

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 100

June 2003

高強度コンクリートの空港舗装への適用性

八谷好高・坪川将丈・松崎和博・阿部 寛・早野公敏・
秋元洋胤・亀田昭一・佐々木健一・棚木 隆

Application of High Strength Concrete in Airport Pavements

Yoshitaka HACHIYA, Yunitomo TSUBOKAWA, Kazuhiro MATSUZAKI,
Hiroshi ABE, Kimitoshi HAYANO, Hirotsugu AKIMOTO, Shoichi KAMETA,
Kenichi SASAKI and Takashi TOCHIGI

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

高強度コンクリートの空港舗装への適用性

八谷好高*・坪川将丈**・松崎和博**・阿部 寛***・早野公敏****・秋元洋胤****
亀田昭一*****・佐々木健一*****・栩木 隆*****

要 旨

わが国の空港コンクリート舗装に用いられるコンクリートは、設計基準曲げ強度 5N/mm^2 を標準としており、それ以外のものを適用した事例はほとんどない。本研究は、設計基準曲げ強度を高めたコンクリートの空港舗装への適用性について検討したものである。具体的には、省資源ならびにコスト縮減という観点から、セメント、骨材、混和剤等として一般的な材料のみを用い、水セメント比を小さくすることによる高強度コンクリートについての研究・開発を行っている。

本研究は、室内試験と試験施工の二項目で構成される。

室内試験では、配合試験により、配合設計をする上において注目すべき事項について検討し、最適配合を見出した。まず、基礎的な考察から、粗骨材の選定が高強度を得るために重要であること、単位水量および細骨材の選定が施工性に及ぼす影響が大きいこと等の知見を得た。そして、小型施工機械を用いた検討を行って、空港舗装用に最適な高強度コンクリートの配合を明らかにした。

試験施工は高強度コンクリートを用いて実規模大のものを実施した。その結果、高強度コンクリートを用いた空港コンクリート舗装の施工は、通常コンクリートのものと同様の方法により行うことが可能であるが、養生時期・方法等に十分注意する必要があることが確認された。また、高強度コンクリート版の自然環境下における挙動、荷重支持特性ならびに疲労特性は通常コンクリートと変わるものではないことから、これを用いた空港コンクリート舗装の構造設計法としては現行のものをそのまま適用可能であるとわかった。

キーワード：高強度コンクリート、曲げ強度、空港舗装、室内試験、施工、構造設計

* 空港研究部空港施設研究室長

** 空港研究部空港施設研究室

*** 前 独立行政法人 港湾空港技術研究所

**** 独立行政法人 港湾空港技術研究所

***** 新東京国際空港公団

***** (社)セメント協会

***** (社)セメント協会 (太平洋セメント(株))

〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：046-844-5034, Fax：046-844-4471, E-mail：hachiya-y92y2@ysk.nilim.go.jp

Application of High Strength Concrete in Airport Pavements

Yoshitaka HACHIYA*, Yukitomo TSUBOKAWA**, Kazuhiro MATSUZAKI**,
Hiroshi ABE***, Kimitoshi HAYANO****, Hirotsugu AKIMOTO****,
Shoichi KAMETA*****, Kenichi SASAKI***** and Takashi TOCHIGI*****

Synopsis

In airport pavements, Portland cement concrete with 5N/mm^2 of flexural strength is generally used, whereas that with higher strength is seldom adopted. However, Portland cement concretes with high strength by using ordinary materials should be applied to airport pavement constructions, in accordance with the social requirements on savings of both resources and construction costs.

To show the applicability of high strength concrete to airport pavements, some factors necessary for mix design are studied and mix proportion is investigated. First, it is found from the basic researches that large-sized aggregates should be properly selected to obtain the high strength concrete, and both an amount of water and fine aggregates should be rightly selected. Then, the optimum mix proportion for high strength concrete is determined, based on the laboratory tests using small-sized equipment.

An experimental pavement was constructed to verify its applicability in the actual construction. As a result, it is found; concrete slabs with high strength concretes can be constructed in the same way as that of conventional concretes. However, both timing and method of curing must be carefully selected. Then, the behaviors against the environmental actions, load carrying capacities and fatigue characteristics of high strength concretes are almost same as those of conventional concretes. Therefore, the current structural design methods can be adopted.

Key Words: high-strength concrete, flexural strength, airport pavement, laboratory test, construction, structural design

* Head, Airport Facilities Division, Airport Research Department
** Researcher, Airport Facilities Division, Airport Research Department
*** Former Researcher, Independent Administrative Institution Port and Airport Research Institute (PARI)
**** Researcher, PARI
***** New Tokyo International Airport Authority
***** Cement Association of Japan (CAJ)
***** CAJ (Taiheiyō Cement, Co.)
National Institute for Land and Infrastructure Management, Ministry of Land, Infrastructure and Transport
1-1, Nagase 3, Yokosuka 239-0826, Japan
Phone: +81 46 844 5034, Fax: +81 46 844 4471, E-mail: hachiya@ipc.ysk.nilim.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. 使用材料	2
3. 配合が硬化コンクリートの力学特性に及ぼす影響	3
3.1 配合, 試験項目および方法	3
3.2 試験結果および考察	3
4. 配合がフレッシュコンクリートの性状に及ぼす影響	5
4.1 単位水量の影響	5
4.2 細骨材の影響	6
4.3 粗骨材の影響	9
5. 施工性に関する評価試験	9
5.1 施工性評価試験	9
5.2 最適配合の決定	13
6. 試験施工の計画	13
7. 試験施工の状況	13
7.1 路床・路盤	13
7.2 コンクリート版	16
8. 試験舗装の特性評価	19
8.1 環境作用によるコンクリート版の変形	19
8.2 変形の拘束によるコンクリート版の応力	24
8.3 コンクリート舗装構造の評価	37
8.4 ひびわれに関する検討	38
8.5 ひび割れ原因の調査とその対策	42
9. 構造設計の方針	43
9.1 疲労強度	43
9.2 構造設計	43
9.3 目地	44
10. まとめ	44
11. おわりに	45
参考文献	45

1. はじめに

現在空港コンクリート舗装に使用されているコンクリートは、設計基準曲げ強度 5N/mm^2 を標準としており、それ以外のコンクリートを適用した事例はほとんどない。一方、他分野においては近年、高性能 AE 減水剤を使用して水セメント比を小さくすることや混和材料を用いること等によって、高強度コンクリートを容易に製造できるようになり、その適用事例も年々増加している。このような高強度コンクリートが空港舗装においても実用化され、設計基準曲げ強度を大きくとることができれば、コンクリート版厚の減少が可能となり、加えて版厚軽減によって実質上寸法効果による強度低下も低減できる。そしてこの場合、特別な材料を使用することなく、また特別な製造・施工方法によることなく高強度コンクリートを導入できれば、近年の社会的要請である舗装建設費の低減にもつながるものと考えられる。

コンクリートの高強度化は空港コンクリート舗装の構造強化を考える場合には必須のものとなる。これ以外には、コンクリート版の増厚化ならびに路盤構造の強化の 2 つが考えられる。しかし、前者ではマスコンクリートとしての取扱いが必要となる場合も想定され、施工管理や工費の点で有利とはいえない恐れもある。また、後者の場合は現行設計法の基ではコンクリート版厚の減少効果が小さい。このことから、コンクリートの高強度化が最も有効なのである。

しかしながら、曲げ強度に着目した高強度コンクリートの研究は少なく、また、一般に高強度コンクリートは粘性が高いために、舗装コンクリートにおいては、施工面、特に表面仕上げでの問題が生じることが懸念されることもあって、他分野の技術を直接流用することは有効でない。このような状況を鑑み、特別な材料や製造・施工方法を用いないことを前提とし、空港舗装に適用可能な高強度コンクリートを開発することを目的にして研究を実施した。全体的な研究項目は以下のとおりである。

- (1) 高強度コンクリートの基礎物性
- (2) 高強度コンクリート舗装の施工法
- (3) 高強度コンクリート舗装の設計法

高強度コンクリート開発時の課題としては、まず粗骨材の影響を取り上げた。これは、研究成果の全国への適用を考えた場合に、粗骨材は品質変動が特に大きく、高強度コンクリートにおいては、これによる強度特性への影響が大きいと判断されたためである。そこで、粗骨材の岩種が異なる場合の曲げ強度、静弾性係数に及ぼす影響について検討し、併せて乾燥収縮特性についても調査した。なお、コ

ンクリートの水セメント比(W/C)として、ここでは、普通コンクリート (W/C=40%)、高強度コンクリート (W/C=30%) としたが、前者は空港舗装工事で一般的に用いられる水セメント比であり、後者は予備検討の結果より、空港舗装において通常用いられている施工機械により施工可能な限界と思われた水セメント比である。すなわち、高強度コンクリートではあらかじめ実施した試験練りの結果、水セメント比が 30% になるとコンクリートの粘性が過大となり、高性能 AE 減水剤によるスランプの調整が困難になって、現行の施工機械による施工が事実上困難になると判断されたためである。同様に、単位粗骨材容積、単位水量についても、過去の実績と予備試験結果に基づいて標準的な値を採用した。

次に注目すべき課題としては、施工性を取り上げた。これは、現行の施工機械は水セメント比 40% 程度と一般的な舗装用コンクリートを使用することを対象にして整備されているが、これを本研究の対象である水セメント比 30% 程度のコンクリートへ適用する必要があったからである。そこで、使用材料が変化した場合の施工性への影響を把握することを目的に、単位水量、細骨材、粗骨材がフレッシュコンクリートの性質に及ぼす影響について検討した。なお、一部ではモルタルによる検討により考察を加えた。

これらの基礎的検討を踏まえながら、小型施工機械 (ミニフィニッシャ) による施工性試験を行ない、空港舗装に適用可能な高強度コンクリートの配合を決定した。

そして、この高強度コンクリートを用いて実大規模の試験施工を実施して、その性状を観察することにより施工性に関する検証を行った。さらに、施工後 1 年間にわたり自然環境下におけるコンクリート版の挙動を観測するとともに、荷重に対する応答も調べた。また、施工の過程で初期ひび割れが生じたことから、その原因究明と対策についても検討している。

最終的には、高強度コンクリートを用いた空港コンクリート舗装の構造設計の方針について示した。

2. 使用材料

実験に使用したセメントは普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/cm³），練混ぜ水は上水道水である。また，細骨材，粗骨材，減水剤はそれぞれ，表-1，表-2，表-3

に示すとおりである。また，空気量の調整に空気量調整剤を，さらに一部の実験では施工試験による配合の改善を併せて実施した関係から，凝結遅延剤（主成分：オキシカルボン酸塩とその塩の誘導体）を使用している。以下では，これらを記号で明記するものとする。

表-1 使用した細骨材

記号*	産地および種類	表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	ふるい通過量(%)						粗粒率	微粒分量** (%)
				5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15		
SKI	君津産山砂	2.61	1.83	94	81	68	54	23	3	2.66	0.1
SKA	鹿島産陸砂	2.63	1.07	100	89	74	51	24	3	2.60	0.3
S0	小笠産山砂	2.60	1.96	100	89	60	39	24	9	2.78	1.9
S1		—	—	100	88	59	38	23	9	2.83	1.0
S3		—	—	100	89	58	36	21	5	2.91	0.4
S5		—	—	100	88	56	34	19	4	2.99	0.1

表-2 使用した粗骨材

記号	産地および岩種	表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	単位容積質量 (kg/l)	すりへり減量 (%)	破砕値 (%)
G1	宮野産硬質砂岩 40-05 碎石	2.72	0.62	1.69	8.2	8.6
G2	糸魚川産硬質砂岩 40-05 碎石	2.66	1.21	1.64	18.7	14.3
G3	初狩産安山岩 40-05 碎石	2.68	0.94	1.58	14.1	13.2
G4	秩父産石灰岩 40-05 碎石	2.70	0.32	1.66	23.6	23.8
G5	笠間産硬質砂岩 40-20 碎石と伊佐産石灰岩 20-05 碎石を等量混合	2.69	0.32	1.68	17.6	18.3 (平均)
G6	笠間産硬質砂岩 40-20 碎石と青梅産硬質砂岩 20-05 碎石を等量混合	2.67	0.38	1.66	14.3	10.6 (平均)

表-3 使用した減水剤

記号	メーカーおよび種類		主成分		備考
SP1	A社	高性能 AE 減水剤	標準形	ポリカルボン酸エーテル系と架橋ポリマの複合体	—
SP2	B社		遅延形	ポリカルボン酸系水溶性ビニル共重合体	—
SP3					SP2より遅延性が大
P1	A社	AE 減水剤	標準形	リグニンスルホン酸化合物とポリカルボン酸複合体	—
P2	C社			リグニンスルホン酸塩	—

* S0～S5は，同一の山砂の洗浄回数を変化させることにより調整した粒度および微粒分量の異なる4種類の砂である。調整方法は，バケツに同量の砂および水を入れ，電動式攪拌機により15秒間攪拌した後，直ちにバケツの水を除去する方法とした。S1，S3，S5については，この洗浄を，1回，3回，5回行い，それぞれ粒度および微粒分量の異なる細骨材を調整した（S0は未洗浄）。**微粒分量は，JIS A 1103 「骨材の微粒分量試験方法」に従って求めた。

表-4 力学特性の検討に用いたコンクリートの配合

配合記号	W/C (%)	V _G (m ³ /m ³)	単位量 (kg/m ³)		Ad (C×%)	使用材料		
			W	C		S	G	Ad
30①	30	0.70	135	450	1.0	SK1	G1	SP3
30②							G2	
30③							G3	
30④					0.6		G4	
30⑤							G5	
40①	40	0.76	133	333	0.25	SK1	G1	P1
40②			137	343			G2	
40③			133	333			G3	
40④			133	333			G4	
40⑤		0.71	132	330	0.4		G5	P2

V_G: 単位粗骨材容積, Ad: 高性能 AE減水剤あるいは AE減水剤 (の添加量), W: 練混ぜ水, C: セメント, S: 細骨材, G: 粗骨材

3. 配合が硬化コンクリートの力学特性に及ぼす影響

硬化コンクリートの力学特性に及ぼす影響が最も大きい要因と考えられる粗骨材を取り上げて、その点について室内試験によって検討した。なお、3.~5. に示した室内試験においては、練混ぜは強制二軸ミキサを使用し、空練りを30秒間行なった後、練混ぜ水を加えて90秒間の本練りを行なった。

3.1 配合, 試験項目および方法

コンクリートの配合は、表-4に示すとおりである。水セメント比は30%および40%の2水準とした。また、目標スランプは、W/Cが30%の場合は8±1.5cm, W/Cが40%の場合は5±1.0cmとした。これは、実施工での荷卸し時点のスランプをそれぞれ5±1.5cm, 2.5±1.0cmと想定し、事前に実施した経時変化の結果から定めたものである。また、空気が4.5±0.5%となるように空気量調整剤を用いて調整し、いずれの配合においても凝結遅延剤をC×0.3%添加した。なお、試験項目および方法は、表-5に示すとおりである。

表-5 試験項目および方法

試験項目	試験方法
曲げ強度	JIS A 1106 に準拠
圧縮強度, 静弾性係数	JIS A 1108 に準拠
乾燥収縮	JIS A 1129 に準拠

3.2 試験結果および考察

(1) 曲げ強度

同一配合のコンクリートについて使用する粗骨材の岩種を変化させた場合の曲げ強度試験結果を図-1および図-2に示した。また、それら粗骨材の破砕値とコンクリートの曲げ強度の関係を図-3および図-4に示した。

高強度コンクリートでは硬質砂岩(30①)を用いた配合が、普通コンクリートでは石灰岩(40④)を用いた配合が最大強度を示すことがわかる。しかし、30②は産地の異なる硬質砂岩を用いた配合であるが、強度は他に比べて小さいものとなっている。また、高強度コンクリートは、普通コンクリートに比べて材齢7日から28日の強度の伸びが大きいという差異も認められた。

岩種による曲げ強度の違いについては、粗骨材の破砕値の影響に注目したが、両者の関係は高強度コンクリートと普通コンクリートで傾向が異なった。すなわち、高強度コンクリートの曲げ強度は、使用する粗骨材の破砕値の影響を受け、破砕値が小さい粗骨材のほうが曲げ強度が大きくなる傾向を示した。ただし、詳細にみると、材齢28日では破砕値が14.3%から23.8%と変化しても曲げ強度ではほぼ同程度の値が得られており、材齢7日に比べて相関が小さかった。一方、普通コンクリートの場合では、粗骨材の破砕値が変化しても曲げ強度には大きな差が認められず、破砕値が最も大きい石灰岩(30④)を用いたものが最も大きな曲げ強度を示す結果となった。

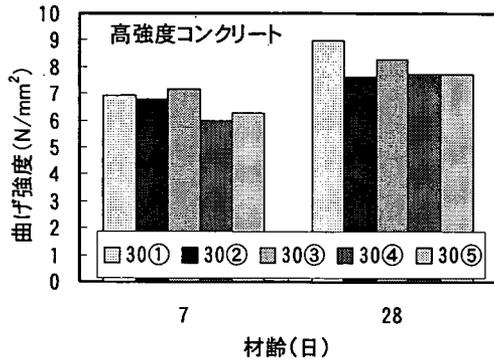


図-1 高強度コンクリートの曲げ強度

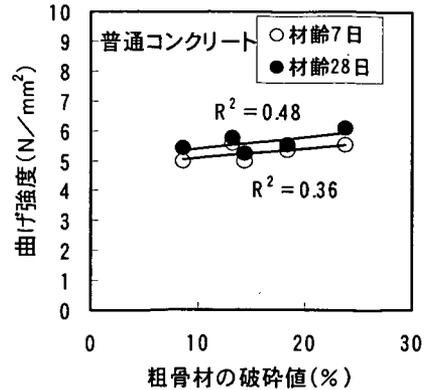


図-4 粗骨材の破砕値と曲げ強度の関係 (普通コンクリート)

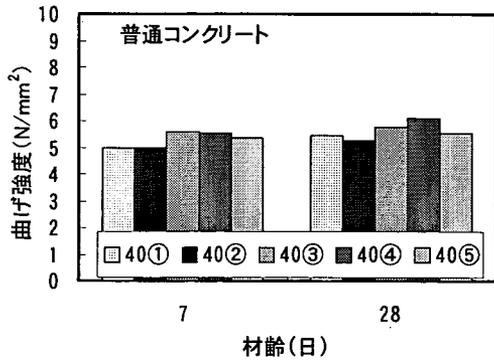


図-2 普通コンクリートの曲げ強度

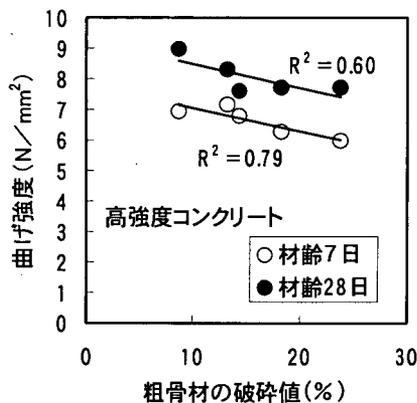


図-3 粗骨材の破砕値と曲げ強度の関係 (高強度コンクリート)

以上のように、普通コンクリートに比べて高強度コンクリートのほうが曲げ強度の発現性において粗骨材の破砕値の影響を受けやすいことが判明した。この原因としては、高強度域になると、粗骨材とモルタルとの界面の破壊に比べて、粗骨材自体の破壊が先行する傾向にあるためと考えられる。破断面の目視観察において、普通コンクリートの場合では供試体の破断は多くが粗骨材とモルタルとの界面で発生しているのに対して、高強度コンクリートの場合では粗骨材自体が破断している傾向が認められたこともこの結果を裏付けている。また、石灰岩骨材を用いた場合には、骨材とセメントペーストとの界面での化学反応による付着力が強度増進に寄与する^{1), 2)}との報告もあり、普通コンクリートにおいてはこのような作用も働いて石灰岩骨材を使用したコンクリートの強度が大きい結果になったが、高強度コンクリートにおいては上述の理由によりこれが有効に作用しなかったものと推測される。

(2) 静弾性係数

同一配合のコンクリートについて使用する粗骨材の岩種を変化させた場合の静弾性試験結果を図-5および図-6に示した。

静弾性係数は、高強度コンクリートのほうが普通コンクリートに比べて若干大きくなる傾向を示したが、同一配合においては粗骨材による顕著な差は認められなかった。ただし、詳細にみると、破砕値が比較的大きい硬質砂岩を用いたもの(30②と40②)では、破砕値が小さい硬質砂岩の場合に比べてやや静弾性係数が小さくなる傾向が認められた。また、一般に石灰岩骨材を用いたコンクリートは、他の岩種の骨材を用いたコンクリートに比べて静弾性係数が大きくなると言われている^{1), 2), 3)}が、本研究では顕著な差は認められなかった。

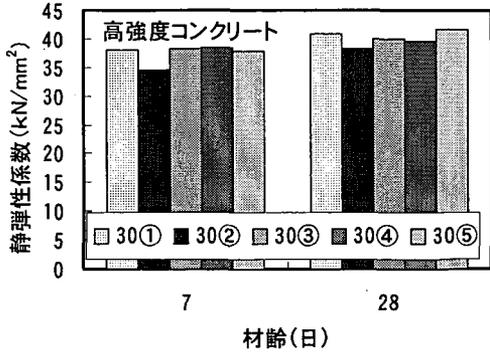


図-5 高強度コンクリートの静弾性係数

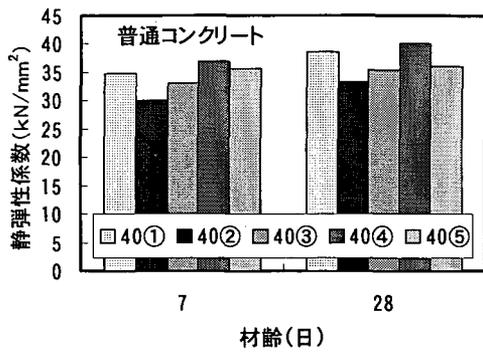


図-6 普通コンクリートの静弾性係数

(3) 乾燥収縮

図-7に、W/C30%の高強度コンクリートについて、使用する粗骨材のみを変化させた場合（硬質砂岩（30①）、石灰岩（30④）、石灰岩と硬質砂岩の等量混合（30⑤））の乾燥収縮試験結果を示した。図中には、W/C40%の普通コンクリートについて粗骨材として石灰岩と硬質砂岩を等量混合したものをを用いた場合（40⑤）についても示してある。

