

土木学会論文集

第 59 号・別冊 (3-2)

コンクリート舗装の施工合理化に関する研究

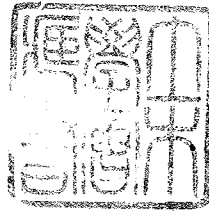
正員工博 奥 田 秋 夫

TRANSACTIONS
OF THE
JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

No. 59, EXTRA PAPERS (3-2)

A STUDY ON THE RATIONALIZATION OF
DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE PAVEMENT

By Dr. Eng., Akio Okuda, C.E. Member



December 1958

TOKYO JAPAN

昭和 33 年 12 月

土 木 学 会

コンクリート舗装の施工合理化に関する研究

正員 奥 田 秋 夫*

A STUDY ON THE RATIONALIZATION OF DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE PAVEMENT

By Dr. Eng., Akio Okuda, C.E. Member

Synopsis : In consideration of the recent development of road traffic and the existing state of roads in our country, there are many problems yet to be solved on the concrete pavement. Especially, it is required to rationalize the technique of concrete road construction, above all the design and construction of pavement slabs, the structure and construction of subgrades, the use of mechanical methods of construction, the management of construction, quality control of materials, and others.

For this purpose, about the concrete pavement the author has surveyed the state of cracks, the causes of defects, the conditions of drilled cores, the state and construction of subgrades, and the practices of its construction, also, the author has introduced many interesting conclusions and guides to the technique of design and construction of concrete roads, as a result of this survey.

要 旨 わが国の道路交通の発達と、道路の現況などに鑑みて、コンクリート舗装について解決すべき多くの問題がある。特に、舗装版の設計と施工、路盤の構造と構築、並びに機械化施工と工程管理、品質管理などの面において、コンクリート舗装の施工合理化をはかる必要がある。

この目的のため、主として中部地建においてキレット調査、破壊原因調査、コア抜取調査、路盤調査、路盤構築実験並びに施工実績調査を行なつて、多くの資料の分析と総合から、今後施工さるべきコンクリート舗装の設計並びに施工に対し、種々の興味ある結論を見出し、多くの指針を与え、その合理化をはかつた。

目 次

<p>I. 概 説</p> <p>II. キレット調査</p> <p>1. まえがき</p> <p>2. 中部地建におけるキレット調査（戦前施工分）</p> <p> i. 調査の概要</p> <p> ii. 調査結果の概要</p> <p> iii. 横キレット</p> <p> iv. 隅キレット</p> <p>3. 中部地建におけるキレット調査（戦後施工分）</p> <p> i. 調査の概要</p> <p> ii. 調査結果の概要</p> <p> iii. 一次横キレット</p> <p> iv. キレットと目地割</p> <p> v. キレットと盲目地</p> <p>III. 横キレット発生機構の検討</p>	<p>1. 横キレットの発生状況</p> <p>2. 舗装版に働らく外力</p> <p>3. 衝撃を考慮しない自動車荷重による応力</p> <p> i. まえがき</p> <p> ii. 平均等分布荷重による応力</p> <p> iii. 版幅方向の応力変化に対する検討</p> <p>4. 自動車の衝撃による応力</p> <p>5. 温度差によるそり応力</p> <p> i. 上面高温の場合</p> <p> ii. 下面高温の場合</p> <p>6. その他の外力による応力</p> <p>7. 合成応力</p> <p>8. キレット発生状況より見た設計施工方法の検討</p> <p> i. 舗装版の寸法</p> <p> ii. 目地構造</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

* 工学博士，東京都立大学教授，工学部土木構造研究室

- iii. 版厚設計法
- IV. 破壊原因調査
 - 1. 調査の概要
 - 2. 調査結果
 - i. 富洲原
 - ii. 鳴海
 - iii. 有松
 - iv. 稲沢
 - 3. 破壊原因より見た設計施工方法の検討
 - i. 舗装版厚
 - ii. 路盤, 路床
- V. コア並びに路盤調査
 - 1. まえがき
 - 2. 調査の概要
 - 3. 施工時のコンクリート強度と路盤支持力など
 - 4. 調査の結果
 - i. コアコンクリート試験の結果
 - ii. 路盤試験の結果
 - 5. 既設舗装コンクリートの現状
 - i. 相関性の判定
 - ii. コア強度
 - iii. 吸水率
 - iv. 単位容積重量
 - v. スランプ
 - 6. 既設舗装路盤の現状
 - i. 高盛土部分
 - ii. 地下水の影響を受ける程度の低地盛土部分
 - iii. 両切土部分
 - iv. 片切土部分
- VI. 路盤構築の現状とその分析
 - 1. まえがき
- 2. 路盤構築の現状
 - i. 名古屋工事々務所における路盤施工事例
 - ii. 昭和30年度試験舗装路盤
 - iii. 路盤材料の粒度
- 3. 路盤構築輾圧試験
 - i. 試験の概要
 - ii. 振動ローラーの特性
 - iii. 試験結果の検討
- 4. 路盤の輾圧機構
 - i. 輾圧エネルギー
 - ii. 試験の結果とその検討
- VII. 舗装コンクリート施工の現状とその合理化
 - 1. まえがき
 - 2. 舗装コンクリートのセントラルミキシングプラントの配置について
 - i. コンクリートの運搬費
 - ii. 定置プラントの位置
 - iii. 移設プラントの位置
 - iv. 結論
 - 3. 舗装コンクリートの配合設計について
 - i. 配合設計において目標とするスランプ
 - ii. 配合設計において仮定する変動係数
 - 4. 舗装コンクリートの品質管理について
 - i. 品質管理のためのコンクリート試験
 - ii. 練り混ぜ
 - iii. 材料の計量
 - iv. 材料の管理
 - v. 結論
 - 5. その他
- VIII. あとがき

I. 概 説

わが国の自動車保有台数は昭和31年末に170万台に達し、トラック、バスともその重量はますます増大し、その走行速度も大きくなり、輸送距離も長距離化の傾向にある。

しかるに、わが国の道路はまことに貧弱であるので、道路整備事業の飛躍的な増大が企図せられる至つた。

1, 2級国道におけるコンクリート舗装の昭和27年度から31年度に至る5カ年間の事業量はアスファルト舗装の5倍に達した。この比率は今後減少するものと考えられるが、前記の道路事業の増大に伴ない、コンクリート舗装はますます多用せられるものといえよう。

コンクリート舗装は過去数10年間の調査研究の結果いちじるしい進歩発達を遂げ、アスファルト舗装と並んで、高級道路舗装として数々の優れた特性を持つているが、入念な施工をしても、ややもすればキレツ、破壊を避け難い大きな欠点を持つている。従つてさらにコンクリート舗装の施工合理化を再検討し、必要な強度を有するコンクリート舗装を最も経済的に施工するよう調査、研究する必要が認められる。

コンクリート舗装の施工合理化についての主なる問題点として、次の事項をあげることができる。

(1) 特に最近の道路交通の質および量の変化に備えて、致命的なキレツのはいらぬ合理的な設計、施工を研究すること。

- (2) 路盤構造と路盤支持力との関係を計算にのせ、路盤と舗装版とを総合して最も経済となるような設計の配分を決定すること。
- (3) 工事量の増大に備え、施工の機械化と工程管理および品質管理を合理的に行なうことにより、一様な品質のコンクリートを一層経済的に施工すること。

本研究は以上の観点にもとづいて行なわれ、主として建設省中部地方建設局（以下単に中部地建と称する）において施工した、数多くの既設コンクリート舗装のキレツ調査、破壊原因調査、コア抜取試験を行なうほか、路盤構築に関する大掛りな試験を行ない、また施工現状の調査にもとづき、その検討結果より、コンクリート舗装の設計並びに施工の合理化について、総合的な指針を与えたものである。

II. キレツ調査

1. まえがき

わが国のコンクリート舗装の歴史も既に40年を経過した。その間に道路交通の質および量の変化に対応して、コンクリート舗装も種々変貌を遂げた。鉄輪による磨耗に備えて考案された膠石舗装がゴムタイヤの出現によって影を消してから、既に25年を経過した。

その後終戦前後までは、舗装版上下面の温度および湿度の差によるそり応力に重点が置かれた。しかるに3.の戦後施工のキレツ調査のところで述べるように、戦後の自動車交通の増大、大型化に伴なつて、明らかに自動車荷重に起因すると考えられる破壊現象が多くなつて来ている。この新しい事実に対しても、コンクリート舗装施工の合理化をはかる必要が認められる。

しかるに、舗装に働らく外力は多くのものが複雑に重なり合つたもので、実験室においてその複雑な条件を再現し、コンクリート舗装の性状を捕捉、解明することは必ずしも容易でないし、抽象的な数理解析のみによつて成果をあげることも困難である。

そこで、過去に施工した舗装の破壊状態を調査し、問題点を抽出し、設計または施工方法の不備を検討するのが最も効果的な方法の1つとなつてくる。

破壊の現状を調査する方法も2つ考えられる。1つは舗装施工カ所の個々の条件、例えば路床、路盤の支持力、切土盛土の別、排水状態、施工条件などを考慮しないで、舗装版の構造（長さ、幅、厚さ、目地構造など）のみに着目して、キレツ調査を行ない、破壊の一般的傾向を把握する方法である。このためには広範囲の調査を必要とするが、数多くの資料を統計学的に処理することにより、普遍的な傾向を知ることができる。これによつて、舗装版の長さ、幅、目地割、目地構造などに対する一般的な標準寸法、方法の良否を判別し、設計に対する指針を与えることができる。

他の1つは舗装版の破壊した個々のカ所において、コンクリートの強度、施工厚、路盤支持力、土質、含水量、排水状況その他の条件を調査し、これらを比較検討することによつて、破壊の主要因を抽出する方法である。

わが国におけるコンクリート舗装のキレツ調査は過去において数多く行なわれて来た。そのうち、相当広範囲にわたつて行なわれたものとして、関東地区で行なつた金子 証氏の調査¹⁾、京大 近藤泰夫教授を中心とする関西地区におけるもの^{2),3)}、および戦後中国地区で行なわれた竹下春見氏を中心としたもの⁴⁾などがある。

ここに中部地建管内における戦前および戦後に施工したコンクリート舗装のキレツ調査および破壊原因調査について検討したい。まず第1に、戦前施工の分に対するキレツ調査について述べ、次に戦後施工の分について述べる。さらに、カ所別の破壊原因調査について述べる。

2. 中部地建におけるキレツ調査（戦前施工分）

i. 調査の概要

戦前施工の舗装で、その破壊が現在施工の一層式等厚断面に近いと考えられる二層式等厚断面の舗装についてキレツ調査を行なつた。

調査カ所は昭和7～17年度施工のもので、富洲原、江戸橋、二川、長島および弥富は長さ10m、幅3m、厚さ17cm（ただし、江戸橋には一部長さが5mおよび15mのものを含む）、稲沢は長さ10m、幅4.5m、厚さ17cm、桑名は長さ10m、幅6m、厚さ17cmで、桑名のみは縁部が厚くなつているが、それ以外は等厚断面である。

いずれも破壊の相当進行したカ所が多く、コンクリート舗装のキレツ発生の初期から最終的に破壊し終るまでのキレツ発生の経路を推察することができた。

ii. 調査結果の概要

表—2.1は調査カ所別のキレツ発生状況（版単位別）を示す。この結果から、舗装版幅員別に全キレツ発生版数

表一-2.1 調査カ所別キレット発生状況(版単位)

版寸法	3.00×10.00×0.17										3.00×5.00×0.17		3.00×15.00×0.17		4.50×10.00×0.17		6.00×10.00×0.17	
	富洲原		江戸橋		二川		長島および富		計		江戸橋		江戸橋		稲沢		桑名	
名称	版数	%	版数	%	版数	%	版数	%	版数	%	版数	%	版数	%	版数	%	版数	%
版総数	214	100	235	100	733	100	760	100	1942	100	60	100	17	100	498	100	98	100
キレットを有する版	157	73.4	223	94.9	520	70.9	614	80.8	1514	78.0	8	13.4	11	64.6	365	73.4	95	96.9
横キレット	155	98.6	216	96.0	513	98.7	613	100	1497	98.9	8	100	11	100	324	88.8	78	82.2
隅キレット	10	6.4	7	3.0	64	12.3	35	5.7	116	7.7	0	0	0	0	74	20.3	0	0
縦キレット	14	8.9	0	0	80	15.4	75	12.2	169	11.2	0	0	0	0	78	21.4	39	41.1
曲キレット	0	0	7	3.0	0	0	2	0.3	9	0.6	0	0	0	0	0	0	9	9.5
破壊	55	25.7	1	0.4	79	10.8	129	17.0	264	13.6	2	3.3	3	17.7	79	15.9	1	1.0
キレットなし	2	0.9	11	4.7	134	18.3	17	2.2	164	8.2	50	83.3	3	17.7	54	10.8	2	2.0
延長	1100		1170		3720		3770		97600		150				2450		980	

に対する各キレットの発生状態を图示すると図一-2.1のようになる。

横キレットは版幅の増すに従って減少し、3m幅員では98.9%とキレット発生版のほとんどすべての版に発生しているが、6m幅員では82.2%に減少し、逆に縦キレットの発生率は11.2%から41.1%と約3倍以上に増加している。

一般に縦キレット発生率は4.5mを超すと急激に大きくなるといわれているが、本調査においても同一の結果を示している。

隅キレットの発生率は3m幅員の7.7%に対し、4.5m幅員は20.3%と約3倍に増大している。これは版幅の大きい版においては当然隅キレットとなるべきものが、版幅の比較的小さい3m版ではcantilever式に破壊し、横キレットとして発生するものと考えられる。

6m幅員では中央に隅角部がないので、隅キレットは全然発生せず、キレットは曲キレットの形で発達する。

江戸橋の舗装幅員は3mであるが、長さ5mの版のキレットはわずかに13.4%であるに過ぎないのに、同時に施工した長さ10mの版のキレットは94.9%に達している。後に述べる幅と長さの割合によつて、発生率がいちじるしく異なる場合の1例と考えることができる。

各カ所別の推定通過交通量と破壊版数の全版数に対する比率の関係を図一-2.2に示す。これによつて大体の傾向を知ることができるが、そのうち江戸橋は1~3本の横キレットがはいつたまま落付いた状態にあるので、破壊版数が少なく、二川は路盤、路床の条件が悪いので破壊版数が多いものと考えられる。

iii. 横キレット

既述したように横キレットが舗装版破壊の最も支配的な要素と考えられるので、横キレットを中心として、コンクリート舗装版のキレットの初期から最終的に破壊するまでの経過を検討する。

a. 横キレット1本の場合の度数分布：全長にわたつて横キレットが1本だけ入っている場合、すなわち一次横キレットのみの発生した版の長さの方向の発生位置の度数分布を示すと図一-3.1のようになる。この図の中で、①がこの調査の幅3mの分、②が幅4.5mの分、③が幅6mの分である。

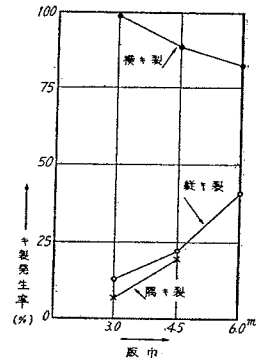
幅6mの場合は度数も少ないが、中央より右側の6mのところ用最頻度数を示している。

これに反し、幅3mおよび幅4.5mの場合の横キレットの発生する位置の平均値はそれぞれ5.02mおよび5.04mと計算されるが、ともに χ^2 -検定によつて正規分布をなすとみなされることがわかり、平均値の検定によつて、版長の中央すなわち5.00mとよく合っていると考えられる。

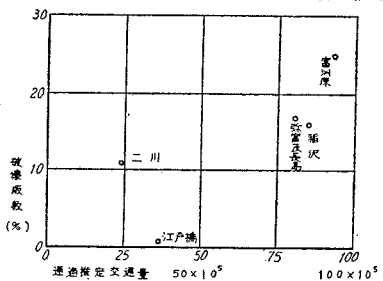
分散の検定を行えば

$$F_0 = \frac{u_{3.0}^2}{u_{4.5}^2} = \frac{1.995}{1.333} = 1.50, \quad F_{160}^{497}(0.01) = 1.36$$

図一-2.1 幅員別キレット発生状態の比較



図一-2.2 通過交通量と破壊版数 (%)



となり、 $F_0 > F(0.01)$ であるから、次のことがいえる。

- (1) 幅 3 m および 4.5 m の舗装版の一次横キレツはいずれも中央に生じやすい。
- (2) 幅 3 m に比較して幅 4.5 m は一次横キレツが中央に集中しやすい。これは版幅 3 m の場合には ii. に述べた目地側から小さく割れるキレツの影響が含まれているためと考えられる。

b. 横キレツ間の距離：横キレツが 1 本はいつてから、どんな経過をたどつて破壊に進むかを検討するため、相隣つた横キレツ間または目地と横キレツ間の距離を測定し度数分布図を画いた。

図-2.4 は幅 3 m の舗装版の度数分布図である。この図で「L」とあるのは 図-2.3 に示すように全幅にわたる横キレツの間にならキレツの発生していないもので、「D」はその間に縦キレツまたは隅キレツの発生しているものである。この図によつて 1.75~2.25 m を頂点とするほぼ対数型の正規分布をしていることがわかる。また 5 m から度数が急に少なくなる (10 m は割れない版で別である) ことから、一次横キレツによつてほぼ同じ長さの 2 つの版に割れたあとで、さらに二次横キレツで小さくなったことを示している。

「D」の比率が版片長の短い時大きいことから、版片長の短いときはそのまま縦または隅キレツによつて破壊に進むことがわかる。また「D」の比率が 7.5~8.0 m になるとほとんど 0 になることから、ほぼ 7.5 m 以上の版は横キレツ以外のキレツによつて破壊してしまうことがほとんどないことがわかる。

幅 4.5 m の舗装版もほぼ同じ傾向を示しているが、度数の最も多い点がすこしずれて、3 m 前後になっている。

幅 6 m の舗装版では、版片の長さが 4~6 m のものがほとんどすべてであり、「L」の版片はほとんどなかった。従つてさらに二次横キレツによつて版長 2~3 m 程度の小さい版に割れる可能性のほとんどないことを示している。

以上によつて版幅の大きいほど、横キレツ間隔は大きくなり、3 m 版は約 2 m、4.5 m 版は約 3 m、6 m 版は 4~6 m が最も度数が多いことがわかつた。これは舗装版はその幅員によつて、横キレツによる破壊状況を異にすることを意味している。

c. 横キレツにより 2 つに割れ得る版片の最小長さ：図-2.5 に示すように全幅にわたる横キレツの中にさらに二次的に横キレツが発生しつづる版片の長さ l をとつて度数分布図を画く。幅 3 m の分を示せば 図-2.6 のようになる。

この版片の下限値は $x = \bar{x} - t \cdot s$ の形で示されるが、これ以下になる確率が 10% および 5% でおさえるものとすれば、この式の t の値はそれぞれ 1.282, 1.645 となるので、上記の下限値は次に示すようになる。

- 幅 3 m のとき 2.52 m または 1.97 m
- 幅 4.5 m のとき 3.16 m または 2.65 m

この数値は版片の横キレツによつて割れ得る長さの最も短いものと考えられ、**b.** に述べた度数分布図の頂点が 2 m および 3 m にあることと合致し、この版片は横キレツによつてさらに細分されることがなく、そのまま「D」の破壊の経過をたどるものである。

d. 版片長さによる破壊様式の 3 段階：**b.** および **c.** に述べたように、横キレツの発生状況は版片長さによつて異なることがわかつた。これを図解すると 図-2.7 のようになる。すなわち

A 区間はすべてまず横キレツによつて 2 分された後、はじめて分割 (「L」) または破碎 (「D」) に進展する。

図-2.3

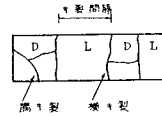


図-2.4 横キレツ間隔度数分布図

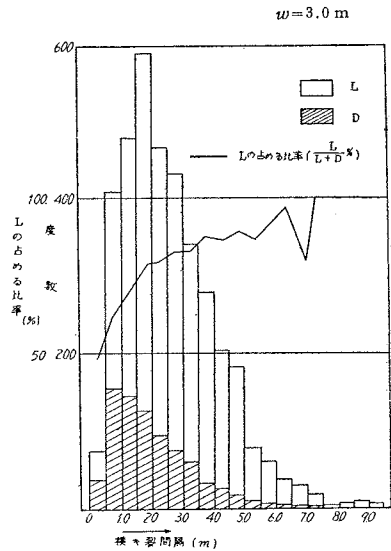


図-2.5

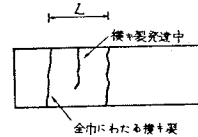
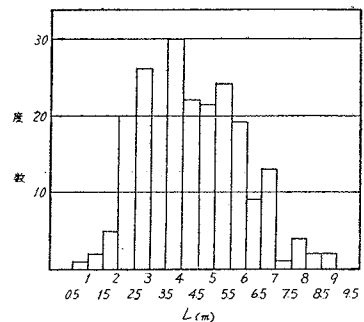


図-2.6 未発達横キレツを有する版片長さ (l) の度数分布図

$w=3.0\text{ m}$, $\bar{x}=4.55$, $s=1.57$



B区間は破碎のみ起こる。

C区間は横キレツにより2分される可能性とそのまま破碎される可能性の両方がある。

C区間におけるキレツ進展状態を調べるため、横キレツ間隔の度数表のうち、「L」に対する「D」の比率、および、「L」に対する未発達横キレツ版片数の比率を、幅3mの舗装版について示したものが図-2.8である。

この図で、曲線Iは破碎傾向を示すもので、版片長が短いほど大きく、7.5mあたりでほとんど0になる。

曲線IIは分割傾向を示すもので、2mあたりよりほぼ直線的に増大している。

いま、2mにおいて分割傾向を0、破碎傾向を100、7.5mにおいて破碎傾向を0、分割傾向を100として拡大すると、この図の曲線I'および曲線II'が得られる。

版の安定の条件から見れば、分割傾向と破碎傾向と同じである場合が最も安定した場合と考えると、図-2.8からわかるように、ほぼ5mが最も安定した点と考えることができるので、幅3mの舗装版では、現在最も多く施工せられている目地割で、5mごとに盲目地とする方法は、このような考察からも、最も妥当なものであると考えられる。

版幅4.5mの場合については、図は省略するが同様の考察によつて、ほぼ7.5mあたりが最も安定していると考えられる。

e. 横キレツの発生位置と自動車の進行方向：横キレツがはじめ1本はいる場合、幅3mおよび4.5mの場合、いずれも中央に起こりやすいことはa.に述べた通りであつて、このことは一次横キレツの発生位置が、自動車の進行方向となら有意な関係がないことを示すものである。

次に、未発達横キレツ版を有する版片において、自動車の進行方向との有意性を検討するため、発達中の横キレツの位置について版長中心線に対し、自動車の進行方向にむかつて、手前側と向側とにわけ度数を示すと表-2.2のようになる。

長さ5~10mの版片については一見して有意性のないことが明らかであるので、長さ5m以下の版片について、進行方向に有意性がないものと仮定して、 χ^2 -検定を行なつたところ、版幅3mも4.5mもともに有意水準以下であることが確かめられた。従つて長さ10mの舗装版の横キレツの発生位置は、一次キレツのみでなく、二次キレツも自動車の進行方向との関連性が見受けられないことになる。

これに反し後に3.において述べるように、当初より比較的短い版長で施工した場合は横キレツ発生位置と自動車の進行方向とは明らかな相関性を有する。この差異については後に検討する。

f. 横キレツの発生開始位置：現在横キレツの発達しつつあるものについて、版の中央縦目地側より発生し始めているものと、反対側の路肩側より始つているものについて分類すると表-2.3のようになる。

表の中に χ^2 -検定を示しておいたが、版片長、版幅のいかんにかかわらず、中央縦目地側より生成し始める場合が圧倒的に多いことがわかる。

後でIII.に述べるように、自動車荷重による応力は版中央で最も大きいとは限らないので、自動車荷重のほかに版中央に最大応力を発生させるような外力が働らくものと考えられる。ところがこの外力によつては上記の現象を説明し難い。

従つて、自動車の走行位置は中心線よりやや中央縦目地側による場合が多く、くり返し荷重による影響が大きいので、上記の応力が相重なつてこの現象を起こ

図-2.7 破壊様式の三段階

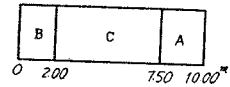


図-2.8 版長による破碎傾向と分割傾向の比較図表

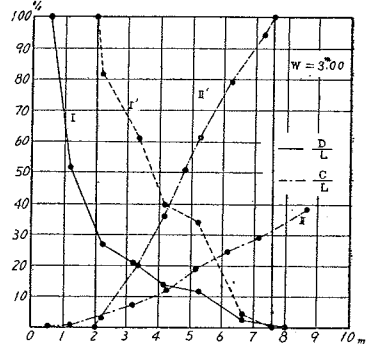


表-2.2 横キレツ発生位置と自動車の進行方向

版片長	版幅 3.0 m		版幅 4.5 m	
	手前側	向側	手前側	向側
0~5.0	78	66	8	14
5.0~10.0	53	54	15	16
計	131	119	23	30

表-2.3 横キレツの発達開始位置

版幅	版片長	内側	外側	合計	χ^2	$p(\chi^2 > \chi^2_{0})$
3 m	10 m	16	1	17	13.24	>0.01
	5~10 未満	82	8	90	60.84	>0.01
	5 m 未満	128	16	144	87.1	>0.01
	計	225	25	251	160.96	>0.01
4.5 m	10 m	4	1	5	1.8	>0.20
	5~10 未満	26	5	31	14.22	>0.01
	5 m 未満	21	1	22	18.18	>0.01
	計	51	7	58	33.38	>0.01

すものと考えられる。

g. 未発達横キレツを有する版片の横キレツ発生位置：未発達横キレツを有する版片の長さ別に、5m 以下と 5m 以上にわけ、各版片長を 10 とした場合の発達しつつある横キレツ位置の度数分布図を画く。5m 以上の分を示せば 図-2.9 のようになる。

平均値は 5m 以下の場合には 4.92, 5m 以上の場合には 4.99 であつて、平均値の検定を行なつた結果、母平均 5.0 と考えて差支えないことがわかつた。分散は 5m 以下の場合が、 $u_1^2=3.64$ であり、5m 以上の場合が $u_2^2=2.62$ である。この両者の分散を Fisher の F - 検定によつて比較すると

$$F = \frac{u_1^2}{u_2^2} = \frac{3.64}{2.62} = 1.38 > 1.37 = F_{96}^{136}(0.05)$$

となる。従つて分散はいちじるしく異なつてゐる。

このように、5.0m 以下の場合の方が中央に集中する傾向が小さいことから、版片長が短かくなると真 2 つに割れる傾向が小さくなることを示している。

h. 横キレツ 1 本の場合と 2 本の場合の割れ方の比較 (江戸橋の場合)：江戸橋の舗装版について、キレツ 1 本の場合の自動車進行方向の目地からの横キレツ発生位置の度数百分率分布図と、キレツが 2 本はいつた場合の真中に近い 1 本をとつた場合の度数百分率分布図を 図-2.10 に示す。キレツ 1 本の場合には目地から小さく割れる場合もはいつているのに、キレツ 2 本の場合はこれを捨ててしまつてゐる。ところが、2 本のうち有利な 1 本をとつたキレツ 2 本の場合の方が偏差が大きいことは、一次横キレツが真中付近でなく、長短 2 つに割れた場合、長い方の不安定な版に、さらに二次キレツが発生したものと考えることができる。

また、表-2.4 によれば、当初から版長 5m で施工した場合のキレツ発生率 16.6% にくらべて、10m の版が一次キレツで 2 分された後、さらに二次キレツによつて細分される場合の発生率 27.2% の方がはるかに大きい。

表-2.4 10m 版と 5m 版のキレツ発生状況の比較 (距離 m)

	江戸橋 舗装	
	L=5.0m	L=10.0m [中央部にキレツを生じて 2 枚になつたもの]
総 数 (A)	60	378
有 キ レ ツ (B)	10	103
無 キ レ ツ	50	275
B/A × 100	16.6%	27.2%

この現象は目地割が 10m では長過ぎることを示し、5m 程度とすればキレツ発生率も大きく減少することを示している。

iv. 隅キレツ

隅キレツの版端よりの距離の度数分布図を画けば 図-2.11 のようである。幅 3m の版では目地部より 0.5~0.9m を 1 辺とする等辺三角形として発生するのが一番多く、2.0m 以上のものはほとんどない。

幅 4.5m の版では 0.80~1.40m に集中するが、その割合は幅 3m 版にくらべていちじるしく少ない。隅キレツの発生が版幅の変化によりいちじるしく異なることが明らかである。図-2.12 に示すように、版幅の大きい場合は、隅キレツとして発生するものが版幅の狭まき自動車幅に近接した幅 3m の版では、a の隅キレツより、b の横キレツとして発生しやすいたことが考えられる。

図-2.13 は版幅 3m の場合の目地より版縁縦方向に測つた隅キレツ

図-2.9 未発達キレツをもつ版片の横キレツ位置度数分布図

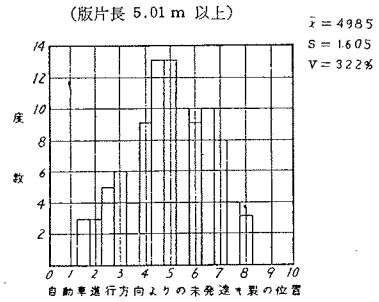


図-2.10 横キレツ 1 本の場合と 2 本の内、中央側にできたキレツとの中央集中性の比較

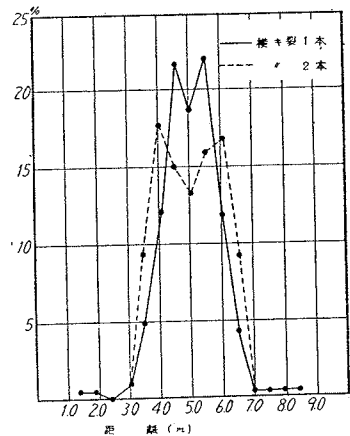


図-2.11 隅キレツの版端よりの距離

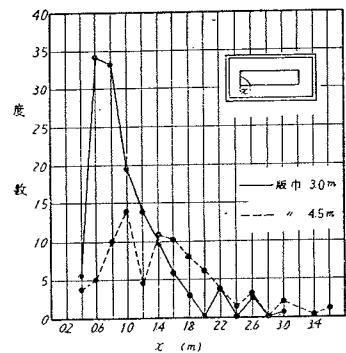


図-2.12



および横キレツの発生位置の比較図である。隅キレツの発生率の最も多い位置は版端より約0.7mであつて、竹下春見氏の実測結果とよく合致している。

横キレツとして最も発生しやすい位置は2.0m付近であつて、この0.7mと2.0mとの間に隅または横キレツのいずれにもなる境界があるものと考えられる。

3. 中部地建におけるキレツ調査(戦後施工分)

i. 調査の概要

戦後においては自動車荷重の質、量の増大に伴つて、ほとんどすべてのコンクリート舗装が、一層式等厚断面となり、版厚も1級国道で通常23cm、場合によつては25cmとなり、鉄筋、鉄網なども施工せられるに至つた。目地割も膨脹目地間隔を15mとし、そのうちに5mごとに盲目地を挿入したものが最も多く施工せられるに至つた。

