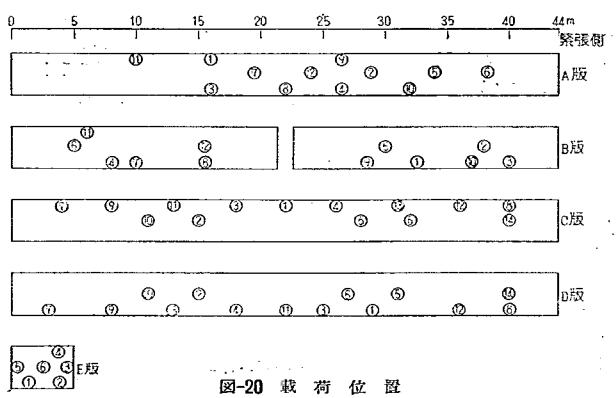


図-20 載荷位置

表-18　載荷試験時のコンクリート供試体強度

舗装版	圧縮強度 (kg/cm²)	ポアソン比	曲げ強度 (kg/cm²)	曲げ弾性係数 (kg/cm²) 破壊強度の⅔点のセカント係数 圧縮側	破壊強度の⅔点のセカント係数 引張側	破壊点のセカント係数 圧縮側	破壊点のセカント係数 引張側	材令 (日)
A	419	0.21	34.4	266,000	279,000	266,000	254,000	85
	478	—	48.0	357,000	315,000	303,000	282,000	258
B	488	0.17	40.7	358,000	339,000	331,000	284,000	79
	532	0.21	51.7	424,000	290,000	385,000	267,000	279
C	398	0.20	34.4	321,000	350,000	247,000	—	91
	502	0.15	59.5	428,000	325,000	378,000	279,000	289
D	496	0.12	43.0	363,000	296,000	254,000	238,000	101
	505	0.20	60.5	393,000	339,000	341,000	271,000	281

とも30tまで載荷した。

載荷試験時のコンクリート供試体の強度は表-18のとおりであった。

PC舗装版はプレストレスによってコンクリートの弾性限界が多少大きくなろうが，舗装版にひびわれが発生する前の性質は普通のコンクリート舗装版と本質的に相違はないと考えられる。したがって理論的にはPC舗装版のひびわれ発生時の載荷重を普通のコンクリート舗装版の応力解析に用いられているWestergaard公式で推定できよう。しかしPC舗装版は版厚が普通のコンクリート舗装版の約半分であることから，本公式を実験的に検討をした。

Westergaard による縁部および中央部載荷応力公式は次のようである。(2)

$$\sigma_e=2.116\,(1+0.54\mu)\frac{W}{h^2}\,(\log_{10}\frac{l}{b}+0.090) \quad \cdots\cdots(4)$$

$$\sigma_i=\frac{2(1+\mu)W}{2\pi h^2}\,(2.3025\log_{10}\frac{l}{b}+0.6159) \quad \cdots\cdots(5)$$

$$l=\sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}} \quad \cdots\cdots(6)$$

$$b=\sqrt{1.6a^2+h^2}-0.675h \quad \cdots\cdots a<1.724h\text{の場合}$$
$$b=a \quad \cdots\cdots a\geq 1.724h\text{の場合} \quad \cdots\cdots(7)$$

ここに，

σ_e：縁部載荷による最大曲げ応力 (kg/cm²)

σ_i：中央部載荷による最大曲げ応力 (kg/cm²)

W：輪荷重 (kg)

μ：ポアソン比

E：コンクリートの弾性係数 (kg/cm²)

h：舗装版厚 (cm)

K：路盤支持力係数 (kg/cm³)

a：載荷板の半径 (cm)

l：剛比半径 (cm)

b：等価半径 (cm)

また舗装版に生じる荷重応力は平面2方向に成分をもつ2次元応力として解析されるから，測定されたひずみと応力の関係は次式で表わされる。

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_x&=\frac{\sigma_x-\mu\sigma_y}{E}\\ \varepsilon_y&=\frac{\sigma_y-\mu\sigma_x}{E}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(8)$$

ここに，ε_x，σ_x：舗装版縦方向のひずみおよび応力

ε_y，σ_y：舗装版横方向のひずみおよび応力

測定したひずみはかなり大きく，このひずみの領域ではコンクリートの弾性係数は一定でないので正確な応力に換算することは困難であったことから本章では測定されたひずみは直接そのまま表示することにした。

PC舗装版の載荷重に対する性質をプレストレスの導入していないコンクリート版の場合と比較するためにE版（版厚15cm）で載荷試験を行なった。

図-21はE版の荷重—ひずみ関係の測定値とWestergaard公式の計算値を示したものである。公式の計算に必要なコンクリートの性質は同配合のB，C，D版の材令258～289日の供試体の平均値を用いた（表-19）。弾性係数は曲げ供試体の圧縮側で測定したもので，破壊強度の2/3におけるセカント係数を用いた。計算値の破壊ひ

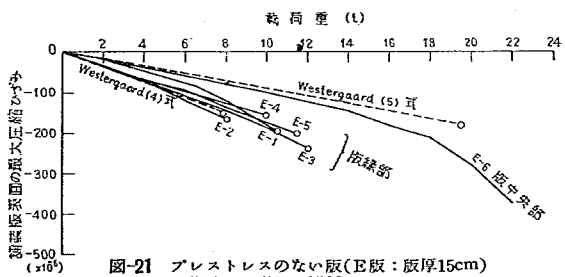


図-21　プレストレスのない版（E版：版厚15cm）の荷重—ひずみの関係

表-19 Westergaard 公式計算に用いた諸数値

曲げ強度 (kg/cm²)	ポアソン比	曲げ弾性係数 (kg/cm²)	路盤支持力係数 (kg/cm³)
57.2	0.21	400,000	3.0

ずみは供試体の平均曲げ強度を(8)式によって換算したものである。

E版の載荷試験はまず中央部載荷を行なった後に縁部載荷試験を行なった。縁部載荷はできるだけ中央部載荷によるひびわれをさけてその載荷位置を選んだが，中央部載荷のひびわれによって版は約1/4の大きさの版になったので，その影響を多少受けているものと思われる。