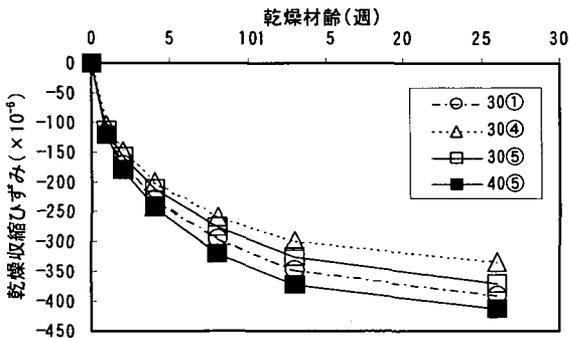


図-7 乾燥収縮試験結果

乾燥収縮ひずみは、使用する粗骨材の岩種や W/C によって異なり、同一 W/C では石灰岩粗骨材を全量用いた場合（30④）＜石灰岩粗骨材を半量用いた場合（30⑤）＜硬質砂岩を用いた場合（30①）の順となった。また、同一粗骨材を使用した場合は、高強度コンクリートのほうが普通コンクリートに比べて乾燥収縮ひずみが小さくなった（30⑤と40⑤）。

石灰岩を用いるとコンクリートの乾燥収縮ひずみが小さくなることは知られている^{1),2)}が、本研究においても、石灰岩を単独または混合して用いることにより、硬質砂岩を用いる場合に比べて乾燥収縮ひずみは小さくなっており、高強度コンクリートにおいてもその効果が現れていた。

以上より、高強度コンクリートを用いること、ならびに石灰岩骨材を使用することは、乾燥収縮を低減する点では有効であると考えられる。

4. 配合がフレッシュコンクリートの性状に及ぼす影響

フレッシュコンクリート（一部フレッシュモルタル）の性質に影響を及ぼす要因として、単位水量、細骨材、粗骨材を取り上げ、それらについて検討した。

4.1 単位水量の影響

使用材料が同一であるが、単位水量が異なる場合の、コンクリートのスランプ、空気量および沈下度への影響について示した。

(1) 配合、試験項目および方法

コンクリートの配合は、表-6に示すとおりである。W/C は30%とし、目標スランプを6±1.0cmとした。そのため、高性能 AE 減水剤使用量は単位水量が少ないほど多くなっている。また、空気量が4.5±0.5%となるように空気量調整剤を用いて調整した。

試験項目および方法は、表-7に示すとおりである。それぞれ練上がり直後から90分後までの経時変化を測定した。

表-6 単位水量の影響を検討したコンクリートの配合

配合記号	W/C (%)	V _G (m ³ /m ³)	単位量 (kg/m ³)		Ad (C×%)	使用材料		
			W	C		S	G	Ad
W115	30	0.70	115	383	2.0	S0	G6	SP1
W120			120	400	1.8			
W125			125	417	1.6			

表-7 試験項目および方法

試験項目	試験方法
スランプ試験	JIS A 1101 に準拠
空気量試験	JIS A 1128 に準拠
沈下度試験	JSCE-F 501 に準拠

(2) 試験結果および考察

図-8, 図-9, 図-10に, スランプ, 空気量および沈下度の経時変化を示した。

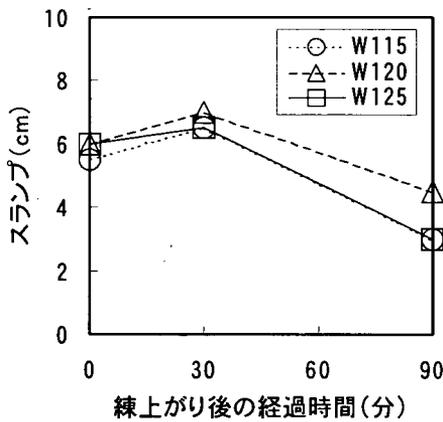


図-8 スランプの経時変化

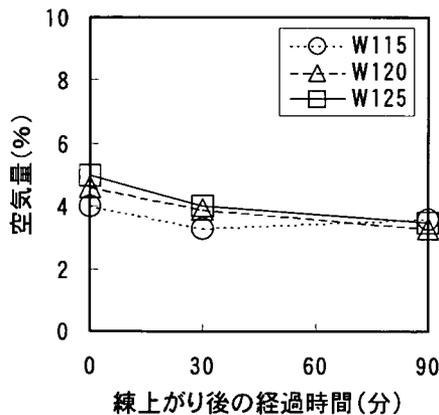


図-9 空気量の経時変化

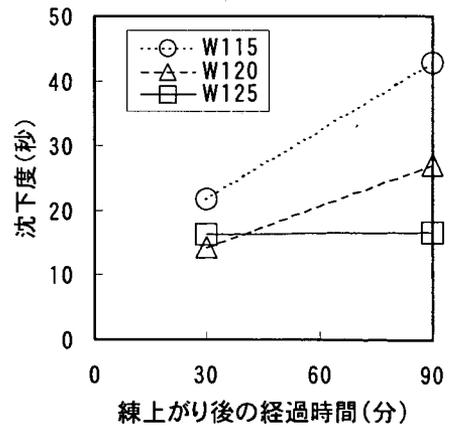


図-10 沈下度の経時変化

スランプは, いずれの配合においても, 練上がり直後から 30 分にかけて増加した後低下する傾向を示し, 空気量は, いずれの配合においても, 練上がり直後から 90 分にかけて 1~2% 程度低下する傾向を示した。また, いずれも配合間による顕著な差は認められなかった。なお, 練上がり後 30 分でのスランプの増大は, 使用した高性能 AE 減水剤のスランプ保持性能が有効に作用した結果と考えられるが, この傾向は配合条件や使用する混和剤によっても異なるものと考えられる。

一方, 沈下度は, 配合間で顕著な差が認められ, 練上がり 30 分後および 90 分後ともに, 単位水量が多いほうが小さくなる傾向を示した。特に, 練上がり 90 分後の沈下度は, その時点のスランプが同等にもかかわらず, 大きな差が認められた。

以上より, 良好な施工性を有するコンクリートを得るためには, 高性能 AE 減水剤の添加量を単に増やして単位水量を低減するのではなく, ある程度の単位水量を確保することによって所要のスランプを得るほうがよいと考えられる。

4.2 細骨材の影響

材料と配合は同一であるが, 細骨材の物性が変化した場合にフレッシュコンクリートの性状へ及ぼす影響について示した。なお, コンクリート試験に先立ち, モルタルによる検討を行った。

(1) モルタルの性状に及ぼす影響

細骨材としては, 同一の山砂ではあるが, 洗浄回数を変えることにより粒度, 特に微粒分量を変えたものを用いて, それがフレッシュモルタルの性状に及ぼす影響を検討した。

a) 配合、試験項目および方法

モルタルの配合条件は、W/C=0.3、S/C=1.64とした。モルタルの練混ぜは、JIS R 5201「セメントの物理試験方法」に従って行った。このとき、モルタルスランブが5±1cmとなるように、高性能 AE 減水剤で調整した。また、空気量は、8.0±1.0%（コンクリート1m³当りの空気量4.5±0.5%をそのコンクリートから粗骨材を取り除いたモルタル中の空気量に換算した値に相当する）となるよう空気量調整剤で調整した。

スランブの測定にはミニスランブコーン（形状はコンクリート用スランブコーンと同じで、高さを12cmとしたもの）を用いた。また、空気量の測定には、空気室圧力方法によるモルタル用空気量測定器を用いた。

表-8 細骨材種類と高性能 AE 減水剤使用量の関係

細骨材	微粒分量 (%)	減水剤使用量 (C×%)	スランブ (cm)
S0	1.9	1.2	5.5
S1	1.0	0.8	
S3	0.4	0.7	
S5	0.1	0.6	

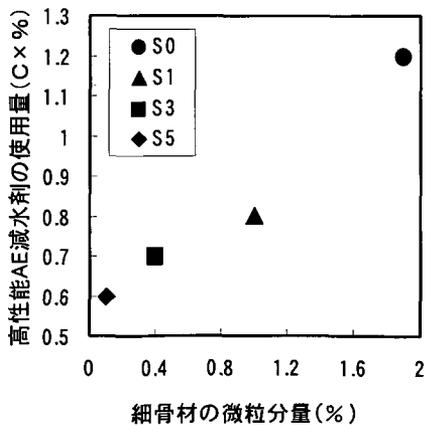


図-11 細骨材の微粒分量の影響

b) 試験結果および考察

粒度および微粒分量（0.075mmふるい通過量）の異なる細骨材を用いた場合の、同一モルタルスランブを得るための高性能 AE 減水剤の使用量を表-8に、それら細骨材の微粒分量と同一モルタルスランブを得るための高性能 AE 減水剤使用量の関係を図-11に示した。

所要のモルタルスランブを得るために必要な高性能 AE 減水剤の使用量は、表-8 に示すように、使用する細骨材によって大きく異なった（表-1 参照）。特に S0 と S1 を比

較すると、5~0.15mmの各ふるい通過量が同じにもかかわらず、所要のモルタルスランブを得るための高性能 AE 減水剤使用量が大きく異なった。この2つの細骨材は微粒分量のみが異なっていることから、細骨材の微粒分量が所要のモルタルスランブを得るための高性能 AE 減水剤使用量に大きく影響していると考えられる。

また、上記の結果に加え、図-11 に示すように細骨材の微粒分量と高性能 AE 減水剤使用量との間にはほぼ直線関係が認められた。

以上のように、細骨材の性質がモルタルの性状に及ぼす影響は大きく、所要のモルタルスランブを得るために必要となる高性能 AE 減水剤使用量も異なることが判明した。この高性能 AE 減水剤使用量は、特に細骨材の微粒分量に大きく影響される。

表-9 細骨材の影響を検討したコンクリートの配合

配合記号	W/C (%)	V _G (m ³ /m ³)	単位量 (kg/m ³)		Ad (C×%)	使用材料		
			W	C		S	G	Ad
S0-1.6	30	0.70	125	417	1.6	S0	G5	SP1
S0-1.7					1.7			
S0-1.8					1.8			
SKA-0.8					0.8	SKA		
SKA-1.1					1.1			
SKA-1.25					1.25			
SKA-1.4	1.4							

(2) コンクリートの性状に及ぼす影響

細骨材の岩種を2種類とし、それぞれについて高性能 AE 減水剤量を変化させた場合のフレッシュコンクリートの性状について検討した。

a) 配合、試験項目および方法

コンクリートの配合は、表-9に示すとおりである。W/Cは30%とし、空気量が4.5±0.5%となるように空気量調整剤で調整した。

試験項目は、スランブ試験、空気量試験、沈下度試験および振動ワーカビリティ試験^{4), 5)}である（写真-1）*。

図-12に、配合条件が同一であっても使用する細骨材が異なる場合の、高性能 AE 減水剤使用量とコンクリートのスランブの関係を示した。所要のスランブを得るための高

* 円筒型枠に打設したコンクリートの上部から振動を与えた場合のモルタルの浮きを測定する試験で、その測定値をWF値に換算して、フィニッシュャビリティを評価する。WF値が大きいコンクリートは、フィニッシュャによるモルタルの浮きが生じやすく、表面仕上げが容易となるという考えのもと、配合の検討を行った。

性能 AE 減水剤の使用量は、使用する細骨材によって大きく異なる傾向を示した。これは、(1)で示したモルタル実験の結果と同様、使用した細骨材の粒度、特に微粒分量が大きく異なっていることが原因であるものと考えられる(表-1 参照)。

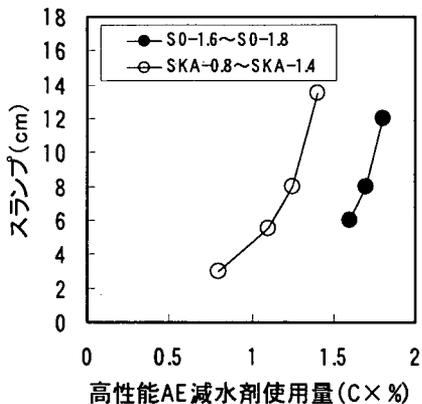


図-12 高性能 AE 減水剤使用量とスランプ

次に、図-13、図-14および図-15に、これら粒度の異なる2種類の細骨材を使用したコンクリートについてのスランプ、沈下度およびWF値の経時変化を示した。両コンクリートにおける高性能 AE 減水剤の使用量として、ここでは、練混ぜ30分後のスランプが等しくなるものを選択した (S0-1.8とSKA-1.25)。

図-13 から、細骨材が S0 の場合は、SKA に比べて、練上がり直後のスランプが大きいかかわらず、その経時変化が大きいため、90 分後には逆転してスランプが小さくなった。このように、使用する細骨材の違いによってフレッシュ性状の経時変化が異なる状況は沈下度ならびにWF 値においても明らかであり、細骨材としては SKA を用いたほうが施工性の点からみて有利であることが認められる。なお、練混ぜ後 30 分においては、両コンクリートのスランプが同一であるにもかかわらず、沈下度およびWF 値には有意な差が認められた。

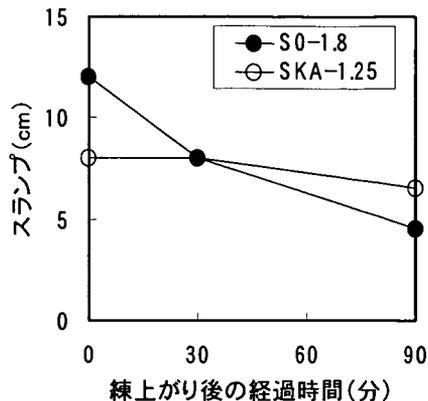


図-13 スランプの経時変化

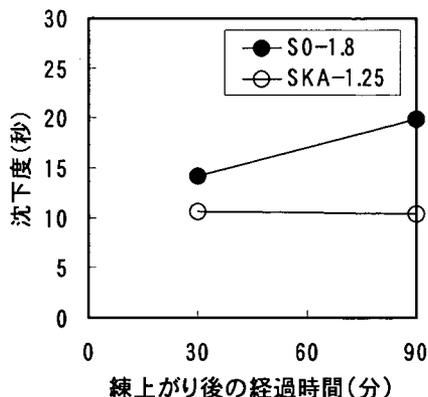


図-14 沈下度の経時変化

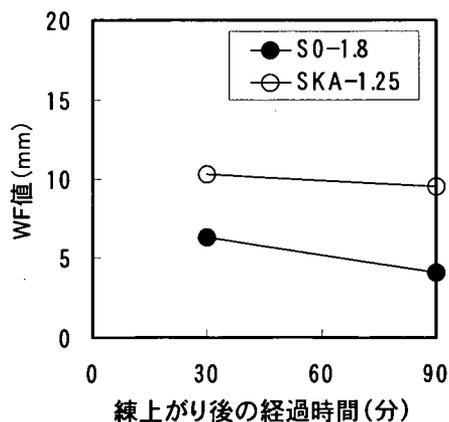


図-15 WF 値の経時変化

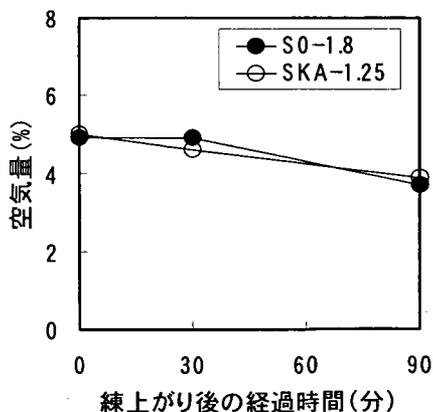


図-16 空気量の経時変化

このほか、空気量の経時変化については配合間の差異が認められなかった(図-16)。

以上から、高強度コンクリートを使用する場合、施工性を良好に保つためには、微粒分量の少ない細骨材を使用することが有効であるとまとめられる。

4.3 粗骨材の影響

粗骨材の岩種が変化した場合のフレッシュコンクリートの性状について検討した。

(1) 配合、試験項目および方法

コンクリートの配合は、表-10に示すとおりである。W/Cは30%とし、目標スランプを8±1.5cmとした。また、空気量が4.5±0.5%となるように空気量調整剤で調整し、いずれの配合も凝結遅延剤をC×0.3%添加した。

表-10 粗骨材の影響を検討したコンクリートの配合

配合記号	W/C (%)	V _G (m ³ /m ³)	単位量 (kg/m ³)		Ad (C×%)	使用材料		
			W	C		S	G	Ad
30①	30	0.70	135	450	1.0	SKI	G1	SP3
30②							G2	
30③							G3	
30④							G4	
					0.6			

表-11 フレッシュコンクリートの試験結果

配合記号	Ad (C×%)	スランプ (cm)	空気量 (%)
30①	1.0	7.0	4.0
30②		7.0	4.7
30③		7.5	4.0
30④	0.6	6.5	5.0

試験項目は、スランプ試験ならびに空気量試験である。

(2) 試験結果および考察

表-11に各配合の高性能 AE 減水剤使用量とスランプとの関係を示した。

粗骨材の岩種が変化した場合、所要のスランプを得るための高性能 AE 減水剤の使用量はほとんど変化しなかった。ただし、粗骨材に石灰岩を使用した場合は、所要のスランプを得るための高性能 AE 減水剤使用量を若干減ずることが可能となった。

以上より、使用する粗骨材の岩種が施工性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

5. 施工性に関する評価試験

以上のような施工性への影響要因を踏まえながら、現行の設計基準曲げ強度(5N/mm²)以上の曲げ強度を持ち、現行の施工機械編成により現場施工が可能であるコンクリート配合を検討した。

空港舗装に適用可能な高強度コンクリートの配合を検討するために、実際の舗装工事で使用されるコンクリートフィニッシャーと同一機能を有し、小型化した装置(ミニフィニッシャーと称す)を用いて試験を実施した(写真-2)。

5.1 施工性評価試験

(1) 試験方法

この試験では、写真-2に示すように幅1.6m、長さ1m、厚さ150mmの型枠内にコンクリートを敷き均し、コンクリートフィニッシャーの振動体でコンクリートを締固めた後、フィニッシングスクリードによりコンクリート表面を仕上げた。コンクリートの練上がりからミニフィニッシャーによる試験までは90分の間隔をあけた。これは、コンクリートプラントにおけるコンクリート出荷から施工場所到着までの時間を30分、それから仕上げ工程開始までの時間を60分と想定したからである。前者の場合は敷き均したコンクリートをビニールで覆い、後者の場合は日射と

*1バッチ当たりの練混ぜ量を90lとして練り上がったコンクリート3バッチを直ちに舗設レーン内に広げ、3バッチ目の練り混ぜ後30分間は実施工の運搬時間を考慮してコンクリート表面からの水分の蒸発を避けるためビニールシートで覆い放置した。その後、舗設レーン内のコンクリートに人工日照および扇風機による風を与えた状態で放置した。3バッチ目の練混ぜから90分後に、フィニッシャーによる振動締固め、縦仕上げ機による仕上げを実施して、コンクリート表面を観察した。なお、タンパの移動速度は60cm/分および80cm/分の2水準、仕上げ機の摺動回数は60回/分および80回/分の2水準、摺動量は10cm、移動速度は60cm/分および80cm/分の2水準とした。なお、本試験は、新東京国際空港公団において舗装コンクリートのフィニッシャービリティー試験として規定されているものである。

風を人工的に与える処置を施した(投光機と扇風機使用).
試験状況を写真-3に示した.