その結果、キレツ発生の様式も戦前とは相当に異なつていて、明らかに自動車荷重に起因すると見受けられる破壊現象が多くなつている。

施工後まだ日も浅く、キレツの発生もまだ少ないので、統計学的処理を行なうのに十分ではないが、昭和31年10月に行なつた、昭和27~30年にわたる間の、主として中部地建直営施工舗装のキレツ調査の結果を中心に、キレツ様式の変化の状態を検討する。

ii. 調査結果の概要

表-2.5は前述の調査の結果をまとめたもので、施工年度別、幅員別、総施工版数、キレツ版数およびキレツの内訳を示す。版長は全部、5m×3m spanであつて、ほとんどすべてが一次キレツとみて差支えない。

年度別にこれを検討すると、昭和27年度は4.35%、28年度は1.58%、29年度は1.17%、30年度は0.15%である。なお、版幅は2.0~4.5mにわたり実に14種あつたが、この表では6種類に分類した。

表-2.5 年別幅員別キレツ発生状況(戦後直営施工のもの)

版幅	2.0 m				2.5 m				3.0 m				3.5 m				4.0 m				4.5 m				総計		
	28	29	30	計	28	29	計	3810(100)	28	29	30	計	27	28	29	30	計	27	28	29	30	計	28	29		30	計
総版数	152	1118	1440	2710	1380	2454	3810(100)	448	1938	652	3038	336	344	246	1588	2514	744	838	664	148	2394	1194	1424	1714	4332	18822	
無キレツ版数	152	1118	1440	2710	1365	2387	3752	426	1931	652	3009	336	334	246	1588	2504	697	825	662	148	2332	1185	1408	1706	4299	18706	
有キレツ版数	0	0	0	0	15	67	82	22	7	0	29	0	10	0	0	10	47	13	2	0	62	9	16	8	33	216	
キレツ内訳	横	0	0	0	0	10	68	78	11	5	0	16	0	8	0	0	8	9	10	0	0	19	3	4	3	10	131
	縦	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27	0	0	0	27	3	2	3	8	35	
	隅	0	0	0	0	0	2	2	3	0	0	3	0	1	0	0	1	8	2	0	0	10	0	9	1	10	26
	その他	0	0	0	0	5	3	8	8	2	0	10	0	1	0	0	1	6	1	2	0	9	3	1	1	5	33
摘要					キレツのたぶつて												キレツのたぶつて										

iii. 一次横キレツ

戦後のコンクリート舗装もそのキレツの発生率は戦前と同様に横キレツが最も多い。しかしながら、版寸法および目地構造の変化によつて異なつたキレツの状況を示している。

図-2.14は中部地建管内で戦後施工した舗装の一次横キレツの発生位置を示す。資料数が少ないのは明瞭な傾

図-2.14 横キレツ発生位置 (span 5.0m)

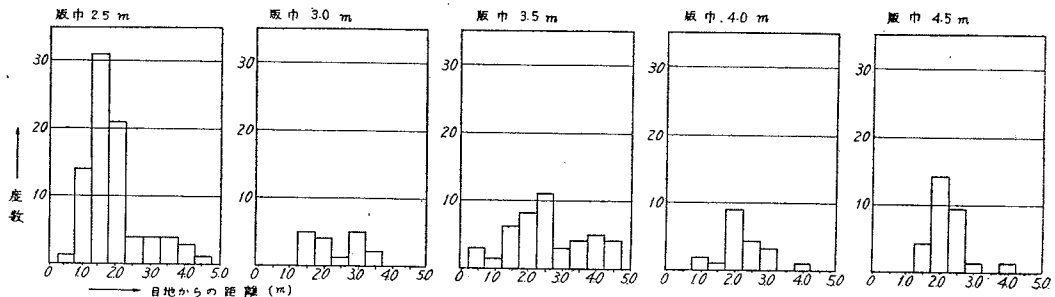
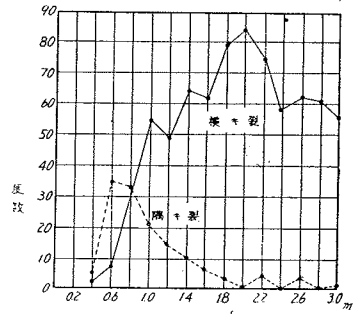


図-2.13 隅キレツおよび横キレツの発生位置比較図



向を示していないが、版幅 2.5 m では 1.25~1.75 m に、版幅 4.0~4.5 m では 1.75~2.25 m に一次横キレツの発生する傾向が大きい。

このことは自動車の進行方向とキレツとの間に関連性のあることを示すもので、キレツを起こさせる外力として、自動車荷重が支配的な役割を持っていることが推測せられる。この点についてはさらに III. で述べる。

表-2.6 幅員別キレツ内訳表

版 幅	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	総 計
総 版 数	2 710 (100)	3 834 (100)	3 038 (100)	2 514 (100)	2 394 (100)	4 332 (100)	18 822 (100)
無キレツ版数	2 710 (100)	3 752 (97.9)	3 009 (99.0)	2 504 (99.6)	2 332 (99.4)	4 299 (99.1)	18 706 (98.85)
有キレツ版数	0 (0)	82 (2.1)	29 (1.0)	10 (0.4)	62 (2.6)	33 (0.8)	216 (1.15)
キレツ内訳	横	0	78 (2.0)	16 (0.5)	8 (0.3)	19 (0.8)	10 (0.7)
	縦	0		0	0	27 (1.1)	8 (0.2)
	隅	0	2 (0.1)	3 (0.1)	1 (0)	10 (0.4)	10 (0.2)
	その他	0	8 (0.1)	10 (0.4)	1 (0)	9 (0.4)	5 (0.1)
							35 (0.2)
							26 (0.1)
							33 (0.15)

iv. キレツと目地割

表-2.6 は中部地建管内における戦後のキレツ調査のうち、各種キレツの内訳を示したものである。版幅 2 m のものは緩速車道に利用せられるもので論外として、版幅 3~3.5 m のキレツ発生率が最も小さいことは、版長 5 m に対して版幅 3.3 m 前後が適当なことを示している。

各種キレツの発生率も、横キレツは版幅 2.5 m のとき 97.5%、4.5 m のとき 35.7% と版幅の増加に伴ない減少する。隅キレツはこれと逆の傾向を示し、版幅 2.5 m で 2.5%、4.5 m で 35.7% に達する。縦キレツは 4.0 m より発生し、それ以下には発生していない。

これらの傾向はすべて、戦前舗装のキレツ状況と同様である。

v. キレツと盲目地

戦後施工の舗装様式の変化は版長の短縮とともに、盲目地工法の採用をあげることができる。昭和 27 年度から本格的に使用せられるに至った。

表-2.7 は中部地建管内における戦後施工舗装の目地構造とキレツとの関係を示す。片方が荷重伝達装置のない膨脹目地に接している A, C 版と両方とも盲目地で荷重を伝達し得る B 版とでは、各キレツの発生率がいちじるしく異なり、後者は前者にくらべてはるかに少ないことを知る。

表-2.7 目地構造とキレツ 自動車進行方向

A	B	盲 C
---	---	-----

伸縮

キレツの種類 版幅	横 キ レ ツ						縦 キ レ ツ			隅 キ レ ツ				
	2.5m	3.0m	3.5m	4.0m	4.5m	計	4.0m	4.5m	計	3.5m	4.0m	4.5m	計	合計
A	40	8	4	9	0	61	11	3	14	1	2	4	7	82
B	22	2	1	3	2	30	1	0	1	2	0	0	2	33
C	21	7	2	8	1	39	15	1	16	1	0	6	7	62
計	83	17	7	20	3	130	27	4	31	4	2	10	16	177

横キレツは A 版が最も多く、C 版がこれにつぎ、B 版が最も少ない。A 版と C 版に差のあることは、一次横キレツが版始端に集中するのと同じ現象によるものであり、C 版は版始端が盲目地によつて B 版に荷重伝達が可能のため、横キレツの発生が軽減されるものと考えられる。

縦キレツも A, C 版に多いことは、版のタワミの大きい膨脹目地から誘発され、発達することを示すものと考えられる。

以上の A, B, C 版間にキレツ発生率の有意差のあることを χ^2 -検定によつて証明することができるが、ここではこれを省略した。

次に、昭和 26, 27 年に施工した関東地建管内箱根国道におけるキレツ調査³⁾のうち、隅キレツの発生状況と盲目地との関係について述べる。

図-2.15のように膨脹目地に接した中央縦目地側隅角部をA,B,盲目地に接した隅角部をC,Dとする各位置におけるキレツ発生度数は表-2.8に示すようであり, C,Dにおける隅キレツが非常に多い。この調査の対象舗装版のA,B隅角は1154コ,C,D隅角は1364コであつて, χ^2 -検定によつて,盲目地に接するC,D隅角に隅キレツの発生する場合が圧倒的に大きいことを示すことができる。

図-2.15

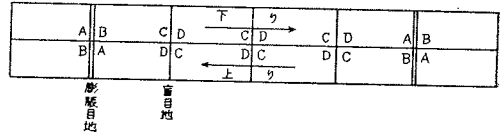


表-2.8 隅角キレツ発生力所調査 (箱根国道昭和26,27年施工)

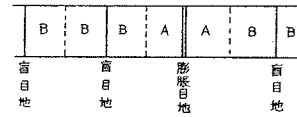
キレツ発生力所	下り		キレツ発生力所	上り	
	全数	%		全数	%
A	3	5.4	A	1	3.0
B	3	5.4	B	0	0
C	25	44.6	C	10	30.3
D	25	44.6	D	22	66.7
計	56	100.0	計	33	100.0

箱根国道においても,目地端より一定距離で破壊する一次横キレツの発生が顕著であつた。いま,横キレツの発生率と盲目地との関係を知るため,図-2.16のように,膨脹目地に接する版の半分をA,盲目地に接する版の半分をBとして,それぞれの部分の数とそこに発生した横キレツ発生度数を表-2.9に示す。

表-2.9

番号	A	横キレツ数	B	横キレツ数
1	618	128	0	0
2	68	16	68	7
3	96	30	196	13
4	356	50	1426	59
計	1138	224	1690	79

図-2.16



χ^2 -検定によつて, A部分はB部分に較てはるかに横キレツの発生率が高いことがわかる。この結果をまとめると次のようである。

- (1) キレツ発生率は盲目地で囲まれた版が最も小さい。従つて盲目地はキレツを少なくすることに効果がある。
- (2) 横キレツの発生率は1つの版列の自動車の進行方向に手前より第1版が最も大きい。
- (3) 版列の最初の版と最後の版では,横キレツの発生率が異なり,前者が大きく,自動車の進行方向とキレツ発生率とに關連性が認められる。
- (4) 隅キレツは盲目地に接した隅角部に発生しやすく,横キレツは膨脹目地に接した部分に発生しやすい(箱根国道)。
- (5) この現象は版端部の支持の方法によつてキレツの発生しかたが異なることを示す。

III. 横キレツ発生機構の検討

1. 横キレツの発生状況

II.において主として中部地建で行なつたキレツ調査の結果を統計的に処理し,種々の傾向を見出すことができた。その中で,版長10mのコンクリート舗装の一次横キレツは中央に発生しやすく,当初から版長5mの場合には自動車の進行方向と關係のあることを述べた。ここで他の資料も加え,さらにこの点を明らかにする。

調査対象の舗装版の概要を表-3.1に示し,その横キレツ発生位置度数分布を図-3.1~6に示す。

ここに示した調査版は⑫,⑬および⑭以外はすべて,盲目地構造またはtie bar, slip barなどの荷重伝達装置を有しない等厚1span構造で(ただし桑名は縁が厚くなつてゐる),長さ10~5m,幅6.0~2.5m,厚さ0.20~0.17mの範囲のものを対象とした。

⑫,⑬および⑭はtie bar, slip barなどは用いながつたがいずれも盲目地工法を採用し,おのおの2,4および3spanとなつてゐる。

表-3.1 調査カ所概要

対象番号	調査カ所	版寸法 (m)	延長 (m)	一次キレット発生版	施工年度	摘要
①	愛知県 二川町	10.00×3.00×0.17	3 720	248	昭 13~16 年	縁厚 2 span 4 span 3 span
	" 弥富町	" " " "	1 480	64	昭 11 年	
	三重県 長島村	" " " "	2 290	24	" "	
	" 四日市市	" " " "	1 100	33	昭 11~12 年	
	" 津市	" " " "	1 170	129	昭 12 年	
②	愛知県 稲沢町	10.00×4.50×0.17	2 450	161	昭 17 年	
③	三重県 桑名市	10.00×6.00×0.17	980	66	昭 7 年	
④	神奈川県 川崎市	10.00×2.75×0.20	4 300	302	昭 14~18 年	
⑤	兵庫県 姫路市	10.00×3.25×0.18		20	昭 26 年	
⑥	京都府国道24号線	8.00×3.75×0.20			昭 25~26 年	
⑦	埼玉県 所沢市	7.00×3.50×0.20	8 261	221	昭 28 年	
⑧	神奈川県 箱根町	6.40×3.00×0.20	1 000	125	昭 26~27 年	
⑨	神奈川県 横浜市	6.00×3.75×0.20	6 000	392	昭 28 年	
⑩	兵庫県 姫路市	6.00×4.50×0.20		128	昭 27 年	
⑪	滋賀県 大津市	6.00×3.50×0.20		400	昭 26~27 年	
⑫	和歌山県和歌山市	6.00×2.75×0.20		329	昭 27~28 年	
⑬	神奈川県 箱根町	5.00×3.00×0.20	1 530	111	昭 26~27 年	
⑭	中部管内	5.00×2.50×0.20(0.23)		84	昭 27~30 年	

図-3.1

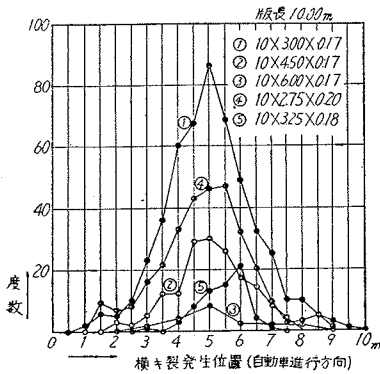


図-3.3

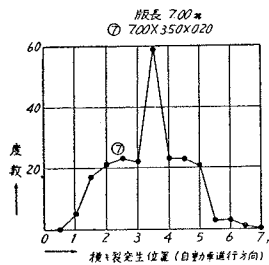


図-3.5

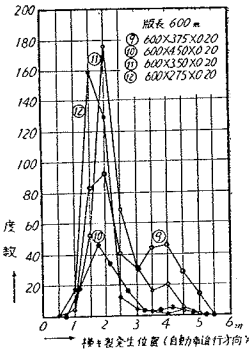


図-3.4

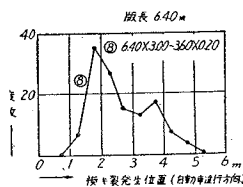


図-3.6

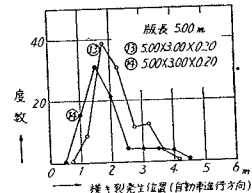
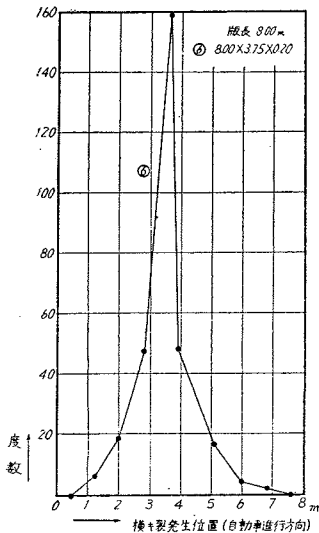


図-3.2



これらの図からわかるように、版長が7~10mの版においては戦前施工のみでなく、戦後施工の姫路をも含めて、一次横キレットの発生位置は版中央を母平均とする正規分布をなすのに反して、版長7m未満のものは、自動車進行方向にむかつて、版始端から1.8m前後に発生率がきわめて大きい。さらに、二次的に極大を示すカ所が4.0m前後にあつて、その度数はあまり多くないが、明瞭な傾向が見られる。

このように施工カ所、版幅、版厚などの変化にかかわらず、一次横キレットの発生位置が版の長さのみによつて変つてくることは、舗装版の破壊機構を考察する上において重要なことと考えられる。

また、短い版においては自動車の進行方向と関連性があり、目地端よりほぼ一定距離に集中することは、自動車荷重による応力が短い版の破壊現象に支配的であり、版長が増大するにつれ版中央に最大応力を発生する外

力が卓越するに至り、破壊機構も変化するものと考えられる。この限界長は版長 7 m 程度と考えられる。次にこの現象の裏付としての考え方を検討する。

2. 舗装版に働く外力

コンクリート舗装版に応力を発生させる要素として考えられる主なものは

- (1) 交通荷重
- (2) 温度または湿度の上面、下面の差によつて生ずるそりに対するコンクリート舗装版の自重による抵抗
- (3) コンクリート舗装版自身の平均温度変化、含水量変化によつて版に生ずる膨脹、収縮

などであるが、これらの応力の組合せを、種々の条件を考えて、数値的に解くことは容易なことではなく、長年の研究の結果にかかわらず、まだ明快な解答は得られていない現状である。

ここでは、一次横キレツ発生状況が版長によつて変化する現象の解明を主眼として、できるだけ数値的な検討を行ないたい。

3. 衝撃を考慮しない自動車荷重による応力

i. まえがき

自動車荷重は静的荷重と衝撃荷重とにわけて考えられる。衝撃作用は路面状況、目地構造、自動車の速度、車体およびタイヤのバネ常数などにより異なるもので、静的荷重と別箇に後に検討することとする。

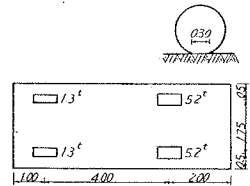
従来、自動車の静的荷重による舗装応力の算定方式としては、版の隅角部、縁部および中央部に載荷した場合にわけて各箇別々に計算するのが通例であった。

ここでは本研究の目的に添うため、従来の方法によらないで、まず、自動車荷重が版幅に一樣に分布するものと仮定して、この荷重が版長方向に移動した場合の各載荷状態において、版を一樣な弾性床上に横たわるハリと仮定した場合の曲げモーメントを求め、応力を計算し、ハリの縦方向における横方向平均の最大応力図を求めた。

この計算によつて得られたものは、長さ方向の応力度を比較する基準として考えられるもので、版中央部または版の縁部における車輪直下の応力はこの横方向平均の応力より大きい。そのため、さらに実測資料を用いて求めた換算係数を乗じて、版長さ方向の最大応力図を求めた。

本計算に用いた荷重は 13 t であつて、その概要は図-3.7 のようである。接地幅は実測にもとづき 30 cm とし、自動車荷重はこの間に等分布すると仮定した。ただし横方向は版幅 3 m に等分布するものとする。

図-3.7



ii. 平均等分布荷重による応力

コンクリート舗装版を弾性床上のハリと考えた場合、その弾性曲線の微分方程式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky + q \dots \dots \dots (3.1)$$

となる。ここに q は版の単位長さ当りの等分布荷重を表わす。

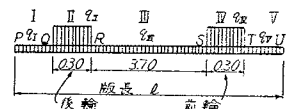
$\beta^4 = k/4EI$ とおけば、上式の一般解は

$$y = e^{\beta x}(A_n \cos \beta x + B_n \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_n \cos \beta x + D_n \sin \beta x) + \frac{q_n}{k} \dots \dots \dots (3.2)$$

となる。

いま、図-3.8 のような載荷状態を考えた場合、版の弾性曲線は、I, II, III, IV, V の 5つの方程式で、表わされる。これに対する境界および連続の条件として

図-3.8



P 点および U 点において

$$M_n = 0, Q_n = 0 \dots \dots \dots (3.3)$$

Q, R, S および T 点において

$$y_{n-1} = y_n, y_{n-1}' = y_n', M_{n-1} = M_n, Q_{n-1} = Q_n \dots \dots \dots (3.4)$$

が考えられるので、20 コの積分常数に対し 20 コの条件式が得られることになる。

各方程式で表わされる区間の左端の座標を 0 として、これより右方向を x の正の方向として条件式に代入すると P 点において

$$B_I = D_I = \frac{A_I - C_I}{2} \dots \dots \dots (3.5)$$

Q, R, S および T 点において

$$\left. \begin{aligned} A_n &= A_{n-1}e^{\beta m_{n-1}} \cos \beta m_{n-1} + B_{n-1}e^{\beta m_{n-1}} \sin \beta m_{n-1} + \frac{q_{n-1} - q_n}{2k} \\ B_n &= -A_{n-1}e^{\beta m_{n-1}} \sin \beta m_{n-1} + B_{n-1}e^{\beta m_{n-1}} \cos \beta m_{n-1} \\ C_n &= C_{n-1}e^{-\beta m_{n-1}} \cos \beta m_{n-1} + D_{n-1}e^{-\beta m_{n-1}} \sin \beta m_{n-1} + \frac{q_{n-1} - q_n}{2k} \\ D_n &= -C_{n-1}e^{-\beta m_{n-1}} \sin \beta m_{n-1} + D_{n-1}e^{-\beta m_{n-1}} \cos \beta m_{n-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.6)$$

となる。ここに m_n は各方程式の区間の右端における x の値を示す。

式 (3.5) および (3.6) によつてすべての常数を A_I, C_I で表わすことができ、U 点の 2 条件式は A_I, C_I のみの式となるので、 A_I, C_I の数値が決定され、従つてすべての常数が決定される。

以上の方法によつて、版長 7 m および 5 m の舗装版について、幅 3 m、厚さ 20 cm、 $k=6.0 \text{ kg/cm}^3$ 、 $E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として計算した結果を 図-3.9~12 に示す。

図-3.9 は版長 7 m の版の曲げモーメントを示す。この図からわかるように、後輪中心が版端より 15 cm のカ所にあるとき、版端より約 90 cm の位置に負の最大曲げモーメントを生じ、さらに 50 cm 進行した場合負のモーメントはなくなり、輪荷重中心下に正の最大曲げモーメントを生ずる。版端より 1.5~2.0 m の間で正の曲げモーメントは最大を示す。中央付近では 5% ほど低い値を示す。

軸間距離 4.0 m 程度の自動車荷重による応力計算には前輪の影響は無視してよいことが計算によつて確かめられた。米国において行なわれた実験⁹⁾によつても、軸間距離が 4 ft 以上離れている場合は、同一の軸荷重が並列して載荷しても単一荷重にくらべ応力はほとんど変わらない結果が示めされている。ただしタワミ量は大きく変化する。

図-3.10 は版長 5 m の版の曲げモーメントを示す。この場合も版端部におけるモーメントの大きさも発生位置も、中央部のモーメントの大きさも版長 7 m の場合と同様でただモーメント一定の区間の長さが短かいだけである。従つて、5 m 以上の長さの版においては衝撃を考慮しない自動車荷重による応力の最大値は同一と考えて差支えないことがわかる。

タワミについては図示を省略するか、版長の異なつた両者の場合についても、タワミ量はほぼ同様で、版端で約 1.1 mm、中央で約 0.4 mm、その比は 3.25 となつている。京浜国道の渡辺 昇氏の測定結果⁷⁾によれば、slip bar, tie bar を用いない舗装版においては、膨脹目地の版端におけるタワミ量は中央のその 3~4 倍であることを示しており、この計算の結果はこれと一致する。

計算仮定で版は浮上らないものとしたが、計算の結果もこの現象は見受けなかつた。従つて 13 t 程度以下の一般の自動車荷重による応力計算には、版の浮上りを考慮する必要はないものと考えられる。

図-3.11 および 図-3.12 はそれぞれ版長 7 m および 5 m の場合の、版の各位置における横方向平均の最大応力図を示す。ともに版端より 0.9 m における負の曲げモーメントによるものが最大であり、次に 1.8 m 付近の正の曲げモーメントによるものがこれにつぎ、両者ほとんど差がない。中央部分はこれよりやや小さい値を示す。

図-3.9 曲げモーメント

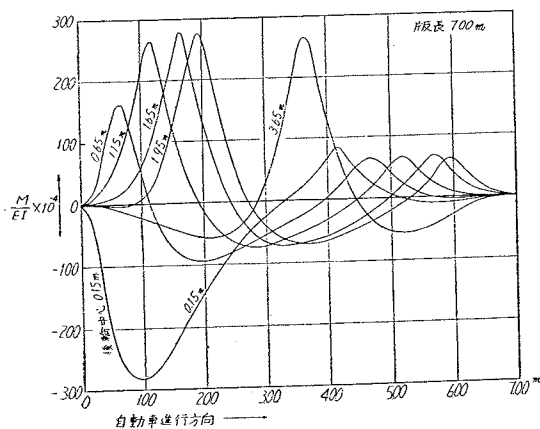


図-3.10 曲げモーメント

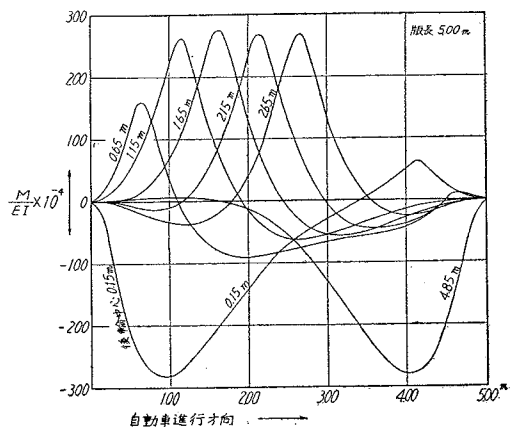


図-3.11 版下面における最大応力

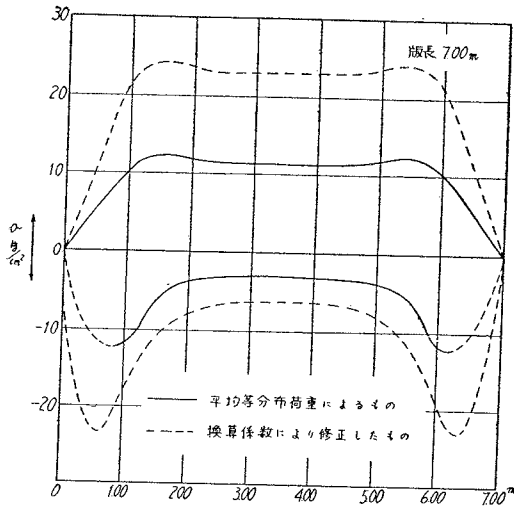
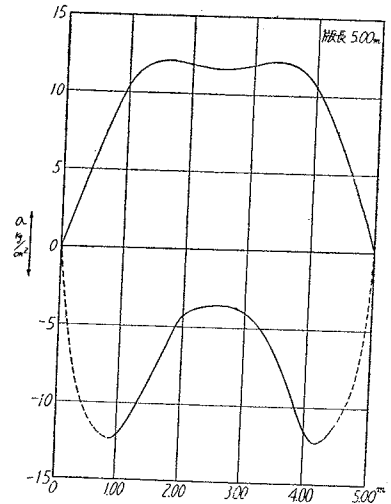


図-3.12 平均等分布荷重による版下面における最大応力



なお、負の曲げモーメントの最大の位置は E および k の変化により移動するか、計算によつて確かめたところ、 E が極端に大きく、 k が極端に小さい場合でも、1.4 m を超えることはない。静的荷重による M および σ の値を表-3.2 に示す。

表-3.2 静的荷重による M および σ

後輪 載荷点 m	後輪直下			前輪直下			その他			摘要
	位置 m	$\frac{M}{2\beta^2 EI} \times 10^{-4}$	σ	位置 m	$\frac{M}{2\beta^2 EI} \times 10^{-4}$	σ	位置 m	$\frac{M}{2\beta^2 EI} \times 10^{-4}$	σ	
0.15	—	—	—	4.20	77.327	3.36	0.90	-284.284	-12.36	版長 7.00m
0.65	0.65	161.530	7.02	4.70	68.741	2.99	1.90	-95.714	-4.16	
1.15	1.15	262.128	11.40	5.20	68.817	2.99	2.80	-73.969	-3.22	
1.65	1.65	277.481	12.06	5.70	68.040	2.96	3.30	-73.449	-3.19	
1.95	1.95	273.699	11.90	6.00	61.462	2.67	3.60	-72.878	-3.17	
3.65	3.65	264.885	11.52	—	—	—	2.10	-59.890	-2.60	
0.15	—	—	—	4.20	58.274	2.53	0.90	-283.842	-12.34	版長 5.00m
0.65	0.65	162.338	7.06	4.70	11.097	0.48	2.00	-94.393	-4.10	
1.15	1.15	262.133	11.40	—	—	—	2.70	-64.074	-2.79	
1.65	1.65	276.913	12.04	—	—	—	3.20	-59.847	-2.60	
2.15	2.15	269.916	11.73	—	—	—	3.60	-48.822	-2.12	
2.65	2.65	268.348	11.67	—	—	—	1.20	(-41.050)	-1.78	
4.85	—	—	—	—	—	—	4.10	-281.702	-12.25	

iii. 版幅方向の応力変化に対する検討

ii. において検討したのは自動車荷重が 3 m の版幅に平均にかかるものと考えたのであるが、実際には自動車の舗装版に対する位置は様々であつて、舗装版中心を走行する場合でも、車輪直下は平均の応力より大きな応力を生ずるのみでなく、版縁にのつた場合はもつといちじるしく大きな応力を生ずる。