中央部載荷では版底面にひびわれが発生したときの荷重は不明であるが，ひずみの大きさ，その変化から約14～16 t と推定される。また約22 t で版表面にまず横方向に続いて縦方向に十文字にひびわれが生じた。

縁部載荷では 8～12 t で版底面にひびわれが発生したことを舗装版の側面から観察した。

プレストレスのないE版のひずみの増加はひびわれ＊発生後急激であり，特に縁部では中央部載荷によって生じたひびわれの影響もありひびわれ発生後はひずみ測定は不可能であった。すなわち，ひびわれ発生後は版の抵抗モーメントは急激に減少し版は破壊した。

Westergaard 縁部公式は実測値とほとんど等しい値を得た。中央部公式は実験数が少ないので確かめられないが，やや小さいひずみ値を与え，ひびわれ発生荷重は大きくなるようである。縁部載荷において計算によるひびわれ発生荷重は 2～4 t 小さい値を示すが，これは縁部載荷による底面ひびわれの発見は直接肉眼による観察であるのでやや発見が遅れる傾向にあること，縁部において(8)式計算上$\sigma_y = 0$と仮定したが，実際にはゼロでないことなどのためであると考えられ，実際には版厚が薄い場合でも少なくとも縁部では Westergaard 公式は成立つと判断される。

図-22 は1次プレストレスにおける中央部載荷の荷重—ひずみの関係である。実線は版厚 12cm のA，C版，点線は版厚 15cm のD版の場合である。

図-23 は2次プレストレスにおけるD版の縁部載荷の荷重—ひずみの関係，図-24 はA，B，C，D版の中央部載荷の荷重—ひずみの関係，図-25 はA，B，C版の縁部載荷の荷重—ひずみの関係である。

2次プレストレスにおける縁部載荷の場合の図には舗装版表面で測定した最大曲げ圧縮ひずみと最大曲げ引張ひずみを，中央部載荷の場合の図には舗装版表面の最大曲げ圧縮ひずみのみを示してある。

図-22 と 図-24 を比較すると，ひびわれ後は 1 次プレストレスの場合は 2 次プレストレスの場合より同一載荷重に対してひずみがやや大きいが，そのこう配はほとんど同じであり，ともに弾性的な性質を持続している。

図-23，24，25，において実線は 2 次プレストレスで始めて載荷した場合，点線は 1 次プレストレス時に16 t まで載荷してひびわれが発生している位置で 2 次プレストレス時に再び載荷した場合，1 点鎖線は上限荷重 9 t，下限荷重 4 t のくり返し荷重を30万回載荷した位置で再び載荷した場合である。○印は縁部載荷でひびわれが発