施工性試験の評価は、フィニッシングスクリードの駆動シャフトの軸力を測定し、これに基づいて定量的に行った。このほか、仕上げ作業時ならびに完了後のコンクリートの表面状態を観察することによっても行った。また、練り上がったコンクリートを適量確保しておき、製造直後、30分後、90分後にスランプと空気量を測定するとともに、90分後にはWF値を測定した。

(2) 試験結果

この施工性評価試験には表-12に示す7種類の配合のコンクリートを使用した。これらの配合において、粗骨材最大寸法40mmと水セメント比30%は共通している。

試験の当初は単位水量を115~125kg/m³としていたが、コンクリートの粘性が非常に高く、ミニフィニッシャによる試験では、60分間の日射・送風により敷き均したコンクリート表面が乾燥・硬化してしまい、フィニッシャによって振動を与えても十分なモルタル分が表面まで浮き上がってくることはなく、結果としてフィニッシングスクリードによる仕上げが十分に行えなかった。

そのため、試験途中から単位水量を135kg/m³まで増加させた。このほか、高性能AE減水剤の種類ならびに添加量については、より減水性能が高く、練上り時に所定のスランプ・空気量が得られるように各配合で変えている。また、骨材の種類ならびにその量については、この後に続く試験施工予定地域の骨材事情を考えるとともに、上述の

室内試験により得られた知見を反映させるべく、一連の試験の中で変更している。さらに、フィニッシャの走行速度も、試験施工を前提として、より仕上がりがよくなるよう80cm/分から50cm/分へと変更している。

各配合の評価結果として、表-12にスランプ、空気量、WF値、駆動シャフトの軸力ならびに目視評価について示した。図-17にはフィニッシングスクリードの駆動シャフトの軸力に基づく仕上げ性能評価結果を示した。この駆動シャフトの軸力と仕上げ性能との間には直線関係があり、軸力が小さいほど仕上げ性がよいことが過去の実績から確かめられている。

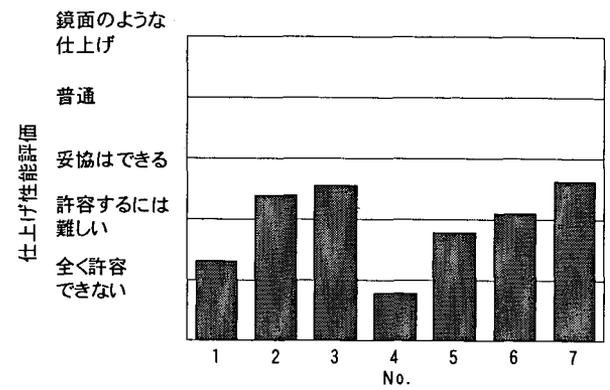
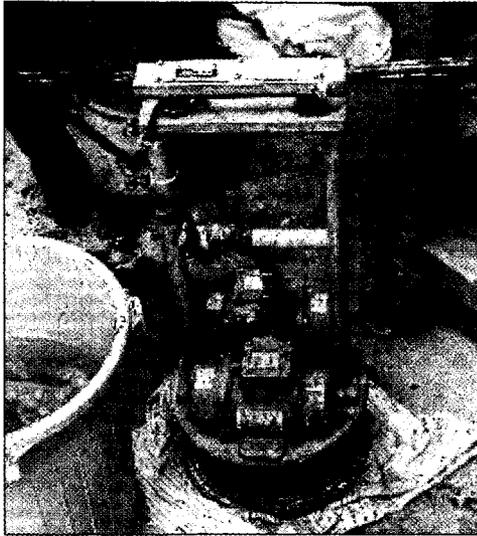


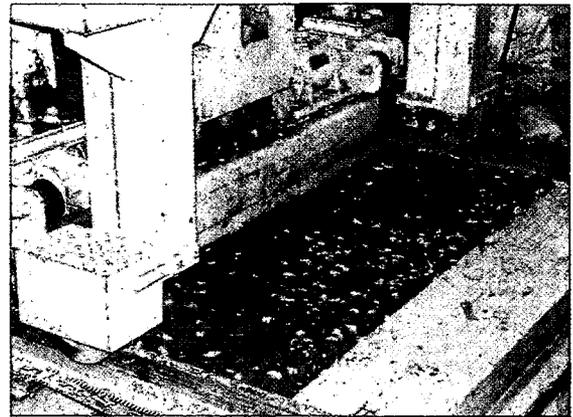
図-17 フィニッシングスクリードによる仕上げ性能評価

表-12 施工性評価試験に用いたコンクリートの配合および試験結果

項目	No.							
	1	2	3	4	5	6	7	
粗骨材	G6			G5				
細骨材	S0		SKA	SKI				
フィニッシャ速度 (cm/min)	80				50			
水セメント比 (%)	30							
単位水量	115	125		135				
単位粗骨材容積	0.76	0.70		0.76	0.70			
高性能 AE減水剤	種類	SP1			SP2		SP3	
	添加量 (Cx%)	2.0	1.8	1.25	0.5	0.6	0.625	0.8
凝結遅延剤 (Cx%)	-	-	-	-	-	0.3		0.3
スランプ (cm) (直後/30分後/90分後)	7.5/6.5/3.5	12.0/8.0/4.5	8.0/8.0/6.5	6.5/2.5/1.0	8.5/3.5/1.5	7/3.5/1.5	13.0/8.0/4.0	
空気量 (%) (直後/30分後/90分後)	4.9/3.9/3.3	4.9/4.9/3.7	5.0/4.6/3.9	4.4/3.1/2.6	4.3/2.8/2.6	5.4/3.0/2.7	5.3/3.4/2.5	
WF値 (mm, 90分後)	3.3	4.1	9.1	4.1	<2.3	<2.3	2.9	
駆動シャフトの軸力 (kN)	3.5	2.5	2.3	4.1	3.1	2.8	2.2	
目視評価	×	×	×	△	△	○	○	



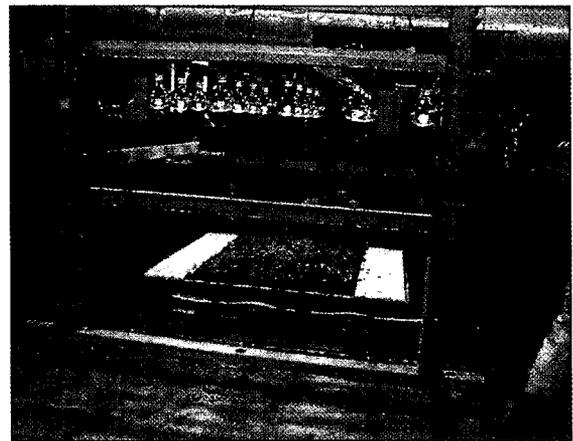
a) 全体



a) 試験の状況



b) 試験状況



b) 投光機による日射の状況

写真-1 振動ワーカビリティー試験機

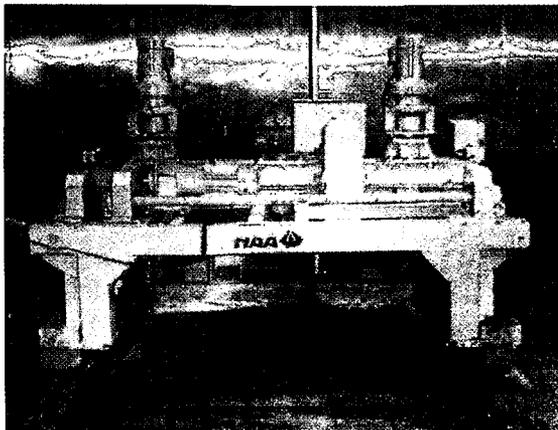
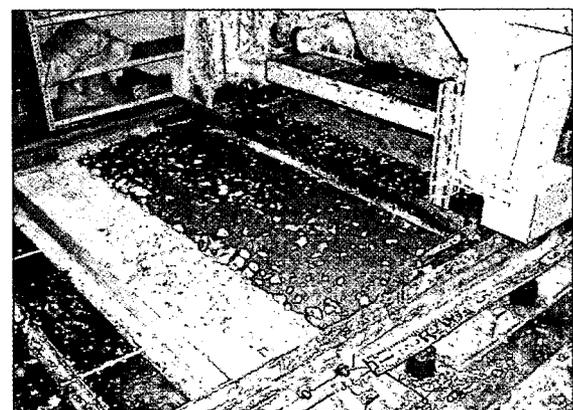
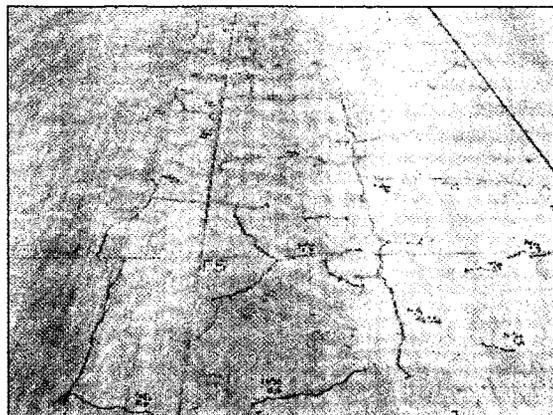


写真-2 ミニフィニッシャによる施工性評価試験



c) コンクリート表面が乾燥した様子

写真-3 ミニフィニッシャ試験の状況



a) 全体

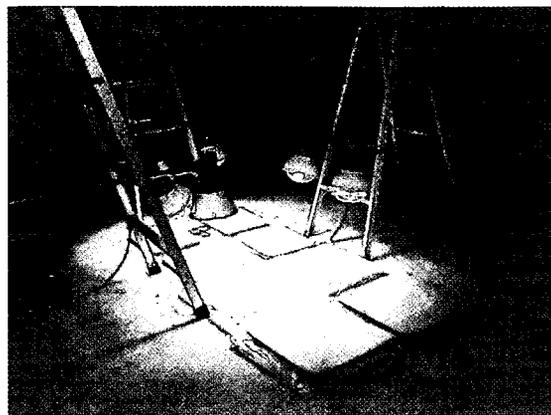
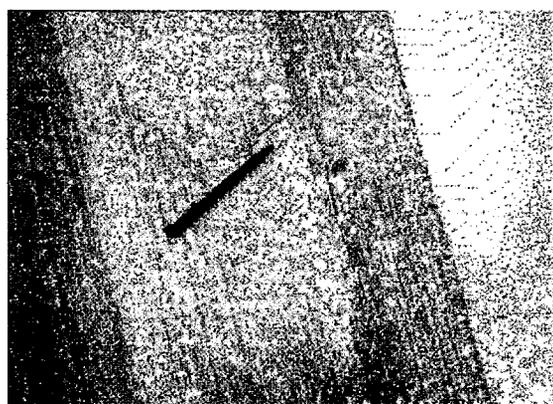


写真-6 試験の状況



b) 部分

写真-4 C区面のひび割れ状況

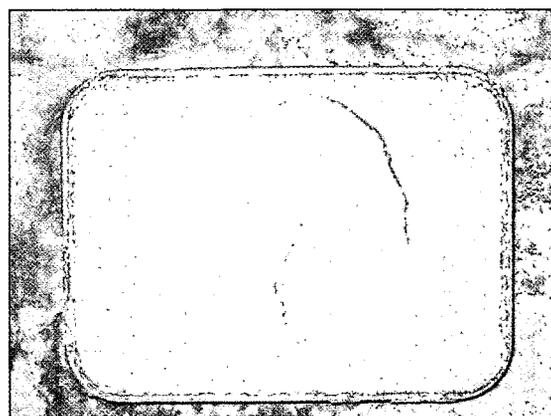


写真-7 養生方法2のひび割れ(高強度モルタル)

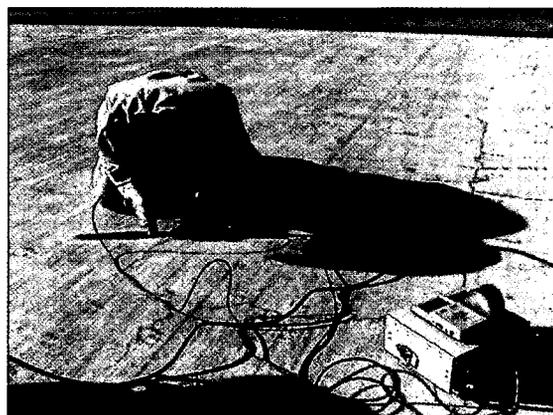


写真-5 超音波測定によるひび割れ深さの測定



写真-8 養生方法3のひび割れ(高強度モルタル)

表-13 コンクリートの最適配合

No.	W/C (%)	V _G (m ³ /m ³)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				高性能 AE 減水剤 (C×%)	凝結遅延剤 (C×%)	空気量調整剤 (A)
				W	C	S	G			
6	30	0.70	35.5	135	450	627	1176	0.625	0.3	4.5
7								0.80		4.0

注) 空気量調整剤：1Aはセメント 1kgに対して空気量調整剤 1%水溶液を 2cm³添加することを意味する

いずれのコンクリートも従来のコンクリートに比べて粘性が高いために、駆動シャフトの軸力による仕上げ性能評価は全体的に低かったが、概ね仕上げ性が改善されていく様子が認められた。No.5の配合では、その評価ならびに目視評価によって適切であるとの見通しが得られた。さらに、これに凝結遅延剤を加えることにより、練上がり90分後でも表面仕上げがより十分に行える配合を得ることができた。これがスランプ 8cmを目標とした No.6であり、ダンプトラックによる運搬の可能な限りスランプを増大させたものが No.7である。

5.2 最適配合の決定

最終的に決定したコンクリートの配合 (No.6と No.7)を表-13に、この配合によるフレッシュ性状の経時変化を表-14に示す。なお、曲げ強度は、材齢 28日 で 7.95N/mm²であった。

表-14 最適配合コンクリートのフレッシュ性状の経時変化

No.	直後		30分後		90分後		WF 値 (mm)
	スランプ (cm)	空気量 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	
6	7.0	5.4	3.5	3.0	1.5	2.7	<2.3
7	13.0	5.3	8.0	3.4	4.0	2.5	2.9

注) 温度は 22~23℃

この高強度コンクリートを使用すれば、現行の普通コンクリート (設計基準曲げ強度 5N/mm²) による舗装版厚を 20%程度軽減でき、加えて版厚軽減によって実質上、寸法効果による強度低下も低減できることから、設計基準曲げ強度を大きくしたコンクリート舗装の実用化が期待できる。なお、試験施工を行った地域 (横須賀市) の骨材事情によって粗骨材に石灰岩を使用したため、若干強度面で不利となるコンクリートとなったが、他地域においてはさらに高い強度が期待できるものと考えられる。

6. 試験施工の計画

室内試験により決定された配合の高曲げ強度コンクリート (設計基準曲げ強度 6.5N/mm²) を用いて試験施工を実施した。また、比較用として、一般的に用いられている設計基準曲げ強度 5N/mm²のコンクリートも用いている。この試験舗装は、高強度コンクリートを用いた舗装の施工性、ならびに乾燥収縮等の材料特性を把握する目的で実施した。そのため、施工に極力影響を及ぼさないような形でひずみ計、熱電対を埋設している。

試験舗装の平面図ならびに断面図は、図-18、図-19に示すとおりである。試験区画は A~D 区画から成り、A~C 区画には高強度コンクリートを、D 区画には普通コンクリートを使用した。施工幅員は現在空港舗装で一般的に用いられている 7.5m であり、横目地間隔もこれと同一としている。構造的には、設計航空機荷重を LA-1、標準カバレッジを 20,000 回、設計路盤支持力係数を 70MN/m³としたので、コンクリート版厚は普通コンクリート区画では 420mm、高強度コンクリート区画では 340mm となった⁶⁾。

各区画の主な目的は表-15に示すとおりである。

7. 試験施工の状況

7.1 路床・路盤

(1) 路床

路床には現地の土 (山砂) をそのまま用いた。その性状は表-16に示すとおりである。

路床の構築にあたっては、まず所定深さ近くまでバックホウで現地盤を掘削後、タンDEMローラにて転圧を行った。路床面上で実施した品質管理試験結果は表-17に示すとおりである。なお、 $K_{75} = K_{30}/2.5$ なる換算式により求められた K_{75} は平均で 95MN/m³ となっている。また、出来形については空港土工事共通仕様書の規定⁷⁾を満足していた。

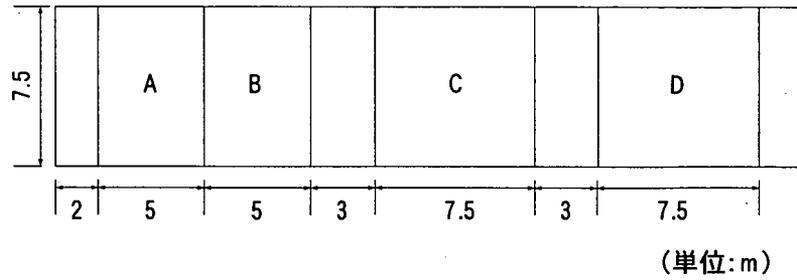


図-18 試験舗装の平面図

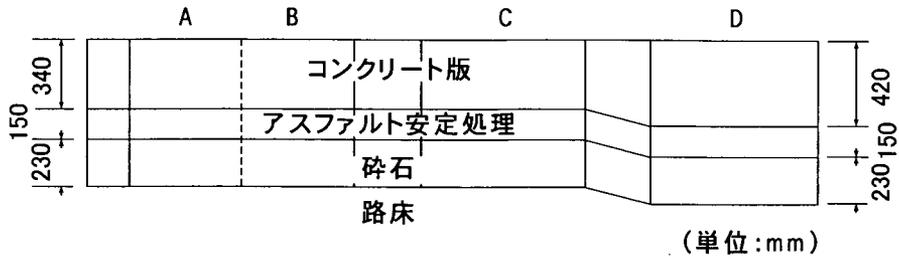


図-19 試験舗装の断面図

表-15 各区画の試験目的

区画	種類	内容
A	高強度	本試験区画 (C 区画) の施工方法を決定するための予備試験区画。施工速度は前半毎分 50cm, 後半毎分 80cm。
B	高強度	同上。ただし上層部分にはインナーパイププレートを使用しない。
C	高強度	高強度コンクリートを用いた本試験区画。
D	普通	普通コンクリートを用いた本試験区画。

表-16 路床土の性状試験結果

項目	A	D	平均
含水比 (%)	7.0	7.4	7.2
湿潤密度 (g/cm ³)	1.807	1.822	1.815
乾燥密度 (g/cm ³)	1.689	1.696	1.693
仕様密度における修正 CBR (%)	12.9	16.8	14.9

表-17 路床の品質管理試験結果

項目	試験方法	A	B	C	D	平均	規定値
含水比 (%)	JIS A 1203	6.9	7.5	8.6	7.4	7.6	—
現場密度 (g/cm ³)	JIS A 1214	1.757	1.800	1.816	1.802	1.794	—
締固め度 (%)		103.5	106.1	107.0	106.2	105.7	90 以上
K ₃₀ (MN/m ³)	JIS A 1215	221	321	218	192	238	—
K ₇₅ (MN/m ³)	JIS A 1215	88	128	87	77	95	—

表-18 下層路盤に用いた粒度調整碎石の性状試験結果

項目		実測値	規定値	試験法
通過質量百分率 (%)	粒径 (mm)			JIS A 1102
	53	100.0	100	
	37.5	98.6	95~100	
	19	67.0	60~90	
	4.75	39.7	30~65	
	2.36	28.0	20~50	
	0.425	15.5	10~30	
	0.075	3.7	2~10	
最適含水比 (%)		15.0	—	JIS A 1210 (E法)
最大乾燥密度 (g/cm ³)		1.715	—	JIS A 1210 (E法)
修正 CBR (%)		91	45 以上	舗装試験法便覧
塑性指数		NP	6 以下	JIS A 1205

表-19 下層路盤の品質管理試験結果

項目	試験方法	A	B	C	D	平均	規定値
含水比 (%)	JIS A 1203	16.2	16.6	15.1	14.6	15.6	—
現場密度 (g/cm ³)	JIS A 1214	1.694	1.705	1.710	1.722	1.708	—
締固め度 (%)		98.8	99.4	99.7	100.4	99.6	95 以上
K ₃₀ (MN/m ³)	JIS A 1215	232	284	362	325	301	—
K ₇₅ (MN/m ³)	JIS A 1215	77	95	121	108	100	—

表-20 上層路盤に用いたアスファルト安定処理材の品質・出来形管理試験結果

項目	A	B	C	D	平均	規定値
厚さ (cm)	16.0	16.4	16.9	16.0	16.3	15-0.4cm
コア密度 (g/cm ³)	2.325	2.304	2.355	2.334	2.330	—
締固め度 (%)	98.2	97.3	99.5	98.6	98.4	95 以上

(2) 下層路盤

下層路盤には粒度調整碎石を用いた。材料の性状は表-18に示すとおりである。

粒度調整碎石を現場に搬入して、ブルドーザ、バックホウにより仕上り厚さが 20cm となるように敷き均し、7t タンデムローラを用いて仮転圧を行った。その後、高さ計測を行いながら、所定の厚さ (23cm) が得られるように調整を行って、ローラにて転圧した。

下層路盤上で実施した品質管理試験結果は表-19に示すとおりである。K₇₅ = K₃₀/3 により換算した路盤支持力係数 K₇₅ は平均で 100MN/m³ であった。なお、出来形は空港土木工事共通仕様書の規定を満足するものであった。

(3) 上層路盤

上層路盤にはアスファルト安定処理材を用いた。その性状は表-20に示すとおりである。

表-21 上層路盤に用いたアスファルト安定処理材の性状試験結果

項目		実測値	基準値
通過質量百分率 (%)	粒径 (mm)		
	53		100
	37.5	100	95~100
	19	87.3	50~100
	4.75	50.4	—
	2.36	34.4	20~60
	0.075	4.1	0~10
安定度 (kN)		11.94	3.45 以上
フロー値 (1/100cm)		32	10~40
空隙率 (%)		6.5	3~12

アスファルト安定処理材を現場に搬入後、アスファルトフィニッシャにより敷き均し、初期転圧を 7t タンデムローラ、二次転圧を 15t タイヤローラにて行った。

施工時におけるアスファルト安定処理材の温度は、工場

出荷時 161℃、現場到着時 158℃、敷均し時 148℃と、規格を満足するものであった。また、抜き取ったコアによる品質ならびに出来形を確認した結果は、表-21に示すとおりで、いずれの項目も規格を満足するものであった(材料の基準密度 2.368g/cm³)。

7.2 コンクリート版

(1) 使用材料・配合

コンクリート版に使用した材料および配合は表-22および表-23に示すとおりである。

(2) 使用機械

コンクリート版の施工に際して使用した機械は表-24に示すとおりである。

(3) 計測器の設置

コンクリート版中には測温機能付きモールドゲージと熱電対の2種類を埋設した。その位置は図-20に示すとおりである。モールドゲージは施工方向に直角に一列に埋設した。このほか、自由収縮ひずみを計測することを目的にして、測温機能付きモールドゲージを埋設した小型供試体を作製した。

表-22 コンクリート版に使用した材料

使用材料	種類または産地	記号	物性値	摘要
セメント	普通ポルトランドセメント	N-3	密度：3.16 g/cm ³	高強度・普通
粗骨材*	茨城県笠間産硬質砂岩 山口県伊佐町産石灰岩	G-2	密度：2.69g/cm ³ 単位容積質量：1.68kg/l	高強度・普通
細骨材	砂	S-3	密度：2.61g/cm ³	高強度・普通
練混ぜ水	上水道水	—	—	—
混和剤	高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸系水溶性ビニル共重合体	—	高強度
	凝結遅延剤	ポリカルボン酸塩とその塩の誘導体	—	高強度
	AE 減水剤	リガニルカルボン酸塩	—	普通
	空気量調整剤	変性アルキルカルボン酸化合物系 陰イオン界面活性剤	—	高強度・普通

*粗骨材は、40-20 と 20-05 を等量混合して使用した。

表-23 試験施工に使用したコンクリートの配合

種類	W/C (%)	単位粗骨材容積 (m ³ /m ³)	s/a (%)	目標スランブ (cm)	目標空気量 (%)	単位量(kg/m ³)				高性能 AE 減水剤 (C×%)	凝結遅延剤 (C×%)	AE 減水剤 (C×%)	空気量調整剤
						W	C	S	G				
高強度	30	0.70	35.5	8	4.5	135	450	627	1176	1.0	0.3	—	5A
普通	40	0.72	36.6	5	4.0	138	345	676	1208	—	—	1.0	4A

表-24 コンクリート版の施工に使用した機械

種類	名称	諸元 (全長・全幅・全高,m)
敷均し機械	スプレッタ	3.15・8.2・3.7
締固め機械 1	インナーバイブレータ	2.4・8.726・2.45
締固め機械 2	フィニッシャ	6.05・9.35・2.65
仕上げ機械	縦仕上げ機	6.12・9.35・4.41