従つて、現地における実測資料と平均応力の計算結果とを比較して換算係数を求め、これから舗装版縁の応力の版長方向の分布を求める。

昭和 29 年に斎藤義治、米倉亮三両氏が沼津工事々務所で行なつた測定結果⁹⁾の、ii. に述べた方法による平均応力に対する比は、版中央における車輪直下で 1.825、縁部において 3.148 となる。ただしこの測定値には自動車の衝撃を含んでおり、温度および湿度の調整を行なつていない。

1944 年、Childs がミシガン大学工学研究所で行なつた室内実験⁹⁾の結果によれば、4.54 t の single wheel による最大応力は、舗装版縁部で 23.2 kg/cm²、中央部で 17.6 kg/cm²、隅角部で 24.6 kg/cm² である。これに対する平均等分布荷重による応力は、 $E=3.69 \times 10^6$ kg/cm² および $k=3.04$ kg/cm³ の相等しい条件のもとで、版長中央部で 11.6 kg/cm²、端部で 13.2 kg/cm² となり、従つて実測値に対する比率は縁部で 2.01、中央部で 1.52、隅角部で 1.86 となる。

Eおよびkが相当ちがつているのでこの係数をそのまま使うことは若干問題であるが、自動車の衝撃を含まず、温度および湿度の影響を十分調整して行なつたミシガンの場合の換算係数をそのまま採用し、ii. で得られた平均等分布荷重による応力を修正すると 図-3.11 のように、端部で 23.0 kg/cm²、版中央で 23.0 kg/cm² とほぼ同じ値を示すのに対し、目地端より 1.8 m 付近はさらに大きい 24.2 kg/cm² の応力を示す。

換算係数はさらに検討を要するものと思われるが、以上の計算によつて次のことがわかる。すなわち舗装版の縁部の応力は版長中央よりも目地端から 1.80 m 付近の方が大きく、またこの値は版端に荷重がのつた場合の目地端から 0.9 m 付近の応力よりやや大きい程度である。従つて他の外力が加わるときは、その外力の働き方によつて舗装版の破壊状況も大きく変わり得る。

4. 自動車の衝撃による応力

版長の短いコンクリート舗装版の破壊現象が自動車の進行方向と関連があることは既に述べたが、横キレツにより破壊した舗装版は必ず前の版に比し、1~2cm 沈下している現象が見られるし、また、まだ破壊していないカ所においても先行版が連続して沈下している状況が明瞭に見られる。その1例として 写真-3.1 に鳴海国道の状態を示す。

このような現象がいかにして生ずるかの検討もさることながら、ここでは既に生じたこのような方向性段違いによつて生ずる自動車の衝撃による応力を検討する。

自動車の衝撃については松村孫治博士の研究⁹⁾がある。

自動車を 図-3.13 のような振動体と考え、路面に y₀ なる凹みが存在するときの運動方程式は

$$\left. \begin{aligned} m_1 \frac{d^2 y_1}{dt^2} &= c_1(y_0 - y_1) - c_2(y_1 - y_2) \\ m_2 \frac{d^2 y_2}{dt^2} &= c_2(y_1 - y_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.7)$$

で表わされ、衝撃による力 P は

$$P = c_1(y_1 - y_0) \dots\dots\dots(3.8)$$

で表わされる。

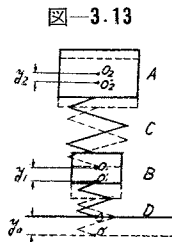
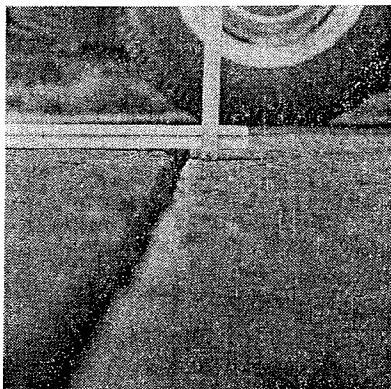
$$y_0 = \frac{2}{\pi} \int_0^\infty F(a) \sin vtada \dots\dots\dots(3.9)$$

ただし $F(a) = \int_0^\infty f(\lambda) \sin a \lambda d \lambda$

で表わせば、上記の連立微分方程式の解は

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{2}{\pi} \int_0^\infty \frac{k_1^2 \{k_2^2 - (av)^2\} F(a)}{\{(av)^2 - \beta_1^2\} \{(av)^2 - \beta_2^2\}} \sin vtada + \frac{2}{\pi} \frac{k_1(\beta_1^2 - k_2^2)}{\beta_1(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \\ &\quad \times \sin \beta_1 t \int_0^\infty \frac{avF(a)}{\{(av)^2 - \beta_1^2\}} da + \frac{2}{\pi} \frac{k_1^2(k_2^2 - \beta_2^2)}{\beta_2(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \sin \beta_2 t \int_0^\infty \frac{avF(a)}{\{(av)^2 - \beta_2^2\}} da \\ y_2 &= \frac{2}{\pi} \int_0^\infty \frac{k_1^2 k_2^2 F(a)}{\{(av)^2 - \beta_1^2\} \{(av)^2 - \beta_2^2\}} \sin vtada - \frac{2}{\pi} \frac{k_1^2 k_2^2}{\beta_1(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \sin \beta_1 t \\ &\quad \times \int_0^\infty \frac{avF(a)}{\{(av)^2 - \beta_1^2\}} da + \frac{2}{\pi} \frac{k_1^2 k_2^2}{\beta_2(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \sin \beta_2 t \int_0^\infty \frac{avF(a)}{\{(av)^2 - \beta_2^2\}} da \\ P &= -\frac{2c_1}{\pi} \int_0^\infty F(a) \sin vtada + \frac{2c_1 k_1^2}{\pi} \int_0^\infty \frac{\{k_2^2 - (av)^2\} F(a)}{\{(av)^2 - \beta_1^2\} \{(av)^2 - \beta_2^2\}} \sin vtada \\ &\quad + \frac{2c_1}{\pi} \frac{k_1^2(\beta_1^2 - k_2^2)}{\beta_1(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \int_0^\infty \frac{avF(a)}{\{(av)^2 - \beta_1^2\}} da \sin \beta_1 t \\ &\quad + \frac{2c_1}{\pi} \frac{k_1^2(\beta_2^2 - k_2^2)}{\beta_2(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \int_0^\infty \frac{avF(a)}{\{(av)^2 - \beta_2^2\}} da \sin \beta_2 t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.10)$$

写真-3.1



ここに

$$\left. \begin{aligned} v: \text{自動車の速度, } \frac{c_1}{m_1} = k_1^2, \frac{c_2}{m_2} = k_2^2, \frac{m_2}{m_1} = \gamma \\ \beta_1^2 = \frac{1}{2} \{ k_1^2 + k_2^2 + \gamma k_2^2 + \sqrt{(k_1^2 + k_2^2 + \gamma k_2^2)^2 - 4 k_1^2 k_2^2} \} \\ \beta_2^2 = \frac{1}{2} \{ k_1^2 + k_2^2 + \gamma k_2^2 - \sqrt{(k_1^2 + k_2^2 + \gamma k_2^2)^2 - 4 k_1^2 k_2^2} \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.11)$$

いま、自動車が図-3.14のような区間 $S = \sqrt{\epsilon(2r - \epsilon)}$ にわたる斜路を進行するものとする。ただし ϵ は段違い量、 r は車輪半径を示す。 x_0, x_1 を通過するに要する時間を t_0, t_1 とすると上記の微分方程式の P は次のようになる。

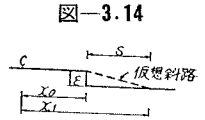


図-3.14

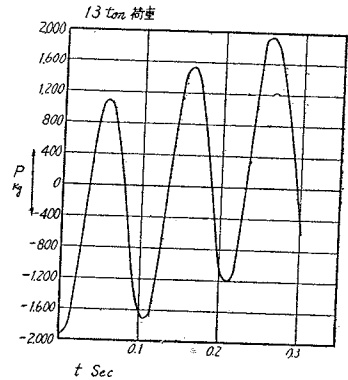
$$\left. \begin{aligned} P=0 & \quad 0 < t < t_0 \\ P = \frac{-c_1 \epsilon}{t_1 - t_0} \left\{ (k_1^2 - \beta_2^2) \frac{\sin \beta_1(t - t_0)}{\beta_1(\beta_1^2 - \beta_2^2)} + (\beta_1^2 - k_1^2) \frac{\sin \beta_2(t - t_0)}{\beta_2(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \right\} & \quad t_0 < t < t_1 \\ P = \frac{-c_1 \epsilon}{t_1 - t_0} \left\{ (k_1^2 - \beta_2^2) \frac{\sin \beta_1(t - t_0) - \sin \beta_1(t - t_1)}{\beta_1(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \right. \\ \left. - (\beta_1^2 - k_1^2) \frac{\sin \beta_2(t - t_0) - \sin \beta_2(t - t_1)}{\beta_2(\beta_1^2 - \beta_2^2)} \right\} & \quad t_1 < t < \infty \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.12)$$

一般に s は極く短い区間であるから、 P の正の最大値は x_1 の地点をすぎてから発生する。従つて式(3.12)のうち第3式を用いて計算を行なう。

自動車荷重の諸数値を13t車(扶桑)の $m_1 = 1360 \text{ kg}$, $m_2 = 7200 \text{ kg}$, $c_1 = 4000 \text{ kg/cm}$, $c_2 = 1100 \text{ kg/cm}$ を用い、 $\epsilon = 0.5 \text{ cm}$, $r = 48 \text{ cm}$, 従つて $s = 6.9 \text{ cm}$ とし、 $t_0 = 0$, $t_1 = 0.0069 \text{ sec}$ として計算した P の値を示せば、図-3.15のようになる。

従つて40km/hrのときの P の値の大きくなる位置を求めると、目地端から0.69m, 1.85m, 2.97mとなる。衝撃を考慮しない自動車の応力図、図-3.11にここで求めた衝撃荷重の静荷重に対する比率を乗じて求めると、自動車の衝撃による応力が計算される。後述の合成応力を示した図-3.21, 図-3.22および図-3.23を参照されたい。

図-3.15



ここでは内部摩擦力を考慮しなかつたが、これを考慮すれば P の値は減衰するから、実際に衝撃の効果の最も大きいのは第2または第3の山にあるといえる。

また、この計算によつて短い版長のコンクリート舗装の一次キレツの発生位置が、第2の山の位置にほぼ一致することが確かめられた。

5. 温度差によるそり応力

i. 上面高温の場合

舗装版の上下面間の温度差によつてそり応力を生ずる。この温度差は太陽の直射のもとで18°Cに達した例があり、夜間における差は5°Cを超えることがほとんどなかつたと報告されている¹⁰⁾。

舗装版のそり応力については Westergaard の計算方法¹¹⁾、およびこれにもとづいた目地割の決定方法について東北大学吉本 彰氏の論文¹²⁾がある。ここでは、舗装版の浮上りを考慮した場合を計算する。

半無限長の版においては、任意点の曲げモーメントは次式で表わされる。

$$M = EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{\epsilon_t}{h} t \right) \dots\dots\dots (3.13)$$

ところで、図-3.16の区間Iにおいて次の微分方程式がなりたつ。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = q \dots\dots\dots (3.14)$$

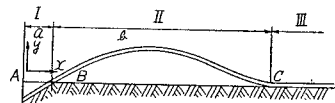
この式の一般解は次式で表わされる。

$$y_I = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + \frac{q}{k} \dots\dots\dots (3.15)$$

区間IIにおいては次の微分方程式がなりたつ。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q \dots\dots\dots (3.16)$$

図-3.16 半無限長の版のそり(上面高温)



この式の解は次式で表わされる。

$$y_{II} = \frac{q}{24EI} x^4 + Fx^3 + Gx^2 + Hx + I \dots\dots\dots (3.17)$$

区間IIIに対してはIと同様に

$$y_{III} = e^{\beta x} (L \cos \beta x + M \sin \beta x) + e^{-\beta x} (N \cos \beta x + O \sin \beta x) + \frac{q}{k} \dots\dots\dots (3.18)$$

連続および境界条件は、A点において $M=0, Q=0$ 、B点において、 $y_I=0, y_{II}=0, y_I'=y_{II}'$ 、 $M_I=M_{II}, Q_I=Q_{II}$ 、C点において、 $y_{II}=0, y_{III}=0, y_{II}'=y_{III}'$ 、 $M_{II}=M_{III}, Q_{II}=Q_{III}$ 、 $x=\infty$ において、 $y_{III}'=0, y_{III}=q/k$ である。

$t=18^\circ\text{C}$ 、 $k=6.0 \text{ kg/cm}^3$ 、 $\epsilon_t=1 \times 10^{-5}$ 、 $E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $h=20 \text{ cm}$ として計算した応力の値を 図-3.17 に示す。

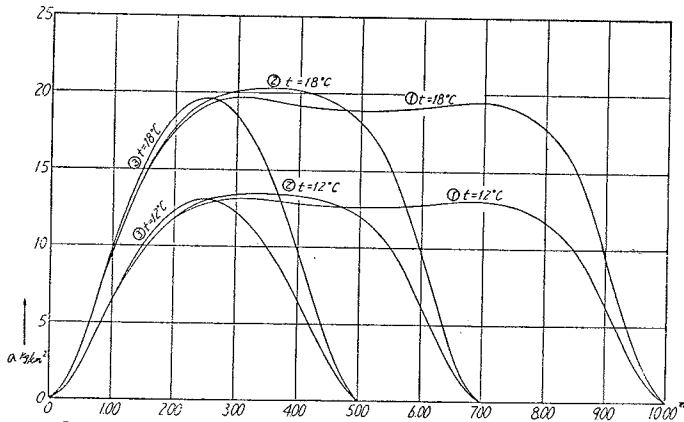
この図で、①は温度差 18°C で浮上りを考慮したもの、②は温度差 18°C で浮上りを考慮しないものである。①の値の方が若干大きく、最大応力の発生する位置も若干ずれているが、全体的に浮上りを考慮しないでも、大差のないことがわかつた。③および④は浮上りを考慮しない場合の温度差 15°C 、 12°C に相当する応力を示している。

以上は版長が半無限の場合であるが、有限の場合は次の解が得られる。

$$\sigma = \frac{q_t + E}{2} [1 - (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \cos \xi a \cdot \sin \xi a)^{-1} \times \{ (\cosh \xi a \cdot \sin \xi a - \sinh \xi a \cdot \cos \xi a) \sinh \xi x \cdot \sin \xi x + (\cosh \xi a \cdot \sinh \xi a + \sinh \xi a \cdot \cos \xi a) \cosh \xi x \cdot \cos \xi x \}] \dots\dots\dots (3.19)$$

以上の計算を版長 5m, 7m, 10m につきそれぞれ温度差 18°C 、 12°C について計算した結果を示せば 図-3.18 のようになる。

図-3.18 有限長の版のそり応力 (上面高温)



この場合設計に考慮すべき温度差は 12°C 程度であるが、版長 5m および 7m では版長中央が最大応力を示し、版長 10m では版端より 3m のカ所に最大応力を生ずる。上面高温下面低温の場合のそり応力が破壊に対し支配的であるとすると、上記の点に横キレツを生ずるはずであるが、既述の一次横キレツ発生状況と全然反対であるので、温度応力の最大値のカ所にキレツがはいるものとして、目地割を決定することは、実際の現象と合わないものと考えられる。

ii. 下面高温の場合

夜間下面が高温で、上面が低温の場合のタワミ曲線は、図-3.19 のような有限長の版においては次式で表わされる。

図-3.17

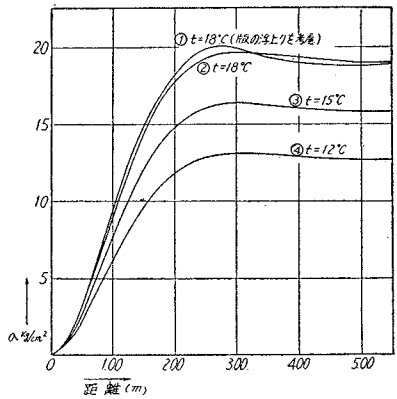
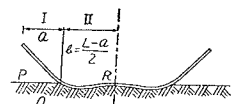


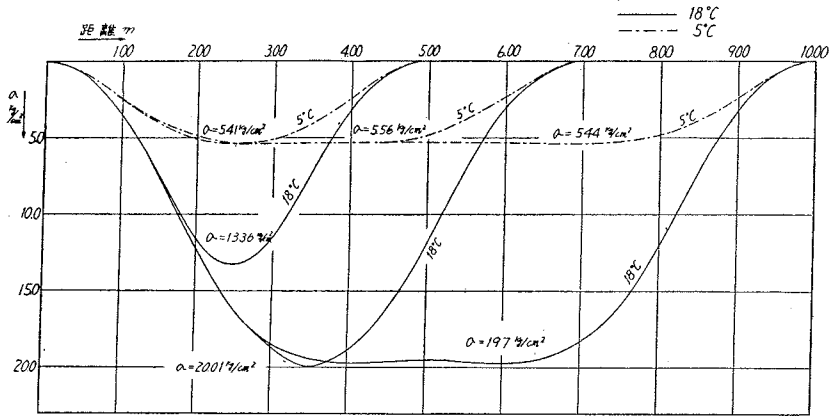
図-3.19 有限長さの版のそり (下面高温)



$$\left. \begin{aligned}
 y_I &= \frac{q}{24 EI} x^4 + Ax^3 + Bx^2 + Cx + D \\
 y_{II} &= e^{\beta x} (F \cos \beta x + G \sin \beta x) + e^{-\beta x} (H \cos \beta x + I \sin \beta x) + \frac{q}{k}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.20)$$

温度差 $t=18^\circ$ および 5°C の場合の版長 10 m, 7 m および 5 m の応力を 図-3.20 に示す。最大応力は 7 m および 5 m では版中央に、10 m 版では版端より約 4 m の位置に発生する。従つてこの場合上面高温の場合にくらべ、その位置が約 1 m 内方にずれる。

図-3.20 有限長の版のそり応力 (下面高温 18° および 5°C)



タワミの図示は省略したが、温度差 5°C 程度では、端部の浮上りはほとんど見受けられない。

下面高温の場合、夜間の温度差は 5°C を超えることがほとんどないので、この場合の温度差によるそり応力によつて舗装版の破壊機構をうまく説明することはできない。

6. その他の外力による応力

平均温度の変化による舗装版の伸縮に対して、路盤と舗装版との間の摩擦により抵抗をうけ応力を生ずる。版の中央に生ずる応力 σ_f は次式で与えられる。

$$\sigma_f = \frac{\omega l}{2h} f \dots\dots\dots (3.21)$$

$\omega=0.044 \text{ kg/cm}$, $h=20 \text{ cm}$, $l=10 \text{ m}$, 7 m および 5 m , $f=1.0$ とすると、 $\sigma_f=1.10 \text{ kg/cm}^2$, 0.77 kg/cm^2 および 0.55 kg/cm^2 となる。この数値は小さいのでコンクリート舗装の破壊におよぼす支配的な要素とは考えられない。

コンクリート舗装版の乾燥収縮は、下面にくらべ、表面がはなはだしく乾燥するので、上面低温、下面高温の場合と同一の影響を受ける。この影響の度合については種々の観測があるが、信頼すべき資料がないようである。

いま、下面高温の場合の温度差 18°C に相当する³⁾ものとすれば 図-3.20 に示したようになる。すなわち、最大応力は版中央付近に生じ、 20 kg/cm^2 程度の大きさである。

次に問題になるのはコンクリート強度のまだ十分でない初期において、コンクリート版の収縮に対する路盤の摩擦による抵抗である。これにより版の強度に影響を与えるものと考えられる。その程度はさらに検討を要するが、長い舗装版において、その中央付近に一次横キレツの発生する原因として重要なものと考えられる。

7. 合成応力

以上 3.~6. において、舗装版に働らく外力につき個別にその応力の分布状況を検討した。いまこれら応力を合成したものを示せば、図-3.21、図-3.22 および 図-3.23 並びに 表-3.3、表-3.4 および 表-3.5 のようになる。

これらの表からわかるように、自動車荷重および上面高温のそり応力によつて長い版の中央は必ずしも大きな応力を示さない。乾燥収縮をも考え合わせた場合は版端より 1.8 m 前後および版中央に最大応力を示し、かつ、版端より 1.8 m 前後の応力が版長に関係なくほぼ一定であるのに反し、版中央における応力は版長が大きくなれば大きくなる。このことが版長の 10 m のとき、一次横キレツが中央にはいりやすいことを示していると考えられる。

次に、自動車の衝撃による応力は目地部に荷重伝達を欠く場合は目地を通過して舗装版に進入した瞬間、版始

表-3.3 合成応力 (span 5.00 m)

位置	自動車荷重 (13 t)		温度差によるそり応力		乾燥収縮によるそり応力	一様な温度変化による応力	合成応力		
	静荷重	衝撃	上面高温 (12°)	下面高温 (5°)	(温度差 18° に相当)		予想し得る最大応力 (+)	同左 (-)	乾燥収縮を考えた場合
0.90	-23.00	0.55	—	-2.30	-2.40	-0.20	—	-27.35	—
1.85	24.24	3.50	11.90	—	-10.40	-0.41	39.23	—	28.83
2.50	23.10	-2.10	13.10	—	-13.30	-0.55	33.55	—	20.25
2.50	-6.37	-0.26	—	-5.40	-13.30	-0.55	—	—	-25.62

表-3.4 合成応力 (span 7.00 m)

位置	自動車荷重 (13 t)		温度差によるそり応力		乾燥収縮によるそり応力	一様な温度変化による応力	合成応力		
	静荷重	衝撃	上面高温 (12°)	下面高温 (5°)	(温度差 18° に相当)		予想し得る最大応力 (+)	同左 (-)	乾燥収縮を考えた場合
0.90	-23.00	0.55	—	-2.30	-2.40	-0.20	—	-27.35	—
1.85	24.24	3.50	11.40	—	-10.80	-0.41	38.73	—	27.93
2.95	23.10	4.20	13.40	—	-19.70	-0.65	40.05	—	20.35
3.50	23.10	-2.20	13.50	—	-20.01	-0.77	33.63	—	-13.62
3.50	-6.37	-0.26	—	-5.50	-20.01	-0.77	—	—	-32.91

表-3.5 合成応力 (span 10.00 m)

位置	自動車荷重 (13 t)		温度差によるそり応力		乾燥収縮によるそり応力	一様な温度変化による応力	合成応力		
	静荷重	衝撃	上面高温 (12°)	下面高温 (5°)	(温度差 18° に相当)		予想し得る最大応力 (+)	同左 (-)	乾燥収縮を考えた場合
0.90	-23.00	0.55	—	-2.30	-2.40	-0.20	—	-27.35	—
1.85	24.24	3.50	11.40	—	-11.00	-0.41	38.73	—	27.73
2.95	23.10	4.20	13.20	—	-18.30	-0.65	39.85	—	21.55
5.00	23.10	0.38	12.80	—	-19.71	-1.10	35.52	—	15.81
5.00	-6.37	-0.26	—	-5.40	-19.71	-1.10	—	—	-32.84

端部に衝撃の荷重をおよぼすが、版終端部は自動車はその舗装版に進入したときから応力を受けていて、始端にくらべて静的な荷重を受けると考えられる。またこの現象によつて、時の経過とともに方向性段違いを生ずるものと考えられる。この段違いを生じた場合の自動車の衝撃による応力を計算したが、その第2の山の1.85mでは静的荷重による応力の最大の位置と合致する。このことによつて短かい版長の場合の一次横キレツの発生位置と、自動車の進行方向とキレツとの関連性に対する説明が得られたように考える。

8. キレツ発生状況より見た設計施工方法の検討

i. 舗装版の寸法

a. 版長：版中央に最大応力を発生させる版の限界長が7mとみなされるので、これらの諸外力を軽減防止するようPS版などの工法を用いない限り、現在の一般的な工法で施工される版の長さは7mを限界とする。

長い版の一次横キレツがコンクリートの初期の収縮に起因する度合が大きいとすれば、鉄筋、鉄網などの挿入はこの作用を防止する効果は少ない。ただしキレツの大きくなることを防止できるので、二次的、三次的なキレツ発生防止に有効である。

b. 版幅：縦キレツの発生を防ぐために版幅は4.5m以下にするのがよい。これは(イ)に述べた版長7mを(ハ)に述べる比率1.5で割ると4.6mになることからいえる。

旧道拡幅の場所、片側切土、片側盛土などのごとき縦キレツの発生しやすい場所では版幅は4.0m以下にすべきである

図-3.21 舗装版に働く各応力

(版長 5.00 m, 版厚 20 cm, $E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $k=6.0 \text{ kg/cm}^3$)

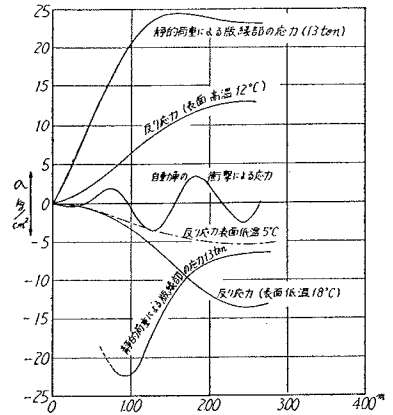


図-3.22 舗装版に働く各応力

(版長 7.00 m, 版厚 20 cm, $E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $k=6.0 \text{ kg/cm}^3$)

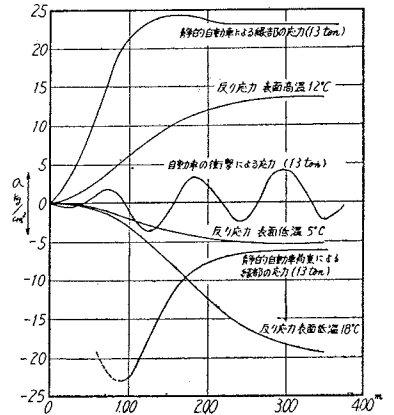
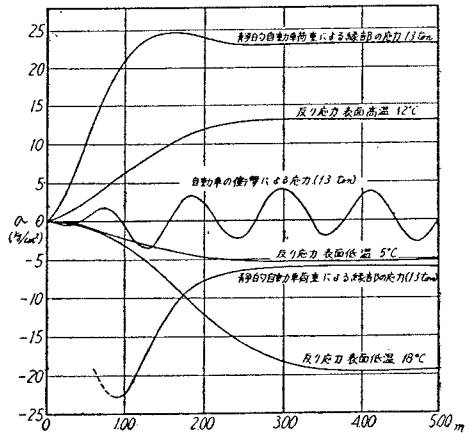


図-3.23 舗装版に働く各応力

(版長 10.00 m, 版厚 20 cm, $E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $k=6.0 \text{ kg/cm}^3$)



(IV. 破壊原因調査参照)。

c. 目地割：分割傾向と破砕傾向とはほぼ等しい点が、舗装版寸法として妥当であることを述べ、版幅3mでは4.5m、版幅4.5mでは7.0mがほぼこれに当たっていることを述べた。従つて版幅3.0~4.5m程度の範囲では版幅と版長の比が1.5程度にするのがよい。

図-3.24 は近畿地建管内における舗装版のキレツ発生率と l/b との関係を示す。 $l/b=1.4\sim 1.5$ が最もキレツ発生率が小さく、2.0以上になると急激に大きくなっている。

ii. 目地構造

a. 収縮目地：目地はコンクリート舗装の大きな弱点である。盲目地は隣接した舗装版との荷重伝達を可能ならしめ、目地の欠点を軽減し、キレツ発生防止の有力な手段である。従つて盲目地部にキレツの入る限度において噛合わせ面積を大きくする必要がある。

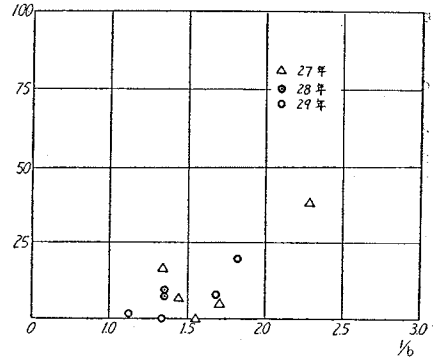
b. 膨脹目地(伸縮目地)：荷重伝達の装置のない膨脹目地に接した版のキレツ発生率の大きいことから、膨脹目地の間隔をできるだけ大きくして数を少なくし、かつ slip bar を入れる必要がある。

iii. 版厚設計法

コンクリート舗装の諸キレツのうちで横キレツが最も発生率の大きいことから、いままでのように舗装版厚の設計に際して、隅角公式を適用することは実際の現象と合致しない。

自動車が各車線の中央を走行し、従つて舗装版にかかる自動車荷重は同一版に2輪並列する場合が多いが、この荷重状態における応力を実測し、これによる版厚算定公式をつくるのがより合理的であると思われる。

図-3.24 舗装版のキレツ発生率と l/b との関係



IV. 破壊原因調査

1. 調査の概要

II. のキレツ調査と併行して、戦前施工カ所の補修工事と戦後の破壊カ所について、コンクリート舗装の破壊のいちじるしいカ所と、比較的良質なカ所とについて、下記の項目を調査して、破壊原因の探究を行なった。

ところで、コンクリート舗装が破壊しないためには次のことが必要である。

(1) 外力によつて生ずる舗装版内の応力がコンクリートの引張強度より小さいこと。この判定には、コンクリート強度、厚さ、路盤支持力などの資料が必要である。

(2) 路盤中の任意の点のセン断強度が外力によつて生ずるセン断応力よりも大きいこと。

そのため、破壊状況を示す代表的な版について、キレツ、版厚(1ブロック 80 コ程度)、版の曲げ強度、路盤の支持力(k 値および簡易貫入試験)、路床の含水量(路盤も含めた深さ方向の変化)、セン断強度(undisturbed sample について)、粒度分析などの調査を行なった。

調査カ所は表-4.1 に示すように、戦前施工の2カ所は、版厚17cm(表層5cm、下層12cm)の二層式等厚断面であり、戦後施工の2カ所は、一層式等厚断面である。うち1カ所は試験舗装区間で厚15cm、他の1カ所は昭和28年度直轄施工に共通な厚20cmの舗装である。

表-4.1 調査カ所の概要

調査カ所	22号国道 稲沢	1号国道 富洲原	1号国道 鳴海	1号国道 有松
施工年度 改良舗装	昭和17年度	昭和9年度 昭和11~12年度	昭和14年度 昭和28年度	昭和13年度 昭和28年度
施工概要	二層式 等厚断面 厚17cm, 幅4.5m×2	二層式 等厚断面 厚17cm, 幅4.5m×2	一層式 等厚断面 厚15cm, 幅2.75m (4車線のうちの1車線)	一層式 等厚断面 厚20cm, 幅2.75m (4車線のうちの1車線)
周囲の状況	盛土約1.0m 両側水田	盛土約1.2m 両側水田	盛土約4m 両側水田	切土約4m 両側山地