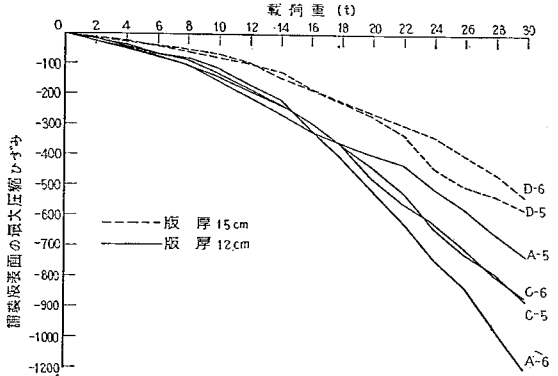


図-22 中央部載荷による荷重—ひずみの関係（1次プレストレス）

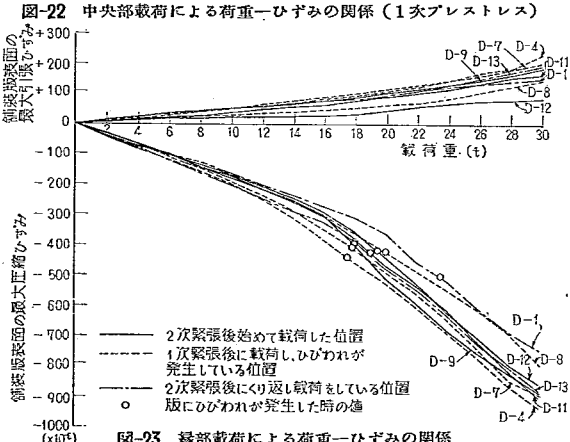


図-23 縁部載荷による荷重—ひずみの関係（2次プレストレス，版厚15cm）

＊ 特にことわらない場合，舗装版底面から発生したひびわれを指す。

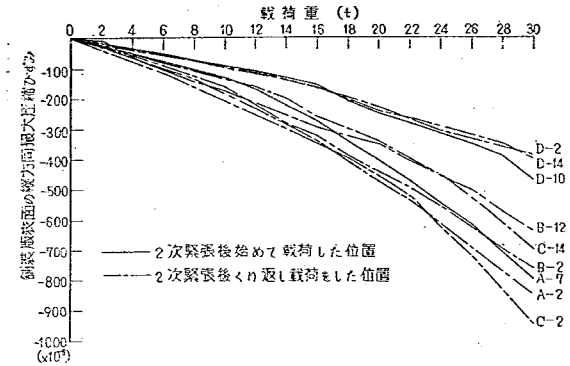


図-24　中央部載荷による荷重一ひずみの関係
（2次プレストレス）

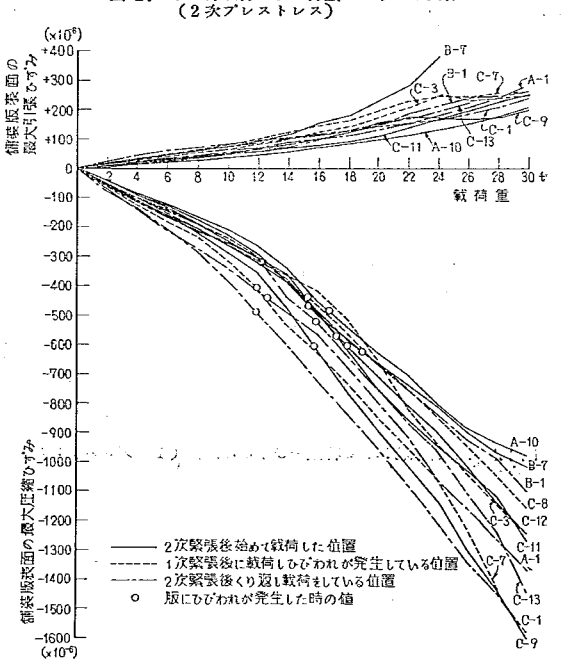


図-25　縁部載荷による荷重一ひずみの関係
（2次プレストレス，版厚12cm）

生したときの値である。

版厚の等しいA，B，C版の荷重一ひずみの関係はたがいに相違はみられない。

2次プレストレス時にすでに載荷経歴のある位置での載荷はやや大きいひずみを示す傾向はあるが，特に大きな相違はなく，この程度の載荷経歴にはほとんど影響をうけないことを示している。

舗装版縁部の版表面における最大曲げ引張ひずみは載荷重にほぼ比例して増加するが，最大曲げ圧縮ひずみがひびわれ発生後大きくなるため，ひびわれ発生前は最大曲げ圧縮ひずみの約1/4であるが，ひびわれ発生後は約1/5になる。

E版と同じ版厚であるD版はひびわれ発生前は同じ性質を示すが，ひびわれ発生後もD版は弾性的な性質を持続し，荷重一ひずみの関係はそのこう配がやや大きくなるが，ほとんど直線変化をし底面に発生したひびわれは表面にまで達しなかった。

版厚12cmのA，B，C版はD版より大きいプレストレスが導入されているが，版厚が薄いのでひびわれは早く発生した。しかし，この場合も荷重一ひずみの関係はひびわれ発生後測定値にばらつきが大きくなり，やや非弾性的な傾向を示しはしたが，舗装版表面にはひびわれが発生せず，30tの載荷重に十分耐えた。

表-20，21は1次および2次プレストレス時の縁部におけるひびわれ発生時の諸測定値を示したものである。このひびわれ時の決定は肉眼による観察によるものであるので，実際のひびわれ時より遅れると想像されるが，一応この値を基準にすれば1次プレストレスの場合版厚12cmプレストレス25kg/cm²程度でひびわれ発生荷重約13t，版厚15cmプレストレス28kg/cm²程度でひびわれ発生荷重約15tであった。この時のたわみは版厚12cmの場合で約4mm，版厚15cmの場合で約3mmであった。

2次プレストレスの場合，版厚12cmプレストレス47kg/cm²程度でひびわれ発生荷重約16t，版厚15cmプレストレス37kg/cm²程度で約18tであった。たわみは版厚12cmの場合で約4.5mm，版厚15cmの場合で約3.7mmであった。

図-26はプレストレスと縁部載荷におけるひびわれ発生時の荷重との関係を表-20，21より作成したものである。ばらつきは非常に大きいが版厚15cm，版厚12cmの各グループに分けられること，各グループはひびわれ発生荷重とプレストレスが直線的関係をもっていることなどの傾向を認められる。

図における計算値はWestergaard公式（(4)式）においてコンクリートの強度が，導入されているプレストレ

表-20 1次プレストレスにおける縁部載荷試験結果

載荷位置		A—3	A—4	B—3	B—4	C—3	C—4	C—7	C—8	D—3	D—4	D—7	D—8
プレストレス (kg/cm²)		23.2	23.2	19.5	22.5	23.3	25.9	23.3	38.9	26.3	23.0	26.3	36.1
ひびわれ発生時	荷重 (t)	13.7	16.2	11.5	10.5	12.3	14.4	12.0	15.3	18.7	14.0	13.0	15.4
	圧縮ひずみ ($\times10^{-6}$)	490	529	331	375	425	537	380	458	407	412	287	324
	たわみ (mm)	4.6	5.0	3.8	3.3	3.7	4.4	3.6	4.1	4.0	2.6	2.6	3.3

表-21 2次プレストレスにおける縁部載荷試験結果

載荷位置		A—1	A—10	B—1*	B—7	C—1*	C—9	C—11	C—12	C—13	D—1	D—9	D—11	D—12	D—13*
プレストレス (kg/cm²)		53.5	53.5	33.4	33.4	46.5	46.5	46.5	56.7	51.6	37.2	35.5	35.5	40.9	33.5
ひびわれ発生時	荷重 (t)	12.7	16.8	19.0	15.5	12.0	15.8	18.0	17.4	18.0	16.0	18.0	19.0	19.5	18.0
	圧縮ひずみ ($\times10^{-6}$)	440	480	630	470	490	600	570	600	520	510	400	430	430	390
	たわみ (mm)	4.1	4.2	5.2	5.0	3.3	4.4	4.5	5.5	4.2	3.6	3.5	3.5	4.0	3.2