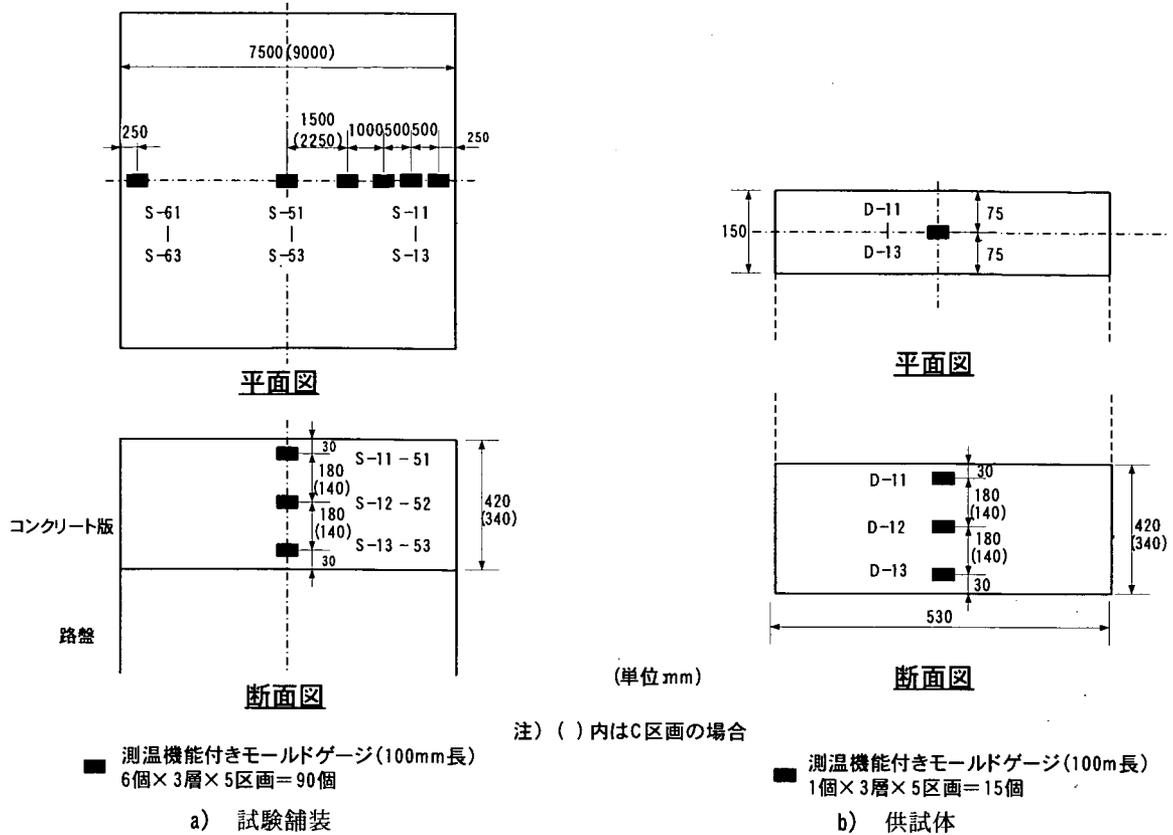


図-20 計測器の埋設位置

(4) 施工方法

高強度コンクリートは、過去に例のないような単位水量に対してセメント量の多いコンクリートであることから、この試験施工は、一般的な編成の施工機械を用いた施工の可否について確認することを主たる目的として実施した。この場合の特徴的な施工方法は次のようなものである。

- ① 運搬時間は一般的な施工状況を考慮して30分とした。
- ② 運搬にはダンプトラックを用い、これに1.5m³×2バッチ+1m³×1バッチにより合計で4m³製造したコンクリートを積み、1枚のシートを掛けて運搬した。
- ③ コンクリートの敷き均しはスプレッダを用い、34cmの厚さを二層(下層23cm, 上層11cm)に分けて施工した。
- ④ 下層締固め用としてインナーバイブレータを使用した(バイブレータの直径60mm, 挿入間隔約60cm)。
- ⑤ 締固めた下層コンクリートの上面に鉄網を敷設した。
- ⑥ 上層敷き均し後、インナーバイブレータなし(A区画)とインナーバイブレータあり(B区画)の場合に対して、表層の締固め状況について目視により観察した。この状況によりC区画上層でのインナーバイブレータの使用可否

を決定することとした。

- ⑦ コンクリートフィニッシャにより上層の締固めを行う。A区画・B区画とも舗装延長5mのうち手前2.5mを50cm/min, 後2.5mを80cm/minの施工速度で施工して、締固め状況を目視により観察した。この状況により、C区画でのコンクリートフィニッシャの施工速度を決定することとした。

- ⑧ 養生は通常の被膜養生とマット養生を併用することにより行った。

普通コンクリートを用いた場合で、特記すべき事項は以下のようなものである。

- ① 運搬時間は15分とした。
- ② 敷き均しはスプレッダを用い、42cmの厚さを二層(下層28cm 上層14cm)に分けて施工した。
- ③ 下層締固め用としてインナーバイブレータを使用した(バイブレータの直径60mm, 挿入間隔約60cm)。
- ④ 締固めた下層コンクリート上面に鉄網を敷設した。
- ⑤ コンクリートフィニッシャにより上層を締固めた。施工速度は80cm/minであった。
- ⑥ 養生は通常の被膜養生とマット養生を併用することに

より行った。

(5) 施工結果

計器設置後、路盤上にコンクリート打設用型枠を据え付けた。型枠は高さが 30cm の鋼製のもので、版厚 34cm の A～C 区画では厚さ 4cm、版厚 42cm の D 区画では厚さ 12cm の木製の板を路盤上に置き、その上に型枠を設置してピンにより路盤に固定した。

コンクリート版の施工状況は、高強度コンクリートを使用した C 区画については表-25に、普通コンクリートを使用した D 区画については表-26に示した。

高強度コンクリートの施工時のコンクリートの運搬時間は 32 分、練落しからは 37 分であった (いずれも平均)。

A, B 区画における試験施工により、高強度コンクリートの施工にあたっては、上層ではインナーパイプレータを用いる必要のないこと、フィニッシャの施工速度は 80cm/min で十分であることがわかったので、この方法により C 区画を施工した。

試験施工に使用したコンクリートの材質について表-27にまとめた。コンクリート版施工時に作製した供試体を用いた、水中養生・材齢 28 日強度は C 区画、D 区画のそれぞれで、7.76N/mm²、5.98N/mm²であった。全体的にみて、ほぼ計画したどおりの材料が製造されたものと考えられる。なお、高強度コンクリートならびに普通コンクリートを用いた区画とも、施工翌日にカッタ目地を設けた。また、施工後から 1 週間散水を行った。

このほか、自由収縮ひずみ測定用供試体は、各区画の横に、厚さはコンクリート版と同一で、幅 15cm、長さ 53cm のものを作製した。具体的には、合板製型枠内に計測器を設置後、対象となる区画施工と同時にコンクリートを打設した。そして各区画と同様の養生を実施してから、型枠を脱型し、周囲 4 面をアルミシートでシールした後、断熱材で覆い、周囲を再生路盤材、再生合材で埋め戻した。

高強度コンクリートを使用した区画で実際の施工状況を観察した結果、縦仕上げ機のスクリードの摺動作用に対して、コンクリート表面が一緒に動くという現象が認められた。また、高強度コンクリート区画では、普通コンクリート区画に比較すると、水量の少ない分、仕上げならびに養生を開始するまでの時間を短くする必要があることが認められた。ただし、この点については、C, D 区画の施工日が同一とできなかったため、気象条件が異なったこと (C 区画は晴天で気温が高く、D 区画は曇天で気温は低かった) も起因しているものと推定される。

以上のことから、総合的にみると、高強度、普通コンクリート区画で施工方法、時間にはほとんど違いがないと結論づけられる。

表-25 C 区画の施工状況

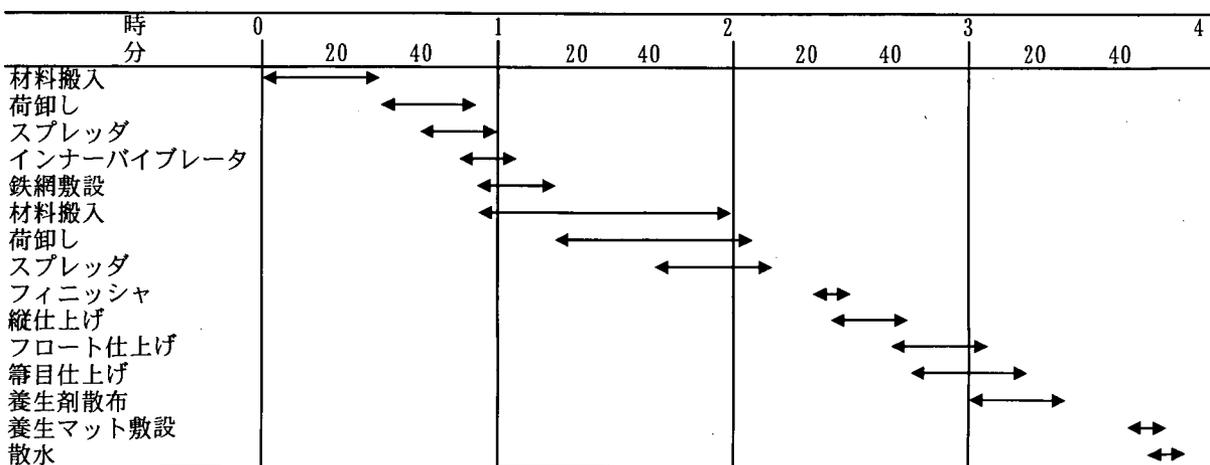


表-26 D区画の施工状況

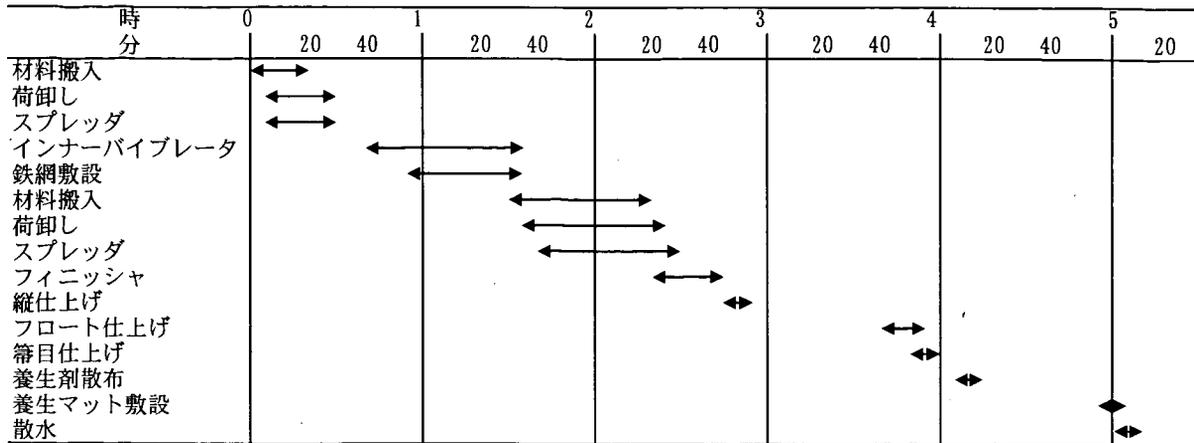


表-27 試験施工に使用したコンクリートの特性

項目	C区画		D区画	
	プラント	現地	プラント	現地
スランプ (cm)	8.7 (7-9.5)	5.4 (3-7.1)	5.4 (4.5-6.0)	2.6 (2.0-3.5)
空気量 (%)	4.8 (4-5.5)	3.8 (3.2-4.5)	3.6 (3.2-4.0)	3.3 (3.0-3.6)
コンクリート温度 (°C)	29.3 (27-30)	30.2 (29-33)	26.5 (26-27)	26.4 (26-27)
WF (mm)	-	9.2 (4.5-16.9)	-	5.7 (3.7-10.9)
気温 (°C)	(25-31)		(18-20)	

注) () 内は最小値-最大値

8. 試験舗装の特性評価

試験舗装終了後、コンクリートの自然環境下における挙動、すなわち温度変化や乾燥収縮に起因する挙動を約1年間にわたって観測した。また、FWDによる構造状態の確認のほか、ひび割れ状況の調査も継続的に行った。

8.1 環境作用によるコンクリート版の変形

コンクリート版は日照、風、降雨といった自然環境の作用を受けるので、乾燥収縮や温度変化に伴う体積変化が生ずることになる。ところが、コンクリート版自体の重量や路盤との間の摩擦力等が原因でそれが拘束されて、コンクリート版には応力が発生する。この応力は、コンクリート版の厚さ方向の温度・収縮の違いの非線形性により生ずる内部拘束応力と、上記のような外部からの体積変化の拘束に起因する外部拘束応力とに分けられ、外部拘束応力はさらに軸方向拘束応力と曲げ拘束応力とに分けられる⁸⁾。

今回の試験研究の対象とした高強度コンクリートについ

ては、一般的な無筋コンクリート舗装への適用を考えたので、軸方向変形の拘束に関する検討では目地間隔を、曲げ変形の拘束に関する検討ではコンクリート版厚算定に関わる曲げ応力を主たる検討の対象とした。いずれも、普通コンクリートの場合と比較するといった観点から評価をしている。

(1) 軸方向変形の拘束

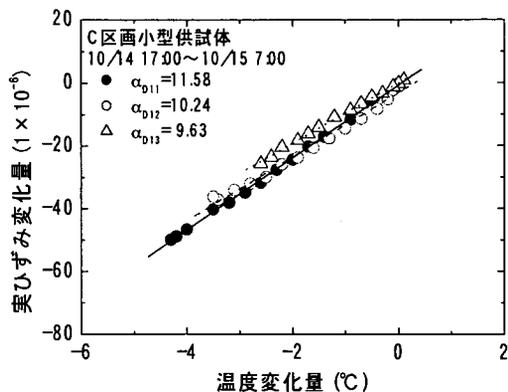
軸方向の変形を拘束することによるひび割れを防止するために、通常、施工レーンの横断方向には目地（横方向目地）を設けている。このような軸方向の変形を生じさせる要因としてコンクリート版の収縮と温度変化があるので、以下では個別に検討する。

a) 熱膨張係数

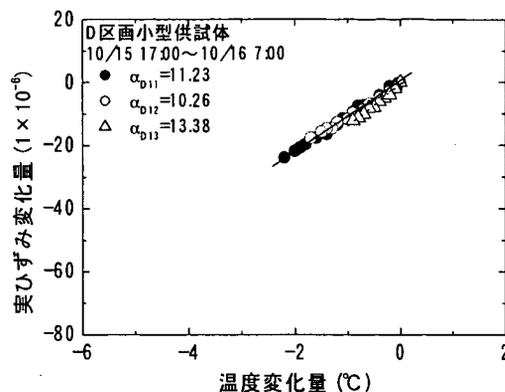
収縮ひずみを算出するために必要となるコンクリートの熱膨張係数を、外部拘束が極めて小さいと考えられる小型供試体のひずみを用いて算出した。熱膨張係数の算出は、養生期間中のうち、ひずみが安定しているコンクリート版打設の翌々日から3日間の17:00から7:00を対象とし、

温度変化量と実ひずみ変化量の関係を深ざごと、日ごとに最小二乗法で直線近似したときの傾きの平均値を採用した。図-21には日ごとの温度変化量と実ひずみ変化量を示

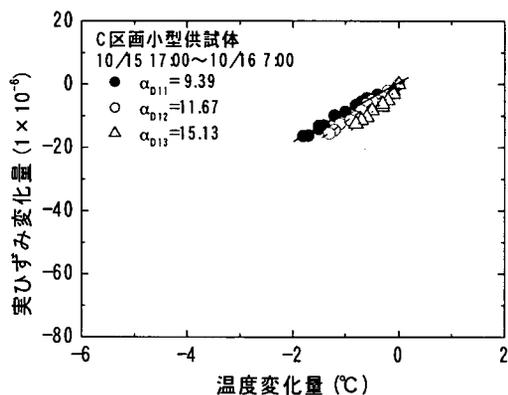
した。また表-28には、それらより得られた熱膨張係数をまとめた。



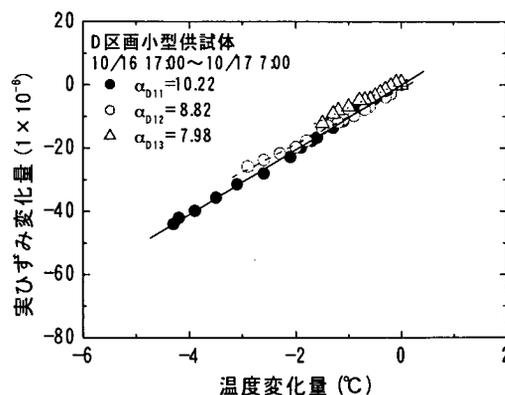
a) C区画 10月14日～15日



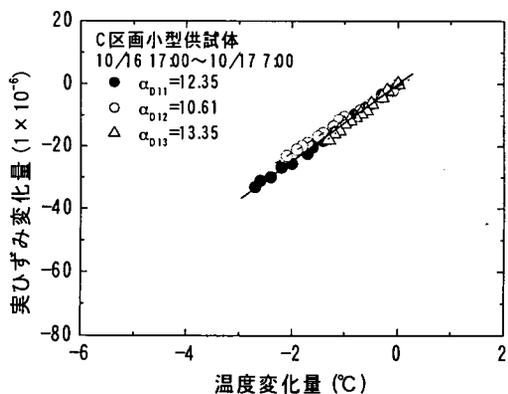
b) D区画 10月15日～16日



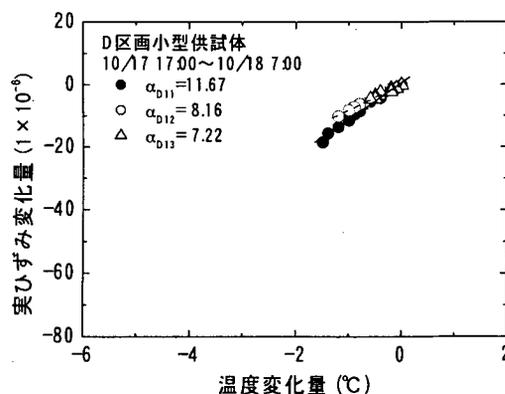
c) C区画 10月15日～16日



d) D区画 10月16日～17日



e) C区画 10月16日～17日



f) D区画 10月17日～18日

図-21 小型供試体の熱膨張係数

表-28 小型供試体の熱膨張係数

期間	C区画熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)			D区画熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	上面	中央	下面	上面	中央	下面
10月14日~15日	11.58	10.24	9.63			
10月15日~16日	9.39	11.67	15.13	11.23	10.26	13.38
10月16日~17日	12.35	10.61	13.35	10.22	8.82	7.98
10月17日~18日				11.67	8.16	7.22
平均値		11.55			9.88	

b) 収縮

コンクリートの収縮（乾燥収縮と自己収縮）によるひずみの発生状況について検討した。

小型供試体の収縮ひずみについてまとめた。図-22は、外部拘束が極めて小さいと考えられるC、D両区画の小型供試体におけるひずみから、(1)式により算出した収縮ひずみである（ひずみ計位置は図-20参照）。

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon - \alpha \Delta T \quad (1)$$

ここに、

- ε_{sh} : 小型供試体の収縮ひずみ (1×10^{-6})
- ε : 小型供試体の実ひずみ (1×10^{-6})
- α : 養生期間中の小型供試体のひずみから算出した熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, 表-28参照)
- ΔT : 小型供試体打設後の最高温度からの温度差 ($^{\circ}\text{C}$)

両区画とも、大気に曝されている供試体上部の収縮ひずみが最大となっており、供試体中心部、供試体下部になるにつれて収縮ひずみは小さくなることが確認された。また、施工して数箇月経過した後の両区画の収縮ひずみの違いをみると、C区画のほうが 50×10^{-6} 程度大きくなっていることがわかる。この収縮ひずみは乾燥収縮ひずみと自己収縮ひずみの和と考えられることから、乾燥収縮ひずみと自己収縮ひずみに関する室内試験の結果を考慮すると、室内試験における供試体寸法と試験舗装の違いや両区画での自己収縮の差がこの収縮ひずみに現れたものと考えられる。

c) 長期温度変化

コンクリート版の温度が長期間にわたって変化する場合は自由端部（0.25m内側）と版中央部での軸方向実ひずみと温度の関係を図-23に示す。後述の日温度変化における軸方向拘束度、曲げ変形拘束度の算定と同一の条件とするために、データは冬季（2月）から夏季（7月）にかけての、一日のうちでコンクリート版厚方向の温度差が最大となるとき（15:00頃）のコンクリート版の実ひずみの変化量（後述する compensation line の考え方を適用したとき

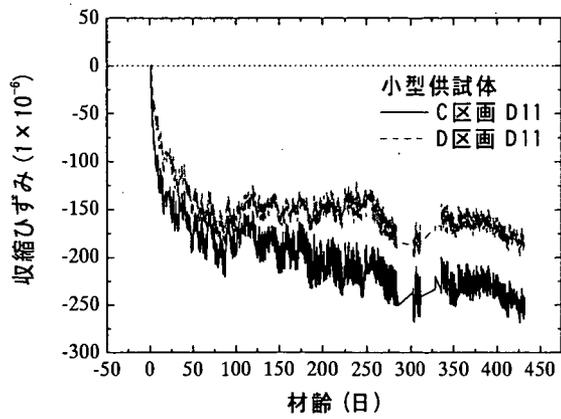
の軸成分）に基づいている。図中の α は最小二乗法で直線近似した温度に対する実ひずみの変化の割合であり、コンクリート打設後 4 箇月以降の乾燥収縮も含んでいることから、いわば見かけの熱膨張係数といったものになる。この見かけの熱膨張係数を用いて長期軸方向拘束度が(2)式により求められる。

$$R_{ny} = \frac{\alpha_f - \alpha_i}{\alpha_f} \quad (2)$$

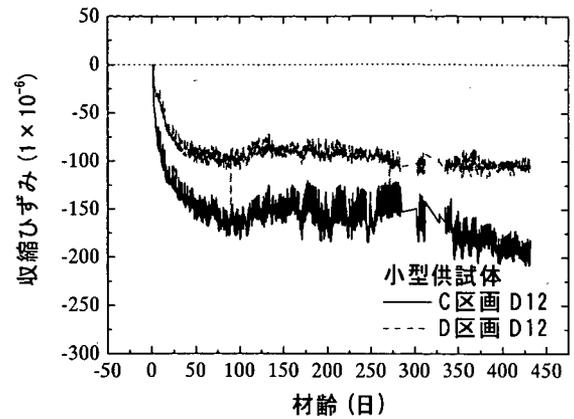
ここに、

- R_{ny} : 長期温度変化による軸方向拘束度
- α_f : コンクリート版自由端における見かけの熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
- α_i : コンクリート版内部における見かけの熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)