2. 調査結果

以下、カ所ごとに破壊の原因を検討する。

i. 富洲原

a. 破壊の一般状況：基礎地盤が軟弱であるが、粗砂を1m前後盛土してあり、排水状態もよく、路盤支持力も十分である(ほぼ $k_{75} = 10 \text{ kg/cm}^2$ 以上)。路体の沈下は相当大きいものと思われるが、不等沈下はない。

キレットの状態は他のカ所と異なり、写真-4.1に示すように、不規則な亀甲形のものが多く、表層部分のみにとどまり、キレットは下層におよんでいない。これは、施工法が適当でないため、二層式舗装の上層が剝離したものである。

b. 版厚：版厚を測定した結果は表-4.2のようである。平均厚は設計厚17cmにほぼ等しいが、版内における変動のいちじるしいことがわかる。C区間では最大厚22.0cmに対し、最小厚は8.5cmで、その差、実に13.5cmにおよんでいる。破壊の程度によつてA(良)、B(中)、C(不良)に分類して図-4.1に示せば、版厚の度数分布はいずれも正規型であつて、 χ^2 -検定によつてそのことを証明することができる。

写真-4.1 表層の破壊状況(富洲原)

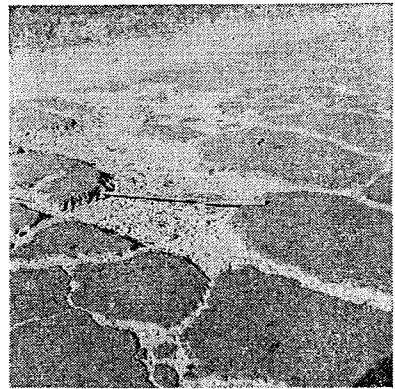
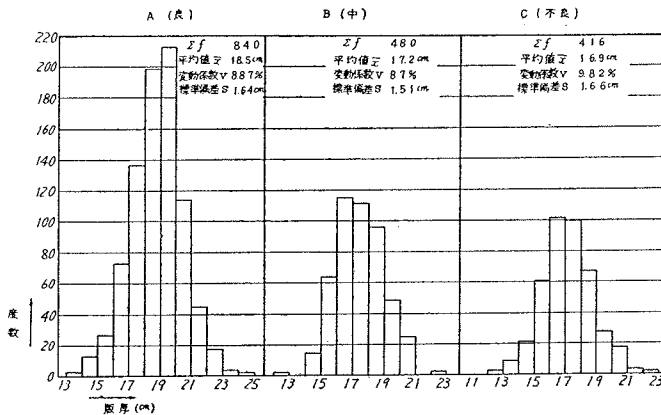


表-4.2 版厚、路盤支持力、曲げ強度調査表

名称	破壊程度	コンクリート舗装版										路盤 k 値			曲げ強度 $S_2 = \frac{2.4WC}{d_1^2}$				所要厚 $d_2 = \sqrt{\frac{2.4WC}{S_3}}$					
		設計厚 cm	試料数 コ	最施工 大厚 cm	最施工 小厚 cm	平均厚 cm	標準差 cm	変動係数 %	$\bar{x} \pm tS$ ($t=1.282$)		k_{30}			曲げ強度 S_1 kg/cm ²	曲げ応力			所要厚						
									平均	最大	最小	平均	最大		最小	W	C	d_1	S_2	W	C	$S_3(=S_1/2)$	d_2	
A	良	17	840	24.0	13.0	18.5	1.64	8.87	16.40 or 20.60	40.9	60.0	23.5	18.6	27.3	10.7	46.1	5.2	0.81	16.40	36.9	5.2	0.81	23.0	21.0
B	中	17	480	22.0	12.0	17.2	1.51	8.79	15.26 or 19.14	42.6	47.2	35.7	19.4	21.4	16.2	46.1	5.2	0.76	15.26	40.5	5.2	0.76	23.0	20.4
C	不良	17	416	22.0	8.5	16.9	1.66	9.82	14.77 or 19.03	30.4	39.0	19.6	13.8	17.7	8.9	46.1	5.2	0.83	14.77	47.5	5.2	0.83	23.0	21.4

備考：曲げ強度は 51.8, 44.6, 41.8 の平均値

図-4.1 版厚の度数分布図(富洲原)



平均値の検定によつてわかるように、破壊程度の大きいCは厚さが最も薄く、良好なAは厚く、Bはその中間となり、平均厚さが薄くなれば、破壊しやすいことを示している。

版厚がそれ以下になる確率が10%の値、すなわち $\bar{x} \pm tS$ において、 $t=1.282$ とすると表-4.2に示すようになる。版の強さが厚さの2乗に比例するとすれば、Aを100とした場合、BおよびCは次のようになる。

$$B = \frac{15.26^2}{16.40^2} = 86.6\%, \quad C = \frac{14.77^2}{16.40^2} = 81.1\%$$

c. 版のコンクリート強度：破壊した版片よりとつた試験片により、上層が引張側になるようにして行なつた試験の結果は表-4.2に示すように3コの平均で 46.1 kg/cm^2 を示している。二層式舗装としては割合に大きいものであり、自動車荷重の繰返えしによる強度の低下もあまりないように考えられる。

d. 路盤支持力：舗装版を取除いたあとの路盤上の k 値を測定した結果も表-4.2に示した。 $k_{75} = 10 \text{ kg/cm}^2$ 以上となり、路盤支持力としては良好である。地下水位も路面より1.0m以上もあり、 k 値の季節的变化も少なく、

路盤支持力の不足が直接破壊の原因となつていないように考えられる。

貫入試験の結果については図示を省略するが、貫入量は表層付近 40 cm 位までは種々変化しているが、それ以下ではほぼ 60 回/5 cm に落付いている。40 cm 以下では路体の強度が一定していることを示している。

e. 路盤および路床：路盤および路床の土質はこの地区全体ほぼ同様で、いずれも 10~15 cm の旧砂利道の表層の下に 1 m 前後の粗砂の盛土があり、その間に 10~20 cm の異色土を挟んだカ所がある。

土質試験の結果を他のカ所と一括して表-4.3 および図-4.2 に示す。これからわかるようにこの地区の土質は路盤路床材料としては良好なものといえる。

表-4.3 土質試験結果一覧表

名 称	深 度 (m)	外 観	組 成 分						緊 硬 度 (%)						比 重 (g/cm ³)	BPR による判定	三 角 分 類	GI			
			粘土 0.001 ~0.005	シルト 0.005 ~0.05	細砂 0.05 ~0.25	粗砂 0.25 ~2.00	礫 2.00 以上	最大 粒径 (mm)	60% 寸法 (mm)	自然 含水 比	液 性 限 界	塑 性 限 界	塑 性 指 数	収 縮 限 界					収 縮 比	容 積 変 化	
N ₁	0.07 ~0.37	褐色 ローム	17.0	16.0	14.0	23.0	30.0	25.0	0.74	17.0	41.3	23.6	17.7	20.15	1.69	17.37	1.76	2.65	A-7-6	砂質粘土 ローム	4
A ₁	0.32 ~0.62	褐色 粘土	45.0	27.0	27.0	1.0	0	2.0	0.03	33.10	56.9	28.30	28.60	24.45	1.60	25.02	1.80	2.66	A-7-6	粘質土	19
T ₁	0 ~0.18	礫混り 砂質土	6.00	4.00	6.50	36.50	47.00	40.0	3.00	—	24.40	18.05	6.35	20.04	1.70	1.64	—	2.63	A-2-4	砂質土	0
T ₂	0.18 ~0.30	礫混り 黒色土	7.50	14.50	20.00	27.00	31.00	25.0	1.00	—	36.35	27.23	9.12	29.50	1.48	7.38	—	2.65	A-2-4	砂質 ローム	2
T ₃	0.30 ~0.60	礫混り 白色粗砂	0	0	31.00	17.00	52.00	40.0	3.20	4.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0
T ₁₋₁	0.30 ~0.60	灰色 ローム	23.50	42.50	27.50	6.50	0	2.0	0.023	22.60	31.06	22.40	8.66	21.92	1.60	2.51	1.65	2.61	A-4	粘土質 ローム	12
T ₁₋₂	0.60 ~1.00	〃	25.50	44.50	26.50	4.50	0	2.0	0.022	24.90	30.45	21.10	9.35	22.23	1.62	3.03	1.58	2.67	〃	〃	12
T ₂₋₁	0.30 ~0.60	褐色 粘土	34.40	45.60	17.00	3.00	0	2.0	0.0185	35.56	42.70	25.30	17.40	42.80	1.66	35.90	—	2.61	A-7-6	粘質土	15
T ₂₋₂	1.10 ~1.40	〃	36.00	47.50	14.00	2.50	0	2.0	0.0145	40.90	48.40	27.90	20.50	25.80	1.55	34.90	—	2.70	A-7-6	〃	17

備考 T: 富洲原, I: 稲沢, N: 鳴海, A: 有松

路盤および路床の含水量については、図示を省略するが、ほぼ 2.0~5.5% を示し、特に路床は全然変化がなく 2.5% を示す。

f. 構造物と破壊：橋梁、暗渠などの構造物の真上の舗装は必ずその付近より破壊がはなはだしい。その一例を示せば図-4.3 のようである。この現象は土被りの相当厚いカ所においても見られる。これは路体の圧密的沈下または構造物上部の応力集中現象と考えられる。

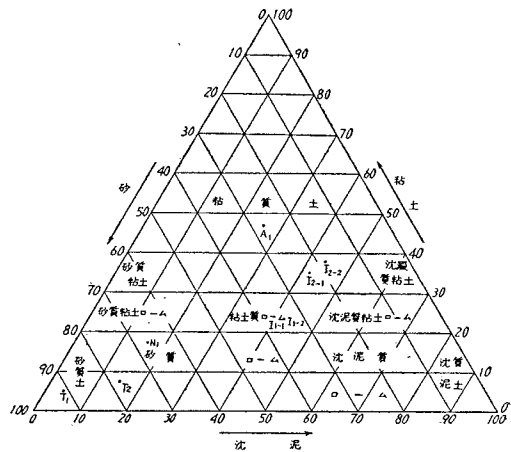
g. 破壊の原因：以上の検討から、路盤路床材料は良好であり、路盤支持力も十分であると認められるので、破壊の原因は版厚の不足にあると判断される。つまり、施工版厚の不同がはなはだしく、版厚の薄いものほど破壊のはなはだしい現象が見られる。

Sheets の公式によつて計算した曲げ応力および所要厚を表-4.2 に示した。これによつて A および B は曲げ応力が曲げ強度を下廻り、C は逆にやや上廻ること、並びに設計厚 17 cm に対し版厚は、安全率を 2 とした場合、21 cm を必要とすることがわかる。

ii. 鳴 海

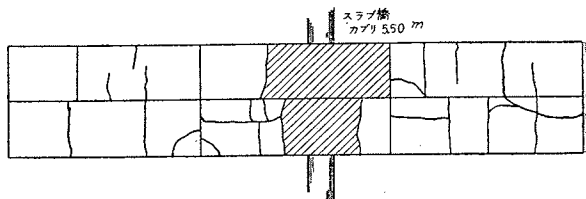
a. 破壊の一般状況：昭和 14 年に改良工を行なつた盛土高約 4 m のカ所で昭和 28 年に舗装を施工した。試験的に施工法を変え、厚さ 23 cm、

図-4.2 三角座標による土質分類表



註 T: 富洲原, I: 稲沢, N: 鳴海, A: 有松。

図-4.3 構造物付近の舗装版破壊状態



20 cm, 15 cm で、鉄網を入れたものと入れないもの、伸縮目地間隔も 15 m と 30 m と施工した。このうち厚さ 15 cm で鉄網のないものは、昭和 30 年度に横キレツが入り補修の必要を生じた。同時に施工し、これに隣合つた 15 cm 厚鉄網挿入カ所はキレツを見受けなかつた。鉄網の効果を知ることができる。

b. 版厚：版厚の測定結果を表-4.4 に示す。平均厚は設計厚 15 cm をやや上廻っている。変動係数は破壊のはなはだしい A カ所が、やや良好な B カ所より上廻っている。分散の検定を行なつて見ると、1% の有意水準で A カ所は B カ所に比し、分散が大きいと判定される。

版の厚さによる強度を比較すると、 $\frac{14.35^2}{14.94^2} = 0.92$ となり、A は B に比し、約 8% 強度がおちる。

表-4.4 版厚、路盤支持力、曲げ強度調査表

名 称	破 損 程 度	コンクリート舗装版							路盤 k 値		曲げ 強 度 (S ₁)	曲げ応力 $S_2 = \frac{2.4WC}{d_1^2}$				所要厚 $d_2 = \sqrt{\frac{2.4WC}{S_3}}$				
		設 計 厚 cm	試 料 数	最 大 施 工 厚 cm	最 小 施 工 厚 cm	平 均 厚 (\bar{x}) cm	標 準 差 (S) cm	変 動 係 数 %	$\bar{x} \pm tS(t=1.282)$ cm	k_{30} kg/cm ³		k_{75} kg/cm ³	W	C	d	S ₂ kg/cm ²	W	C	S ₃ (= S _{1/2}) kg/cm ²	d ₂ cm
		A	不良	15	58	18.0	12.5	15.66	1.02	6.5	14.35 or 16.97	15.0	6.80	57.4	5.2	0.875	14.35	52.7	5.2	0.875
B	中	15	60	16.5	14.5	15.72	0.61	3.7	14.94 or 16.50	13.8	6.29		5.2	0.875	14.94	48.8	5.2	0.875	28.7	19.4

備考 曲げ強度は 61.4, 60.9, 50.1 の平均値

c. 版のコンクリート強度：曲げ破壊強度は平均 57.4 kg/cm² で、施工当時プラントで行なつた試験結果 45 kg/cm² よりはるかに大きく、繰返し荷重による強度低下も認められなかつた。

d. 路盤支持力：版舗設前の路盤支持力は不明であるが、破壊カ所は雨水がはいり、やや路盤支持力が低下したことも考えられる。表-4.4 に示したように標準の k 値 7 kg/cm³ をやや下廻つた程度である。

e. 路盤および路床：路床土の土質は表-4.3 からわかるように A-7-5 に属しているが、A-2-6, A-2-7 に近いものである。セン断強度試験は粗粒子が多くて行えなかつたが、必ずしも路床土として良好とは認められない。ただし、排水がよく自然輻圧がかなりきいていることを考えると、後述する有松、稲沢よりは良好と認められる。

舗装版下の含水量は目地部分深さ約 1 m で 50% にも達し、中央部より大きく、全体的に変動も大で、特に版幅中央で大きい傾向がある。

f. 破壊の原因：以上の検討の結果と、同じカ所における厚さの大きいものおよび同厚で鉄網の入っているものが健全なことを考え合わせれば、版厚の小さいことがこのカ所の破壊の主要な原因と判定される。

Sheets の公式による検討の結果を表-4.4 に示す。曲げ強度は計算された曲げ応力をやや上廻る程度であり、所要版厚は 21 cm と計算される。

iii. 有 松

a. 破壊の一般状況：昭和 13 年改良、昭和 28 年施工のカ所で両側は約 4 m の切土で側溝がある。2.70 m × 5.00 m × 0.20 m の版 4 列のうち、内側の版が 2 枚連続して破壊したものについて調査した。約 2 m の敷砂があり、路盤支持力は大体一樣と認められるカ所である。

b. 版厚：版厚の調査結果を表-4.5 に示す。A, B, C の区分は 1 枚の版を長さ方向に 3 等分したもので、A, B は良好で、C は破壊のいちじるしいカ所である。設計厚 20 cm に較らべ、その平均値がいちじるしく下廻っていることがわかる。最も薄い部分では 4.4 cm も薄い。

表-4.5 版厚、路盤支持力、曲げ強度調査表

名 称	破 損 程 度	コンクリート舗装版							路盤 k 値		曲げ破 壊強 度 (S ₁)	曲げ応力 $S_2 = \frac{2.4WC}{d_1^2}$				所要厚 $d_2 = \sqrt{\frac{2.4WC}{S_3}}$				
		設 計 厚 cm	試 料 数	最 大 施 工 厚 cm	最 小 施 工 厚 cm	平 均 厚 (\bar{x}) cm	標 準 差 (S) cm	変 動 係 数 %	$\bar{x} \pm tS(t=1.282)$ cm	k_{30} kg/cm ³		k_{75} kg/cm ³	W	C	d ₁ cm	S ₂ kg/cm ²	W	C	S ₃ (= S _{1/2}) kg/cm ²	d ₂ cm
		A	良	20	60	18.5	15.5	17.34	0.64	3.6	16.52 or 18.16	11.5	5.09	52.1	5.2	0.91	16.52	41.7	5.2	0.91
B	良	20	60	18.0	14.5	16.04	0.81	5.1	15.01 or 17.07	(5.81)	52.1	5.2	0.89	15.01	49.4	5.2	0.89	26.1	20.7	
C	不良	20	60	18.0	14.5	15.64	0.91	5.8	14.47 or 16.81	13.1	5.81	52.1	5.2	0.89	14.47	52.8	5.2	0.89	26.1	20.7

備考：曲げ強度は 44.6, 53.4, 58.3, 52.1 の平均値

平均値の検定により、カ所 C は A, B に比し平均値が小さいと判定されるし、分散の検定によつて、C は A, B に比し分散が大きいと判定される。

版厚より見た強度は、表-4.5 の結果から A を 100 とすれば、B は $\frac{15.01^2}{16.52^2} = 82.6\%$ 、C は $\frac{14.47^2}{16.52^2} = 76.7\%$ となる。設計版厚に対しては C の平均値は $\frac{15.64^2}{20.00^2} = 61.2\%$ となる。

c. 版のコンクリート強度：曲げ強度は表—4.5 に示すように、平均で 52.1 kg/cm^2 であるが、相当の変動が見られる。

d. 路盤支持力：表—4.5 に示すように標準の k 値 7 kg/cm^3 をやや下廻るもので、良好とは言えない。

e. 路盤および路床：路床土は A-7-6 に属する粘土質土で良好とは言えない。高弾性を有し、乾湿の繰返しにより、激しい有害な体積変化を生ずる土質である。

含水量は目地部に較べて大きく、変化もはなはだしい。平均含水量は版下面付近で約 30% に達する。

外力に対する路床土の安定性を検討するため、undisturbed sample の試験結果と外力による路床部の応力とを比較した。

英国の Road Research Laboratory の報告¹³⁾によると粘土質の路床土のコンクリート舗装の破壊は、路床土に原因する場合、Boussinesq の方法を用いればよく適合すると報告されている。この方法は舗装版の剛性を考えないものであるから、剛性の大きいコンクリート舗装の場合は基礎路盤中の応力はより小さくなるので、この方法による応力より土のせん断強度が大きければ、十分安全と考えられる。

土のポアソン比 $\mu=0.3$ 、輪荷重は 5.2 t に 20% の衝撃を加算したのに対して、載荷々重の円半径 23.4 cm 、荷重強度 $q=3.63 \text{ kg/cm}^2$ の円形等分布荷重がかかった場合の計算結果を図—4.4 に示した。この図には路床土のせん断強度も記入した。

この図でわかるとおり、破壊したカ所 No.2 のせん断強度は破壊しないカ所 No.1 とほぼ同一であるから、版の破壊が直接土のせん断強度の不足にあるとは考えられない。

f. 破壊の原因：支持力は必らずしも十分でないが、ほぼ同様であり、破壊の要因とは考え難く、路床土も必らずしも良好でないが、一樣な切土地帯であるから破壊の原因とは考えられない。従つて、破壊の直接要因は版厚の不足と判定される。

表—4.5 に示すように Sheets の公式によつて計算した曲げ応力は C の場合 52.8 kg/cm^2 となり、曲げ強度を上廻っている。なお所要版厚は 21 cm と計算される。

iv. 稲 沢

a. 破壊の一般状況：昭和 14~15 年に改築，17 年に舗装された区間で、厚さ 17 cm の二層式である。この地区の破壊の状況は、後述するように、特異な縦キレツが発生しており、また写真—4.2 に示すように縦目地、横目地の両側の版に相当大きな上下のくい違いが見られるなどの特徴がある。

b. 版厚：版厚の測定結果は表—4.6 に示すようにおおむね設計厚より小であり、その変動もはなはだしい。特に No. 3 は変動係数が 11.7% であり、最大、最小の差が 8 cm にもおよんでいる。

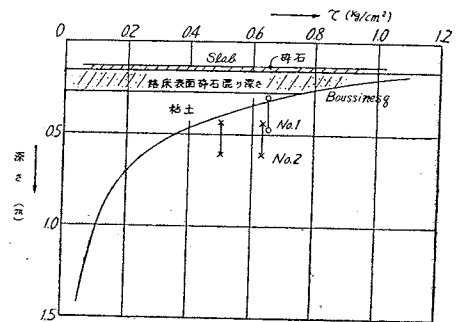
全体的な傾向として、版片中央付近が薄く、路肩付近の厚いことは表—4.6 から知ることができるし、平均値の検定により明らかに示す平均値を異にするものと判定される。路盤仕上げまたは型ワク設置が安定でなかつたことに起因すると考えられる。版厚より見た強度の比較をすると $\frac{14.42^2}{16.32^2}=0.78$ となる。

c. 版のコンクリート舗装：表—4.6 に示すように 32.2 kg/cm^2 であつて、他のカ所に較べていちじるしく劣弱である。

d. 路盤支持力：表—4.7 に k 値の測定結果を示す。この表からわかるように中央縦目地側の平均値は 9.02 kg/cm^3 、路肩側のそれは 4.41 kg/cm^3 で相当のひらきがあるほか、それぞれ相当の変動を示している。図—4.5 に示すように、版幅中央に版長全体にわたる一次縦キレツの発生しているのは、上記の路盤支持力の不均一によるものである。図示は省略するが貫入試験の結果も同様のことを示している。

Sheets の公式による曲げ応力が曲げ強度をはるかに上廻っていることも表—4.6 で知ることができる。所要版

図—4.4 路床土のせん断強度 (有松)



写真—4.2 版の不同沈下 (稲沢)

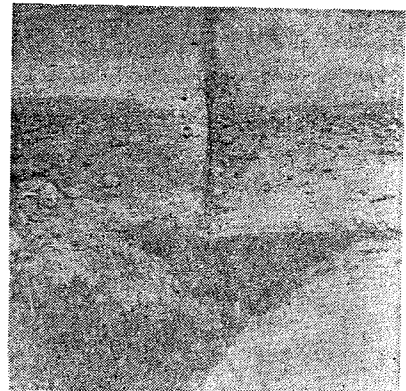


表-4.6 版厚、路盤支持力、曲げ強度調査表

名称	破損程度	コンクリート舗装版								路盤 k 値		曲げ強度 (S_2) kg/cm ²	曲げ応力 $S_2 = \frac{2.4WC}{d_1^2}$				所要厚 $d_2 = \sqrt{\frac{2.4WC}{S_3}}$			
		設計厚 cm	試料数	最大厚 cm	最小厚 cm	平均厚 (\bar{x}) cm	標準偏差 (S) cm	変動係数 %	$\bar{x} \pm tS (t=1.282)$ cm	k_{30}	k_{75}		W t	C	d_1 cm	S_2 kg/cm ²	W t	C	$S_3 (= S_{1/2})$ kg/cm ²	d_2 cm
slab No.1	不良	17	160	18.5	12.0	15.18	1.07	7.0	13.81 or 16.55	13.4	c 6.1	32.2	5.2	0.88	13.81	57.7	5.2	0.88	16.1	26.1
										15.2	~ 6.9									
										12.6	m 5.8									
										12.3	~ 5.6									
										9.3	s 4.2									
										8.4	~ 3.8									
slab No.2	不良	17	80	19.0	13.0	16.06	1.17	7.3	14.56 or 17.56	20.2	c 9.2	32.2	5.2	0.85	14.56	49.8	5.2	0.85	16.1	25.7
										17.4	~ 7.9									
										9.9	s 4.5									
										9.8	~ 4.5									
slab No.3	不良	17	80	21.5	13.5	17.14	2.00	11.7	14.58 or 19.70	15.2	c 6.9	32.2	5.2	0.87	14.58	49.1	5.2	0.87	16.1	26.0
										28.6	~ 12.9									
										23.3	~ 10.9									
										15.7	m 7.1									
										11.2	s 5.1									
										10.9	~ 5.0									
										10.2	~ 4.6									
slab No.4	不良	17	80	18.5	13.0	16.37	1.06	6.5	15.01 or 17.73	28.3	c 12.9	32.2	5.2	0.84	15.01	46.1	5.2	0.84	16.1	25.5
										18.2	~ 8.3									
										8.1	s 3.7									
										12.3	~ 5.6									
slab No.5	不良	17	80	19.0	14.0	16.29	0.99	6.5	15.02 or 17.56	23.0	c 10.4	32.2	5.2	0.86	15.02	47.7	5.2	0.86	16.1	25.8
										15.7	~ 7.1									
										10.6	s 4.8									
										9.0	~ 4.1									
中央側	不良	17	25	17.0	14.5	15.46	0.81	5.24	14.42 or 16.50	23.3	10.6	32.2	5.2	0.80	14.42	47.9	5.2	0.80	16.1	24.9
路肩側	良	17	21	20.5	16.0	17.98	1.28	7.12	16.34 or 19.62	10.2	4.6	32.2	5.2	0.94	16.34	43.9	5.2	0.94	16.1	27.0

備考：曲げ強度は 35.6, 28.8 の平均値, k 値の c は中央側, m, s は路肩側

表-4.7 稲沢 k_{75} 値

路肩側	4.2	3.8	4.5	4.5	3.7	5.0	4.6	3.7	5.6	4.8	4.1
版中央部	5.8	5.6	—	—	7.1	—	—	—	—	—	—
中央縦目地側	6.1	6.9	9.2	7.9	6.9	12.9	10.6	12.9	8.3	10.4	7.1

厚も 26 cm 程度と計算される。

路肩側と中央側にわけて曲げ応力を計算するとそれぞれ 43.9 kg/cm², 47.9 kg/cm² となり, 路肩側は k 値は小さいが版厚が大であるため, 応力度は却つて小さくなっている。

縦キレツにより 2 分された後, 路盤支持力の大きい中央側の方が破壊のいちじるしいのは, 版厚の小さいこと, 車輪の通過回数の多いことに原因すると考えられる。

e. 路盤および路床：以上述べたことから予想されるが, 5~15 cm の旧砂利道の表層の下に, 一方の路肩部分には A-7-5 に属する赤色の粘土があり, 中央側には A-4 に属する灰色の粘土質ロームがあり明瞭に異なっている (表-4.3 参照)。盛土施工時に異なつた材料を使用したもので, この境界線に縦キレツが発生したことがわかつた。

横目地に沿つて路床が深さ 80 cm にもセン断されている現象が見受けられた。図-4.6 および写真-4.3 に示すように, 中央側が最も深く路肩で消滅する。コンクリート舗装の欠点が目地特に荷重伝達装置のない目地にあることを明瞭に示したものと考えられる。

図-4.5 縦キレツと土質 (稲沢)

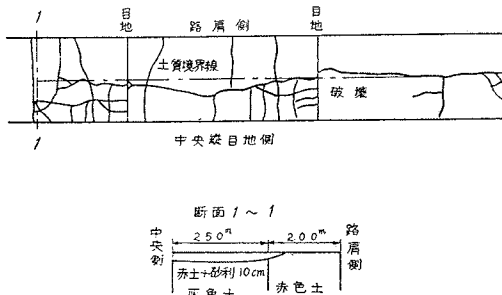


図-4.6 横目地部における路床セン断面

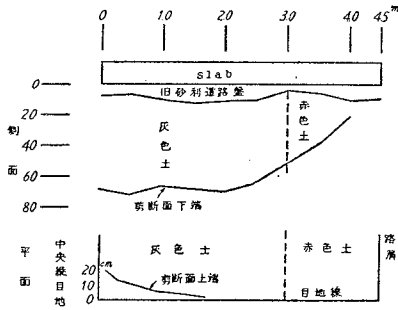
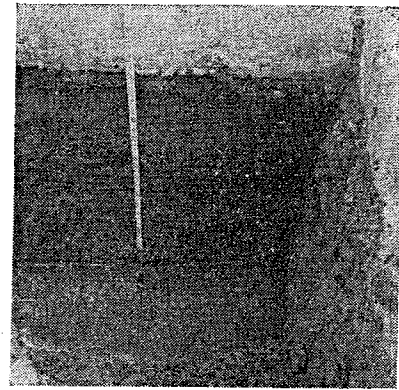


写真-4.3 横目地部の路床土セン断面 (稲沢)



外力に対する路床土の安定性を検討するため、Boussinesq および星野 和氏 (Fröhlich) によるセン断応力とセン断強度とを 図-4.7 に示した。

星野氏の曲線¹⁴⁾はコンクリート、路盤の E およびポアソン比をそれぞれ $210\,000\text{ kg/cm}^2$, 400 kg/cm^2 および 0.1 , 0.5 とし、拋物線荷重を考える。図よりわかるように両者に相当の開きがあるが、No.1 および No.3 はコンクリート版の剛性を考えない Boussinesq の式より大なる強度を有するから十分安全である。No.2, No.5 および No.4 は大体両者の間にあり、十分安全とはいえないようであるが、直接破壊の原因であるとは断言できない。

路床土の含水量は路肩側で深くなるに従い、 $25\sim 35\%$ 程度に変化している。中央縦目地側はこれに比し減少している。

f. 破壊の原因：本地区では破壊のカ所のみ調査を行なったので、良好なカ所との比較ができなかつた。

以上各項目について述べたように、すべての点において劣悪であり、コンクリート舗装として不良と認められるので、他のカ所に比較して新しい舗装であるにも拘らず、破壊の起こるのも当然であり、特異な縦キレツの起こつた原因も解明せられたように思われる。

3. 破壊原因より見た設計施工方法の検討

i. 舗装版厚

同一施工カ所における舗装版の破壊の程度に差異があるのは、版厚の不均一によることが多い。実際施工された版厚の変動が予想外に大きいことを以上の調査で知つた。コンクリート舗装をより経済的に有効に施工するためには、舗装版厚を設計どおりにかつ一様に施工することが最も肝要である。