* はくり返し載荷の経歴のある位置

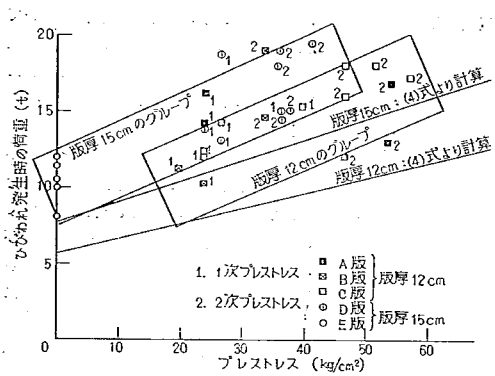


図-26 プレストレスと縁部におけるひびわれ発生時の荷重

ス量だけ増加するとして求めた。計算に用いた諸数値は表-19 の値を用いた。

計算値と実測値の間に偏差があるが，これはＰＣ舗装だけでなくプレストレスの導入されていないE版についても同じであり，この偏差は肉眼によるひびわれ観測時の遅れによるものと考えられる。したがって実際にひびわれが発生した時の荷重は計算値とほぼ一致しているものと推察される。

図-27，28 はC版の縁部および中央部の載荷による版表面のひずみの分布の測定例である。載荷板付近のひずみは舗装版底面にひびわれ発生後かなり増加しほとんど圧縮強度までに達したが，ひびわれは版表面にまで発達せず舗装版は破壊しなかった。

舗装版底面に曲げ引張応力を生じさせるモーメントを正のモーメント，版表面に曲げ引張応力を生じさせる応力を負のモーメントと称することにすれば，ＰＣ舗装は正のモーメントによって発生したひびわれが版表面にまで発達しにくいこと，したがって舗装版の破壊は負のモーメントによる舗装版表面の曲げ引張応力によって生じるであろうことが推測される。

今回のＰＣ舗装版は載荷試験機の最大荷重30 t まで載荷したが舗装版中央部では負のモーメントによってひびわれは発生しなかった。舗装版縁部における載荷ではC版において写真-15 にみられるように半円状のひびわれが舗装版表面に発生し

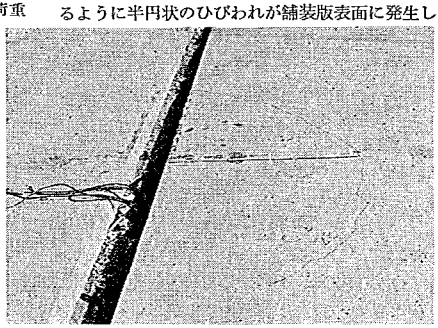


写真-15 舗装版縁部載荷による舗装版表面のひびわれ

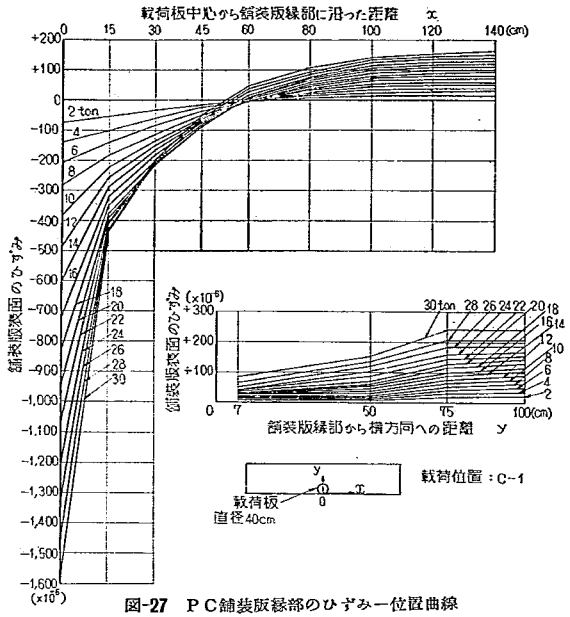


図-27　ＰＣ舗装版縁部のひずみ－位置曲線

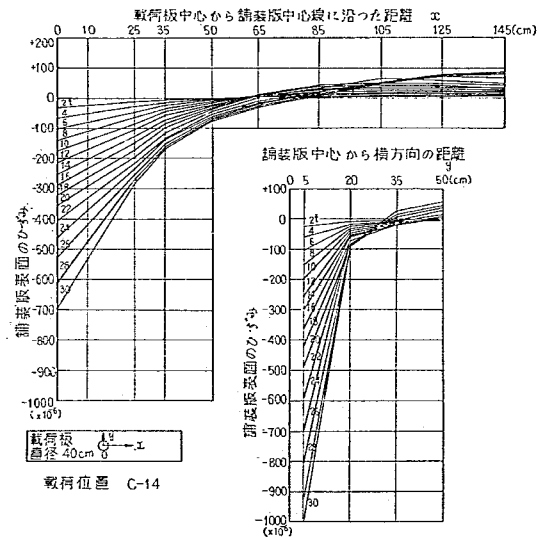


図-28　ＰＣ舗装版中央部のひずみ－位置曲線

た。

今回のＰＣ試験舗装版は比較的多量のＰＣ鋼より線を使用しているので，版底面にひびわれ発生後ＰＣ鋼より線自体が荷重応力の一部を分担し，舗装版の強度を高めたことも考えられるが，ＰＣ舗装は版厚が薄く，しかも版厚の中心に埋設してあるのでその影響はわずかであると考えられる。今回のＰＣ舗装の載荷試験の結果では版底面のひびわれはその発生時の荷重の約２倍の荷重を載荷してもひびわれは版表面にまで発達しなかった。このことはＰＣ舗装の有効プレストレスは舗装版底面にひびわれをまったく発生させないように設計する必要のないことを示している。