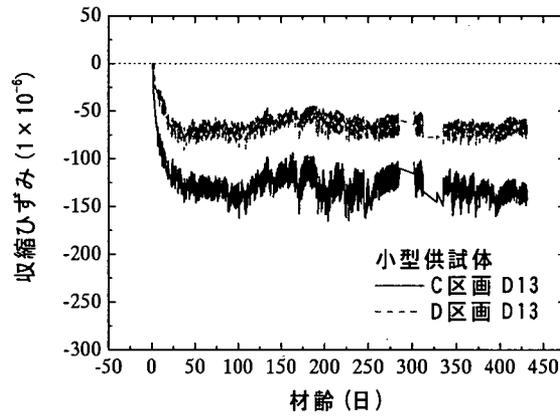
冬季から夏季にかけての長期温度変化に対する軸方向拘束度は両区画とも非常に小さい。また、自由端からの距離による軸方向拘束度の違いも非常に小さい。このことから、長期の温度変化による変形が拘束されることによる軸方向拘束力は、高強度コンクリートの場合も普通コンクリートと同様、あまり大きくはないものと考えられる。



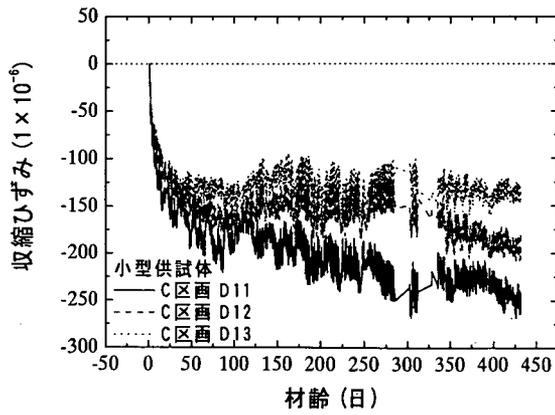
a) 供試体上面



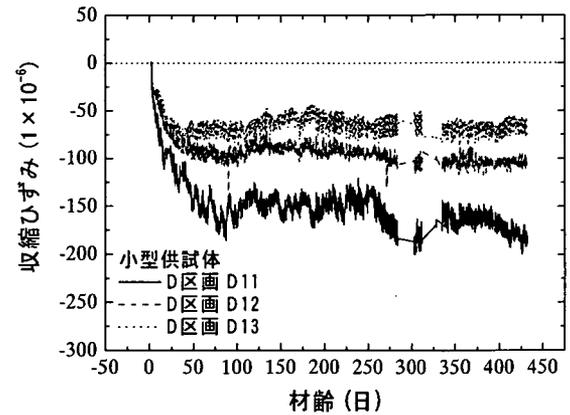
b) 供試体中心部



c) 供試体下面

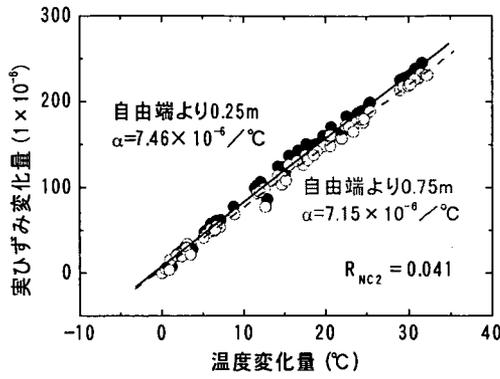


e) C区画

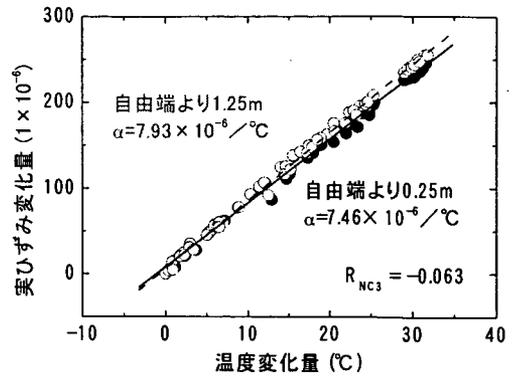


f) D区画

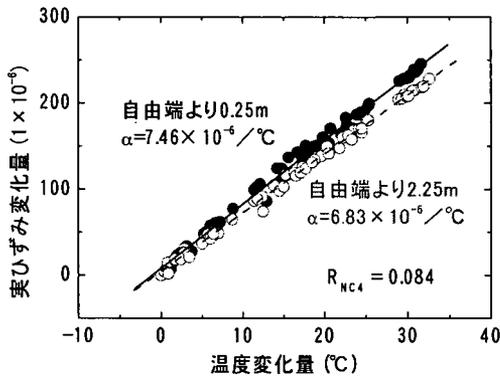
図-22 小型供試体の収縮ひずみ



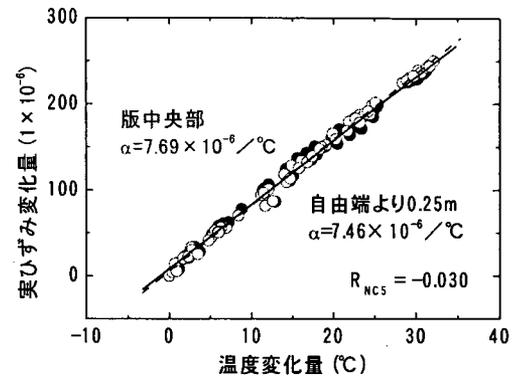
a) C区画・自由端から0.75m



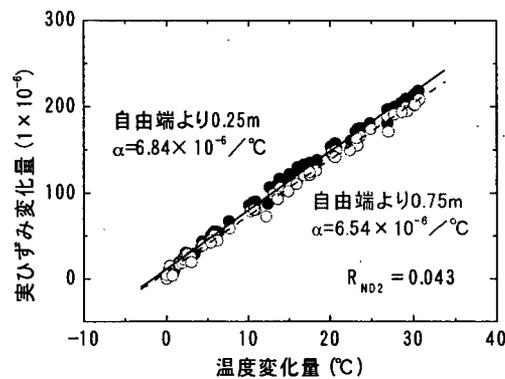
b) C区画・自由端から1.25m



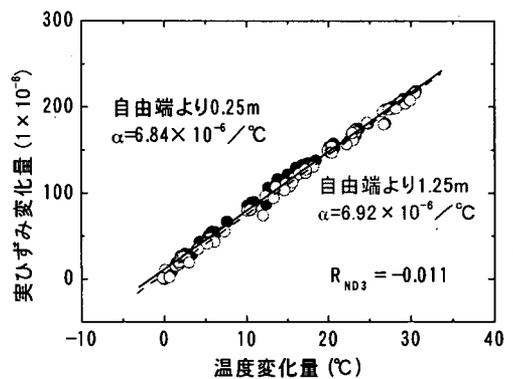
c) C区画・自由端から2.25m



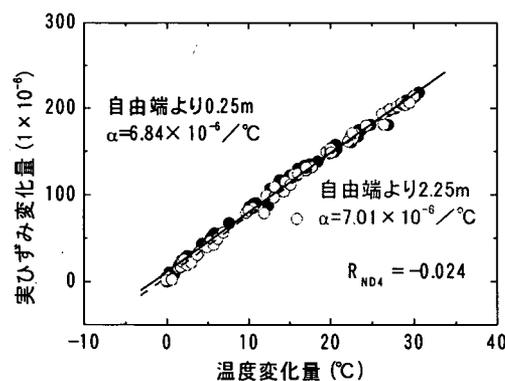
d) C区画・版中央部



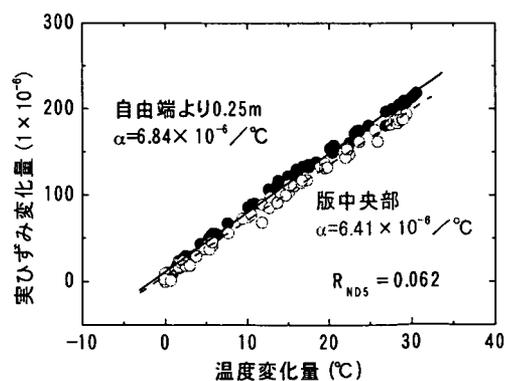
e) D区画・自由端から0.75m



f) D区画・自由端から1.25m



g) D区画・自由端から2.25m



h) D区画・版中央部

図-23 自由端と版中央部における温度と実ひずみの関係

d) 日温度変化

コンクリート版には 1 日の間にも温度変化が生ずることから、これによる軸方向の変形の拘束度について調べた。これは、温度ひずみと実ひずみでみた軸方向成分の変化量における差から求められ、具体的には(3)式により計算される。この場合のひずみ変化量は、一日のうちでコンクリート版厚方向の温度差が最小となる時(7:00頃)のものを基準とした、温度差が最大となる時(14:00頃)のコンクリート版の軸成分(compensation lineの考え方を適合して算出)の変化量である。本来は温度差がないとき(14:00頃)のものを基準にすべきであるが、それが困難なことから、上述のような方法によった。

$$R_{Nd} = \frac{\alpha_i - \alpha_i}{\alpha_i} \quad (3)$$

ここに、

R_{Nd} : 日温度変化による軸方向拘束度

α_i : 温度ひずみの変化量の分布より求めた compensation line の軸成分 ($1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)

α_i : 実ひずみの変化量の分布より求めた compensation line の軸成分 ($1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)

図-24には自由端からの距離によって軸方向拘束度が変化する状況について示してある。コンクリート版の内側へ入るほど軸方向拘束度は大きくなる傾向にあり、自由端からある程度離れるとほぼ一定になることがわかる。また、C区画とD区画とも軸方向拘束度の値そのものは大きくないようである。

図-25には季節変動についてまとめた。日温度変化量に起因する軸方向拘束度は冬季よりも夏季において大きくなる傾向にあり、年間を通してみると両区画とも拘束度は最大でも0.25程度であることがわかる。

以上のことから、高強度コンクリートを用いたC区画と普通コンクリートを用いたD区画では、軸方向変形の拘束程度に大きな差が見られないと総括される。したがって、高強度コンクリートを用いた場合の目地間隔は、普通コンクリートで実績のある目地間隔の値を踏襲すればよいとまとめられる。

(2) 曲げ変形の拘束

コンクリート版の厚さ方向における温度の違いによる変形、すなわち曲げ変形が拘束されることにより曲げ応力が生ずる。この曲げ変形の拘束程度(曲げ拘束度)は、日温度変化による軸方向の拘束度を表した(3)式と同様に、(4)式で計算される。この式では一日のうちでコンクリート版厚方向の温度差が最小となる時(7:00頃)のものを基

準として、温度差が最大となる時(14:00頃)の実ひずみと温度ひずみの変化量を計算し、それらの compensation line の傾きを用いている。

$$R_M = \frac{\Phi_i - \Phi_i}{\Phi_i} \quad (4)$$

ここに、

R_M : 曲げ拘束度

Φ_i : 温度ひずみの変化量の分布より求めた compensation line の傾き ($1 \times 10^{-6}/\text{mm}$)

Φ_i : 実ひずみの変化量の分布より求めた compensation line の傾き ($1 \times 10^{-6}/\text{mm}$)

曲げ拘束度が自由端からの距離によって変化する状況について図-26に示した。この図から、自由端からの距離が大きくなるほど曲げ拘束度も大きくなっており、版中央部では最大で1.0になっていることがわかる。この場合、区画による違いはあまりないようである。

図-27には季節変動についてまとめた。版端部では夏季において、版中央部では冬季において、曲げ拘束度が最大となっていることがわかる。

8.2 変形の拘束によるコンクリート版の応力

以上に記したコンクリート収縮ならびに温度変化によるコンクリート版の変形が拘束されることに起因して発生する応力について試算した。

(1) 収縮に起因する応力

コンクリート版中央部で収縮ひずみが拘束されることにより発生する収縮拘束応力を推定してみる。この場合、応力は(5)式により計算されるが、右辺の値がいずれも直接測定できないことから、ここでは R_{Ny} として(2)式で表わされる収縮による変形を含んだ長期の温度変化による軸方向拘束度の最大値を、 E_c としてクリープ係数 ϕ を用いた有効弾性係数(クリープ係数は ϕ 両区画とも1.5)を、 ϵ_{sh} としては小型供試体の収縮ひずみを用いた。その結果を図-28に示す。C区画のほうがD区画よりも拘束応力は大きい、その値自体は、後述する日温度変化による拘束応力と比較すると、両区画とも非常に小さいことがわかる。

$$\sigma_{sh} = -R_{Ny} E_c \epsilon_{sh} \quad (5)$$

ここに、

σ_{sh} : コンクリート版の収縮拘束応力 (N/mm^2)

R_{Ny} : 長期温度変化による軸方向拘束度

E_c : 有効弾性係数 (N/mm^2 , $= E/(1+\phi)$),

ϵ_{sh} : 小型供試体の収縮ひずみ (1×10^{-6})

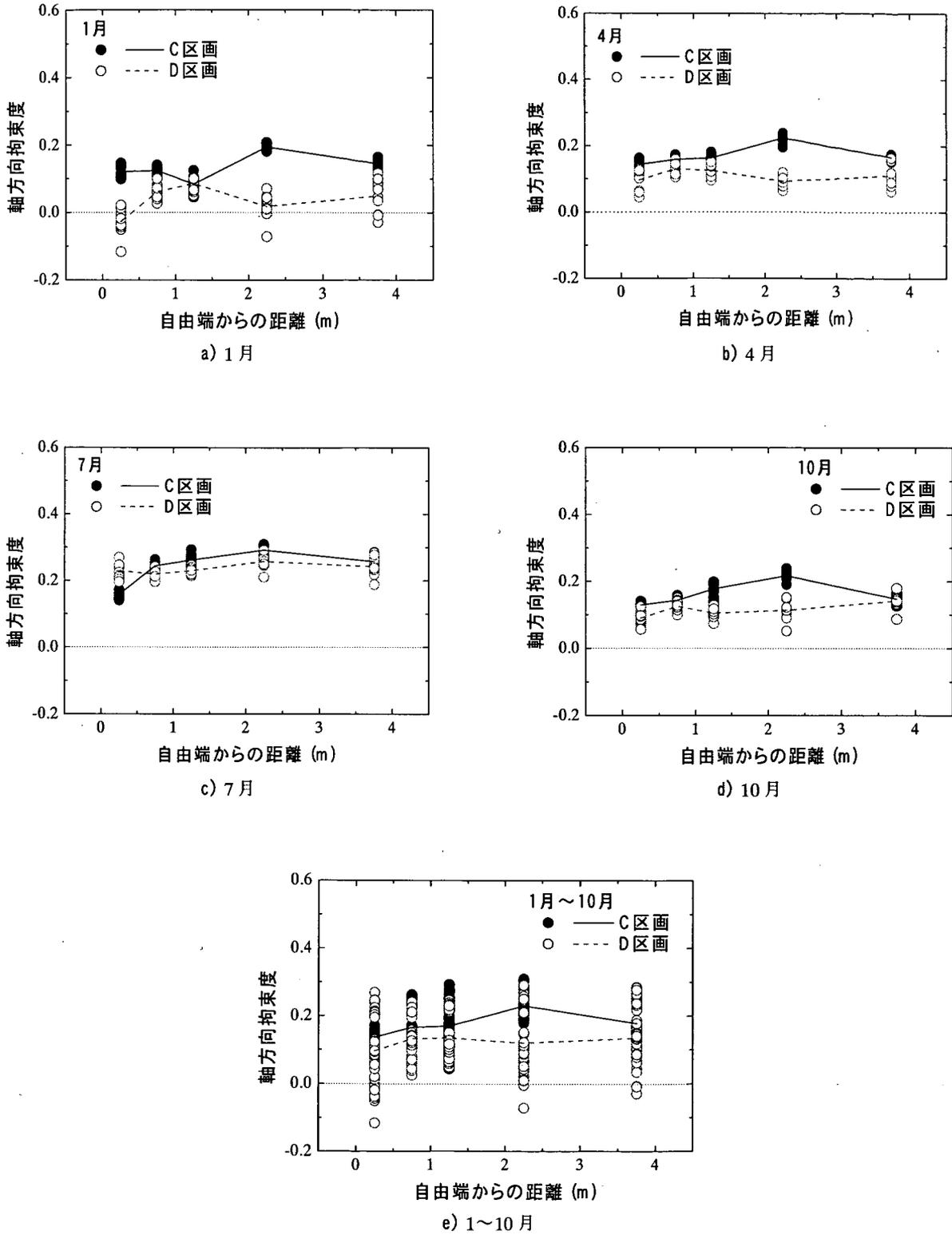
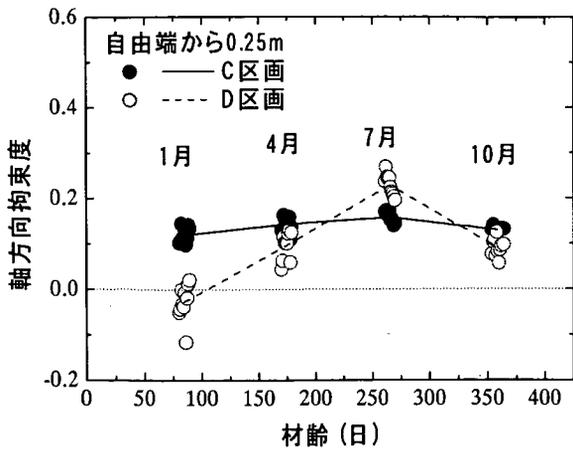
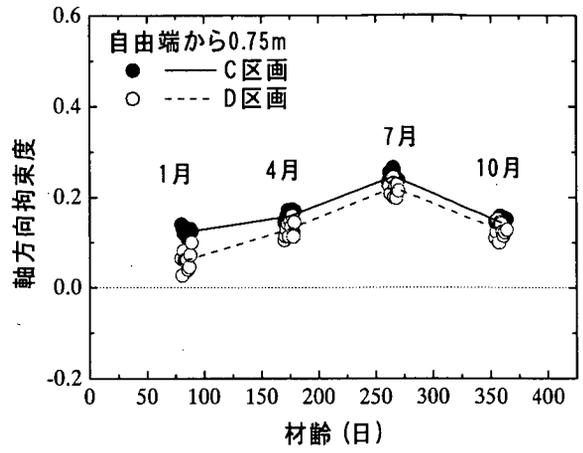