路盤成形後直接またはセメント袋を使用して舗装した戦前の変動係数は $6.5\sim 13.2\%$ を示しているが、路盤成形後敷砂 2 cm を撒布しタールペーパーを敷いた戦後の舗装では変動係数が $3.1\sim 6.5\%$ に減じている。この戦後の工法は均一な版厚の施工に効果があると考えられる。

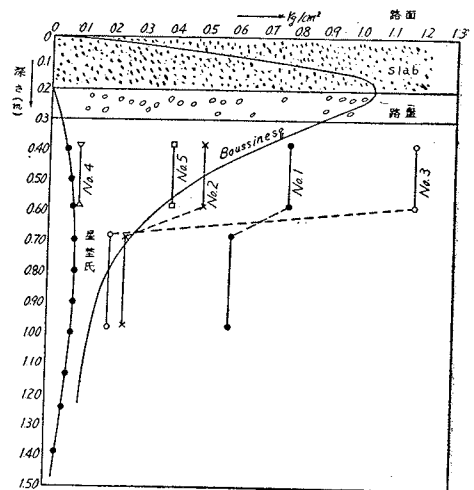
現行のコンクリート舗装要綱によれば、路盤仕上げの許容誤差は $+5\text{ mm}$, -10 mm となつているが、版厚 20 cm 、変動係数 6% 、 $t=1.282$ とすれば $(\bar{x}-St)$ の St の値は 1.5 cm となり、しかもこれは同一版内の変動であり、この他に版相互間に測量、型ワク設置、路盤輾圧などの要素が入ることを考えると、この規定はやや厳に過ぎるように思われる。

施工厚を正確にするために必要な労力費、機械費の増大を考慮しても、変動の減少に伴う材料の節約による費用の軽減は大きいものと考えられる。

ii. 路盤、路床

稲沢の例では縦キレツが、路床土の相違に起因する路盤支持力の不均一によつて生じたことがわかつた。この

図-4.7 路床土のセン断強度



ように同時施工の場合でも、土質の相違が舗装版の破壊におよぼす影響は大きく、旧道拡幅、片側切取、片側盛土など路盤路床条件の変化のいちじるしいカ所においては、基礎路盤の施工に特に注意する必要がある。また既述したように縦キレツ発生防止のために、版幅を大きくしない方がよい。

稲沢で見られた目地部の路床土のセン断破壊については、目地に slip bar または tie bar を必要とするほか、路盤路床においても、その支持力の一様性を乱さない範囲内において sleeper などの工法によつて補強する必要がある。

コンクリート舗装の設計施工に際しては、相当の土被りを有する場合においても、暗渠、橋梁、樋管など構造物上は舗装版を切断して施工する必要がある。

V. コーア並びに路盤調査

1. まえがき

既設舗装版のボーリングによるコア コンクリート並びに路盤の調査を行ない、これによつて既設コンクリート舗装の現状を把握すると共に、その分析を行ない、舗装コンクリート並びに路盤の設計、施工に対する指針を見出さんとするものであつて、路盤構築についてはさらに後に述べる。

2. 調査の概要

昭和 27 年度から 29 年度までの 3 カ年間に中部地建名古屋工事々務所において施工した、国道 1 号線のうち、鳴海町から名古屋市中川区に至る間において、8 カ所の地点を選んで、コア ボーリングを行なつた。

コアの抜取とあわせて、舗装版下の路盤調査を行なうため、版の切断直前は無水の状態で作業を行なつたので、非常に困難な作業であつた。

調査カ所は表-5.1 に示す 8 カ所である。

舗装版厚は 20 cm と 23 cm の 2 種類であり、ボーリングコ数は全部で 41 コである。

表-5.1 調査カ所表

地点番号	位置	施工年度	版厚	孔数
No. 1	鳴海町大狩力根	昭和 28 年	20 cm	7
2	有松町住還南	28	23	4
3	大高町中平部	28	20	4
3'	鳴海町左京山	29	23	6
4	鳴海町沙田	27	20	2
		29	23	4
5	中川区十一番割	29	23	6
6	有松町高根	28	23	4
7	有松町住還南	28	20	4
計		27 28 29	20 23	41

3. 施工時のコンクリート強度と路盤支持力など

施工時の舗装コンクリートの示方配合を表-5.2 に示す。調査カ所別のコンクリートのうちスランプおよび材令 1 週間、4 週間の圧縮強度などを表-5.3 に示す。若干ボーリングカ所に適合する資料のない部分もある。

表-5.2 施工時示方配合および試験表

粗骨材の最大寸法 cm	水セメント 重量比 (W/C)	コンクリート 1m ³ に用い るセメント量 kg	コンクリート 1m ³ に用い る水量 kg/cm ²	粗骨材の 重量比 (G/S)	コンクリート 1m ³ に用いる表 面乾燥飽和状態の骨材の重量			供試体寸法		
					全量		粗骨材	直径 cm	高さ cm	断面積 cm ²
					全量	細骨材				
5	44	310	136	2.1	1997	644	1353	15	30	176.7

各位置のコンクリート強度試験平均値表

位置	製作年月日	供試体 コ数	スランプ 平均値	圧縮強度平均		セメント 会社名	骨材産地		摘 要
				σ_7 kg/cm ²	σ_{28} kg/cm ²		細骨材	粗骨材	
No.1	28. 6.16~28. 9. 8 28. 8.20~28. 9. 8	10 2	3.08 2.25	— 194	254.3 —	小野田	庄内川 揖斐川	1孔分の供試体なし 2.3.4孔分7コ5.6孔分1コ 5.6孔分1コ 7孔分1コ	
No.2	28. 9.17~28.11.24 28. 9.17~28.11.24	4 2	2.50 2.50	— 224.5	313.4 —	小野田・窯業 "	" "	1.2.3孔分2コ 4孔分2コ 1.2.3孔分1コ 4孔分1コ	
No.3	28.10. 8~28.11.27	5 3	2.25 2.25	— 227.33	299.4 —	磐城・窯業 "	宮川・町屋川 "	1.2.3孔分3コ 4孔分2コ 1.2.3孔分2コ 4孔分1コ	
No.3'	29. 7.25~29.12. 7	6 5	1.03 1.14	— 252.8	340.0 —	小野田・窯業 "	町屋川・揖斐川 "	4.5.6孔分 各2コ宛 1.2.3孔分2コ 4.5.6孔分2コ	
No.4	30. 3. 5~30. 3.29 30. 3. 5	2 1	2.1 2.0	— 226	316.5 —	小野田 "	長良川 "	1孔分2コ 2.3.4孔分なし 4.5.6孔分	
No.5	30. 2.22~30. 3. 6	4 2	3.5 3.5	— 245.5	325.25 —	小野田・窯業 "	" "	1.2.3孔分2コ 4.5.6孔分2コ " 1コ " 1コ	
No.6	30. 3.10	2	2.0	—	394.0	浅野	町屋川	1.2.3孔分2コ 4孔分なし	
No.7	28. 9.19~28.11.24	4 2	2.2 2.2	— 220.0	301.0 —	磐城・窯業 "	町屋川・宮川 "	1.2.3孔分2コ 4孔分2コ " 1コ " 1コ	

備考：試験成績表に現場実施配合表不明

表-5.3 スランプおよび圧縮強度

地点番号	孔番号	製作年月日	スランプ	圧縮強度		セメント会社名	骨材産地		備考	
				σ_1 kg/cm ²	σ_{28} kg/cm ²		細骨材	粗骨材		
1	1	28. 6.18	—	—	—	小野田	庄内川	揖斐川		
	2. 3. 4		3.1	261						
	"		2.3	269						
	"		4.0	303						
	"		4.6	261						
	"	2.6	240							
	"	4.7	211							
	"	2.9	230							
5. 6	28. 8.20	2.4	213	—	"	宮川				
7	28. 9. 8	2.1	—	258	"	"				
"	28. 9. 3	"	"	267	"	"				
"	"	"	175	—	"	揖斐川				
2	1. 2. 3	28. 9.17	2. 7	—	306	小野田	庄内川	宮川		
	"	"	"	—	304	"	"	"		
	4	28.11.24	2. 3	—	313	窯業	"	"		
	"	"	"	223	—				311	
"	"	"	"	—	328	"	"			
3	1. 2. 3	28.10. 8	2. 1	—	226	磐城	庄内川	宮川		
	"	"	"	218	—					294
	"	"	"	—	—	271	窯業	"		
	"	"	"	—	—	271				
	4	28.11.27	2. 4	—	238	—				町屋川
	"	"	"	—	—	322				"
"	"	"	—	—	339	"	"			
3'	1. 2. 3	29.12. 7	2.0	—	309	小野田	庄内川	町屋川		
	4	29.11. 8	1.0	—	248					窯業
	"	"	"	—	—	434	"	揖斐川		
	"	"	"	—	—	351				
	5	29. 7.29	0.6	—	254	"	"	町屋川		
	"	"	"	—	—	232	"	"		
	"	"	"	—	—	345	"	"		
6	29. 8.26	1.5	—	221	"	"	揖斐川			
"	"	"	—	—	305	"	"			
"	"	"	—	—	291	"	"			
4	1	30. 3.29	2.2	—	327	小野田	庄内川	長良川	} 27年度施工資料なし	
	2	27.	"	—	—	"	"	"		
	3	27.	"	—	—	"	"	"		
4. 5. 6	30. 3.29	2.2	—	306	小野田	庄内川	長良川			
"	30. 3. 5	2.0	—	226				窯業早強	"	"
5	1. 2. 3	30. 2.22	3.0	—	248	小野田	庄内川	長良川	曲げ強度 σ_{28} kg/cm ²	
	"	"	"	—	350					
	"	"	"	—	327	窯業	"	"		
	4. 5. 6	30. 3. 6	4.0	—	243					—
"	"	"	—	—	"	310	"			
6	1. 2. 3	30. 3.10	2.0	—	400	浅野	庄内川	町屋川		
	4	"	"	—	388					"
7	1. 2. 3	28. 9.19	2.1	—	217	磐城	庄内川	宮川		
	"	"	"	—	271					
	"	"	"	—	—	294	窯業	"		
	4	28.11.24	2.3	—	223	—				311
"	"	"	—	—	"	328	"			
"	"	"	"	—	—	"	"			

施工時の調査カ所に相当する路盤の平板載荷試験結果 (k 値) を表-5.4 に示す。

各調査カ所の舗装コンクリートの調査日までの経過年月日 (材令) を表-5.5 に示す。(?)は推定であることを示す。

施工方法の区分を示せば次のようになる。

- (1) 機械施工カ所 (直営によるロードフィニッシャー施工)
- 地点 No.1, No.2, No.3, No.3', No.6 および No.7 の

表-5.4 平板載荷試験成績表

カ所	試験日	k_{75} 値 kg/cm ³
第一工区	29. 8.21	14.3
第一工区	29. 7.28	13.2
第一工区	29.12. 5	11.0
中川区水野建設	30. 3. 7	10.4
中川区水野建設	30. 2.22	13.0

表-5.5 既設コンクリート材令 (週)

地点番号	孔番号	材令 (週)
1	1	155
	2. 3. 4	156
	5. 6	148
	7	145
2	1. 2. 3	145
	4	134
3	1. 2. 3	141
	4	133
3'	1. 2. 3	81
	4	85
	5	99
	6	95
4	1	65
	2. 3	170(?)
	4. 5. 6	69
5	1. 2. 3	70
	4. 5. 6	69
6	1. 2. 3	122
	4	121
7	1. 2. 3	146
	4	137

全調査カ所並びに No.4 のうち (2), (3) のカ所。

(2) 人力施工カ所

No.4 の (1), (4), (5), (6) は直営, No.5 は請負による。

4. 調査の結果

i. コアコンクリート試験の結果

コアの抜取の結果はかなり良好で、コア側面は正則な形をしている。原則的には、カッターでコアの上下端を切断し、キャッピングを行ない、圧縮試験を行なった。

コア供試体について、切断前後の寸法、純乾燥重量、吸水後の表面乾燥重量、吸水後の水中重量、容積、純乾燥状態の単位容積重量、表面乾燥飽和状態の単位容積重量、吸水率などの実測または計算を行なった。

コア供試体の寸法はおおむね H/D が 2 より小さく、圧縮強度が見掛け上大きく出るので JIS 1107 の表¹⁵⁾によつて、 $H/D=2$ に相当するものに換算し、解析にはすべてこの数字を使った。

表-5.5 に示したように材令が 65~170 週の間には散らばっているもので、後に述べる検討において、必要のある場合は材令更正をした強度を利用した。

舗装のように苛酷な繰返しの荷重を受けるコンクリートにおいては特に、その材令に伴う強度の増進について、種々問題があると考えられる。ここでは一応 C. Bach の公式の形¹⁶⁾を採用し次の材令増進率 μ_t を用い、コア強度を材令 1 年 (52 週) に更正した値を計算した。すなわち

$$\mu_t = \frac{1 - \sqrt[6]{\frac{1}{150t+1}}}{1 - \sqrt[6]{\frac{1}{150t_0+1}}}$$

ここに、 t_0 : 1年すなわち 52 週

t : 週で表わした材令

これら観測および計算の結果を表-5.6 に示す。なお、この表には後に述べる相関性の検討のため必要があるので、コアに対応する施工時の供試体圧縮強度およびスランプをも付記した。

表-5.6 舗装コンクリートコア試験結果

地点番号	コア番号	コア 圧縮強度	材令更正コア 圧縮強度	吸水率	純乾単位 各種重量	供試体 圧縮強度	スランプ
1	1	244	232.8	4.05	2.328	—	—
	2	277	264.2	3.76	2.241	253.6	3.5
	3	250	238.4	4.26	2.224	—	—
	4	257	245.1	5.53	2.224	—	—
	5	312	298.1	2.47	2.337	243.0	2.4
	6	286	273.3	3.92	2.316	—	—
	7	285	272.6	4.16	2.269	262.5	2.1
2	1	308	294.6	2.67	2.232	309.3	2.7
	2	321	307.0	3.43	2.226	—	—
	3	249	238.2	3.26	2.239	—	—
	4	291	279.2	2.38	2.207	319.5	2.3
3	1	256	245.6	3.12	2.281	278.7	2.1
	2	271	259.9	3.56	2.289	—	—
	3	274	262.8	4.50	2.307	—	—
	4	294	282.2	3.71	2.308	330.5	2.4
3'	1	339	332.2	2.79	2.394	309.0	2.0
	2	423	414.5	1.91	2.350	—	—
	3	412	403.7	1.75	2.384	—	—
	4	401	392.1	3.37	2.295	392.5	1.0
	5	317	307.9	2.17	2.255	345.0	0.6
	6	263	256.6	4.10	2.295	298.0	1.5
4	1	346	342.4	2.98	2.276	327.0	2.2
	2	192	182.5	3.17	2.261	—	—
	3	306	290.9	3.15	2.277	—	—
	4	299	295.0	2.18	2.282	306.0	2.0
	5	246	242.7	3.51	2.277	—	—
	6	217	214.1	3.37	2.283	—	—
5	1	410	404.3	2.59	2.324	338.5	3.0
	2	378	372.8	2.57	2.360	—	—
	3	326	321.5	2.42	2.339	—	—
	4	348	343.4	3.99	2.328	312.0	4.0
	5	266	262.5	1.80	2.321	—	—
	6	458	451.9	2.20	2.327	—	—
6	1	348	335.1	2.18	2.297	394.0	2.0
	2	272	262.0	3.61	2.256	—	—
	3	300	288.9	3.94	2.196	—	—
	4	279	268.8	4.76	2.213	—	—
7	1	268	256.3	3.64	2.173	282.5	2.1
	2	344	328.9	3.13	2.259	—	—
	3	297	284.0	3.20	2.247	—	—
	4	354	342.2	1.76	2.252	319.5	2.3
度	数	41	41	41	41	37	37

ii. 路盤試験の結果

コアボーリングは舗装版コンクリートの調査を目的とするほか、路盤試験の目的も有するのであつて、高盛土、低盛土、両切土、片切土などのカ所を選定して行なつた。

コアボーリング位の穿孔において、C.B.R. 試験を行ない、さらに路盤材料の現場含水比測定と土質試験とを行なつた。この結果を表-5.7に示す。

表-5.7 C.B.R. 試験および含水比測定結果

地点番号	孔番号	C. B. R.	換算k値	施工時 のk値	含水比		粒 度 組 成					P. I.	備 考	
					直 下	平 均	粘 土	シルト	細 砂	粗 砂	礫			
1	1	81.5	19.5	—	9.2	8.2	—	—	—	—	—	—	} 片切土	
	2	—	—	—	6.8	9.1	5.0	7.0	12.0	25.0	51.0	5.4		
	3	268.6	>22	—	8.1	9.2	14.0	13.0	14.5	29.5	29.0	8.8		
	4	36.4	10.8	—	8.9	12.1	14.5	9.5	8.5	26.0	41.5	15.8		} 切 土
	5	7.3	4.7	—	14.7	11.6	—	—	—	—	—	—		
	6	4.4	3.6	—	18.0	12.9	17.0	11.0	12.0	30.5	29.5	20.4		
	7	5.1	4.0	—	16.3	16.2	23.0	10.0	7.0	33.0	34.0	20.4		} 半面盛土
												29.6		
2	1	18.2	6.8	—	9.6	25.8	—	—	24.0	34.5	41.5	12.8	} 両切土	
	2	18.9	6.9	—	19.6	31.4	39.5	54.5	5.0	0.5	0.5	27.2		
	3	35.7	10.8	—	14.2	25.4	—	—	—	—	—	—		
	4	56.1	15.0	—	8.2	27.4	—	—	12.0	14.0	20.0	54.0		4.6
3	1	152.9	>22	—	7.3	11.2	7.0	5.0	14.0	31.0	43.0	8.4	} 盛 土	
	2	36.4	10.8	—	5.7	25.7	13.0	9.0	14.0	33.0	31.0	14.5		
	3	—	—	—	6.9	12.7	—	—	—	—	—	—		
	4	24.0	7.6	—	10.6	22.4	6.0	5.0	7.0	33.0	49.0	14.3		
3'	1	—	—	—	8.4	6.7	—	—	—	—	—	—	} 盛 土	
	2	168.9	>22	} 11.0	—	—	—	—	—	—	—	—		
	3	96.8	21.7		—	—	—	—	—	—	—	—		
	4	36.5	11.0	} 14.3	13.2	6.9	2.0	4.0	4.5	15.0	74.5	2.1		
	5	119.4	>22		19.5	17.4	11.0	13.0	17.5	3.5	55.0	15.1		
	6	—	—	18.7	21.4	4.5	9.5	12.5	15.5	58.0	8.5			
4	1	28.4	8.3	—	18.3	27.1	—	—	33.5	22.5	44.0	22.4	} 低盛土	
	2	14.6	6.4	—	20.0	25.3	14.0	15.0	17.0	38.0	16.0	23.2		
	3	17.6	6.6	—	16.8	19.8	—	—	—	—	—	—		
	4	34.2	10.0	—	22.2	21.3	13.0	8.5	19.5	52.5	6.5	10.3		
	5	40.0	11.9	—	14.7	18.1	—	—	—	—	—	—		
	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
5	1	—	—	} 13.0	10.4	27.2	—	—	40.0	60.0	0	—	} 低盛土 (置換)	
	2	21.0	7.0		—	—	—	25.0	25.0	21.0	22.0	7.0		29.1
	3	—	—	} 10.7	—	—	—	—	—	—	—	—		
	4	22.0	7.3		15.5	20.9	—	—	—	—	—	—		
	5	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—		
	6	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—		
6	1	13.0	6.0	—	11.6	12.0	5.0	5.0	5.0	28.0	57.0	11.7	} 両切土	
	2	22.6	7.4	—	10.7	10.8	—	—	—	—	—	—		
	3	39.3	11.9	—	11.5	11.3	—	—	—	—	—	—		
	4	13.1	6.0	—	17.2	13.7	—	—	—	—	—	—		
7	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	} 両切土	
	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	4	10.2	5.5	—	6.7	15.3	—	—	—	—	—	—		

5. 既設舗装コンクリートの現状

i. 相関性の判定

既設舗装コンクリートの現状を把握するため、既述の諸種の実測値を検討し、その変動の実態並びに実測値相互間の相関性の判定を行なう。これによつてコンクリート舗装の設計並びに施工の改善に対する指針を見出そうとする。

以下の記述に便ならしめるため、ここで、相関性の判定について述べる。 $|r|$ の値が $\rho=0$ なる母集団に属するか否かは次のようにして判定する¹⁷⁾。

$$|r| < \omega_2 = \frac{2}{\sqrt{N-1}} \quad (N: \text{標本数}) \dots\dots\dots (5.1)$$

の場合、 $|r|$ は $\rho=0$ なる母集団に属するとみなされ、2つの事象の間に相関性がないとみなされる。

$$|r| > \omega_3 = \frac{3}{\sqrt{N-1}} \dots\dots\dots (5.2)$$

の場合、 $|r|$ は $\rho=0$ なる母集団に属しないとみなされ、2つの事象の間に相関性があるとみなされる。

$$\omega_2 \leq |r| \leq \omega_3 \dots\dots\dots (5.3)$$

の場合、 $|r|$ が $\rho=0$ なる母集団に属するとみなされるかどうか、2つの事象の間に相関性があるとみなされるかどうかについて、より一層の検討を行わなければ不明である。

次に、標本相関係数の絶対値 $|r|$ に対応する母集団相関係数 ρ の分布の信頼限界は次のようにして得られる¹⁷⁾。
すなわち、

いま、

$$\left. \begin{aligned} Z &= \frac{1}{2} \log \frac{1+|r|}{1-|r|}, & \zeta &= \frac{1}{2} \log \frac{1+\rho}{1-\rho} \\ \zeta_1 &= Z - \omega', & \zeta_2 &= Z + \omega' \\ \omega' &= \omega_2' \text{ または } \omega_3', & \omega_2' &= \frac{2}{\sqrt{N-3}}, \omega_3' = \frac{3}{\sqrt{N-3}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.4)$$

とすれば

$$\frac{e^{2\zeta_1} - 1}{e^{2\zeta_1} + 1} \leq \rho \leq \frac{e^{2\zeta_2} - 1}{e^{2\zeta_2} + 1} \dots\dots\dots (5.5)$$

となる。

次に、資料の選定について述べる。2つの事象の相関関係図の特別偏寄点をもつ行または列について、それらの行または列の点の平均値 \bar{x} からの偏寄が $1.45u$ 以上のものを、その相関関係図から削除するものとする。

ii. コア強度

a. コア強度と供試体強度との相関性：コア強度が施工時の供試体強度と大きな相関性を持つとき、供試体強度の試験の意義が大きいのと考えられる。ところで本調査で得られたコア強度は材令を異にするものを含んでいるので、生のままのコア強度と材令更正をしたコア強度と、いずれが供試体強度と対比すべきかがまらずもつて問題となる。この場合の供試体強度は材令4週間であり、材令更正コア強度は材令1年(52週)に更正したものである。

まず、コア強度(生資料および更正資料)と供試体強度との統計値を示せば、表-5.8のようになる。この表でわかるように3者とも正規分布をするものと考えて差支えない。変動係数は、コア強度の方が共に、供試体強度のそれを上廻っている。

表-5.8 コア強度と供試体強度の統計値

	コア強度(生)	材令更正コア強度	供試体強度
χ^2 の値	$0.10 < P\{\chi^2 \geq 4.375\} < 0.25$	$0.05 < P\{\chi^2 \geq 4.999\} < 0.10$	$0.10 < P\{\chi^2 \geq 3.194\} < 0.25$
平均値 \bar{x} (kg/cm ²)	307.0	297.3	305.5
標準偏差 S (kg/cm ²)	57.37	57.95	44.98
分散値 u^2 (kg/cm ²)	3374	3443	2076
信頼係数99%に相当する母集団平均推定値	$\bar{x} \pm 24.5$	$\bar{x} \pm 24.5$	$\bar{x} \pm 19.8$
変動係数 V (%)	18.92	19.73	14.92

次に、生資料コア強度と供試体強度との間の相関性を表-5.9に示す。生資料コア強度の平均値は材令が大きいので、供試体強度の平均値より大である筈であるが、この場合、若干上廻っているものの、平均値検定、分散値検定とも、同一母集団に属するとみなされる結果になった。相関係数 r は 0.3401 であつて、 r は $\rho=0$ なる母集団に必ずしも属するとはいえない。

表-5.9 コア強度(生)と供試体強度との間の相関性

資料数 N	37
平均値検定 t 分散の t_0 の値	$0.80 < P\{ t \geq t_0 \} = 0.165 < 0.90$
分散値検定分散比 F_0 の値	$0.05 < P\{F^{40}_{38} \geq F_0\} = 1.625$
相関係数 r	$\omega_2(0.3333) < r(0.3401) < \omega_3(0.5000)$
相関係数値 $ r $ に対応する ρ の信頼限界	$0.1122 \leq \rho \leq 0.6025$ $-0.1589 \leq \rho \leq 0.7007$

次に、材令更正コア強度と供試体強度との間の相関性を表-5.10に示した。選定しない場合の資料数は37、選定した場合の資料数は34である。この場合の平均値は無更正の場合よりも小さくなり、52週強度の方が4週強度より小さくなった。平均値の検定によると、一応同一の母集団に属するとみなすことができる程度である。

表-5.10 材令更正コア強度と供試体強度との間の相関性

	選定しない場合	選定した場合
資料数 N	37	34
t 分散の t_0 の値	$0.30 < P\{ t \geq t_0 \} = 0.891 < 0.40$	
分散比 F_0 の値	$0.05 < P\{F_{40,38} \geq 1.658\}$	
相関係数 r	$\omega_2(0.3333) < r(0.3720) < \omega_3(0.5000)$	$\omega_3(0.5222) < r(0.5289) $
相関係数値 $ r $ に	$0.1122 \leq \rho \leq 0.6025$	$0.2308 \leq \rho \leq 0.7268$
対応する ρ の値	ω_2' ω_3' $-0.1589 \leq \rho \leq 0.7007$	$0.0498 \leq \rho \leq 0.8101$

相関係数は選定しない場合は 0.3720 であつて生資料の場合よりやや上廻っている。選定した場合は、0.5289 であつて更正コア強度と供試体強度との間に一応の相関性をみとめられる。これらの関係を図-5.1に示した。この図で \times は選定のとき削除された点を示し、 R_x , R_y のうち点線は選定しない場合、実線は選定した場合の回帰直線を示す。

b. コア強度の変動：全コア強度（生）の変動係数は18.92%であるが、これをカ所別にわけて示すと、No.1 は 8.82%，No.2 は 10.72%，No.3 は 5.70%，No.3' は 12.94%，No.4 は 22.01%，No.5 は 18.39%，No.6 は 11.44%，No.7 は 11.34% と大きく変動している。

さらに、機械施工部分と人力施工部分にわけると、前者の変動係数は 9.76% であり、後者のそれは 19.30% である。この変動係数の差にもとづく、設計強度に対する割増係数の増大は軽視し難いものであつて、前者の 1.12 に対し、後者は 1.56 となり、これにもとづくコンクリート 1m² 当りのセメントの増量は 120 kg にも達する。

c. 検討：以上調査、検討の結果、コア強度と供試体強度との間には相関性が非常に少ないという結果になつた。これは、このような硬練りのコンクリートに対する供試体の作製方法にも問題があるので、振動締固めによる方法を確立しなければならない。また、供試体をプラントで採取したことも 1つの問題である。

いずれにせよ技術水準をさらに向上させるべきであつて、この両者の相関性をよくするためにも、舗装コンクリートの強度の変動をできるだけ少なくするためにも、より厳格な品質管理並びに施工管理が必要とされる。さらに後述する。

iii. 吸水率

a. 吸水率と材令更正コア強度との間の相関性：舗装コンクリートの吸水率が材令により余り変化しないものとすれば、材令更正をしたコア強度との相関を考えるべきであろう。この両者の間の相関性を表-5.11および図-5.2に示した。ともに選定しない場合と選定した場合を含み図示の要領は ii. の場合と同様である。

表-5.11 吸水率と材令更正コア強度との間の相関性

	選定しない場合	選定した場合
資料数 N	41	38
相関係数 r	$\omega_3(0.4743) < r(-0.5108) $	$\omega_3(0.4932) < r(-0.6206) $
相関係数値 $ r $ に	$0.2349 \leq \rho \leq 0.7105$	$0.3695 \leq \rho \leq 0.7872$
対応する ρ の値	ω_2' ω_3' $0.0769 \leq \rho \leq 0.7820$	$0.1050 \leq \rho \leq 0.8732$

吸水率の変動係数は 28.1% もあり大きい。これは平均値が約 3.2% で小さいことにもよるであろう。この場合の相関係数は共に ω_3 より大であつて、相当良好な相関性があるものとみなされる。

図-5.1 材令更正コア強度と供試体強度相関図

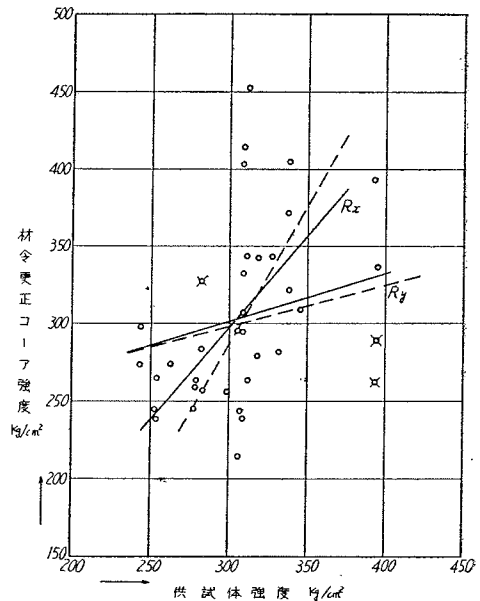
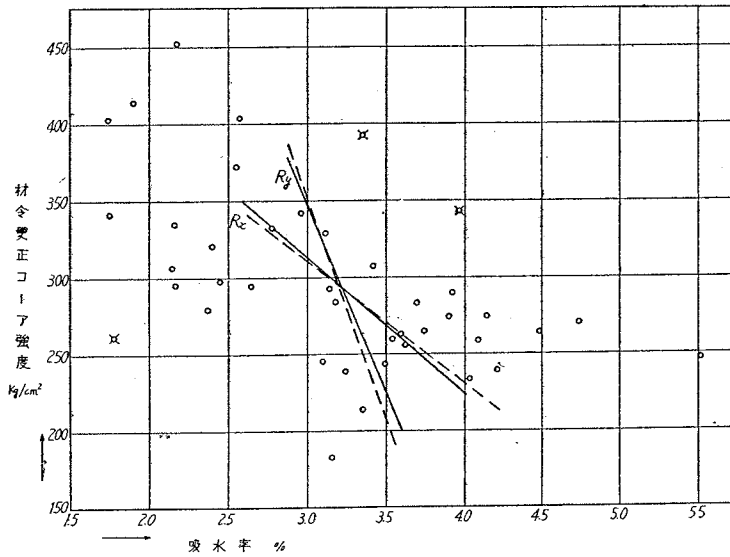