舗装版表面の最大曲げ引張応力は版底面の最大曲げ引張応力の場合と同じに縁部載荷の場合の方が中央部載荷の場合より大きい。縁部におけるその発生位置は縁部から約 70～100cm であり最大応力の方向は載荷位置からの半径方向である。この時のひびわれ位置（舗装版縁からの距離）と載荷重は表-22 のとおりであった。この２点以外に１次プレストレス時の載荷試験によって底面にすでにひびわれの発生している位置２カ所でそれぞれ，28，30ｔで舗装版表面にひびわれが発生した。すなわち縁部載荷において版表面にひびわれが発生した時の載荷重は版底面にひびわれが発生した時の載荷重の約 1.7 倍であった。

ＰＣ舗装の破壊を舗装版表面のひびわれと定義すると，底面ひびわれと表面ひびわれの関係からＰＣ舗装の破壊荷重を推定することができよう。今回の実験では１次プレストレス時において表面ひびわれ発生まで載荷しなかったので，さらに第２回試験舗装ならびに今回の実験においてグラウトをしていないＡ版のプレストレスを緩和させることによって，低プレストレスにおける底面ひびわれ荷重と表面ひびわれ荷重との関係を検討する予定である。

図-29 は中央部載荷における載荷板直下の舗装版表面の縦方向および横方向のひずみの変化の例である。横方向プレストレスの導入してあるＡ版は縦方向ひずみが横方向ひずみよりも大きかった。Ｂ版はその差が小さくほとんど一致したがＣ版，Ｄ版は横方向ひずみが縦方向ひずみよりも大きかった。このことは載荷重によって縦方向に発生したひびわれが載荷重の増加によって発達したものと推定される。Ａ版の横方向ひずみが縦方向ひずみより小さいことは横方向プレストレスの効果と考えられる。

表-22 舗装版表面にひびわれが発生した時の荷重

載荷位置	表面ひびわれの位置 (m)	表面ひびわれ荷重 (t)	底面ひびわれ荷重 (t)	表面ひびわれ荷重 / 底面ひびわれ荷重
C—12	1.00	28.0	17.4	1.61
C—13	0.70	30.0	18.0	1.67
C—1	1.00	28.0	1次プレストレス時載荷ですでに発生	1.78（推定）
C—3	0.90	30.0	〃	

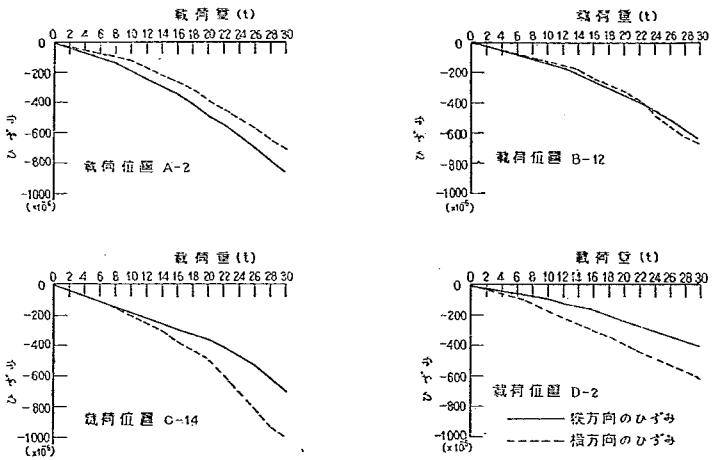


図-29 中央部載荷による舗装版表面のひずみ

舗装版のたわみは版厚のおよそ2乗に反比例するので版厚の薄いＰＣ舗装版のたわみは大きい。図-30，31，はC版縁部および中央部のたわみ分布である。中央部では載荷版直下のたわみを測定できなかったので，載荷版の中心から20cm離れた位置から測定した。図における計算値は Westergaard(4) によるもので，載荷重8.0ｔおよび30.0t，の場合について示してある。

縁部載荷の場合 Westergaard による計算値はやや大きい値になるが，ほとんど一致する。中央部載荷の場合ひびわれが発生する前の８ｔでは比較的よく一致するが，30ｔ載荷の場合は実測値の約1/2である。中央部載荷の場合は縦方向に生じたひびわれが発達し版の剛性が減少したわみが大きくなったものと思われる。

図-32，33は図-30，31 の最大たわみから作成したもので荷重とたわみの関係を第1回載荷後に続けて行なった第2回載荷の結果とともに示した。30ｔ載荷によってＰＣ舗装版自体もわずかな永久沈下を生じたが大部分のたわみは復元した。

図-34 は路盤表面に埋設した土圧計の測定例である。第2回載荷において 6ｔ付近まで土圧が生じないのは30ｔ載荷によるたわみによってＰＣ舗装版と路盤表面に空隙が生じたためと推定される。荷重—たわみの関係よ