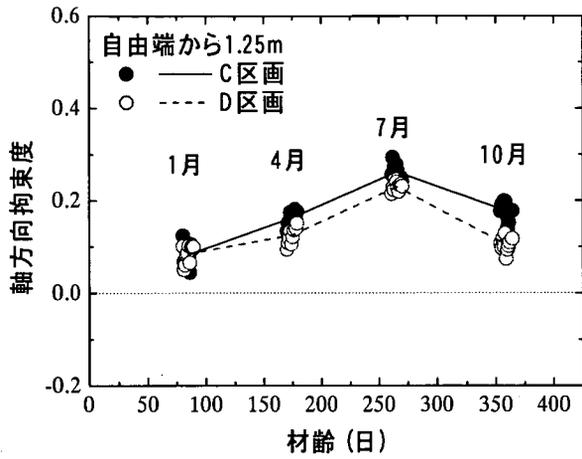
図-24 自由端からの距離と軸方向拘束度



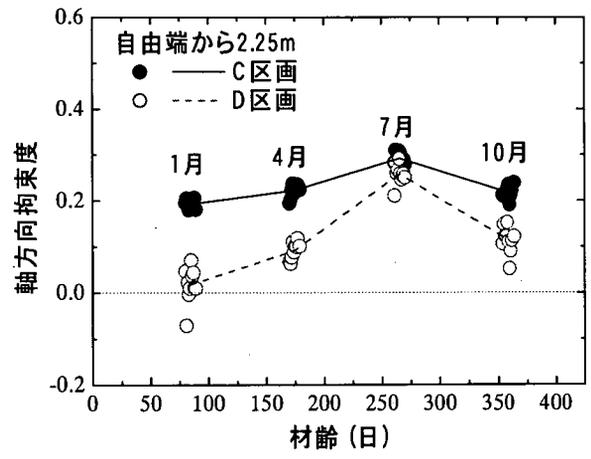
a) 自由端から0.25m



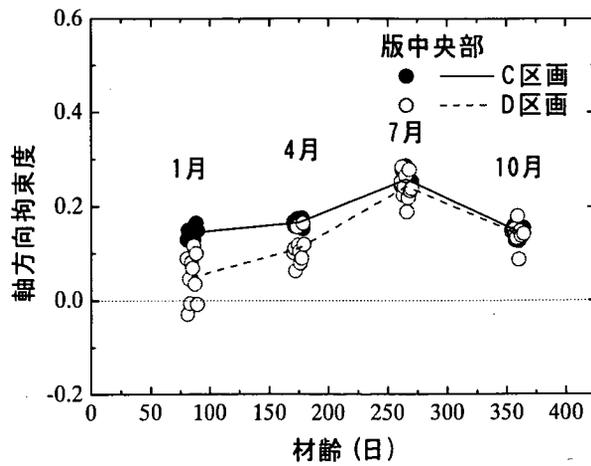
b) 自由端から0.75m



c) 自由端から1.25m

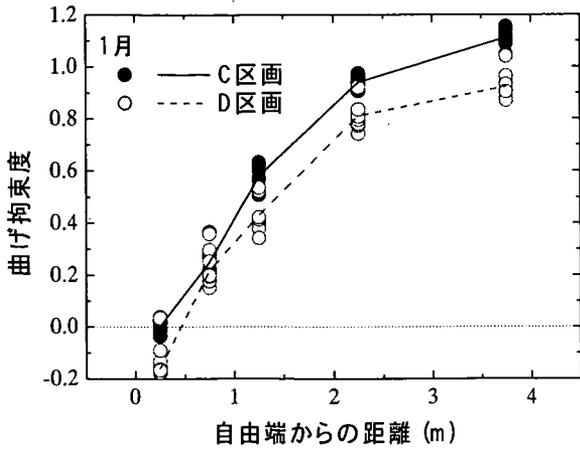


d) 自由端から2.25m

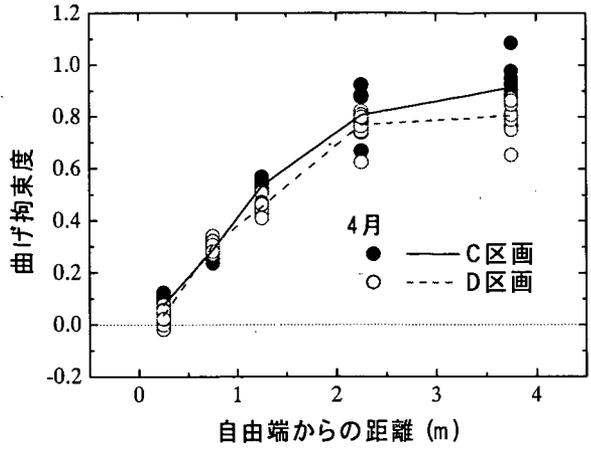


e) 版中央部

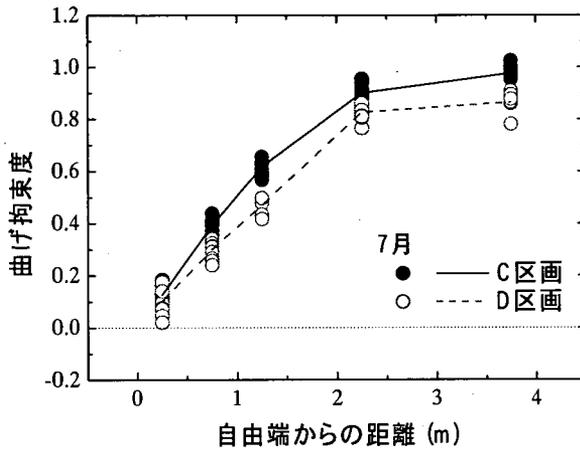
図-25 軸方向拘束度の季節的変動



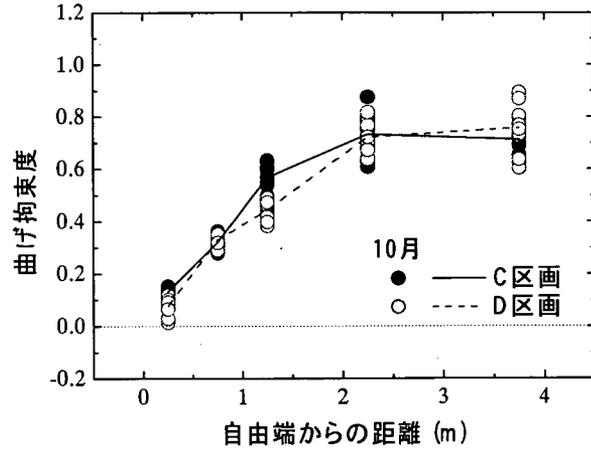
a) 1月



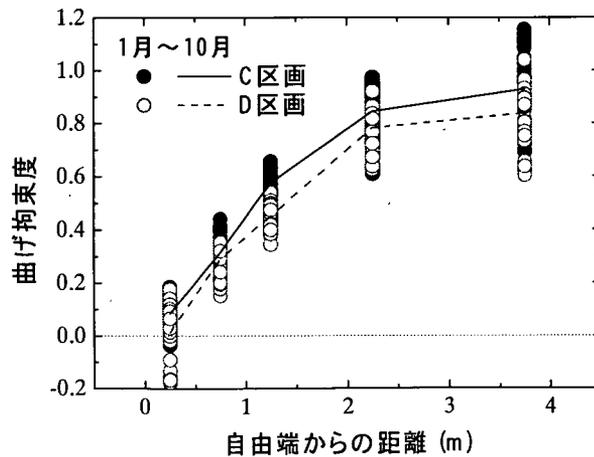
b) 4月



c) 7月

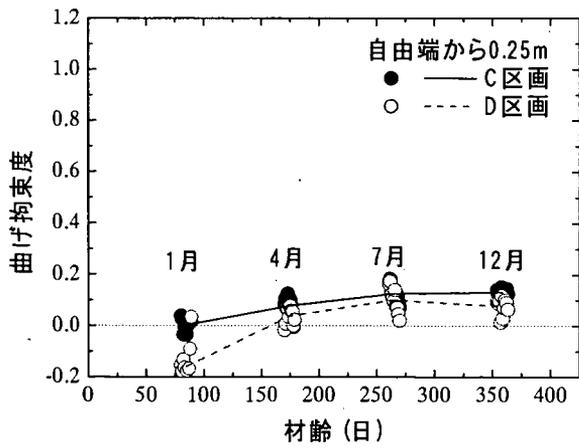


d) 10月

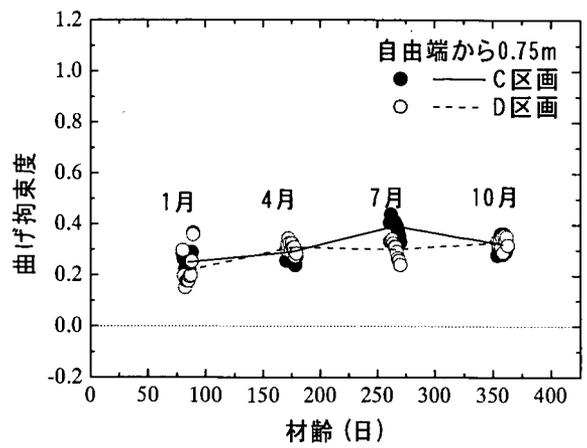


e) 1~10月

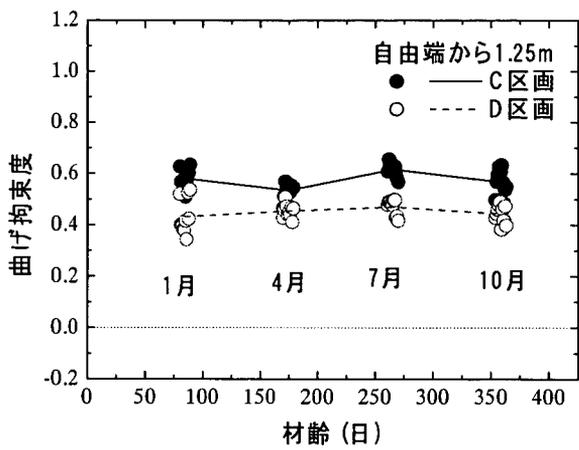
図-26 自由端からの距離と曲げ拘束度



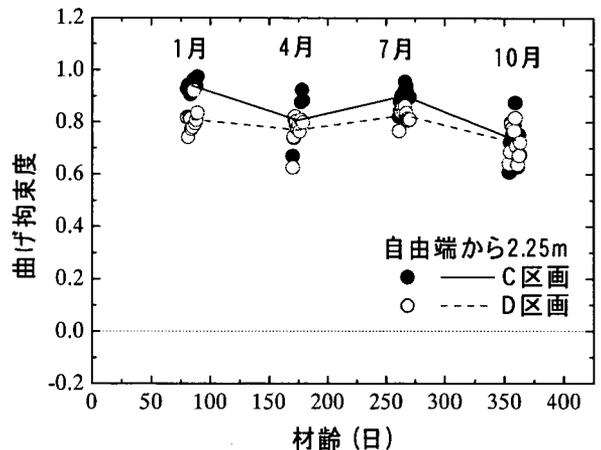
a) 自由端から0.25m



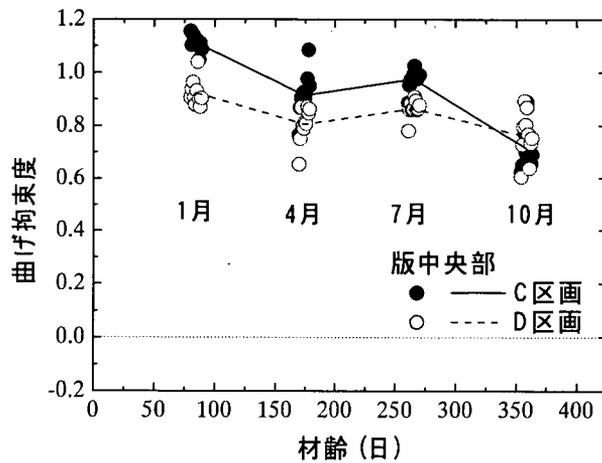
b) 自由端から0.75m



c) 自由端から1.25m

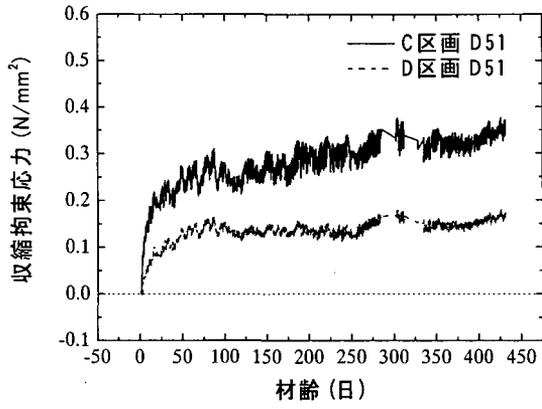


d) 自由端から2.25m

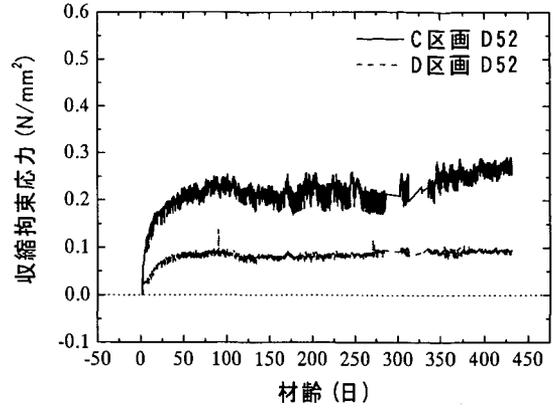


e) 版中央部

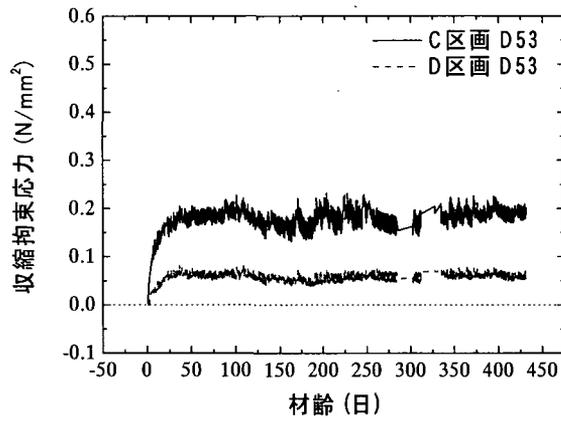
図-27 曲げ拘束度の季節的変動



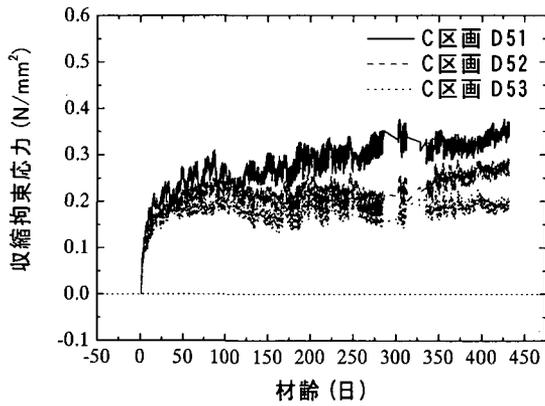
a) 版上面



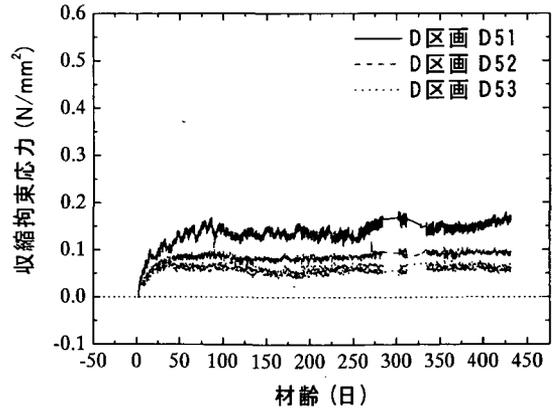
b) 版中心部



c) 版下面



d) C区画

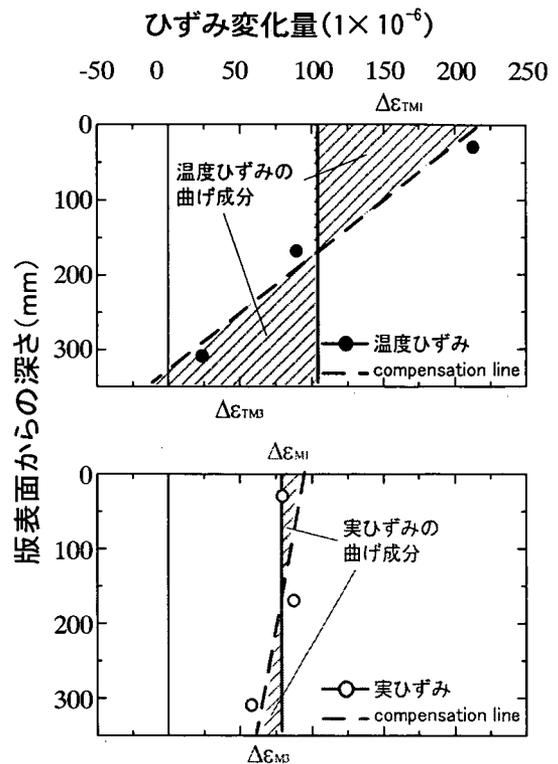


e) D区画

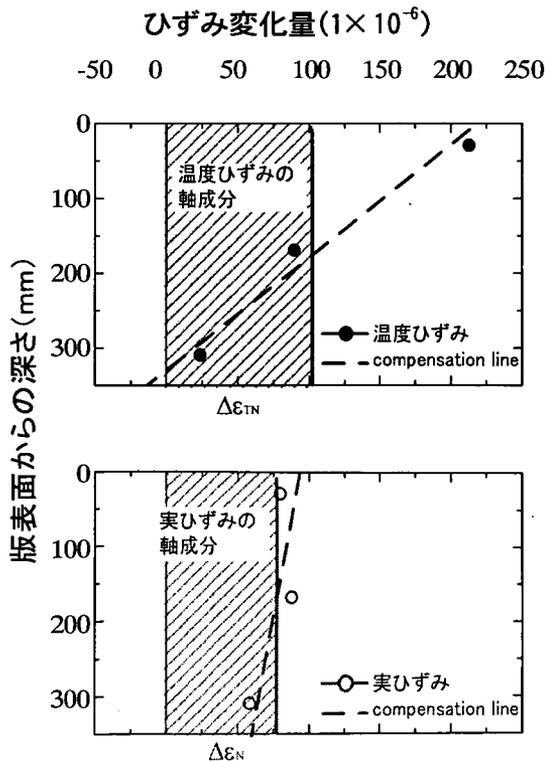
図-28 コンクリート版中央部の収縮拘束応力

(2) 温度変化に起因する応力

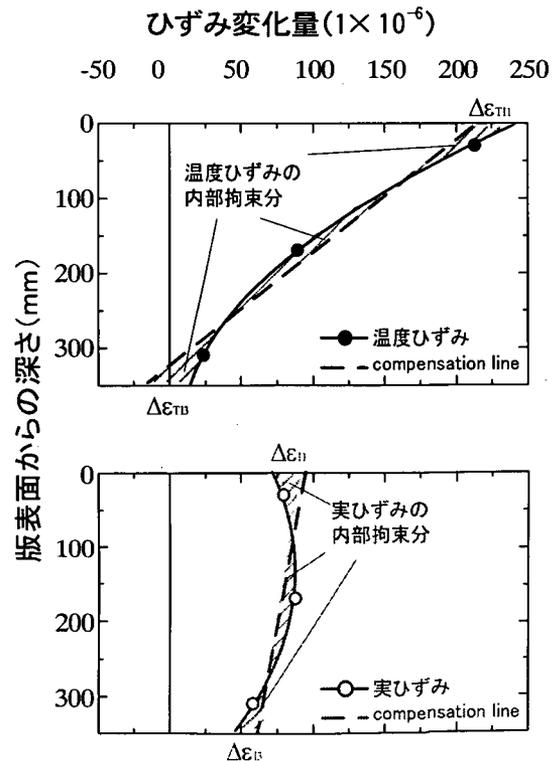
コンクリート版の温度変化によって変形が拘束される際に発生する拘束応力を算出した。拘束応力は、コンクリート版自体の質量や路盤との間の摩擦力等が原因でコンクリート版が拘束されることによって発生する外部拘束応力（軸方向拘束応力、曲げ拘束応力）と、コンクリート版の厚さ方向の温度の非線形性によって発生する内部拘束応力に分けられる。具体的には軸方向拘束応力を長期と短期に分け、長期軸方向拘束応力では冬季（2月）から夏季（7月）までの温度変化量と長期軸方向拘束度に着目して計算を行い、短期軸方向拘束応力、曲げ拘束応力、内部拘束応力では一日のうちでコンクリート版厚方向の温度差が最小となる時（7:00頃）から最大となる時（15:00頃）までのひずみ変化量に対して、図-29のように計算された拘束ひずみに対して弾性係数（長期の場合はクリープ係数を考慮した有効弾性係数）を乗じることで拘束応力を算出した。



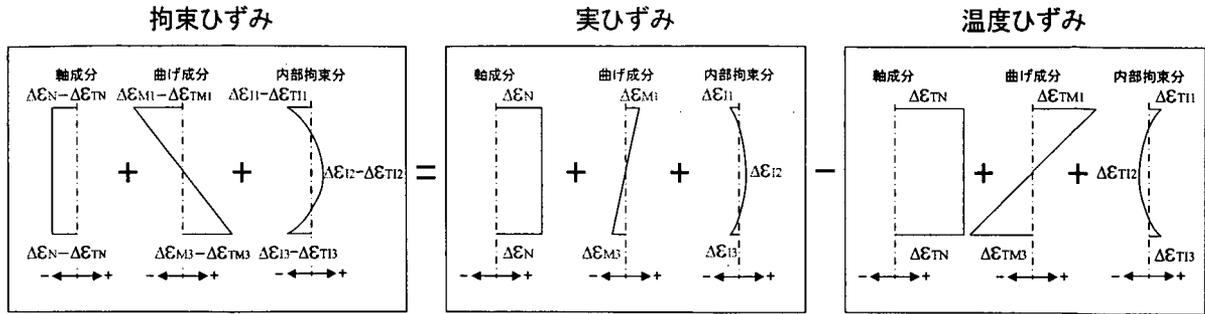
b) 曲げ拘束ひずみ



a) 短期軸方向拘束ひずみ



c) 内部拘束ひずみ



d) 拘束ひずみ, 実ひずみ, 温度ひずみの関係

図-29 拘束ひずみの計算方法

(3) 軸拘束応力

図-30に、日温度変化に起因するコンクリート版の軸方向の変形が拘束されて発生する短期軸方向拘束応力を示す。短期軸方向拘束応力は版中央部の下面において(6)式より算出した。

$$\sigma_{Nd} = E(\Delta\epsilon_N - \Delta\epsilon_{TN}) \quad (6)$$

ここに、

- σ_{Nd} : 短期軸方向拘束応力 (N/mm²)
- E : 弾性係数 (N/mm²)
- $\Delta\epsilon_N$: 実ひずみの変化量の版厚方向分布より求めた compensation line の軸成分 (1×10⁻⁶)
- $\Delta\epsilon_{TN}$: 温度ひずみの変化量の版厚方向分布より求めた compensation line の軸成分 (1×10⁻⁶)

一日を通してみると、コンクリート版内の平均温度が下降する深夜から早朝にかけて引張応力となるが、その値は小さい。一方、コンクリート版内の平均温度が上昇する日中では、C区画で最大 1.2N/mm², D区画で最大 0.8N/mm² の圧縮応力となっている。これは C区画の版内平均温度上昇量が D区画に比べて 2℃程度大きくて、C区画のほうで大きな軸拘束ひずみが発生していること、ならびに D区画と比較して C区画の弾性係数が大きいことが原因であると考えられる。

季節別に見ると、両区画とも一日の温度変化が激しい夏季に年間を通して最大の軸方向拘束応力が発生しているのに対して、一日の温度変化が小さい冬季では小さい。

次に、冬季(2月)から夏季(7月)にかけての長期間における温度変化量によって生ずる長期軸方向拘束応力を(7)式より求め、その結果を表-29に示した(クリープ係数 ϕ は 1.5)。日温度変化による短期軸方向拘束応力と比較すると、長期軸方向拘束応力は非常に小さく、両区画と

も温度上昇期であることから圧縮応力となる。夏季から冬季にかけての長期温度変化量による軸方向拘束応力を考えると、これとは逆に、同程度の引張応力が発生することになる。

$$\sigma_{Ny} = -R_{Ny} E_c \alpha_f \Delta T \quad (7)$$

ここに、

- σ_{Ny} : 長期軸方向拘束応力 (N/mm²)
- R_{Ny} : 長期温度変化による軸方向拘束度 ((3)式より)
- E_c : 有効弾性係数 (N/mm², $= E / (1 + \phi)$)
- α_f : コンクリート版自由端における見かけの熱膨張係数 (1×10⁻⁶/℃)
- ΔT : コンクリート版の長期における版厚方向平均温度変化量 (℃)

(4) 曲げ拘束応力

図-31に、コンクリート版の曲げ変形が拘束されることによって発生する曲げ拘束応力を示す。曲げ拘束応力も軸方向拘束応力と同様に版中央部の下面において(8)式より算出した。

$$\begin{aligned} \sigma_M &= E(\Delta\epsilon_{M3} - \Delta\epsilon_{TM3}) \\ &= -E(\Delta\Phi_M - \Delta\Phi_M) \cdot h/2 \end{aligned} \quad (8)$$

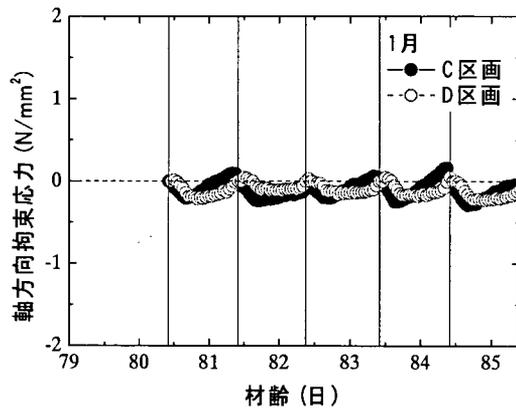
ここに、

- σ_M : 曲げ拘束応力 (N/mm²)
- E : 弾性係数 (N/mm²)
- $\Delta\epsilon_{M3}$: 実ひずみの曲げ成分
- $\Delta\epsilon_{TM3}$: 温度ひずみの曲げ成分
- $\Delta\Phi_M$: 実ひずみの変化量の版厚方向分布より求めた compensation line の傾き (1×10⁻⁶/mm)
- $\Delta\Phi_M$: 温度ひずみの変化量の版厚方向分布より求めた compensation line の傾き (1×10⁻⁶/mm)
- h : コンクリート版厚 (mm)