図-5.2 材令更正コア強度と吸水率相関図

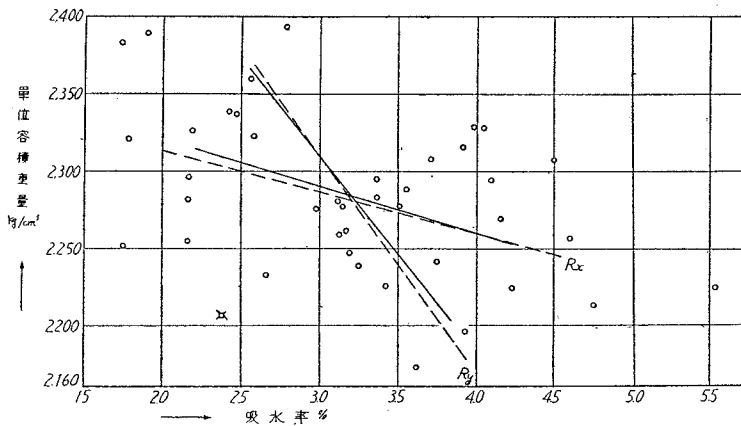


b. 吸水率と単位容積重量との間の相関性：この両者の間の相関性を表-5.12 および図-5.3 に示した。その要領は既述の通りである。

表-5.12 吸水率と単位容積重量との間の相関性

	選定しない場合	選定した場合
資料数 N	41	40
相関係数 r	$\omega_2(0.3162) < r(-0.4287) < \omega_3(0.4743)$	$\omega_2(0.3203) < r(-0.4713) < \omega_3(0.4804)$
相関係数値 $ r $ に ω_2'	$0.1330 \leq \rho \leq 0.6543$	$0.1809 \leq \rho \leq 0.6861$
対応する ρ の値 ω_3'	$-0.2839 \leq \rho \leq 0.7375$	$0.0186 \leq \rho \leq 0.7637$

図-5.3 吸水率と単位容積重量相関図



この場合の変動係数は共に ω_2 と ω_3 の間にあり、ある程度の相関性があるとみなされる。

c. 検討：吸水率とコア強度との間の相関性は思ったより良好で、間接判定の実用に供されるものと考えられる。これは吸水率と空ゲキとの間、空ゲキと強度との間に相当良好な相関性があるからによるものと考えられる。

iv. 単位容積重量

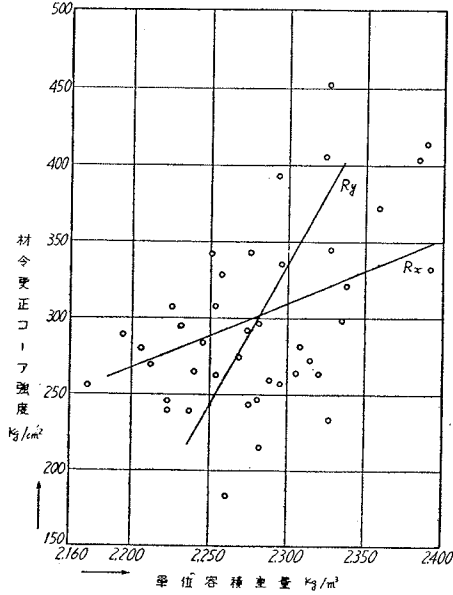
a. 単位容積重量と材令更正コア強度との間の相関性：舗装コンクリートの単位容積重量の平均値は $\bar{x}=2.283 \text{ kg/cm}^3$ で、その変動係数は小さく、 $V=2.3\%$ 位である。

この材令更正コア強度との間の相関性を表-5.13 および図-5.4 に示した。この場合選定によつて資料は削除されなかつた。

表-5.13 単位容積重量と材令更正コア強度との間の相関性

資料数 N	41
相関係数 r	$\omega_3(0.4743) < r(0.4904) $
相関係数値 $ r $ に対応する ρ の値	ω_2' $0.2074 \leq \rho \leq 0.6959$ ω_3' $0.0482 \leq \rho \leq 0.7705$

図-5.4 材令更正コア強度と単位容積重量相関図



b. 検討：単位容積重量の分布柱状図は正規分布曲線によく一致しているが、単位容積重量とコア強度との間には思つた程の相関性が見られなかつた。

v. スランプ

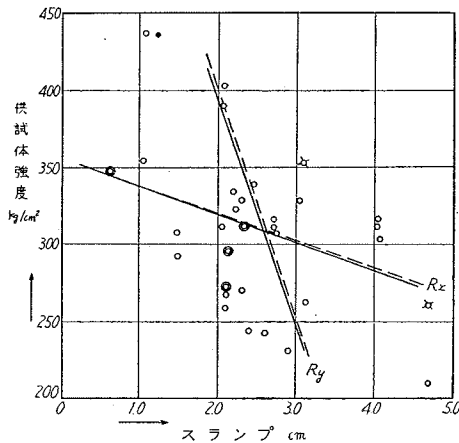
a. スランプと供試体強度との間の相関性：スランプの変動係数は $V=33.9\%$ で非常に大きく、平均値は $\bar{x}=2.24$ cm, 平均値の母集団推定値は $\xi=\bar{x} \pm 0.36$ の範囲にある。

スランプと供試体強度との間の相関性を表-5.14 および 図-5.5 に示す。その相関係数は選定しない場合、

表-5.14 スランプと供試体強度との間の相関性

	選定しない場合	選定した場合
資料数 N	38	36
相関係数 r	$\omega_2(0.3288) < r(-0.3375) < \omega_3(0.4932)$	$\omega_2(0.3381) < r(-0.3460) < \omega_3(0.5071)$
相関係数値 $ r $ に対応する ρ の値	ω_2' $0.0329 \leq \rho \leq 0.5975$ ω_3' $-0.1545 \leq \rho \leq 0.6939$	$0.0119 \leq \rho \leq 0.6132$ $-0.1618 \leq \rho \leq 0.7105$

図-5.5 スランプと供試体強度相関図



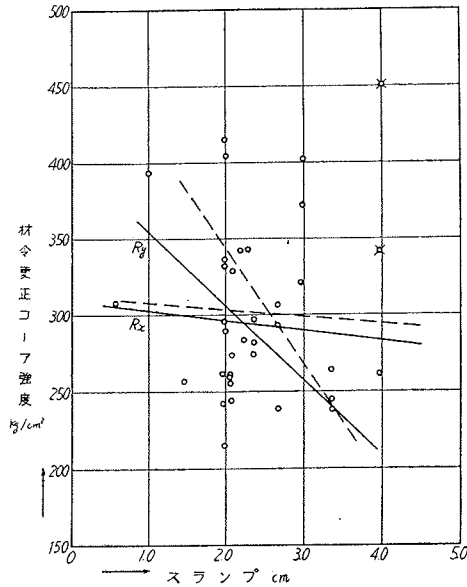
選定した場合共に ω_2 と ω_3 の間にあつて、相関性は非常に小さい。

b. スランプと材令更正コア強度との間の相関性：この場合の相関性を表—5.15 および 図—5.6 に示す。この表でわかるように相関性がないとみなされる。

表—5.15 スランプと材令更正コア強度との間の相関性

	選定しない場合	選定した場合
資料数 N	37	35
相関係数 r	$ r(-0.1756) < \omega_2(0.3333)$	$ r(-0.2987) < \omega_2(0.3430)$
相関係数值 $ r $ に ω_2'	$-0.1641 \leq \rho \leq 0.4780$	$-0.0401 \leq \rho \leq 0.5758$
対応する ρ の値 ω_3'	$-0.3249 \leq \rho \leq 0.5992$	$-0.2188 \leq \rho \leq 0.6849$

図—5.6 材令更正コア強度とスランプ相関図



c. 検討：スランプとコンクリート強度との間には良好な相関性が見出されるものと期待していたが、事実はこちらに反して、スランプと供試体強度並びにコア強度との間には相関性がほとんど見出されないという結果になった。

舗装コンクリートのように硬練りのコンクリートのスランプは測定誤差が大きく、変動も大きくなりやすいので、特に個人誤差などを少なくするよう測定に十分注意するほか、根本的にはコンクリートの品質管理に特に注意する必要がある。

6. 既設舗装路盤の現状

資料が十分でないが、検討の結果は次のようである。

i. 高盛土部分

路床路盤材の粒度組成と物理性が良好であれば、交通荷重によつて転圧固結されて、路盤の支持力は上昇する。物理性があまり良好でなくても、粒度組成が良好であれば、支持力はある程度上昇する。

粒度組成も物理性も余り良好でなくても、雨水の浸入が防止できれば、支持力の低下はあまり見られない。

目地の手入れが悪いとか、異状沈下によつて開口を見るとかにより雨水が多量に浸入するとき支持力は低下する。

従つて盛土部分には slip bar, tie bar を入れて路盤の異状沈下、方向性段違いなどを防止すると共に、目地の維持に特に注意する必要がある。

ii. 地下水の影響を受ける程度の低地盛土部分

粒度組成も物理性も非常に良好であれば、支持力の低下は余り見られない。

粒度組成も物理性もやや良好な程度では、支持力はある程度低下する。

低湿地の盛土では相当厚入替を行なつても、入替材の粒度が悪いと、部分的に支持力の低下を見るので、路盤支持力が不均一になる。

従つて入替材の粒度については細心の注意を要する。

iii. 両切土部分

粒度組成も物理性も良好であれば、支持力は余り低下しない。

粒度組成が余り良好でなく、物理性の良好な場合は支持力はある程度低下する。

粒度組成も物理性も余り良好でない場合は支持力は相当程度低下する。

舗装下排水を良好ならしめるためには、側溝壁に排水孔を設ける必要がある。

舗装下排水の困難性を考えて、同地の維持を十分にすると共に、方向性段違ひの発生防止のため slip bar を入れる必要がある。

iv. 片切土部分

粒度組成と物理性が良好であれば、支持力は相当上昇する。

粒度組成は余り良好でなくとも、物理性が良好であれば、支持力はある程度上昇する。

粒度組成も物理性も良好でなければ、支持力は相当低下する。

従つて、片切土の盛土部分の物理性が良好でない場合は、粗粒材を適当量切り混ぜて改良すると共に、tie bar を入れて同地の開口を防止し、同地の維持を十分にする必要がある。

VI. 路盤構築の現状とその分析

1. まえがき

コンクリート舗装における路盤工の重要性はいうまでもないところであるから、ここでは言及しない。路盤の耐荷力については松村孫治氏および谷藤正三氏の研究^{18),19)}などがある。

ここでは中部地建における路盤構築の現状を調査し、その実態を把握すると同時に、その分析を行ない、さらに路盤構築の基本試験を行ない、その輾圧機構を検討し、コンクリート舗装施工合理化に対する指針を与えようとするものである。

2. 路盤構築の現状

i. 名古屋工事事務所における路盤施工実例

昭和29~31年度の中部地建名古屋工事事務所で施工したコンクリート舗装路盤について、各出張所の施工別、年度別の路床、路盤の支持力係数とその変動係数などを表-6.1に示す。この表から次のことがいえる。

- (1) 路盤厚が薄く約12 cm以下の場合、支持力係数はほとんど改善されないが、その均一性は相当改善され、変動係数が10%程度減少する。
- (2) 路盤厚が中程度(12~25 cm)の場合、支持力係数は3~5 kg/cm³程度改善され、変動係数は10%程度減少する。
- (3) 路盤厚が厚く約30 cm以上の場合、支持力係数は5~10 kg/cm³程度上昇するが、均一性は却つて悪くなる場合がある。これは大粒材料の施工の悪いことがあるからによる。
- (4) 以上のことから、自然路盤の支持力係数の大きい場合も、均一性を大にするため、少なくとも10 cm程度のクッション路盤を構築すべきである。
- (5) 路盤材料の粒度組成の悪いときは、中程度以上に厚い路盤を構築しても、支持力係数もその変動係数も改善されない。従つて路盤材料の粒度組成は路盤構築上非常に重要な要素である。

ii. 昭和30年度試験舗装路盤

笠寺出張所において、4種類の路盤について、40 mm程度の撒水を行なつて、支持力の測定を行なつた。その測定結果は省略するが、おおむね次のことがいえる。

- (1) 路盤材料および路床材料の粒度組成と物理性が余り良好でない場合には、40 mm程度の撒水を行なうと、支持力係数は2~4 kg/cm³以上低下し、変動係数は2~3%以上増加する。
- (2) 粒度組成も物理性も良好な場合には、支持力係数もその変動係数も必ずしも悪化しない。

iii. 路盤材料の粒度

名古屋工事事務所においては路盤構築用の碎石を5~20 mmの小粒のものと、20~50 mmの大粒のものと2

表-6.1 各出張所施工別、年度別の路床、路盤の支持力係数とその変動係数並びに路盤支持力係数と路床支持力係数の差および比

出張所別	年度別	路盤厚 cm	路 盤			路 床			路盤 K_{75} ~ 路床 K_{75} 差	路盤 K_{75} (比) 路床 K_{75}	施工方所	
			平均 K_{75}	変動係数	測定数	平均 K_{75}	変動係数	測定数				
笠 寺	昭和 29 年 度	12	11.1	10.91	16	< 5.0	—	—	> 6.1	>2.22	一 番 町 南 〃 〃	
		12	12.3	25.37	14	11.0	35.25	6	1.0	1.09		
		12	10.4	28.17	36	10.6	34.62	38	- 0.2	0.98		
	出 張 所	昭和 30 年 度	12	9.4	29.47	33	7.9	22.02	21	1.5	1.18	六 番 町 南 〃 〃
			38	10.2	23.43	21	8.1	30.04	11	2.1	1.26	
			40	11.3	9.09	8	< 2.0	—	—	> 9.3	>5.65	
三 河 出 張 所	昭和 31 年 度	48	13.3	16.27	8	< 2.0	—	—	>11.3	>6.65	六 番 町 南 〃 〃	
		50	10.1	8.59	16	< 2.0	—	—	> 8.1	>5.05		
		7	7.1	17.41	40	6.4	18.40	40	0.7	1.11		
	本 宿 出 張 所	昭和 30 年 度	7	7.1	17.41	40	6.4	18.40	40	0.7	1.11	熱 田 南 〃 〃
			7	9.4	29.47	33	10.6	34.62	38	- 1.2	0.89	
			12	10.4	28.17	36	7.9	22.02	21	2.5	1.32	
三 河 出 張 所	昭和 31 年 度	27	9.0	25.20	11	6.2	—	3	2.8	1.45	〃 〃 〃	
		10	13.9	23.80	54	< 5.0	—	—	> 8.9	>2.78		
		10	12.7	33.25	54	< 5.0	—	—	> 7.7	>2.54		
	本 宿 出 張 所	昭和 31 年 度	10	9.1	27.99	15	< 5.0	—	—	> 4.1	>1.83	豊 明 〃 熱 田 〃 〃
			22	9.2	29.06	54	< 3.0	—	—	> 6.2	>3.07	
			40	7.8	37.69	16	< 3.0	—	—	> 4.8	>2.60	
三 河 出 張 所	昭和 30 年 度	7	10.9	17.10	43	8.8	26.90	50	2.1	1.24	三 河 〃 〃	
		7	10.5	16.76	41	9.3	28.60	53	1.2	1.13		
		16	16.0	14.75	8	6.9	34.96	8	3.6	1.52		
本 宿 出 張 所	昭和 31 年 度	7	15.1	12.65	96	12.1	17.27	95	3.0	1.25	三 河 〃 〃	
		50	12.5	29.92	11	7.6	21.07	11	4.9	1.64		
		7	11.7	23.10	56	11.7	26.40	56	0	1.00		
本 宿 出 張 所	昭和 31 年 度	7	13.0	33.40	32	14.1	32.30	32	- 1.1	0.92	本 宿 〃 〃	
		7(+70)	11.1	—	2	< 5.0	—	—	> 6.1	>2.22		
		7(+70)	11.1	—	2	< 5.0	—	—	> 6.1	>2.22		

種にわけて購入しているが、それぞれ、20 mm, 50 mm 程度のものが多く中間粒径のものが少ない。従つてこの2種類の碎石をどのように混合しても、セメントコンクリート舗装要綱に示された、理想とされる粒径が得られない実状である。

従つて、2種類の購入碎石にしかるべき混合材、例えば石粉、砂、自然土砂などの適当量を混合して、粒度組成を良好ならしめることが肝要である。

次に注意すべきことは、均一に混合すれば良好な粒度組成の得られる、何種類かの材料を層状に散布し、輾圧を十分に行なつても、箇々の材料の悪い性質がそのまま残り、良好な路盤が構築されないことである。

シーマンミキサー、デスクハローなどを使用し十分混合してから、散布輾圧を行なつてはじめて、良好な路盤を得ることができる。

3. 路盤構築輾圧試験

i. 試験の概要

路床、路盤と舗装との組合わせを最も合理的に行ない、最も経済的な舗装の設計、施工を行なうには、路盤構築を条件別に解析して設計計算にのせることを可能にする必要がある。

この目的のため、幅2 m, 長6 mの路盤構築基本試験場を設備し、1次、2次の両回にわたる試験を実施した。

まず、コンクリートブロックの上に厚さ50 cm, 支持力係数5 kg/cm²程度の路床を構築した。路盤材料は特に数種の材料を混合し、標準粒度のものを製造し使用した。上記路床の上に、この路盤材料を4層にわけて敷きならし、各層ごとに輾圧し、路盤を構築した。

この各層ごとに沈下量、含水比、支持力係数などを測定し、さらに各層ごとに載荷板による連続載荷試験を行ない、路盤支持力を測定した。第2次の路盤構築試験の測定結果を表-6.2に示す。

ii. 振動ローラーの特性

この輾圧試験には、ラサ工業のIR-II型の振動ローラーを使用した。予備試験を行なつたところ、路盤、路床の固有振動に近い振動数、すなわちそれぞれ1700 rpm および700~1000 rpm で運転した場合が最も効果的であつたので、この振動数で公称8 tの輾圧力で試験を行なつた。

表-6.2 第2次路盤構築転圧試験結果の総括表

	転圧荷重 (公称荷重) および回数	ローラー 振動数 rpm	厚さ cm	沈下量 cm	容積変化 %	乾燥密度 kg/cm ³	変化率 %	含水比 %	支持力 K _{7.5}	連載支持力 5回 K _{7.5} kg/cm ²
第一層	0	—	14.5	0	100	1.957	100	9.7	—	—
	8 t 4	1.700	12.3	2.2	84.8	2.340	119.6	8.6	5.23	—
	8	1.700	11.7	2.8	80.7	2.383	121.8	8.6	5.97	—
	12	1.700	11.5	3.0	79.3	2.365	120.8	9.7	5.62	—
	16	1.700	11.4	3.1	78.2	2.482	126.8	8.0	6.53	10.8
	20	1.700	11.3	3.2	77.9	2.576	131.6	7.7	6.87	12.0
第二層	0	—	16.0	0	100	1.793	100	8.45	—	—
	8 t 4	1.700	13.9	2.1	86.9	2.252	125.6	7.95	6.37	—
	8	1.700	13.3	2.7	83.1	2.339	130.5	7.33	6.77	—
	12	1.700	13.2	2.8	82.5	2.376	132.5	7.65	6.37	—
	16	1.700	13.0	3.0	81.3	—	—	8.55	7.33	14.0
	20	1.700	12.9	3.1	80.6	2.458	137.1	9.33	7.37	14.3
第三層	0	—	19.1	0	100	1.947	100	8.05	—	—
	8 t 4	1.700	16.3	2.8	85.3	2.352	120.8	8.19	5.93	—
	8	1.700	15.9	3.2	83.2	2.454	126.0	7.97	7.17	—
	12	1.700	15.7	3.4	82.2	2.443	125.5	8.56	8.50	—
	16	1.700	15.5	3.6	81.2	2.428	124.7	8.39	9.28	21.7
	20	1.700	15.5	3.6	81.2	2.542	130.6	7.76	9.63	26.0
第四層	0	—	21.3	0	100	1.848	100	6.45	—	—
	8 t 4	1.700	18.5	2.8	86.9	2.355	127.4	6.66	7.40	—
	8	1.700	18.2	3.1	85.4	2.208	119.5	5.35	8.37	—
	12	1.700	17.9	3.4	84.0	2.354	127.4	5.15	8.70	—
	16	1.700	17.9	3.4	84.0	2.307	124.8	2.95	8.40	28.8
	20	1.700	17.7	3.6	83.1	2.444	132.3	6.42	9.00	—
第五層	0	—	17.6	3.7	82.6	2.354	127.4	5.24	9.80	32.5
	30	1.700	17.5	3.8	82.2	2.451	132.6	5.31	11.40	33.7
	40	1.700	17.5	3.8	82.2	2.451	132.6	5.31	11.40	33.7
	40	1.700	17.5	3.8	82.2	2.451	132.6	5.31	11.40	33.7

この振動ローラーに対する最適含水比は上記路盤材料に対しては約 8~16% であり、路床材料に対しては約 14~15% で、標準の搗固め試験より得られた最適含水比 12.5% より少し大きめになった。

iii. 試験結果の検討

a. 支持力係数の限界値：構築路盤の支持力係数は転圧回数あるいは連載回数の増加と共に一定値に漸近するように増加するものであつて、支持力係数の増加の急減する転圧回数は、路盤厚が小さい程小さく、振動ローラーに対しては、第1層で 8~12 回、第2層で 12~16 回、第3層で 16~20 回、第4層で 20~30 回とみられ、これより転圧能力の大きい載荷板に対しては、それぞれ 2~3 回、3~4 回、4~5 回、4~6 回となり、回数が減少している。

また、路盤厚の増加と共に一定値に漸近するように増大する。支持力係数が増加しなくなる厚さは、振動ローラーでは第 2~3 層、載荷板では第 4 層以上のように思われる。

このように、転圧回数についても、路盤厚についても、支持力係数の限界値が存在するが、この限界値は転圧能力の基本単位の大い程大きいものであつて、例えば、載荷板の 4 t 載荷の転圧能力は、試験に使った振動ローラーの 4~5 倍であるから、振動ローラーによる転圧が限界に達した後、載荷板の連続載荷試験を行なうと、これに相当する限界値まで、支持力係数は大幅に増大する。

路盤材料として、理想粒度範囲内のものを使用し、これに適合する最適含水比において転圧する場合、使用機械によつて、転圧能力もきまつてくるので、これに相等する路盤厚、転圧回数並びに支持力の限界値もきまつてくる。種々の機械についてかかる転圧基本調査を行なつておけば、舗装版は路盤支持力との関係において設計され経費も定まるので、最も経済的な路盤厚と施工機械との組合わせが、舗装版との総合的な判断によつて決まることになる。このような方法によつて舗装版と路体と総合した合理的な設計、施工が可能になる。

b. 支持力係数の変動係数：構築路盤の支持力係数の変動係数は、路盤厚が大い程減少し、転圧回数が増加する程減少する傾向にある。ただしローラーの場合は、ローラーの転圧振動と路盤の固有振動と異常共振する場合には変動係数は却つて増大するので、注意を要する。

この試験の支持力係数の変動係数は 5~10% 程度であるので、実際施工の場合は変動係数を 10~15% 程度に抑えるべきものと考えられる。

4. 路盤の輻圧機構

i. 輻圧エネルギー

a. パッシブエネルギー：輻圧能力の基本単位に輻圧エネルギーを考えることにすると、これを 2 つにわけることができる。

その 1 つは、加えた輻圧力と残留沈下量とから求められるもので、パッシブエネルギーと呼ぶことにする。これは路盤に永久変位を起こさせるのに使用された輻圧エネルギーで、輻圧の限度を示すものと考えられる。

他の 1 つは、加えた輻圧力と輻圧時の全沈下量から求められるもので、アクティブエネルギーと呼ぶことにする。これは路盤に変位（弾性変位と永久変位との和）を起こさせるのに使用された輻圧エネルギーで、輻圧の直接能力を示すものと考えられる。

ところで、ローラーの輻圧によるパッシブエネルギーは次式で示される。

$$E_{rp} = \frac{1}{2} P_r \cdot \delta_{rp} - \frac{1}{2} P_r \cdot \delta_{rp}' \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに

E_{rp} : パッシブエネルギー

P_r : 輻圧力

δ_{rp} : 輻圧される層の表面の P_r による残留沈下量

δ_{rp}' : 輻圧される層の底面の P_r (間接) による残留沈下量

これらの数値を直接または間接に測定することによつて、パッシブエネルギーを求めることができる。

b. アクティブエネルギー：ローラーの輻圧によるアクティブエネルギーは次式で示される。

$$E_{ra} = k_r l a \left\{ R(R - \delta_{ra}) \left(2 - \sqrt{1 - \frac{a^2}{R^2}} - \frac{R}{a} \sin^{-1} \frac{a}{R} \right) + \delta_{ra}^2 - \frac{1}{3} a^2 \right\} \dots\dots\dots (6.2)$$

ただし、上式中、近似的に次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ra} &= \sqrt[3]{\frac{P_r^2}{2 R k_r^2 l^2} \left(1 + \frac{1}{6 R} \sqrt[3]{\frac{P_r^2}{2 R k_r^2 l^2}} \right)} \\ a &= \sqrt{\delta_{ra} (2 R - \delta_{ra})} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3)$$

ここに

E_{ra} : アクティブエネルギー

δ_{ra} : ローラー接触長中央点の全沈下量

δ_{ra}' : 輻圧される層の底面の全沈下量 (間接)

k_r : 路盤表面の支持力係数

a : ローラー接触部分水平長の半分

R : ローラーの輻圧ドラムの半径

l : ローラーの輻圧ドラムの長さ

これらの数値は一部測定すれば計算ができる。

ほぼ同様の考え方によつて、載荷板によるパッシブエネルギーおよびアクティブエネルギーが測定できる。

次に振動ローラーと載荷板は触地面積が異なるから、それぞれの単位容積当りのエネルギーを計算する。この場合載荷板については振動ローラーである程度輻圧されてから載荷されるので、ある仮定のもとにローラーによるエネルギーに換算する。これを換算パッシブエネルギーと呼ぶ。このようにして 2 つのエネルギーは加算することができるようになる。この加算したものを和パッシブエネルギーと呼ぶ。

このような考え方によつて、既述の 4 層の路盤構築試験の各層について、種々の輻圧回数、種々の載荷回数ごとに沈下量、支持力などを測定した。これからパッシブエネルギー、アクティブエネルギーを計算し、これらのエネルギーと層厚、輻圧回数、支持力などの間の関係を考察した。

相当大胆な考え方でもあり、試験誤差も大きいのもやむを得ないが、比較的良好な関係を見出すことができた。

ii. 試験の結果とその検討

a. パッシブエネルギー：単位容積当りのローラー輻圧のパッシブエネルギー（ローラー輻圧のみのパッシブエネルギーと沈下 0.125mm の時の載荷板の換算パッシブエネルギーとの和）と輻圧回数との関係を 図-6.1 に示す。

この図でわかるように、このパッシブエネルギーは輾圧回数と共に増大し、層の増加と共に漸近するように減少する。載荷板の場合についても同様のことがいえる。

単位容積当りのローラーの輾圧パッシブエネルギーと支持力係数との関係は 図-6.2 に示すようであり、和パッシブエネルギーと支持力係数との関係も、同様にかなり良好な関係が得られる。横軸の路盤厚をとり、各層の等値和パッシブエネルギーと支持力係数との関係を示したものが 図-6.3 である。この図でわかるように、層厚が同一の場合は、和パッシブエネルギーの増加と共に、単位容積当りの和パッシブエネルギーが同一の場合は、層

図-6.1 ローラーの輾圧パッシブエネルギーと輾圧回数

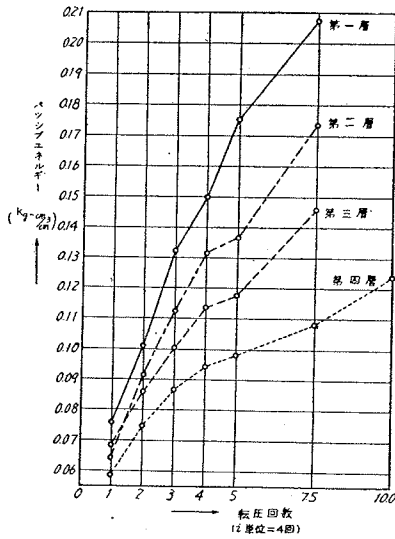


図-6.2 単位容積当りのローラーの輾圧パッシブエネルギーと支持力係数

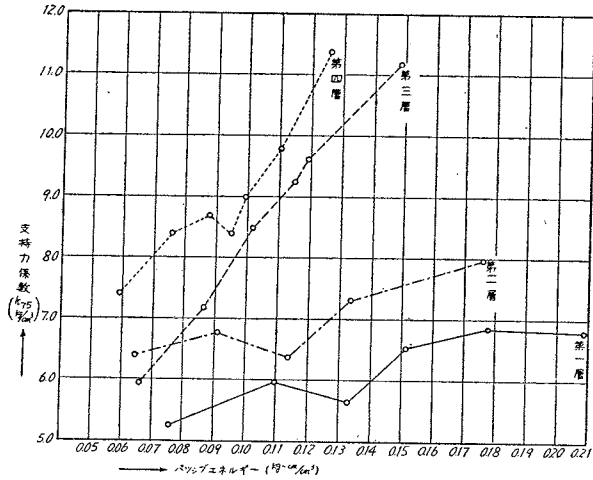
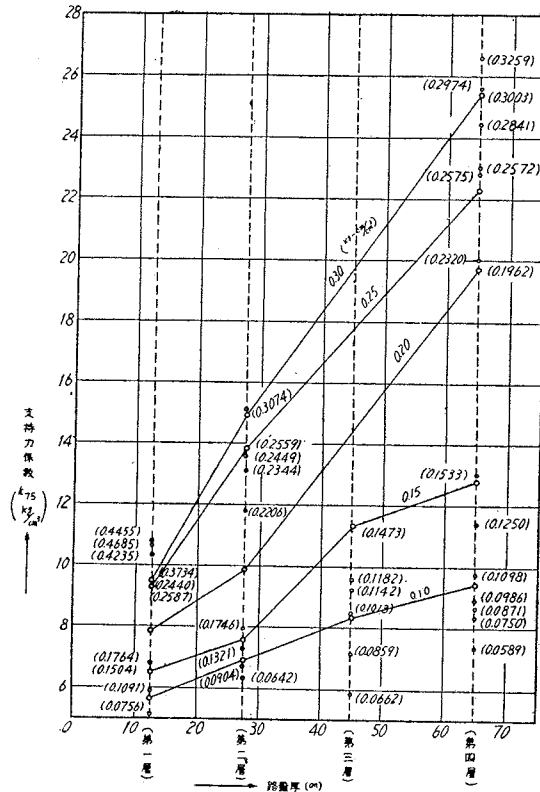