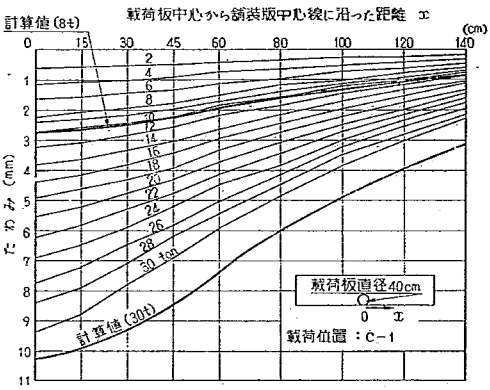


図-30 ＰＣ舗装版縁部のたわみ—位置曲線

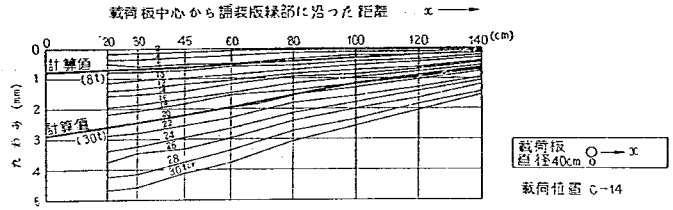


図-31　ＰＣ舗装版中央部のたわみ―位置曲線

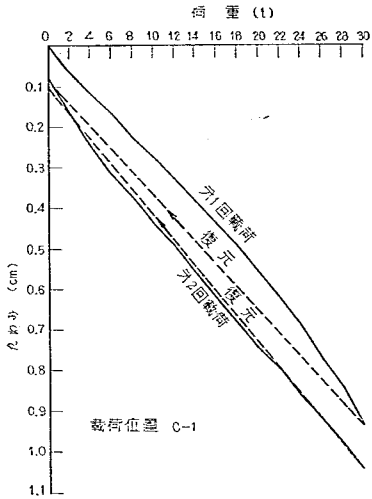


図-32　縁部のたわみ

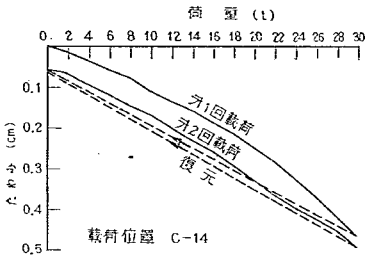


図-33　中央部のたわみ

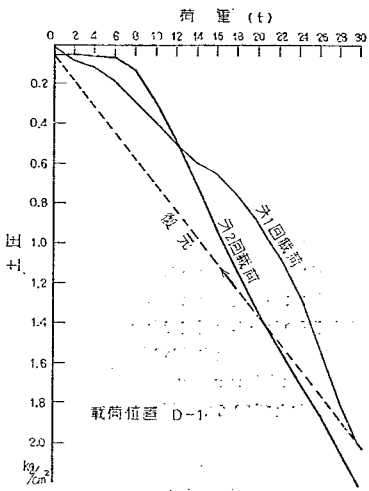


図-34　路盤表面の土圧

りこの空隙の厚さを推定すると縁部で約2mm，中央部で約1mmであった。

図-35 は土圧計による路盤表面の土圧と舗装版のたわみから路盤支持力係数を計算したものである。平均 2 kg/cm³ 程度で，直径75cm載荷板による測定値 3 kg/cm³ より小さい。また載荷重の増加によってこの方法によって求めた路盤支持力係数はやや大きくなる傾向を示した。

〔2〕 くり返し荷重による載荷試験

くり返し載荷に使用したローゼンハウゼン型疲労試験機の最大荷重は 10ｔであるが，上限荷重と下限荷重の振幅が約5ｔであるので，上限荷重を 9.0ｔ，下限荷重を 4.0ｔに設定した。くり返し載荷回数は1載荷位置で30万回とした。くり返し速度は 250 サイクル/分で行なった。

載荷位置は図-20 に示すとおりである。試験は温度変化による誤差をさけるために夜間に主として行なったが，30万回のくり返し載荷をするためには午後5時に実験を開始しても翌日午後2時頃までかかるので，気温の急激に上昇す