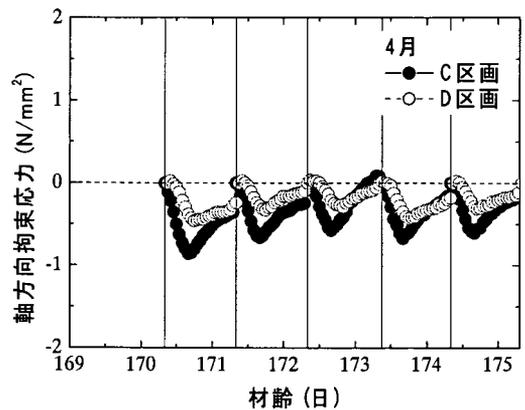
一日を通してみると、曲げ拘束応力はコンクリート版厚方向の温度差が最大となる15:00付近で最大引張応力となり、その値はC区画で最大4.2N/mm²、D区画で最大2.2N/mm²となっていることから、軸方向拘束応力と比較して非常に大きな引張応力が発生していることがわかる。これは、最大曲げ拘束応力発生時において、C区画における版上面の温度差がD区画に比べて1.5℃程度大きく(上

面温度-下面温度)、版厚方向温度勾配が大きいこと、C区画の熱膨張係数、弾性係数がD区画と比較して大きいことが原因であると考えられる。

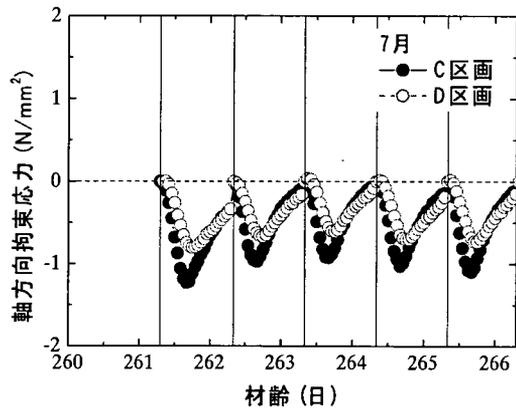
季節別に見ると、短期軸方向拘束応力と同様に、曲げ拘束応力は両区画とも、一日の温度変化が激しく、版厚方向の温度差が大きくなる夏季に最大の曲げ拘束応力が発生しており、冬季では比較的小さい。



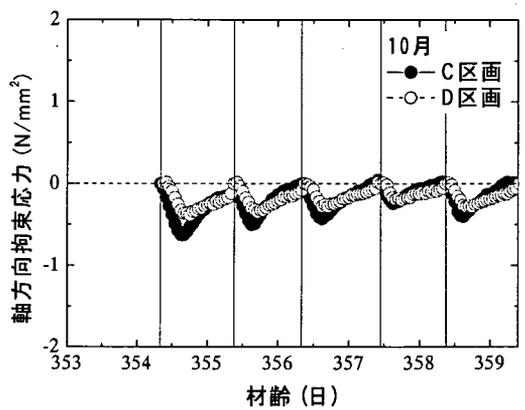
a) 1月



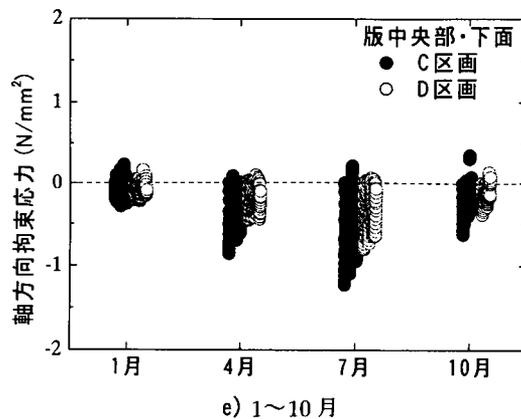
b) 4月



c) 7月



d) 10月

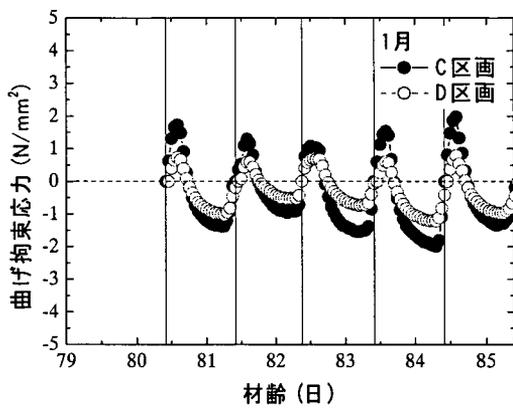


e) 1~10月

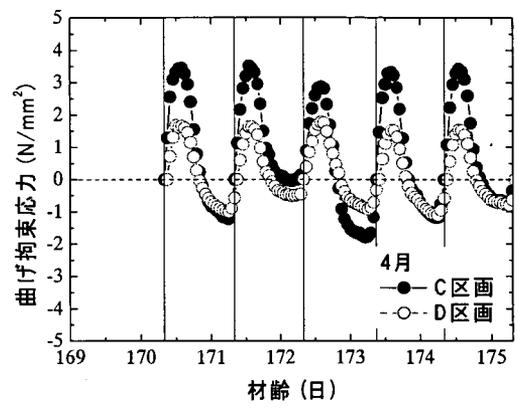
図-30 短期軸方向拘束応力の季節的変動

表-29 長期軸方向拘束応力

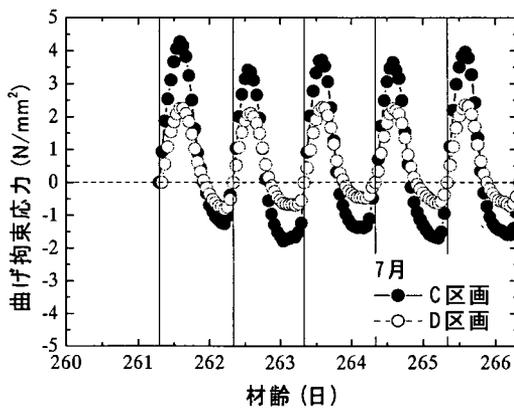
	C区画	D区画
温度 (°C, 2月1日 15:00)	6.9	6.5
温度 (°C, 7月1日 14:00)	35.3	33.4
長期温度変化量 (°C)	28.4	26.9
自由端における見かけの熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)	7.46	6.84
有効弾性係数 (kN/mm^2)	16.7	14.4
長期軸方向拘束度	0.084	0.062
長期軸方向拘束応力 (N/mm^2)	-0.30	-0.16



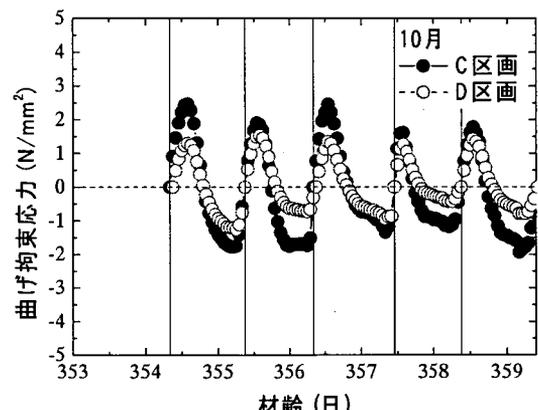
a) 1月



b) 4月



c) 7月



d) 10月

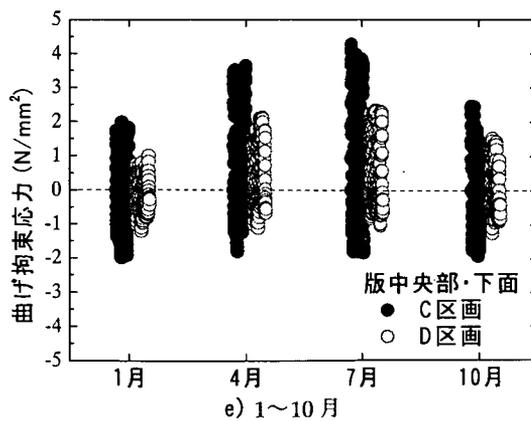


図-31 曲げ拘束応力の季節的変動

(5) 内部拘束応力

図-32に C, D 区画の版中央部の下面における内部拘束応力を示した。版中央部の版下面における内部拘束応力は(9)式により計算される。

$$\sigma_I = E(\Delta\epsilon_{13} - \Delta\epsilon_{T13})$$

$$= E\{(\Delta\epsilon - \Delta\epsilon_N + \Delta\Phi_M \cdot h/2) - (\Delta\epsilon_T - \Delta\epsilon_{TN} + \Delta\Phi_M \cdot h/2)\} \quad (9)$$

ここに、

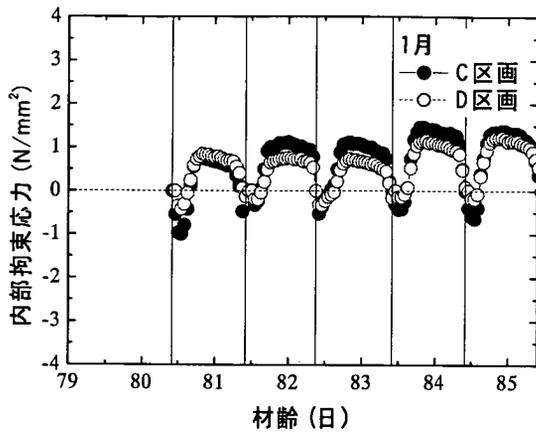
σ_I : 内部拘束応力 (N/mm²)

$\Delta\epsilon_{13}$: 実ひずみの内部拘束分 (1×10⁻⁶/mm)

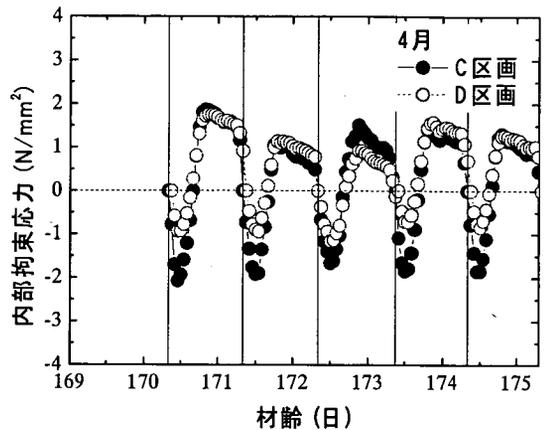
$\Delta\epsilon_{m3}$: 温度ひずみの内部拘束分 (1×10⁻⁶/mm)

$\Delta\epsilon$: 実ひずみの変化量の版厚方向分布に対する近似二次曲線によるひずみの変化量 (1×10⁻⁶/mm)

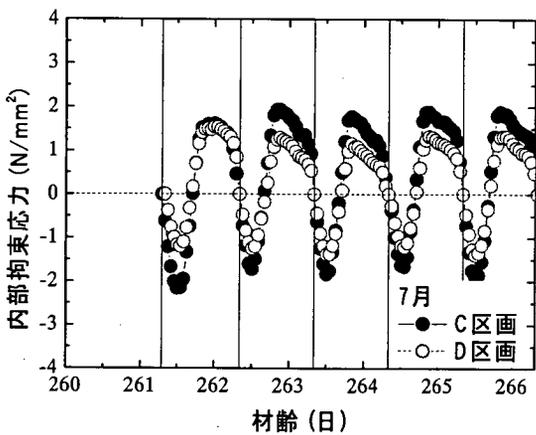
$\Delta\epsilon_T$: 温度ひずみの変化量の版厚方向分布に対する近似二次曲線によるひずみの変化量 (1×10⁻⁶/mm)



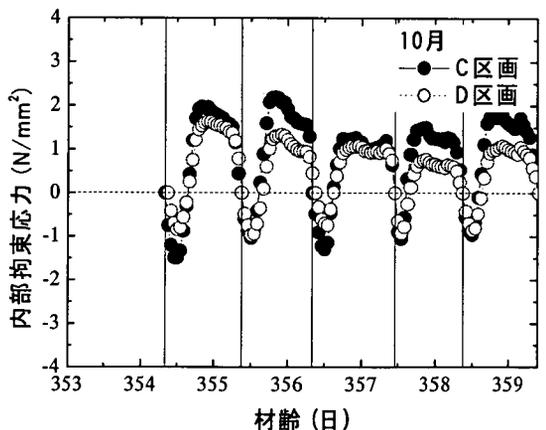
a) 1月



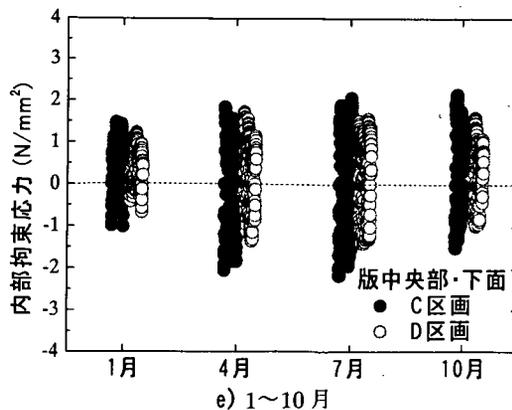
b) 4月



c) 7月



d) 10月



e) 1~10月

図-32 日温度変化による内部拘束応力

両区画とも、版上下面の温度差が増大する日中に最大圧縮応力となり、逆に温度差が減少する深夜に最大引張応力が発生している。最大引張応力の値は C 区画で 2.2N/mm^2 、D 区画で 1.5N/mm^2 となっている。これは、C 区画では、D 区画に比べて、版厚方向の温度差、版厚方向温度分布の非線形性、熱膨張係数、弾性係数が大きいことが原因となり、内部拘束応力が大きくなったためと考えられる。

また一年を通してみると、一日の温度変化が大きく、版厚方向の温度分布の非線形性が大きくなる夏季に最大の内部拘束応力が発生して、両者の差が大きくなっているが、温度変化が小さい冬季においては内部拘束応力も小さく、両区画での差も比較的小さい。

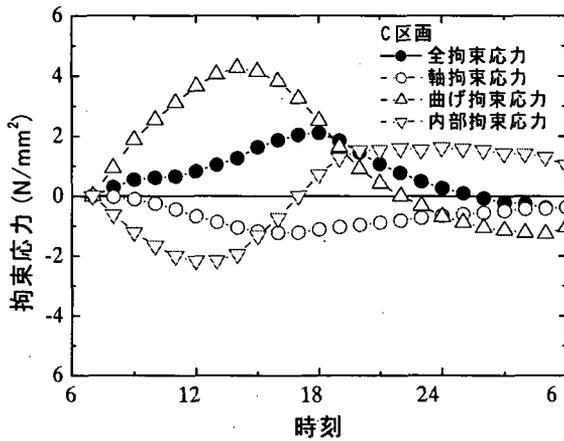
(6) 全拘束応力

図-33に、日温度変化に起因する版下面に発生する全拘束応力（短期軸方向拘束応力、曲げ拘束応力、内部拘束応力の和）の夏季における日変動、図-34にその季節的変動を示す。

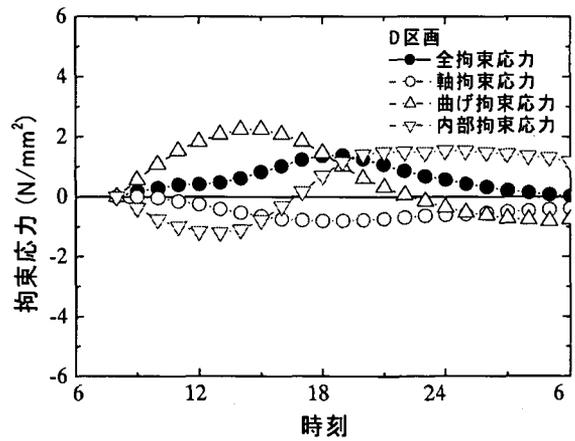
一日を通してみると、曲げ拘束応力と内部拘束応力は互いに相殺する向きに働くが、日中の温度上昇時には曲げ拘束応力の絶対値が大きく、結果として温度上昇時の拘束応力は引張応力となる。拘束応力は夕方に最大となり、C 区画で 2.1N/mm^2 、D 区画で 1.4N/mm^2 となっている。

季節別に見ると、拘束応力は両区画とも、一日の温度変化が激しく、版厚方向の温度差、温度分布の非線形性が大きくなる夏季に最大の引張応力が発生しており、冬季では比較的小さい。最大引張応力の値そのものは、C 区画のほうが D 区画よりも 30%程度大きくなっていることがわかる。しかし、この原因は両区画での版厚の違いもあると考えられることから、必ずしもコンクリートの違いによるとはいえないが、コンクリート自体の強度は C 区画のほうが 30%程度大きいので拘束応力の程度に対する相対的な大きさは両区画でほとんど差はないといえよう。

以上のことから、コンクリート版の日温度変化に起因する応力は高強度コンクリートを用いて版厚を小さくした場合であっても、普通コンクリートを用いて版厚を大きくした場合と大きな差はないとまとめられる。

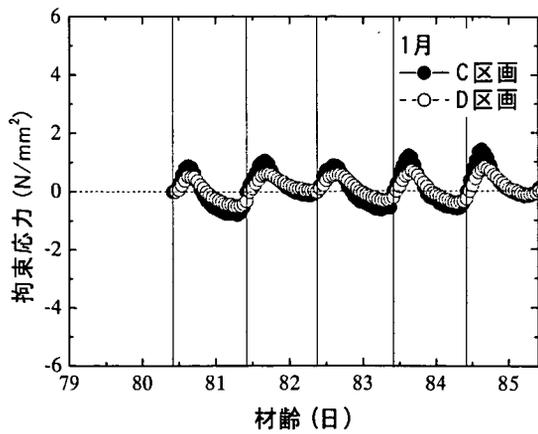


a) C 区画

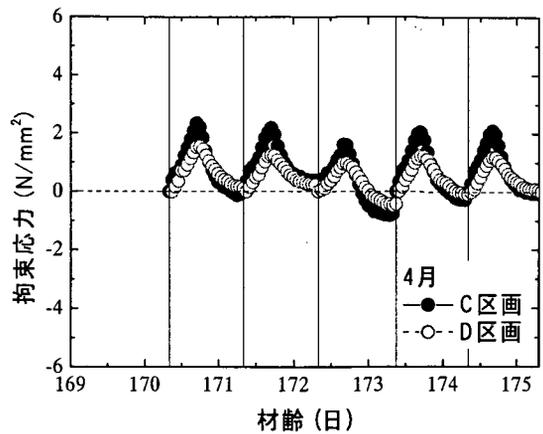


b) D 区画

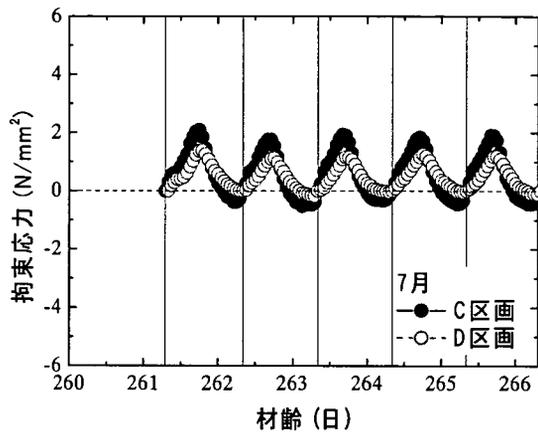
図-33 拘束応力の日変動（夏季）



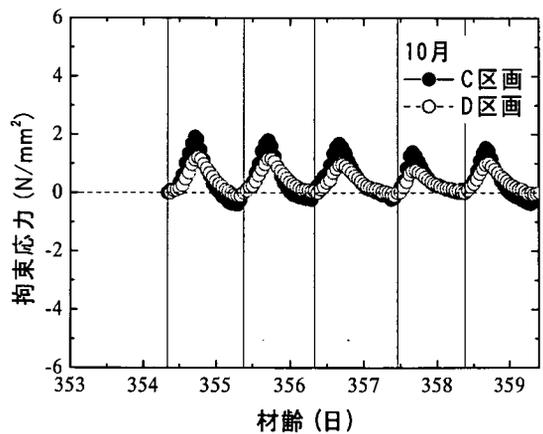
a) 1月



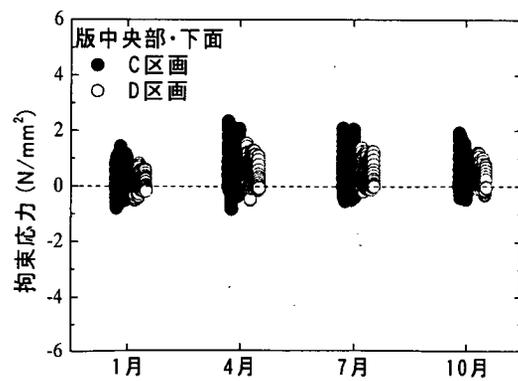
b) 4月



c) 7月



d) 10月



e) 1~10月

図-34 拘束応力の季節的変動

8.3 コンクリート舗装構造の評価

C, D 両区画の構造状態を評価するために、FWD によるたわみ測定を実施した。これは、中央部、縁部、隅角部の3箇所において、施工後約1年経過した時点で行った(図-35に測定位置を示す)。このときのFWDの荷重は200kNであり、同一箇所で4回たわみを計測し、1回目のを棄却した残りの3回のものを使用して、データを取りまとめた。

FWD によるたわみ測定結果として、載荷板中心における最大たわみ D_0 と荷重伝達率 E_{ff}' を表-30に示した。 E_{ff}' は(10)式で計算される。

$$E_{ff}' = \frac{D_{45}}{(D_0 + D_{45})/2} \times 100 \quad (\%) \quad (10)$$

ここに、 D_0 、 D_{45} は、それぞれ、載荷板(直径45cm)を目地部近傍に設置したときの載荷板中心、目地(縁部)

をはさんで載荷板中心から45cm離れた点のたわみである。

C区画とD区画では、路盤以下の構造が同一であるが、コンクリート版厚等が異なるために、 D_0 の値に差が出ているが、両区画とも構造的には問題はないと思われる⁹⁾。

なお、今回は縁部に荷重伝達装置を設けていないが、両区画とも荷重伝達機能は良好である。

表-30 FWDによるたわみ測定結果

区画	載荷位置	D_0 (mm)	E_{ff}' (%)	表面温度 (°C)	気温 (°C)
C	中央部	0.196	-	17.3	19.9
	縁部	0.255	96	18.4	20.3
	隅角部	0.406	91	18.3	19.7
D	中央部	0.176	-	19.9	23.8
	縁部	0.231	91	19.6	25.0
	隅角部	0.422	78	20.3	25.6