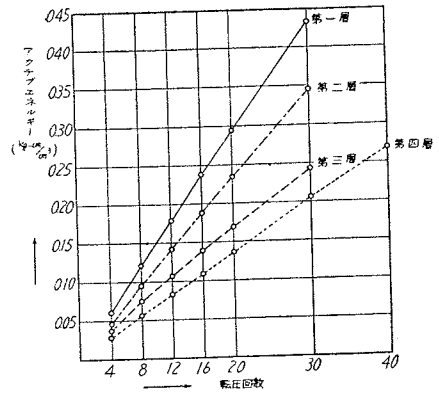
図-6.3 各層の等値和パッシブエネルギーと支持力係数



厚の増加と共に支持力係数は増大する。この関係によつて、路盤厚と単位容積当りの和パッシブエネルギーとから、使用路盤材料並びにその含水比などに対応した支持力係数を求めることができる。実際に利用する場合は、使用せんとする材料ごとに最適含水比の場合の測定を行ない、相関曲線を作製しておけば、設計せんとする路盤の支持力係数を実測によらないで、使用せんとする機械のエネルギーと、路盤厚を想定することによつて求めることができる。これにより路盤と舗装版と総合した合理的な設計、施工が可能になる。

b. アクチブエネルギー：単位容積当りのローラー輾圧のみのアクチブエネルギーと輾圧回数との関係は図-6.4のようになり、各層ごとほとんど直線的に増大する。なお、単位容積当りの載荷板の載荷アクチブエネルギーは各層ごとに載荷回数と共におおむね直線的に増加し、同一層の同一載荷回数のものに対しては、輾圧回数と共に一定値に漸近するように減少し、層厚の増加と共に一定値に漸近するように減少する。

図-6.4 振動ローラーの輾圧アクチブエネルギーと輾圧回数



VII. 舗装コンクリート施工の現状とその合理化

1. まえがき

コンクリートの理論、並びに各種の研究が進められるに従い、舗装コンクリートの施工方法もいちじるしく進歩してきているが、なかでも硬練りコンクリートの普及、並びに統計学の利用による品質変動の概念の導入が、舗装コンクリートの施工方法に与えた影響は極めて大きい。

その具体的方法として、施工の機械化が推進され、質、量とも十分な舗装コンクリートを施工することができるようになつてきた。

しかしながら、このような施工方法もなおよく検討すると解決を要する多くの問題を包含している。また、施工の分野は理論解析や、実験による研究などがなかなか困難で、これらの問題を解決してゆくためには現場における多くの実績を分析し、それから普遍的な法則を見出してゆく必要がある。

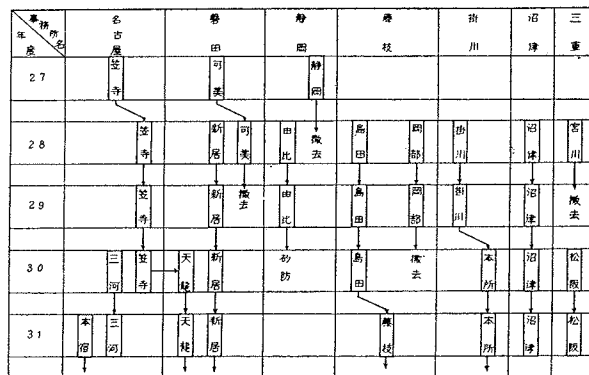
中部地建においては、昭和27年以来最近5カ年間に、16万m³におよぶ舗装コンクリートを施工してきたが、これらの施工に際して問題と考えられた2, 3の点について、以下に考察してみた。

2. 舗装コンクリートのセントラルミキシングプラントの配置について

最近の舗装コンクリートの施工方式としては、コンクリートをセントラルミキシングプラントで練り混ぜ、これをダンプトラックで現場まで運搬し、打設することが最も広く行われていて、その実績は表-7.1(a)~(d)のとおりである。

一般のコンクリート工事においては、1つの工事が完了するまでプラントの位置は、これを変えないのが普通であるのに反して、舗装コンクリートの施工の際には、必ずしもこれを定置したままでよいというわけにはいかない特徴を持っている。図-7.1はその状況を示している。

図-7.1 プラント経歴系統図



備考 箇中矢印は転機又は移設を示す。

表-7.1 (a) 1カ所当り工事規模による分類(%)

種別	舗装面積 m ²	国 道						地 方 道						計	
		一 級		二 級		計		主要地方道		一般府県市道		計			
		28年度	29年度	28年度	29年度	28年度	29年度	28年度	29年度	28年度	29年度	28年度	29年度	28年度	29年度
A	30 000 以上	3.3	6.4	2.1	2.0	3.0	4.8	0.4	—	—	—	0.2	—	1.3	2.4
B	20 000 ~30 000	6.2	8.3	4.4	6.3	5.7	7.5	2.8	4.2	—	—	1.6	2.4	3.2	5.0
C	10 000 ~20 000	17.2	21.1	13.2	12.5	15.9	17.9	6.7	16.8	6.2	1.8	6.5	10.4	10.3	14.1
D	6 000 ~10 000	31.4	32.1	30.8	30.2	31.2	31.3	21.0	22.4	18.0	20.4	19.7	21.5	24.4	26.4
E	5 000 以下	41.9	32.1	49.5	49.0	44.2	38.5	69.1	56.6	75.8	77.8	72.0	65.7	60.8	52.1

表-7.1 (b) 1日の舗設面積の力所数(%)

年度別 種別 1日の舗装面積	昭 和 2 8 年 度						昭 和 2 9 年 度					
	A	B	C	D	E	計	A	B	C	D	E	計
200 以下	22.2	6.9	23.1	42.4	61.9	49.9	—	17.4	10.7	50.5	63.9	49.6
200 ~ 300	11.1	24.1	30.8	27.7	21.1	23.9	12.5	43.5	44.6	35.4	27.3	32.2
300 ~ 400	22.2	44.9	29.5	20.1	9.8	16.2	87.5	21.7	35.7	11.1	4.0	12.6
400 ~ 500	11.1	20.7	14.1	6.5	4.6	6.8	—	17.4	5.4	1.0	4.8	4.6
500 ~ 600	33.4	3.4	2.5	3.3	2.6	3.2	—	—	3.6	2.0	—	1.0

表-7.1 (c) コンクリート製造方式の力所数(%)

年度別 種別 方式	昭 和 2 8 年 度						昭 和 2 9 年 度					
	A	B	C	D	E	計	A	B	C	D	E	計
中央混合所方式	90.0	100.0	78.7	64.1	47.9	59.7	91.7	95.0	96.0	68.3	48.4	64.2
生コンクリート方式	—	—	8.0	10.3	10.1	9.2	8.3	—	2.0	1.9	4.3	3.3
現場練方式	10.0	—	12.0	25.6	41.6	30.7	—	—	2.0	27.9	46.2	31.2
トラックミキサ方式	—	—	1.3	—	0.4	0.4	—	5.0	—	1.9	1.1	1.3

表-7.1 (d) 運搬車の種類と力所数(%)

年度別 種別 車種	昭 和 2 8 年 度						昭 和 2 9 年 度					
	A	B	C	D	E	計	A	B	C	D	E	計
サイドタンブトラック	—	28.6	13.3	7.6	2.1	6.5	62.5	36.4	17.4	4.4	4.2	9.4
リヤータンブトラック	100.0	64.2	65.2	37.1	21.4	35.3	37.5	50.0	66.7	33.8	23.0	35.5
普通トラック	—	3.6	3.8	8.8	8.6	7.7	—	4.5	7.9	5.9	7.9	6.9
ダンブ三輪車	—	3.6	3.8	6.5	7.6	6.4	—	9.1	3.2	7.4	9.7	7.6
リヤカ	—	—	2.5	7.6	18.0	11.6	—	—	1.6	18.4	15.2	12.9
ト	—	—	—	7.1	11.9	8.0	—	—	—	10.3	7.3	6.6
手押車	—	—	7.6	15.9	23.5	17.7	—	—	1.6	17.6	28.5	18.3
その他	—	—	3.8	9.4	6.9	6.8	—	—	1.6	2.2	4.2	2.8

すなわち、舗装コンクリート工事においては数 km, 10 数 km におよぶ区間を逐次施工するために、工事が進歩するに従い、プラントから施工現場までの距離が次第に変つてきて、コンクリート運搬費に大きな影響を与えることになる。

従つて、プラントの位置は、舗装工事の効果的、経済的施工上はなほだ大切でコンクリート舗装工事の計画に際しては、この点十分留意しなければならない^{3), 20), 21)}。これを現状について見ると図-7.2 のとおりである。

プラントの配置については、2通りの場合が考えられるが、その1つは与えられた舗装区間に対し、唯1カ所のみ定置プラントであり、他の1つはプラントの移設を考える場合である。

これらはいずれも、コンクリートの運搬費、プラントの設備費、移設費などを勘案して、合理的な配置を考える必要があるように思われる。

i. コンクリートの運搬費

コンクリートの運搬費は、運搬車の走行費並びにその積載量によつて、大体求められるが、走行費については、車の種類、大きさ、走行速度などによつて、相等差がある。しかし1つの工事では、車の種類、大きさは大体一定しており、走行速度についても、あまり大きい差のないことが多く、基本的な運搬費の影響を考える場合には、これらを平均して考えられるので、コンクリートの運搬費はその運搬に要した走行距離に比例するものとする。

図-7.2 各プラントの工事区間長とプラントの位置

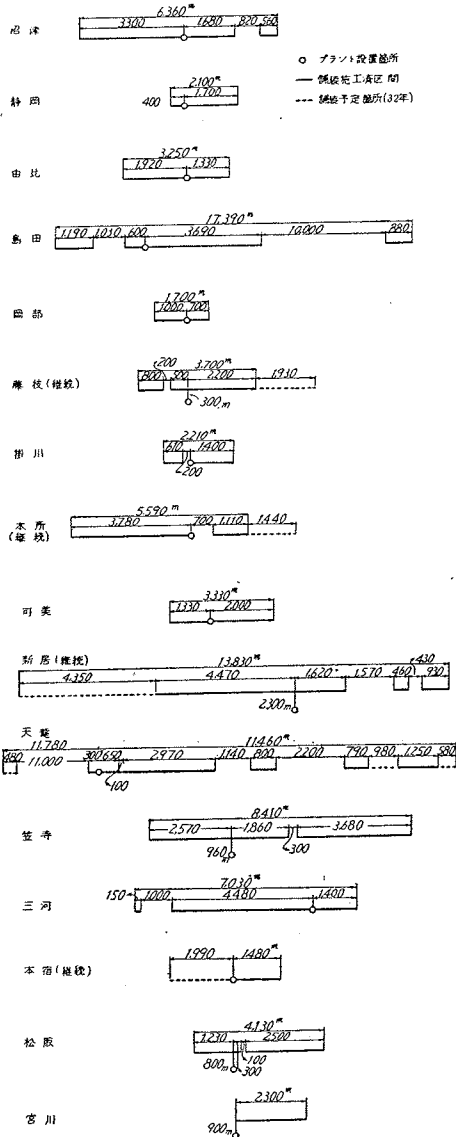


図-7.3 (a) 笠寺プラントのコンクリート運搬実績 (その1)

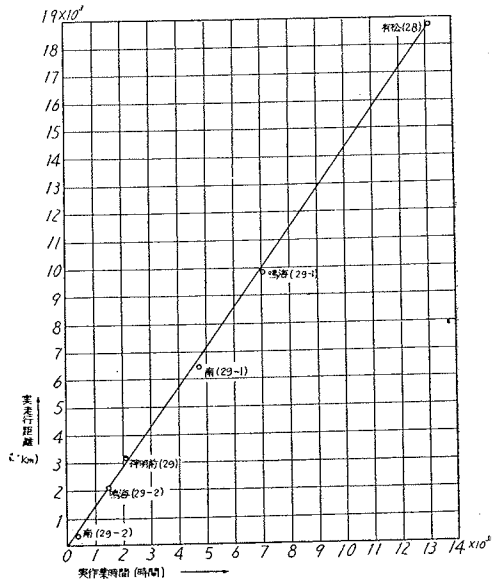
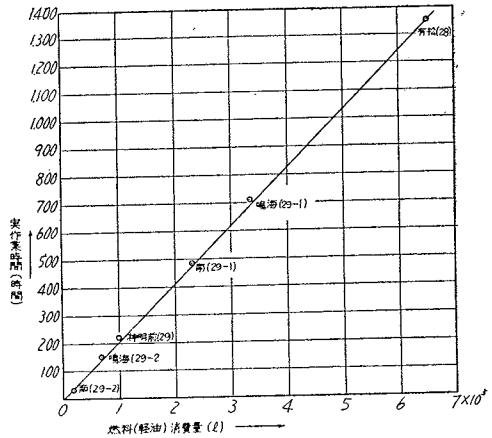


図-7.3 (b) 同上 (その2)



運搬車の走行実績は 図-7.3 (a)~(b) のとおりである。

コンクリート舗装区間とプラントとの基本的な相対位置の場合について、コンクリート運搬費を求めると次のようになる。

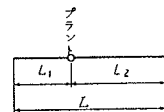
a. プラントが舗装区間の内部にある場合 (図-7.4)

$$P = \sum \frac{\lambda_n \cdot A_n \cdot k}{Q} (L_1^2 + L_2^2) \dots \dots \dots (7.1)$$

ここに

- P : コンクリート運搬費
- Q : 運搬車1台当り運搬コンクリート量
- A_n : 舗装版の断面積
- λ_n : 断面積 A_n なる舗装版の車線数
- k : 運搬車の単位運搬距離当り走行費
- L, L_1, L_2 : 舗装区間長

図-7.4



b. プラントが舗装区間の外にある場合 (図-7.5)

$$P = \Sigma \frac{\lambda_n \cdot A_n \cdot k \cdot L}{Q} (2L_1 + L) \dots\dots\dots (7.2)$$

c. プラントが舗装区間外にあつて、舗装区間に至るプラントからの運搬路の1部が交通困難の場合 (図-7.6)

$$P = \frac{\lambda_n \cdot A_n \cdot L}{Q} \{k(2L_2 + 2L_3 + L) + 2k_1L_1\} \dots\dots\dots (7.3)$$

ここに

k_1 : 交通困難なカ所に対する単位運搬距離当り単価

d. プラントが舗装区間の末端にあつて、交通困難のカ所が舗装区間の中間にある場合 (図-7.7)

$$P = \Sigma \frac{\lambda_n \cdot A_n}{Q} \{k(L_2^2 + 2L_1 \cdot L_2 + 2L_2 \cdot L_3 + L_3^2) + k_1(L_1^2 + 2L_1 \cdot L_3)\} \dots\dots\dots (7.4)$$

図-7.5

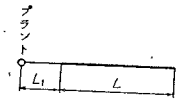


図-7.6

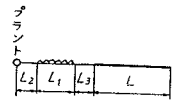
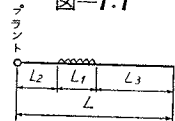


図-7.7



これらの諸式を実績と比較すると 図-7.8 のとおりである。

すなわち理論走行距離と実走行距離には明らかに相関が認められ、この例では実走行距離の方が、理論走行距離よりも 13% 程度大きい値を示している。

ii. 定置プラントの位置

前記の各式を用いて、定置プラントの位置と、運搬費との関係を求めるとプラントを舗装区間に置く場合には、一般にプラントが区間の中央に近いほど運搬費が安くなり、末端にある場合にくらべて 50% の減少となる。

またプラントが舗装区間外にある場合には舗装区間よりプラントが離れるに従つて運搬費は距離に比例して増大する。

これらの状況は 図-7.9 に示すとおりである。

図-7.8 走行距離の理論と実際

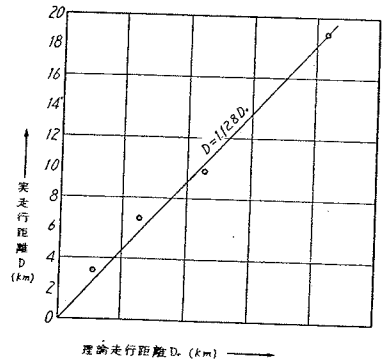
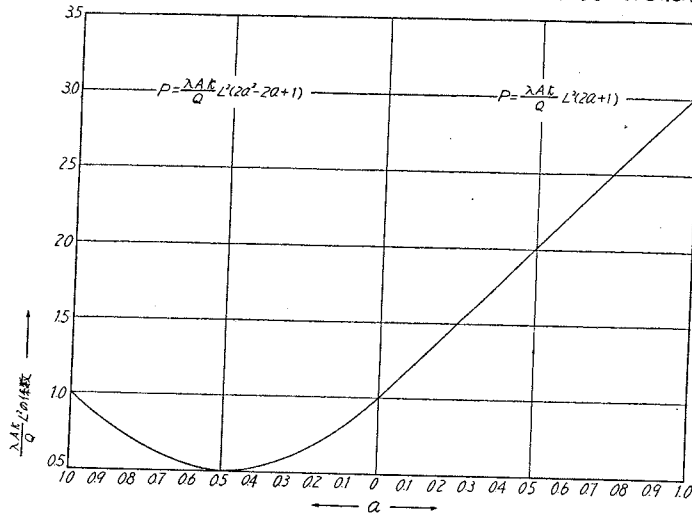


図-7.9 舗装区間とプラント位置との関係がコンクリート運搬費におよぼす影響



同様にプラントを n コ設ける場合には、全区間 l を n 等分し、それぞれの中央にプラントを設置すれば運搬費は最小になる。

その場合の運搬費は

$$P = 0.5 \frac{\lambda Ak}{Q} \cdot \frac{L^2}{n} \dots\dots\dots (7.5)$$

となる。

iii. 移設プラントの位置

舗装工期に制限のない場合では、舗装区間 L を施工して行くには、プラントの移設費さえかからなければ、コンクリートの運搬費をなるべく少なくするようにプラントを移設して行けばよいが、プラントの移設費は表-7.2に見られるとおり相当の額になるので、これらの点を考えて、プラントの移設を計画しなければならない。

表-7.2 プラント設備費

プラント名	ミキサ		使用年度	(A)敷地造成設置および電力給水設備費 円	機械関係購入費 円	移転費 円	(B)補修費 円	(A)+(B) =(C) 円	(D)プラント使用年度間の工事費 円	C/D %	混合コンクリート量 m ³
	設置数と容積	総切数									
沼津	2@16	32	28~31	1324185	2011068	0	60000	1384185	107221779	1.3	14273
静岡	1@14+1@10	24	27	241306	877000	0	0	241306	23494306	1.0	4085
由比	2@14	28	28~29	953646	1008000	0	0	953646	35610170	2.7	6575
岡部	1@16	16	28~29	466912	1124450	0	0	466912	17686456	2.6	2557
島田	1@16	16	28~31	638424	1120400	226637	0	638424	72372072	0.9	14298
藤枝	1@21	21	31~	1107394	2305280	0	0	1107394	継続	—	継続
掛川	2@16	32	28~29	791365	1667000	0	0	791365	29754924	2.7	4668
掛川(本所)	2@16	32	30~	710035	0	125774	0	710035	継続	—	継続
可美	1@7+3@8	31	27~28	647500	490000	0	87000	734500	34193531	2.1	5882
新居	2@16	32	28~	976740	1650000	0	812943	1789683	継続	—	継続
天龍	2@16	32	30~	923991	0	317998	0	923991	継続	—	継続
笠寺	2@16	32	27~30	960122	2950000	90000	0	960122	119512347	0.8	18318
三河	1@18	18	30~31	595856	2382000	0	92598	688454	73077675	0.9	14012
本宿	1@18	18	31~	409466	3617000	0	0	409466	継続	—	継続
松阪	1@14	14	30~31	226509	1227000	0	200000	426509	31570629	1.4	6954

プラントの移設費は次式で表わされる。

$$R_B = a_3 l + a_4 \dots\dots\dots (7.6)$$

ここに

- R_B : プラント移設費
- l : プラントの移設による1回の輸送距離
- a_4 : 組立, 解体費
- a_3 : 機械輸送費

区間 l なる舗装工事において、プラント移設費と、コンクリート運搬費の総計が最小になるようなプラントの移設回数 n を求めると

$$n = L \sqrt{\frac{0.5 \lambda \cdot A \cdot k}{Q \cdot a_4}} \dots\dots\dots (7.7)$$

となる。

これらの関係の1例を示すと図-7.10 のようである。

またさらにプラント1カ所の受持つ経済的区間長については

$$L = \sqrt{\frac{n(n+1)Q \cdot a_4}{0.5 \lambda \cdot A \cdot k}} \dots\dots\dots (7.8)$$

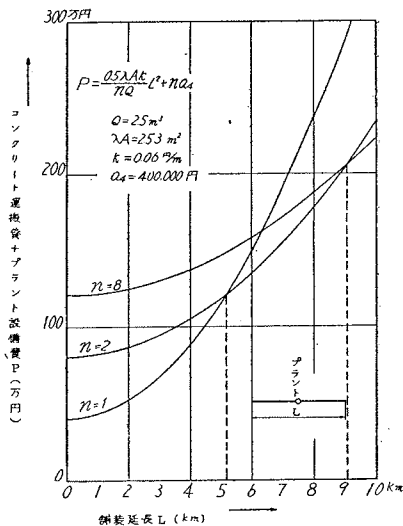
となる。

この関係を示すと図-7.11 のとおりである。

iv. 結論

- (1) 中部地建における実績から考慮した、現在の一般的条件のもとでは、プラント1カ所でも有利に受持つ舗装延長は4.0 km から 20.0 km の間のように考えられる。
- (2) 工事の規模に応ずるプラント規模を考える場合には、プラント1カ所でも有利に受け持つ延長は6.5~9 km, プラント2カ所では、11~16.5 km 位までと考えられる。
- (3) 一定の舗装区間に対して、プラントを1カ所だけに置いて工事を実施しようとする場合には、一般にプラントを舗

図-7.10 経済的プラント数と舗装延長との関係



装区間の中央に置くのがコンクリート運搬費を最小にして、末端に置く場合の半分となる。

(4) 一般に一定の舗装区間内にプラントを n カ所選定する場合には、その舗装区間を n 等分し、それぞれの中央にプラントを設置すれば運搬費は最小になり、その運搬費の減少は $1/n$ に比例する。

(5) 一定の舗装区間に対して、プラントを移設して、この工事を実施する場合、コンクリート運搬費とプラント設備費との関係からその全経費が最小となるような適当な移設の回数が存在し、それは式(7.7)または(7.8)から求められる。

3. 舗装コンクリートの配合設計について

舗装コンクリートは非常に大きな集中荷重を繰返し受けて、しかも構造が薄い版であり、温度、湿度など外気の影響を受けることが非常に多く、コンクリート構造物としては、極めてきびしい作用を受けるものである。

従つて、これに使用されるコンクリートとしては十分な強度を持つのはもちろん、耐久性のあるコンクリートでなければならない。

配合設計については多くの研究がなされ、現在においてははつきりした1つの方式が樹立されているが、現場の実績に照らすとき、これを实际的に適用してゆくためには、なお問題が残されている。その主なものはスランプと変動係数であると考えられる。

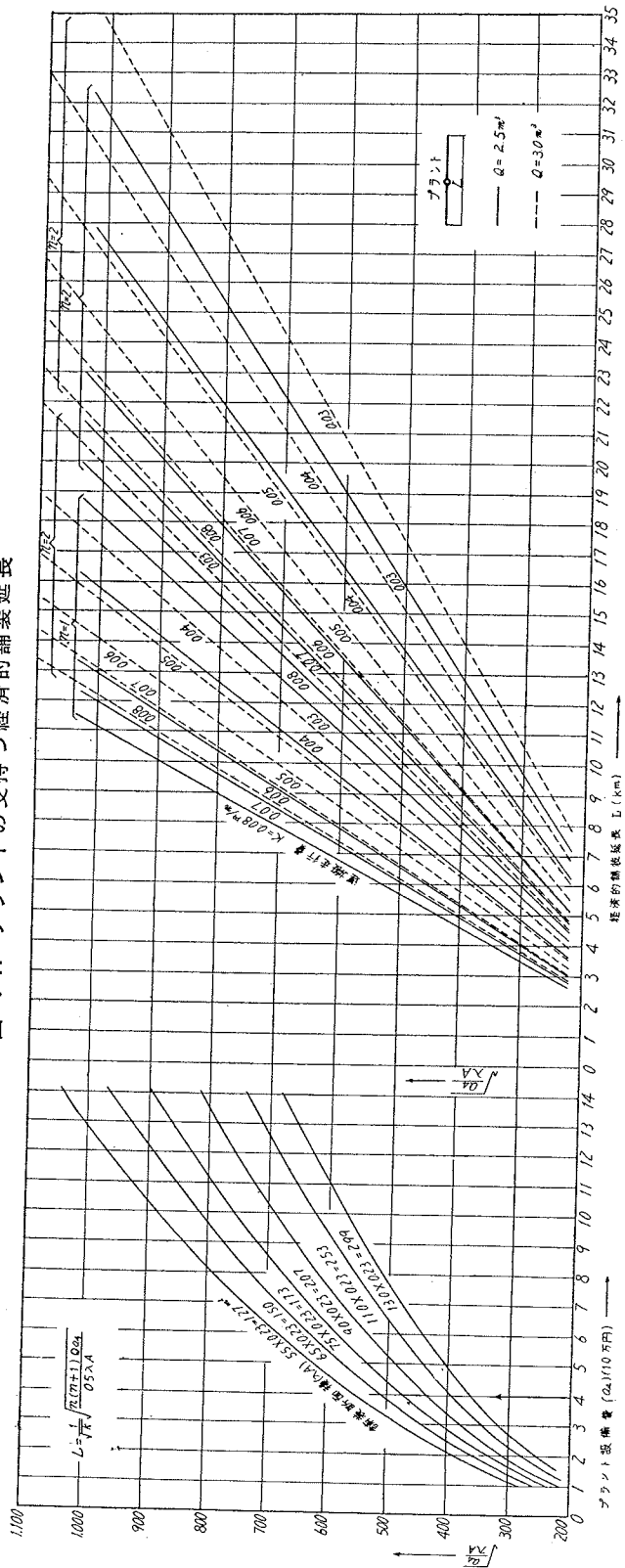
i. 配合設計において目標とするスランプ

配合設計の条件として、スランプはコンクリート強度とともに重要な条件としてその目標とする値が標準示方書により 2.5 cm 以下と与えられている。

すなわち舗装コンクリートにおけるスランプは一般に小さい値であるが、その前提としては、そのスランプで与えられるコンクリートを十分に締固められることが必要である²²⁾。

中部地建における舗装コンクリートの

図一7.11 プラントの受持つ経済的舗装延長



試験結果は表-7.3, 4 および 図-7.12 のとおりである。

表-7.3 現場試験結果一覧表

工事 カ所	施工 年度 (昭和)	試験		配合 番号	供 試 体 数	設計 強度 (kg/cm ²)	強 度 試 験										連続5回 の試験		ス ラ ン プ					備 考		
		材令 (日)	回 数				試験1回ごとの平均強度について						試験1回ごとの変動係数について				組 数	不 合 格 率	試験 回数	最小 cm	最大 cm	平均 cm	変動 係数 (%)			
							回 数	最 小 (kg/cm ²)	最 大 (kg/cm ²)	平 均 (kg/cm ²)	変 動 係 数 (%)	不 合 格 率	最 小 (%)	最 大 (%)	平 均 (%)											
沼津	30	圧縮 曲ゲ	28	1	135	300	45	3.0	39.6	54.8	45.4	8.3	0	0.4	7.3	1.9	41	0	45	2.0	2.8	2.6	6.8	却原 因は 不明 な 誤 り の 計 算 に 加 え ら れ る こ れ を 業 者 に 示 す		
			28	135	45	3.0	60.4	81.4	72.1	3.8	—	1.0	8.4	3.1	41	—	—	—	—	—	—	—	—		—	
静岡	29	圧縮	28	2	35	280	12	2.9	32.3	42.2	36.8	9.3	0	0.4	13.4	6.1	8	0	12	0.7	3.0	1.8	30.7	レ デ ー ミ ク ス ト ・ コ ン ク リ ー ト		
掛川	30	圧縮	28	3	117	280	39	3.0	20.4	40.5	30.1	16.8	1/19.5	2.2	25.0	10.5	35	1/5.83	39	0.6	5.0	1.4	71.3			
登田	29	圧縮	7	5	24	—	24	1.0	11.8	22.7	17.7	14.5	—	—	—	—	—	—	24	0.8	2.0	1.1	25.1			
三重	30	圧縮	14	7	153	—	51	3.0	25.6	38.0	33.2	9.3	—	2.5	30.0	11.5	—	—	51	0.5	2.7	1.2	41.6			
藤枝	30	圧縮 曲ゲ	7	8	24	—	8	3.0	20.6	28.9	24.5	11.1	—	1.3	12.0	6.8	—	—	—	—	—	—	—	レ デ ー ミ ク ス ト ・ コ ン ク リ ー ト		
			28	35	280	12	2.9	29.1	41.1	36.9	8.8	0	1.2	11.0	5.7	8	0	—	—	—	—	—	—			
			7	20	—	7	2.9	37.5	48.7	43.3	9.5	—	1.4	18.9	7.9	—	—	—	—	—	—	—	—			
名古屋	30	圧縮 曲ゲ	7	10	26	—	26	1.0	19.2	28.9	23.8	12.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	レ デ ー ミ ク ス ト ・ コ ン ク リ ー ト		
			28	32	280	29	1.1	21.6	39.0	31.6	10.5	1/2.9	—	—	—	—	25	0	—	—	—	—	—			
			7	16	—	16	1.0	32.0	46.0	40.8	9.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
			28	26	40	26	1.0	36.0	60.0	49.6	8.8	0	—	—	—	—	22	0	—	—	—	—	—			
			7(工)	6	66	—	24	2.8	20.8	33.2	26.2	11.6	—	0.5	12.8	5.5	—	—	—	—	—	—	—		—	
			7(現)	22	—	22	1.0	17.0	28.0	23.2	12.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	
			14(現)	23	—	23	1.0	20.9	34.0	27.7	12.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	
			28(工)	70	280	22	3.2	31.5	48.6	37.4	9.6	0	0.5	14.2	6.0	18	0	—	—	—	—	—	—		—	
			28(現)	25	280	25	1.0	10.9	41.3	30.8	(13.2)	(0)	—	—	—	—	21	0	—	—	—	—	—		—	
			7(工)	40	—	40	1.0	20.0	53.3	40.8	20.6	1/2.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—
			7(現)	20	—	20	1.0	30.7	49.3	40.6	10.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—
			14(工)	23	—	23	1.0	42.0	61.1	52.6	12.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—
14(現)	25	—	24	1.0	33.3	56.0	45.5	10.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
28(工)	40	40	40	1.0	42.9	74.7	53.6	10.1	0	—	—	—	—	36	0	—	—	—	—	—	—	—				
28(現)	26	40	25	1.0	38.7	58.7	49.3	11.0	0	—	—	—	—	21	0	—	—	—	—	—	—	—				
28(工)	9	19	280	19	1.0	30.3	42.7	37.0	12.5	0	—	—	—	15	0	—	—	—	—	—	—	—				
7	9	—	9	1.0	19.8	32.0	23.9	16.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
14	9	—	9	1.0	22.6	40.2	29.8	17.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
28(現)	9	280	9	1.0	27.4	38.1	32.6	11.9	1/9	—	—	—	—	5	0	—	—	—	—	—	—	—				
7(現)	9	—	9	1.0	32.0	49.3	39.6	13.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
14(現)	9	—	9	1.0	37.0	51.2	43.1	12.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
28(現)	15	40	10	1.5	40.0	60.0	48.3	14.4	0	—	—	—	—	6	0	—	—	—	—	—	—	—				