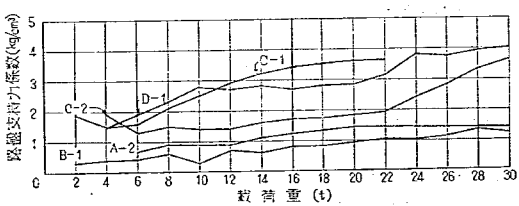


図-35　土圧計による路盤支持力係数

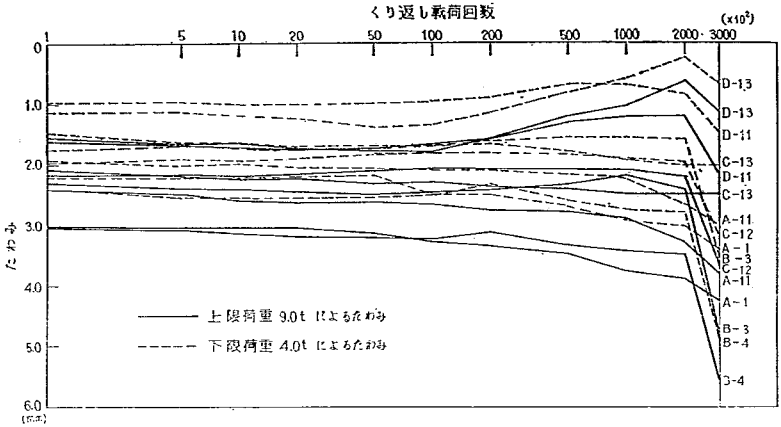


図-36 くり返し載荷回数とたわみ（舗装版縁部）

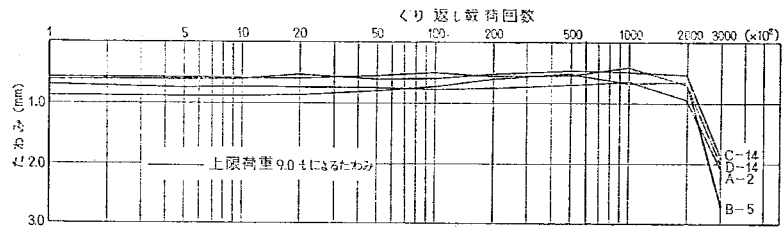


図-37 くり返し載荷回数とたわみ（舗装版中央部）

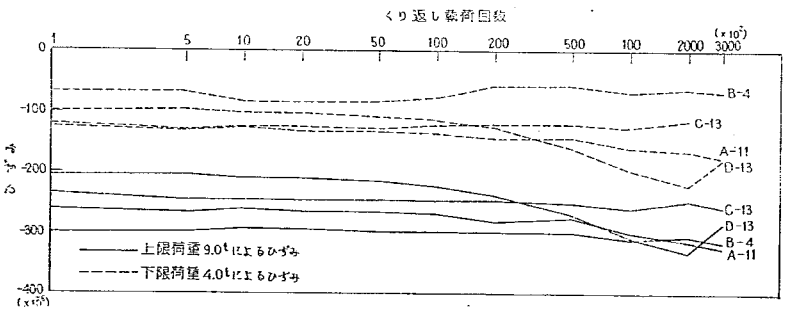


図-38 くり返し載荷回数と舗装版表面のひずみ（舗装版縁部）

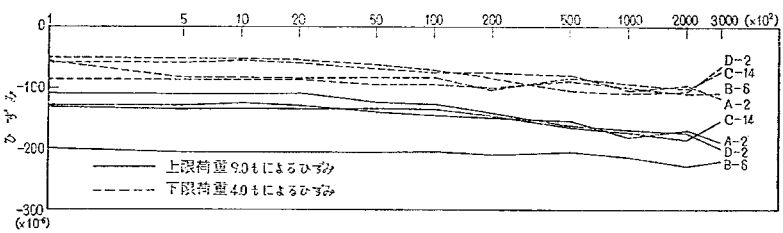


図-39 くり返し載荷回数と舗装版表面のひずみ（舗装版中央部）

る午前7時以後の20万回以上のたわみ測定値はダイヤルゲージの支持枠の温度変化による反り，その他の誤差が含まれたと考えられる。

30万回のくり返し載荷によってひびわれが発生した場合は全くなかった。またB版では1次プレストレス時に静荷重載荷によってすでにひびわれを発生させてある位置（B—4）でもくり返し載荷を行なったが，ひびわれの状態は変化しなかった。

図-36 は舗装版縁部におけるくり返し載荷回数とたわみの関係を示したものである。たわみの測定位置は載荷板横の最大たわみをとった。くり返し載荷回数1は実際には載荷試験機の上限荷重と下限荷重の振幅が一定値になった時の値で表わした。

図-37 は舗装版中央部のくり返し載荷回数とたわみの関係である。載荷板の中心のたわみは測定できなかったので中心から約20cm 離れた載荷板横のたわみを測定している。上限荷重と下限荷重のたわみの差は 0.2mm 程度で図には下限荷重のたわみ値を略してある。

縁部，中央部載荷においてくり返し載荷回数20～30万回で急激にたわみが増加しているが前述のように20万回付近より気温の上昇によりダイヤルゲージ支持枠の反りの誤差が含まれるので20万回以上のたわみについては今回の報告書では検討を省略する。

縁部載荷においてD版のたわみがくり返し載荷回数とともに上昇しているのはダイヤルゲージホルダーの取りつけ不良によるものと思われる。

今回の実験によればたわみはくり返し載荷によって，わずかにくり返し載荷回数の対数に比例して増加するようである。この関係を次式によって表わすことにする。

$$w_N = w_1 + a \log_{10} N \quad \cdots\cdots(9)$$

ここに，w_1：くり返し載荷回数1におけるたわみ
N：くり返し載荷回数
w_N：くり返し載荷回数Nにおけるたわみ
a：載荷位置の条件によってきまる定数

D版を除いた縁部載荷の場合，

$$w_{20万} - w_1 = 0.5\text{mm}\ (\text{平均})$$

であって $a=0.1$ であった。中央部載荷の場合，載荷板中心のたわみを測定できなかったので略す。

図-38 は縁部載荷によるくり返し載荷回数とひずみの関係である。図-39 は中央部載荷によるくり返し載荷回数とひずみの関係である。

ひずみの場合もくり返し載荷回数の増加によってひずみが増加する傾向が認められ，たわみの場合と同様に次式によって近似的に表わすことにする。

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 + b \log_{10} N \quad \cdots\cdots(10)$$

ここに，ε_1：くり返し載荷回数1におけるひずみ
N：くり返し載荷回数
ε_N：くり返し載荷回数Nにおけるひずみ
b：載荷位置の条件によってきまる定数

中央部載荷の場合

$\varepsilon_{20万} - \varepsilon_1 = 46\times10^{-6}$(平均)，$b=9$

であった。

縁部載荷の場合

$\varepsilon_{20万} - \varepsilon_1 = 39\times10^{-6}$(平均)，$b=7$

であった。

ひずみがくり返し載荷によって増加することは，くり返し載荷によって舗装版のたわみ分布のこう配が多少大きくなることで説明されよう（図-40）。

くり返し荷重によりひずみの増加はくり返し載荷回数の対数にほぼ比例し30万回載荷の場合で約30%，縁部載荷で約15%のひずみの増加であった。したがってひずみ値自体にはあまり大きい影響はなかったと云える。しかしコンクリートの疲労現象は一般に 曲げ強度/くり返し曲げ応力度と破壊時のくり返し載荷回数の対数関係で比例的に表わされるので，くり返し曲げ応力の増加は破壊時のくり返し回数に比較的大きい影響を与えよう。