表-7.4 舗装コンクリート示方配合表

配 合 番 号	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプの 範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位水量 W (kg)	単位セメント C (kg)	水セメント 比 (%)	絶対細 骨材率 (%)	粗骨材 重量比 G/S	単 位 骨 材 量 (kg)	単 位 細 骨 材 量 (kg)	単 位 粗 骨 材 量 (kg)	摘 要
1	50	2.5±1	—	127	318	40	—	2.11	2043	657	1386	
2	50	1~3	—	140	310	45	—	2.06	2003	656	1347	
3	50	1~3	—	149	330	45	—	2.10	1984	640	1344	
4	50	1~3	—	149	330	45	—	2.10	2012	649	1363	
5	50	1~3	—	138	330	42	—	2.40	2006	596	1415	
6	50	0~5	—	136	310	44	32	—	—	644	1355	
7	50	1~3	—	144	320	45	—	2.10	1995	644	1351	
8	50	1~3	3±1	118	280	42	—	2.50	2030	580	1450	ボゾリス 1.4 kg 使用
9	50	0~5	3±1	116	280	42	31	—	—	624	1373	”
10	50	0~5	3±1	116	290	40	—	2.24	1983	613	1370	” 1.45 kg 使用

これによれば一般にスランプが小さいのが目立つのであつて、強度の変動係数から見ると、スランプの小さいものが大きい変動係数を示すように思われる。このことは、施工設備がその配合によく合っていないで、締固めが十分でないなどのことも考えられるのであつて、従つてスランプの選定に際しては、常に施工設備との関係を認識して、十分余裕を持った配合とすることを考えなければならない。

実績から見ると、現在の施工方法、設備においては、舗装コンクリートの配合設計において目標とするスラン

プは現在示方書で認められている最大の 2.5 cm 付近がよいようである。

ii. 配合設計において仮定する変動係数

当初の配合設計を実施する際には、一般にその工事に使用される材料、機械設備、監督の状況など変動係数を左右する原因並びにその程度は正確にはつかみ難いので、変動係数はこれを仮定するより他には方法がない。

仮定する方法としては、まだはつきりした基準が与えられていないのであつて、現在は外国の1例が唯一の根拠と考えられているに過ぎない^{(23), (24)}。

当初仮定する変動係数が不適当であれば、供試体の試験結果が、わかるまではその配合で施工を継続しなければならぬが、その間不経済なものかまたは危険な構造物となるおそれ大きい。

中部地建における結果より見た割増係数並びにそれより推定した変動係数と工事設備などについて実際の変動係数とを比較すると表-7.5 のとおりである。すなわち当初仮定した変動係数の少なすぎるものが多いことを示している。

また従来からの変動係数の仮定によるとGかFかの2種類にしか分類し得ないが、これを表-7.6のような分類によつてプラントの設備を分けると、表-7.7(a), (b) のように比較的良好な変動係数を表わせた。

今後さらにこれらについてわが国の実績をもとにした方法を求めることが必要である。

図-7.12 工事別スランプ柱状図

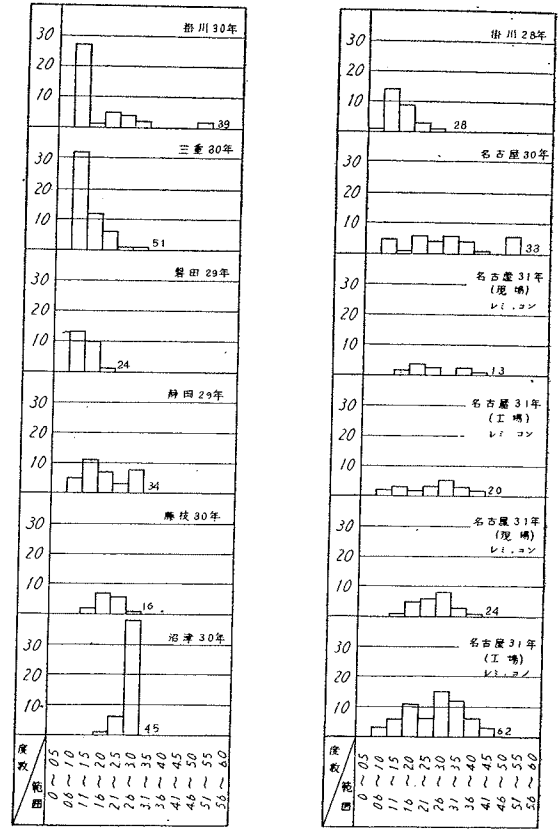


表-7.5 変動係数と割増係数の実績

工事カ所	年度 (昭和)	試験別	設計強度	平均強度	平均値から求めた割増係数	実際の変動係数から求めた割増し係数	実際の変動係数	摘要		
沼津掛 藤名	津岡川	圧縮	300	45.4	1.51	1.10	8.3	レミ・コン		
				29	280	36.8	1.32		1.12	9.3
	古枝屋	"	"	"	30.1	1.08	1.38		16.8	
					28	30.7	1.10		1.24	14.2
					30	36.9	1.32		1.11	8.8
					"	31.6	1.13		1.13	10.5
					"	37.4	1.34		1.12	9.6
					"	31.6	1.13		1.18	13.2
藤名	古枝屋	曲げ	40	49.3	1.24	1.40	17.2	レミ・コン		
				30	49.6	1.24	1.11		8.8	
				31	53.6	1.34	1.13		10.1	
				"	49.3	1.24	1.14		11.0	
				"	48.3	1.21	1.25		14.4	

表-7.6 プラント設備級位

種別	級位	5	4	3	2	1
セメント	計量	重量(単一)1%以内	重量(単一)	重量(積算式)	袋単位	容積
	貯蔵方式	サイロ	正規の倉庫	不正規の倉庫	上屋並びに床のみ	敷板
細骨材	分類	クラシファイヤー	クラシファイヤー	地区別2種	ドルコサイザー1種	5mm以上1種
	計量	スクリーン3種	スクリーン2種	重量(積算式)	換算容積	容積
粗骨材	計量	重量(単一)3%以内	重量(単一)	重量(積算式)	換算容積	5mm以上1種
	貯蔵方式	上屋囲い排水	囲い排水	囲い排水なし	野積排水	野積排水なし
水	計量	重量(1%以内)	重量	重量積算式	フロートゲージ	容積

表-7.7 (a) プラント設備級位実績

変動係数	表-7.7 (b) による分類	工 事 所
8~10	20 ~ 18	沼津 (30 年), 藤枝 (30 年), 静岡 (29 年)
10~12		名古屋 (31 年, 配合 6 現場, 配合 9 工場)
12~14	17 以下	名古屋 (31 年, 配合 6 工場, 配合 9 現場)
14~16		掛川 (28 年), (30 年)

表-7.7 (b) プラント設備級位実績

設備分類		工事場所	沼津 (30)	静岡 (29)	藤枝 (30)	掛川 (28)	川 (30)
セメント	貯蔵量	計	4	4	4	4	4
			2	2	2	2	2
細骨材	分類貯蔵量	計	1	1	1	1	1
			2	1	1	1	1
			3	3	3	2	2
粗骨材	分類貯蔵量	計	1	1	1	1	1
			2	1	1	1	1
			3	3	3	2	2
水	計	2	2	2	2	2	
合 計		20	18	18	16	16	

4. 舗装コンクリートの品質管理について

品質管理はあらゆる生産工程においても必要であると考えられるが、特に舗装コンクリートの場合は、次の理由によつて重視されなければならない。

- (1) 公共物であること
- (2) 変動の大きい骨材が大部分を占めること
- (3) 現場製造が多いこと
- (4) 硬練りであること
- (5) 薄い版を造ること
- (6) 設計の安全率が小さいこと

舗装コンクリートの品質管理については、現在標準示方書でその基本的な方法は与えられているが、具体的な方法の規程のないもの、または判断を要するものについては、直接品質管理を実施する現場責任者が現場の事情を考慮の上決定しなければならない。

i. 品質管理のためのコンクリート試験

a. 曲げ強度試験と圧縮強度試験とについて：標準示方書では曲げ強度が設計の基準となつていて、現場試験としては圧縮強度が例外的に認められているに過ぎない。

従つて品質管理のための試験も曲げ強度試験が理想的であるが、取扱い、材料、設備などを考えると、圧縮強度試験によつて品質管理を実施するのが実際的である。

b. 同時に造る供試体の数について：標準示方書には2~3コと定められているが、供試体の数が強度の変動係数におよぼす影響の1例は表-7.8のようで、供試体の本数が少ないと変動係数が大きくなりがちであるから、供試体の製作に自信があつても、なるべく本数に余裕をとつて安心した結果を得るように努めることが望ましい。

表-7.8 同時に造る供試体の数の影響

工事場所	年度	試験別	材分 (日)	平均 供試体数	平均強度 (kg/m ²)	変動係数 (%)	試験回数
名古屋	31	圧縮	28	3.2	374	9.6	22
"	"	"	"	1.0	316	13.2	25
"	"	"	7	2.8	262	11.6	24
"	"	"	"	1.0	232	12.3	22

c. 材令について：品質管理試験の材令は短かいほど望ましいが、材令が変動係数におよぼす影響についてその1例を示せば、図-7.13のようである。

当初仮定する変動係数が、相当余裕をもつて出発し、遂次変動係数を確かめて実際に近い変動係数にあらためて行くのが望ましいが、その際試験材令が長いと不経済な工事を続けることになるし、短かいと変動係数が大き

い不利もあるので、実際には工事量を比較考慮して決定すべきであると考えます。

しかしながら一般に現状では設備その他から、当初仮定される変動係数としては14~16%位までが考えられること、工事量も、2000 m³以上のものが多いので、単に経済的な比較ばかりでなく、試験結果の安定、試験結果の比較並びに後の資料としても、28日の強度を品質管理の対象とすることが望ましい。

d. 試験回数について：標準示方書では「少なくとも1日2回とし」と規程されているが、実情は図-7.14のとおりで、1日の試験回数を増すためにはさらに設備並びに試験要員の増加を考えなければならない。

工事開始直後において、その変動を早く安定させるために、特に頻繁に試験を実施しなければならないが、この場合には1日に3~4回の試験が必要であると考えられ、相当数の試験用設備並びに人員が必要で、これらが不足の場合には各事務所間で、型ワクの融通などを考慮するのがよいと思われる。

工事初期と同様に1日のうちでも作業開始直後は品質変動が相当認められる。場合によつてはむしろ日々の変動より大きいことも考えられ、一般に朝の表面水などの調整の不安定なとき、同様に気温が上昇した中食休みの後しばらく、並びに気温が降下する夕方に変動が大きいと考えられ、図-7.15はその1例を示すものである。

1日の試験回数が多いを期待できない場合には、最大、最小の範囲を抑えるよう試験を実施する時期を選択する必要があるように思われる。

図-7.13 材令と変動係数との関係 (実績)

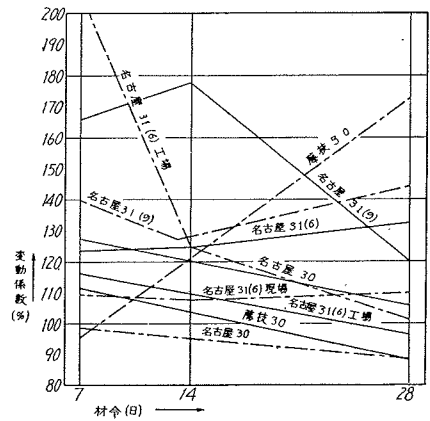


図-7.14 現場試験実施の頻度 (実績)

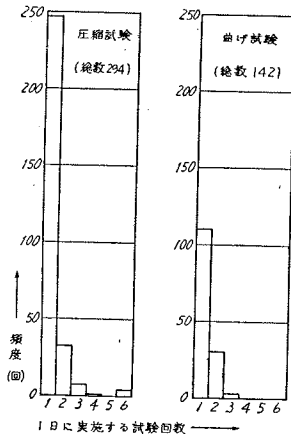
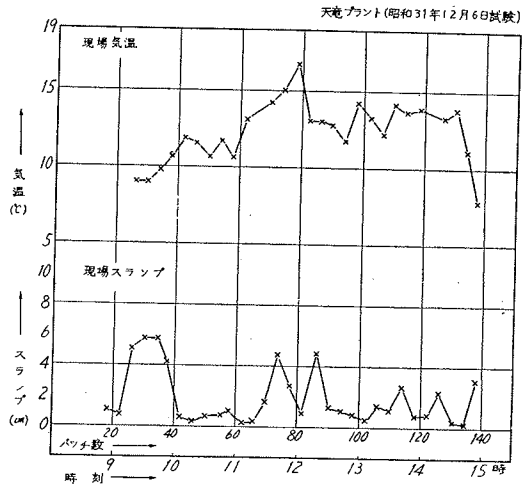


図-7.15 作業中のスラブ変動状況の一例



e. 供試体の寸法について：圧縮強度試験のための供試体は、直径 15 cm、高さ 30 cm のものが一般に広く用いられるが、品質管理のように連続的に数多くの供試体を製作しなければならない試験の場合には、なかなかその実施の困難なことが多い。

しかし品質管理のための試験のような場合には、品質変動の状況を把握できるものであればよいと考えられるので、供試体の寸法を小さくするのがよいのではないかと考える。

すなわち直径 10 cm、高さ 20 cm の供試体が品質管理にはよいと思われる。

f. その他：養生についてその大切なことは認識されていながら、実情はなかなか規定どおり実施されていないことが多く、一定しておらない養生の実施はなかなか困難である。しかしながら養生の確実な実施なくしては品質管理もその意義を失うものであることを認識して、必ず強度比較のできる養生を実施することが大切である。

試料の採取については、品質管理のためには打設現場において型ワクに打ち込んだ直後、締固めの前にこれを採取するのがよいように考えられる。

ii. 練り混ぜ

練り混ぜ時間は規定の範囲内で決められた一定時間を保たなければならないが、実情は表-7.9 のようで、かなり長い時間練り混ぜられていることが認められる。これらはダンプトラックの交替、到着などを待つために費されると考えられるのであつて、このことは練り混ぜ時間の不規則な延長となり、コンクリート品質におよぼす影響から考えてはなほだ好ましくない。適正な練り混ぜ時間の維持に対しては運搬車運営の適正化と材料投入時間などの調整を考えなければならない。

表-7.9 プラント稼働率表

年 度	工 事 名	日常整備 時間 (hr)	運転時間 (hr)	休 止 時 間			故 障 時 間 (hr)	計 (hr)	稼 働 日 数	作 業 量 (B)	1日平均 実作 業時間 (hr)	1時間 平均コ ンクリ ートバ ッチ数 (B)	1バ ッチ 平均 所要 時間 (sec)	使 用 電 力 量 (kW)	1時間 平均電 力量 (kW)
				休 憩 (hr)	作 業 待 (hr)	休 止 (hr)									
27	鳴 海	(17.1%) 111-50	(56.8%) 372-50	(11.0%) 72-00	(4.5%) 29-50	(10.6%) 69-50	00	(100%) 656-20	76	8 766	4.9	23.5	5.1	3 106	8.3
28	有 松	(21.0%) 163-30	(37.1%) 289-40	(11.5%) 90-00	(12.9%) 100-30	(17.5%) 137-40	00	(100%) 781-20	90	8 078	3.2	27.9	4.3	2 539	8.8
29	南 (その1)	(12.3%) 46-30	(51.4%) 192-00	(11.2%) 41-50	(2.0%) 7-30	(22.3%) 83-30	(0.8%) 3-0	(100%) 374-00	44	5 594	4.4	29.1	4.1	1 592	8.3
〃	鳴 海 (その1)	(12.8%) 53-0	(58.0%) 241-40	(11.5%) 47-50	(5.0%) 21-00	(12.5%) 52-00	(0.2%) 1-2	(100%) 416-30	49	6 241	4.9	25.8	4.6	1 755	7.3
〃	神明前	(20.0%) 27-10	(58.8%) 80-00	(9.8%) 13-30	(1.7%) 2-20	(9.6%) 13-00	00	(100%) 136-00	15	2 189	5.3	27.4	4.4	556	7.3
〃	鳴 海 (その2)	(11.3%) 8-20	(64.0%) 47-20	(10.1%) 7-30	00	(12.6%) 9-20	(2.0%) 1-30	(100%) 74-00	8	1 548	5.9	32.7	3.7	398	8.4
〃	南 (その2)	(8.8%) 3-00	(51.5%) 17-30	(11.7%) 4-00	00	(28.0%) 9-30	00	(100%) 34-00	4	514	4.4	29.4	4.1	118	6.7
30	南	(13.8%) 38-00	(57.6%) 158-20	(11.7%) 32-00	(5.9%) 16-20	(11.0%) 30-10	00	(100%) 274-50	32	4 307	4.9	27.2	4.4	1 098	8.9
	計	(16.5%) 451-00	(51.0%) 1 399-20	(11.2%) 308-40	(6.4%) 177-30	(14.7%) 405-00	(0.2%) 5-30	(100%) 2 747-00	318	37 237	4.4	26.6	4.5	11 164	8.0

備考：B はバッチ数

iii. 材料の計量

セメントの計量については、重量計量によることが原則として仕様書に規定されているが、現場の実情は16カ所のプラント中13カ所が袋単位で計量を行なつていて、残りわずか3カ所が計量器による重量計量を行なつてに過ぎない。

骨材の計量については、大部分がこうかん式積算器を用いているが現在の設備は、ややもすると過大計量の傾向があるので注意を要する。

iv. 材料の管理

セメントについては、現在その品質の変動は比較的少なくなつていて、同一工事に同種のセメントならば会社、工場の異なるセメントをあわせて使用してもその影響は少ないようで、ただ同一バッチに使用しなければ差支えないように考えられる。

骨材の粒度については、その変動はコンクリートの品質に直接影響するので、特に大切であるが、現場の実績は必ずしも満足できるものではない。

これらの対策としては骨材の採取カ所を一定にすることが比較的效果があることが認められるが、表-7.3の沼津はその1例である。

その他分離を防ぐ貯蔵所の計画が必要である。

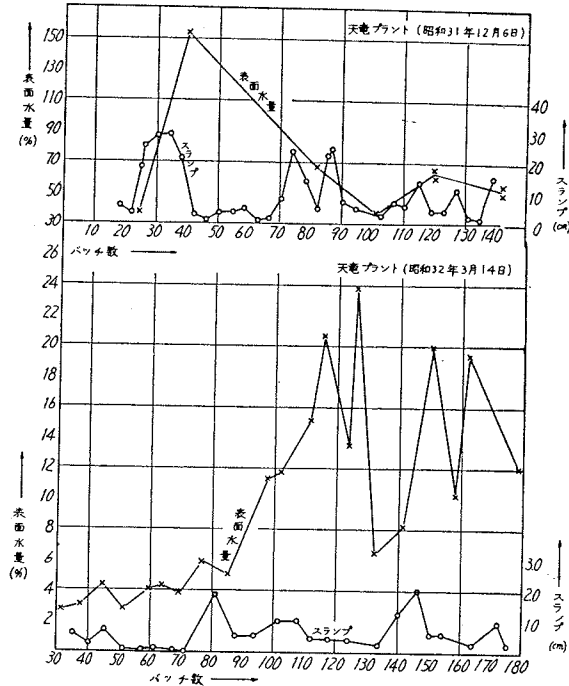
骨材の表面水は、それが直接水セメント比に影響し、従つてコンクリートの強度に大きく響くので、材料の管理のうちでは、特に大切である。

表面水のうちでも、細骨材については、その変動が大きく、水量も多いので、特に注意しなければならない。表面水量を一定にするためには上屋を設け、十分な貯蔵容量を持ち、十分な排水設備のある貯蔵所を設けることが望ましい。

図-7.16 は表面水量変動の実例で、上段は水洗選別を行ないながらコンクリートを練り混ぜた場合であり、下段は途中から水洗選別を行なったものである。

特によい設備を持つほど、その管理には十分留意しなければならない。要点を外れた管理では設備の効果も少なくなってしまうと考えられる。

図-7.16 作業中のスランプと骨材表面水量変動の一例



v. 結 論

品質管理の実情としては各種材料および作業の標準化がまず必要で、今後現場の資料を集めて、品質管理の具体的な方策を樹立することが必要である。

5. その他

プラント設備の中で、最近バラセメントを扱いかい、サイロを備えるものが出てきているが、これらについては、特に注意する必要がある。

一般に舗装用コンクリートの混合に使用するミキサは硬練りコンクリートの均一な混合と工事の経済性から適切な容量を持つたものでなければならない。

ミキサに投入される材料の量がミキサの適正な容量よりも多くても少なくても、短時間に強度の高いコンクリートを得ることの困難なことは認められているが、わが国の実情では、でき上りコンクリート 1 m³ に用いるセメント量は 280~340 kg を標準としており、セメントの計量は袋単位をもつて計量を行なっている場合が多い。

セメントを袋単位で計量したコンクリートのでき上り量と、市販されているミキサの公称容量とを比較すると 図-7.17 のとおりで、市販ミキサに対しては袋単位の計量の場合は適正な容量を示すものが少ない。

表-7.10 は昭和 28 年度のわが国の舗装工事に使用されたミキサの容量と使用数を示しているが²⁵⁾、適正な容量に対し相当悪いミキサが多く使用されているが、中部地建の例では公称容量に対し 66~107% が実際の練り混ぜ量となつている。

バラセメントの利用は、セメントを重量計量することとなり、コンクリート量はミキサ容量の 100% とするこ

図-7.17 コンクリート練立量とセメント袋数との関係

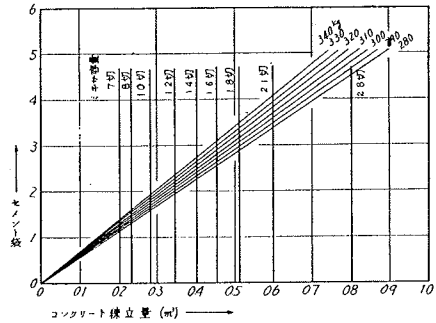


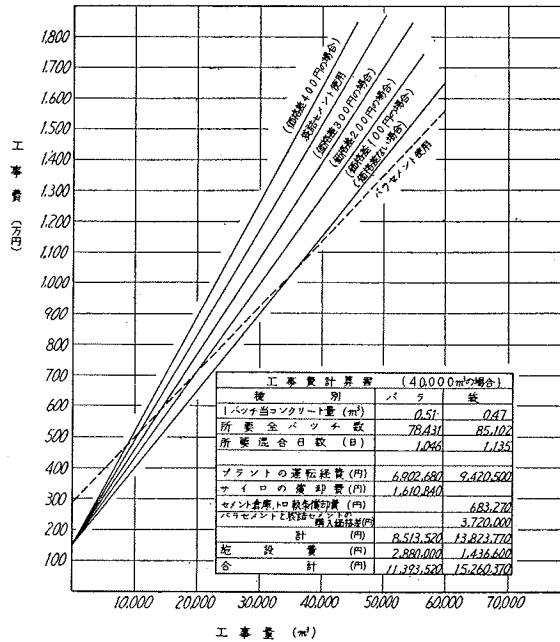
表-7.10 ミキサの型式および大きさの分類による力所数 (昭和 28 年度)

型式	大きさ									
	8切以下	8切	10切	12切	14切	16切	18切	21切	28切	
不傾式水平廻転型	15	28	2	8	30	11	2	11	2	
可傾式	水平混合型	3	10	5	3	20	16	3	2	1
	傾斜混合型	19	65	—	19	27	4	—	8	—
バグミル型	9	2	—	6	2	—	—	—	—	

とができるので、セメントを袋単位で計量する場合にくらべ大きな利点がある。

その1例を図示すると 図-7.18 のとおりである。

図-7.18 バラセメントと袋セメント使用による工事費の比較



VIII. あとがき

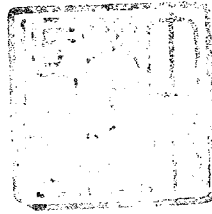
本論文は昭和 32 年夏、関係の学校、官庁、業界その他学識経験者各位に配布した 6 編よりなる論文を要約したものである。ページ数の関係もあり、本論文の重要な部分をなす尠大な資料のうち、多くの部分を載せ得なかつたし、統計学的処理に関する部分もほとんど割愛せざるを得なかつたのでここにお詫びする。

本研究を行なうに当っては東京大学教授星野 和博士の不断の御指導、御鞭撻を仰いだほか、中部地建の谷藤企画部長、安部名古屋工事々務所長、磯崎静岡工事々務所長、小林藤枝国道工事々務所工務課長、その他数多くの中部地建の職員各位の御協力と御支援と心からの御鞭撻を頂いた。付記して深甚なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 第 7 回国際道路問題報告書, 道路改良会, 昭和 9 年
- 2) セメントコンクリート道路, 昭和 7~9 年
- 3) 谷藤正三: コンクリート舗装の施工 共立出版KK, 昭和 30 年 3 月
- 4) 竹下春見: コンクリート舗装のキレツについて, 道路, 昭和 25 年 11 月
- 5) 第 10 回直轄技術研究会, 道路部門研究報告 (関東地建分) 昭和 31 年 11 月
- 6) L.D. Childs: A study of slab action in concrete pavement under static load, Highway Reserch Board, 1947.
- 7) 渡辺 昇: 舗装版の撓みについて, 道路, 昭和 31 年 11 月
- 8) 斎藤義治, 米倉亮三: 国道一号線舗装工事に關する調査報告, 土木研究所沼津支所報告, 昭和 29 年
- 9) 松村孫治: 自動車の路面に及ぼす衝撃に關する研究 (其の 1, 其の 2), 土木研究所報告, 第 26 号, 第 27 号, 昭和 9 年 3 月, 6 月
- 10) 近藤泰夫, 吉本 彰: コンクリート舗装版の応力について, セメント技術年報, 昭和 22 年度
- 11) H.M. Westergaard: Analysis of stress in concrete road caused by variation of temperature, Public Road, 1927.
- 12) 吉本 彰: コンクリート舗装の目地間隔, 土木学会誌, 第 38 卷 10 号, 昭和 28 年 10 月
- 13) W.A. Lewis: The investigation of road foundation failure, Road Research Technical Paper, No. 21, 1950.

- 14) 星 和: 基礎の支持力論, コロナ社, 昭和 25 年
- 15) 昭和 31 年度土木学会制定: コンクリート標準示方書, 土木学会, 昭和 31 年 11 月
- 16) 福田武雄: 鉄筋コンクリート理論, 山海堂, 昭和 16 年 8 月
- 17) 佐藤良一郎: 数理統計学, 培風館, 昭和 23 年 12 月
- 18) 松村孫治, 谷藤正三: 路盤の静力学的耐荷力に関する実験的研究, 土木研究所報告, 第 79 号, 昭和 25 年 3 月
- 19) 松村孫治, 谷藤正三: 大型載荷試験による路盤の破壊並びに耐荷力に関する土質力学的研究, 土木研究所報告, 第 79 号, 昭和 25 年 3 月
- 20) 河上房義: コンクリート施工用機械, 器具, 設備, 最新コンクリート技術, 昭和 24 年, 日本セメント技術協会
- 21) 片平信貴: 道路工学, 技報堂, 昭和 31 年 6 月
- 22) 国分正胤: コンクリートの配合の設計, 日本セメント技術協会パンフレット, 第 7 号, 昭和 29 年 4 月
- 23) 丸安隆和: コンクリートの品質管理, 土木学会, 昭和 31 年 11 月
- 24) Department of Scientific and Industrial Road Research Laboratory: Concrete road design and construction, London Her Majesty's stationary office, 1955.
- 25) 伊丹康夫: 最近のわが国におけるコンクリート舗装工事の規模と使用機械, 建設の機械化, 第 58 号, 1954 年 12 月



昭和 33 年 12 月 20 日 印刷
昭和 33 年 12 月 25 日 発行

土木学会論文集第 59 号・別冊 (3-2)

定価 250 円 (〒 20 円)

著者	東京都立大学工学部土木工学科	奥田秋夫
編集者	東京都新宿区四谷 1 丁目	国分正胤
印刷所	東京都港区赤坂溜池 5 番地	株式会社 技報堂

発行所 社団法人 土木学会

東京都新宿区四谷 1 丁目 電話 (35) 5130・5138・5139 振替東京 16828 番