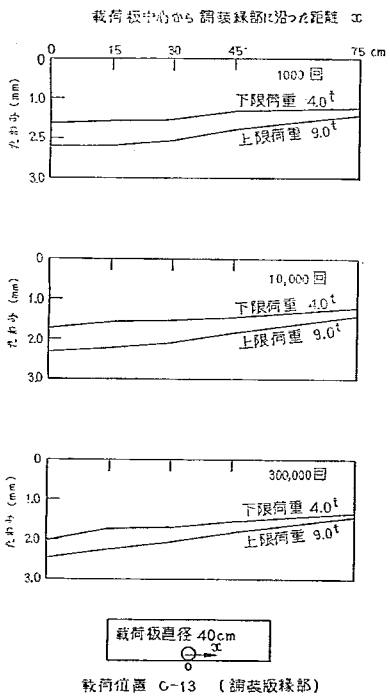


図-40 くり返し載荷によるたわみ—位置図

6. 結 論

PC舗装に関する実験的研究の第1報として比較的高プレストレスのPC鋼より線を用いたPC舗装を施工しプレストレス導入時の諸観測ならびに静荷重，くり返し荷重による載荷試験を行なった。その結果得られた結論を要約すると次のようになる。

(1) 今回の試験舗装の工費は高いが，載荷試験結果から判断し，プレストレスをかなり小さくできること，舗装版を長くしてPC鋼より線の緊張回数を減少させること，施工法を合理的にすることなどによって工費を減少することができよう。

(2) PC鋼より線にロードセルを取りつけ，シースとの摩擦係数を測定した。使用したシースは平型で剛性が小さく変形し，また継目からモルタルが浸入したとみられ，摩擦係数が大きく（平均1.17×10^{-2}/m）また測定値のばらつきも大きかった。

(3) 仮緊張のように緊張荷重の小さい場合でも舗装版中央にまでプレストレスを導入できることがわかった。これは路盤摩擦係数が版の変位量の関数で，変位量の小さい場合，路盤摩擦係数も小さいためであろう。

(4) コンクリートブロック版によって版の変位と路盤摩擦係数の関係を実験によって求め，この関係を用いてPC舗装版のプレストレス分布を図解的に得た。しかしカールソン型ひずみ計で測定した値と，特に緊張端付近で一致しなかった。この方法が正しいかどうかはさらに次の実験で確かめたい。

(5) B版型式のギャップジャッキングによる緊張方法は他の型式と比較して，工費，導入されたプレストレスなどすべての点で他の型式に劣る。

(6) 1次プレストレス状態(D版：約25～35kg/cm², A, B, C版：約 20～40kg/cm²) で舗装版縁部底面にひびわれが発生した時の載荷重はD版で約15t，A, B, C版で約13tであった。

(7) 2次プレストレス状態(D版：約35～55kg/cm², A, B, C版：約 35～55kg/cm²) で舗装版縁部底面にひびわれが発生した時の載荷重はD版で約18t，A, B, C版で約16tであった。これらのひびわれはさらに30tまで載荷しても舗装版表面にまで発達したり，舗装版の弾性を失なうことはなかった。

(8) 舗装版表面の最大引張応力は舗装版縁部に載荷した時の載荷点からの半径方向の応力であって，縁部から約70～100cmの位置であった。C版では舗装版底面にひびわれが発生した時の荷重の約1.7倍の荷重で舗装版表面にひびわれが発生した。

(9) 2次プレストレスの状態（約35～55kg/cm²）において上限荷重9.0t，下限荷重4.0t，250サイクル/分のくり返し荷重を30万回載荷してもひびわれは生じなかった。またすでにひびわれの生じている位置で上記のくり返し載荷を行なってもひびわれは発達しなかった。

(10) 舗装版のひずみはくり返し載荷回数の対数にほぼ比例して増加する傾向があり，30万回載荷の場合，中央部で約30%，縁部で約15%増加した。

(11) 以上の載荷試験の結果を綜合すると，かなり低いプレストレスの舗装版が成立つと考えられる。

本実験を行なうにあたって日本道路公団岩間滋氏から多くの有益な御示唆ならびに御指導をいただいた。実験には舗装研究室 月成稔技官，菅原功君，真田輝臣君，山崎言君，高徳真君，山口登君の協力を得た。

施工およびシースの摩擦係数測定はピー・エス・コンクリートKK，くり返し載荷試験は土質調査所KKが行なった。

参考文献

1) 福田 正：プレストレストコンクリート舗装について，土木技術資料 Vol. 4 No. 12
2) 昭和36年度改訂土木学会制定：プレストレストコンクリート設計施工指針
3) H. M. Westergaard : Analytical Tools for Judging Results of Structural Tests of Concrete Pavements, Public Roads, Dec. 1933
4) H. M. Westergaard : Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis, Public Roads March. 1926.

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 117, January 1964

CONTENTS

1. S. Iwama

Experimental Studies on the Structural Design of Concrete Pavement (3)

——On the Wheel Load Stress and Combined Stress of Concrete Pavement—— ..... (1)

2. T. Fukuda

Experimental Studies on Prestressed Concrete Pavement (1)

..... (125)