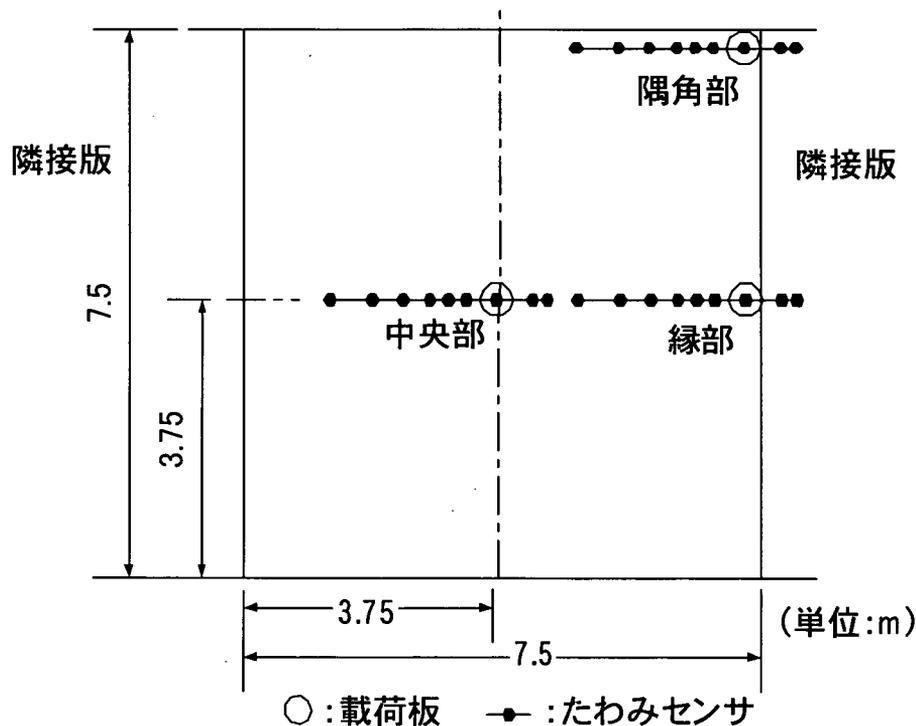


図-35 FWDの測定位置

8.4 ひびわれに関する検討

高強度コンクリートを用いた C 区画では、施工後翌日にひび割れが発生しているのを確認した(写真-4)。ここでは現地におけるひび割れ状況を調査した結果をまとめる。

(1) ひび割れ状況の調査

施工後1週間経過時にひび割れの調査を行った。この調査では、ひび割れ箇所とひび割れ幅を確認し、ひび割れの分布図を作製した(図-36)。その結果、ひび割れは、C区画の中でも、一日の施工終了間際に施工された D 区画側に集中して分布していることがわかった。

次に、コンクリート打設から約2箇月後に2回目のひび割れ調査を実施した。このときは超音波を利用したひび割れ深さの測定も実施した(写真-5)。その結果、ひび割れに伸張はなく、また新しいひび割れも発生していないことが認められた。また、ひび割れをはさんだ両側に段差が見られず、ひび割れの切り口が丸いこともわかった。このことから、ひび割れはコンクリート版を貫通していないこと、また、コンクリートの硬化が十分でない時期に発生したことが推定された。

さらに、約1年経過した時点で3回目のひび割れ調査を実施した。調査の内容は、2回目の調査で実施した項目に

加えて、ひび割れ部分から採取したコアを用いたひび割れ深さの目視観察のほか、版中央部(健全部)とひび割れ近傍からコア試料を採取しての圧縮強度の違いについての検討である。試料採取位置を図-37に示した。

ひび割れの幅、長さ、深さ等の全調査結果を表-31にまとめた。これから、ひび割れ幅が拡大しているような状況はみられないことが確認された。また、ひび割れは貫通していないことも採取したコアによって確認された。なお、超音波の位相変化により求めたひび割れ深さは、実際のものの1/3~1/2であった。

(2) 切取り試料によるコンクリートの調査

ひび割れの発生した C 区画において、ひび割れの近傍から3本の円柱試料を抜き取って圧縮強度を調べた。

このほか、C、D両区画の中央部分(健全部分)から圧縮ならびに曲げ試験用の供試体を3本ずつ採取した。図-37にはC区画の場合の採取位置を示してある(健全部についてはD区画も同じ)。

両区画のコンクリート版には鉄網が設置されていることから、供試体は鉄網の上部と下部の部分を使用して整形した。なお、D区画では、コンクリート版厚が42cmと厚いため、鉄網下部からは2体採取した。

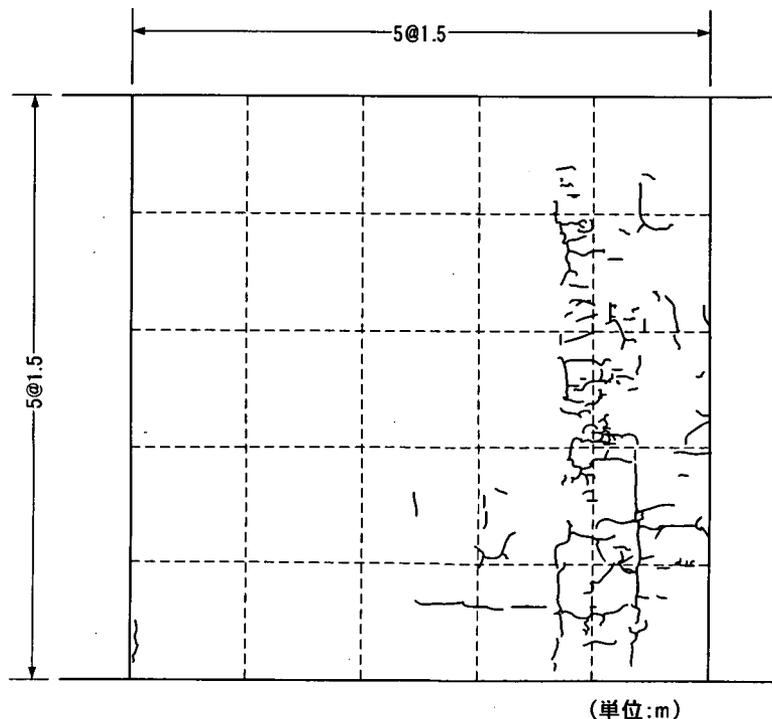


図-36 ひび割れの発生状況

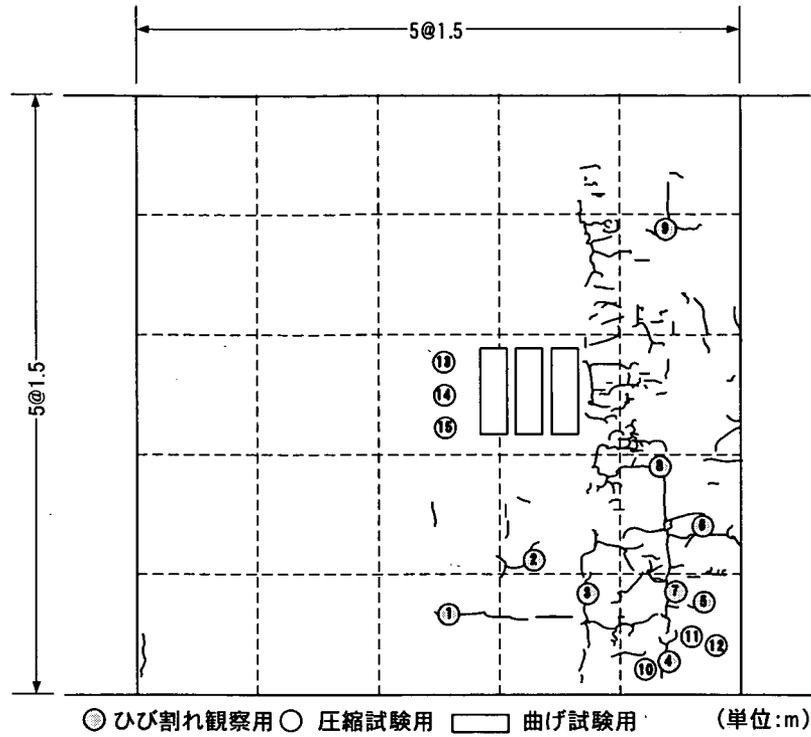


図-37 ひび割れ調査ならびに試料採取位置

表-31 ひび割れ調査結果

測定位置	ひび割れ深さ (mm)			ひび割れ長さ (mm)	ひび割れ幅 (mm)				段差	切り口
	コア	超音波による推定			最大値		深さ測定位置			
	1年後	2箇月後	1年後	2箇月後・1年後	2箇月後	1年後	2箇月後	1年後		
1	73	20	20	640	0.8	0.4	0.35	0.4	なし	丸い
2	114	—	—	570	0.8	0.6	—	—		
3	105	65~70	57	800	0.85	0.9	0.85	0.8		
4	119	40	50	600	0.65	0.9	0.65	0.6		
5	125	35	37	900	1.2	1.4	0.9	1.0		
6	108	45	45	1000	1.2	1.1	0.65	0.7		
7	131	40~45	57	600	1.4	1.5	1.3	1.5		
8	109	<15	45	1200	1.4	1.1	1.4	1.1		
9	48	20	15	850	0.5	0.6	0.5	0.4		

表-32 コア供試体寸法および圧縮強度試験結果

区画	箇所	採取位置	供試体番号	直径(mm)	高さ(mm)	補正係数	圧縮強度(N/mm ²)			
							補正前	補正後	平均	全平均
C	健全部	上	13	150.3	125.0	0.84	76.7	64.7	64.9	66.4
			14	150.2	132.3	0.86	76.6	65.6		
			15	150.3	125.2	0.84	76.2	64.3		
		下	13	150.3	147.0	0.88	—	—	68.8	
			14	150.2	170.1	0.93	78.1	72.4		
			15	150.3	156.1	0.90	72.2	65.1		
	ひび割れ近傍	上	10	150.0	109.3	0.81	77.0	62.6	63.7	69.0
			11	150.1	110.3	0.82	79.9	65.2		
			12	150.0	116.9	0.83	76.4	63.2		
		下	10	150.1	159.2	0.91	74.0	67.1	74.2	
			11	150.1	165.7	0.92	82.9	76.2		
			12	150.1	154.6	0.90	88.4	79.4		
D	健全部	上	13	150.2	103.8	0.80	61.8	49.6	48.5	58.5
			14	150.1	107.3	0.81	60.2	48.8		
			15	150.1	108.8	0.81	57.9	47.1		
		下	13	150.2	177.9	0.94	69.9	65.8	68.4	
			14	150.2	178.1	0.94	69.6	65.6		
			15	150.2	178.7	0.94	78.3	73.9		

a) 圧縮強度

圧縮試験用供試体の端面はダイヤモンドカッターで研磨し、JISA1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に従って強度を測定した。この場合、供試体の直径に対する高さの比が1以上である場合には、JIS A 1107「コンクリートからのコア及びはりの切取り方法並びに強度試験方法」の補正方法に従ったが、1以下である場合は参考文献10)の補正方法に従った。

試験結果を表-32に示す。C区画においてはひび割れ近傍と健全部において強度の違いはほとんど見られない。

b) 曲げ強度

曲げ試験の結果を表-33に示した。これは供試体を横にした、すなわち施工面を側方にした状態で実施した。高強度コンクリートを用いたC区画のほうが強度は大きいものの、施工時に作製した供試体に関する試験で得られた値が得られていない。ただし、設計基準曲げ強度は十分満足している。なお、両区画ともコンクリート版上部のほうが強度は小さくなっている。

c) 単位体積質量

採取したコアにより測定したコンクリート版の単位体積質量(測定値)について、示方配合から計算した単位体積質量(計画値)と比較した。試料は各区画の中央部分3

箇所における鉄網の位置から15cm下方までのものであり、カッターを用いて一辺約15cmの立方体に成形したものを水中に48時間静置してから、質量を測定した。その結果には両区画とも測定値と計画値での違いはほとんどみられないことから、コンクリートが安定的に供給され、施工において良好な締固めがなされていたものと考えられる(表-34)。

(3) 舗装構造の調査

C区画におけるひび割れ部においてFWDによるたわみ測定を行い、ひび割れの構造状態への影響について調べた。調査の対象としたひび割れは、比較的幅の大きいものであり、図-38に示した調査位置番号1, 3, 8, 9の4箇所である。このうち、調査位置番号1についてはひび割れ直上、それ以外はひび割れ近傍で測定した(調査位置番号8, 9は縁部からの距離が調査位置番号8, 9と同一の健全部である)。

その結果を表-35に示した。ひび割れ直上の調査位置番号1を除けば、ひび割れ部の最大たわみは目地部のものと大きくは異なっていないことがわかる。このことから、ひび割れは舗装構造にはほとんど影響を及ぼしていないことが確認された。

表-33 供試体寸法と曲げ強度試験結果

区画	採取位置	供試体 番号	幅 (mm)	高さ (mm)	曲げ強度 (N/mm ²)		
					測定値	平均	全平均
C	上	1	124.79	154.37	6.73	6.79	7.02
		2	120.76	147.22	6.91		
		3	113.97	153.16	6.73		
	下	1	152.40	150.42	7.44	7.25	
		2	149.73	150.07	7.7		
		3	150.31	158.40	6.61		
D	上	1	103.20	149.40	5.45	5.96	6.69
		2	107.52	149.71	5.58		
		3	122.99	149.35	6.84		
	中	1	151.87	147.73	7.37	7.13	
		2	151.88	149.95	7.7		
		3	149.76	151.75	6.32		
	下	1	113.13	149.62	6.65	6.99	
		2	109.00	150.25	8.3		
		3	100.92	148.12	6.02		

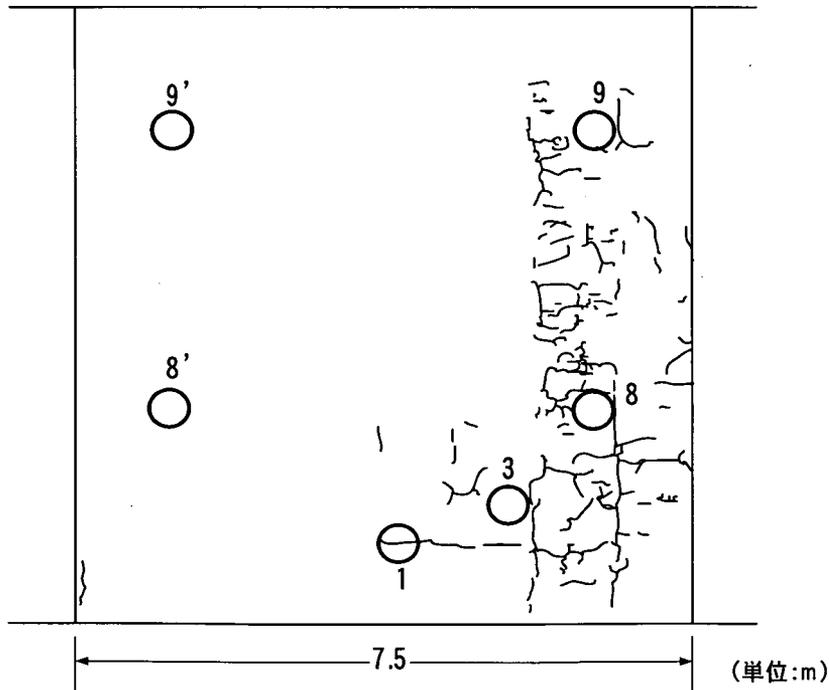


図-38 FWDの測定位置

表-34 単位体積質量の測定値と計画値

区画	番号	測定値 (g/cm ³)	計画値 (g/cm ³)
C	1	2.437	2.388
	2	2.376	
	3	2.373	
D	1	2.418	2.362
	2	2.456	
	3	2.440	

表-35 FWDによるたわみ測定結果

番号	D ₀ (mm)	荷重伝達率 (%)	表面温度 (°C)	気温 (°C)
1	0.292	95	22.6	26.2
3	0.261	95	22.6	25.3
8	0.240	95	20.8	26.7
8'	0.240	97	22.7	20.8
9	0.224	97	20.3	25.4
9'	0.209	97	23.0	21.3

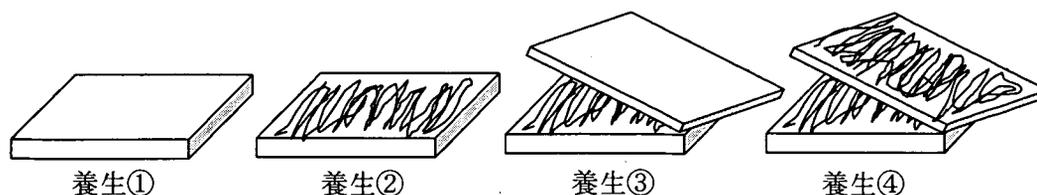


図-39 養生方法

表-36 使用材料

使用材料	種類または産地	記号	摘要
セメント	普通ポルトランドセメント	N-3	密度：3.14 g/cm ³
細骨材	千葉県君津産山砂	S-4	密度：2.61g/cm ³
練混ぜ水	上水道水	-	-
混和剤	高性能 AE 減水剤 (遅延形)	ポリカルボキシル酸系水溶性ポリマー共重合体	SP-6
	凝結遅延剤	ポリカルボキシル酸塩とその塩の誘導體	T
	AE 減水剤	リガコンスル酸塩	P-2
	空気量調整剤	変性アルキルカルボキシル酸化合物系陰イオン界面活性剤	A-2

表-37 材料の配合条件

種別	W/C	S/C	(高性能) AE 減水剤 (C×%)	超遅延剤 (C×%)	空気量調整剤
高強度	0.3	1.39	0.6	0.3	4.5A
通常	0.4	2.17	0.4	-	4A

表-38 養生の種類

番号	方法
①	なし
②	養生剤散布のみ
③	養生剤散布+保温 (乾燥) マット養生
④	養生剤散布+湿潤マット養生

8.5 ひび割れ原因の調査とその対策

高強度コンクリートを用いた C 区画では、施工後翌日にひび割れの発生が確認された。そのひび割れの発生位置は 1 日の施工終了間際に施工された版末端部に集中していること、またその後のひび割れ形状等の調査で発生したひび割れがプラスチック収縮ひび割れであるとわかったことから、末端部に施工機械が長時間停止し、養生作業が上手に行えなかったことがその理由であると考えられた。これを確認するために、試験施工時に使用した高強度コンクリートおよび普通コンクリートから粗骨材を取り除いたモルタルを用いて室内試験を行った。

試験に用いた材料ならびにその配合は表-36、表-37に示すとおりである。この材料をモルタルミキサを使用して練混ぜ、そのままの状態です 30 分間静置した後に、幅 300mm、長さ 400mm、深さ 25mm の金属製トレーに流し込み、金ごてを用いて表面を仕上げた。そして 15 分経過した時点で表-38、図-39に示す 4 種類の方法による養生を行い、ひ

び割れが発生する状況について観察した。なお、施工時の直射日光や風による影響を再現するため、試験時には投光機を用いてモルタル表面を加熱し、扇風機を用いてモルタル表面に風速 1.5m/s 程度の風をあてている。試験時の温度は 30℃、湿度は約 50%であった。試験の状況を写真-6 に示す。

この試験は日時を変えて 2 度行った。その結果、高強度モルタルにおいては、養生を全くしないものならびに養生剤散布後ただちに湿潤マット養生を行ったものにはひび割れが発生しないものの、養生剤を散布しただけのものならびに養生剤散布後に乾燥した保温マットで覆ったものには、打設から数時間でひび割れが発生した。その原因は、養生剤が乾燥するときにモルタル表面に何らかの引張応力が働いたためであると推測されたが、その明確な原因は現時点で判然としない。なお、普通モルタルにおいては、いずれの方法によってもひび割れの発生は認められなかった。写真-7、写真-8は、高強度モルタルを、それぞれ養生方法②、③により養生したときの供試体のひび割れ発生状況である。

以上のことから、モルタルを用いた簡易的な実験からではあるが、高強度コンクリートの施工においては、仕上げ、養生剤散布、湿潤養生の一連の作業が、普通コンクリートよりも厳格に実行されなければならないことが推察される。

9. 構造設計の方針

高強度コンクリートを空港舗装に適用する場合の構造設計の方針について検討する。

9.1 疲労強度

高強度コンクリートが曲げ作用を受ける場合の疲労抵抗性を明らかにするために室内疲労試験を実施した。

供試体は、寸法が幅 15cm、高さ 15cm、長さ 53cm であり、試験施工時に同時に作製した。曲げ疲労試験の条件は表-39に示すとおりである。試験方法は、JISA 1106「コンクリートの曲げ強度試験方法」に準じて三等分点載荷方式を用いた。このときの最小応力比は 0 とした（実際には装置の制約上 0.2% 程度である）。供試体には試験中に乾燥等が生じないような工夫を施した。なお、疲労試験の前に実施した曲げ強度試験の結果では曲げ強度は 7.71N/mm² であった。

図-40には試験の結果を示した。図中には普通コンクリートの場合（破壊確率 50%）¹¹⁾ も示してあるが、高強度コンクリートの疲労抵抗性はそれと同程度であることが認められた。

表-39 曲げ疲労試験の条件

最大応力比	70~90%
載荷周期	1Hz
載荷波形	サイン波
供試体数	6本（各ケース）

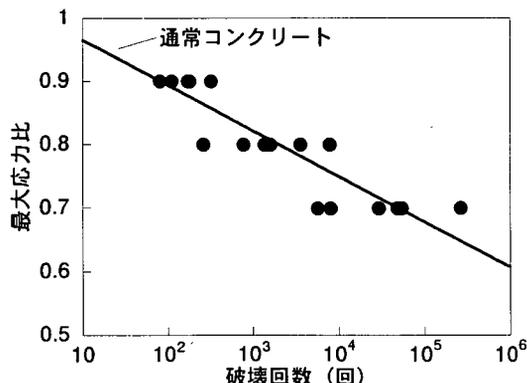


図-40 高強度コンクリートの疲労抵抗性

9.2 構造設計

上述のように、高強度コンクリートの疲労抵抗性が普通コンクリートと同等であるとわかった。また、熱膨張係数、日温度変化に起因する軸方向変形ならびに曲げ変形の拘束度、内部拘束応力についても、両者で差はほとんどないとわかった。このことから、高強度コンクリートを用いた空港舗装の設計法としては現行の空港コンクリート舗装の構造設計法が適用できるものと考えた。この設計法では設計航空機荷重と設計交通量（カバレッジ）に応じて構造が決定されるようになっている。すなわち、設計航空機荷重が載荷された場合のコンクリート版の応力度を計算し、設計カバレッジに応じた安全率を用いてコンクリート舗装の構造が決定されるようになっている。

わが国の比較的規模の大きい空港では設計航空機として B-747 が採用されているので、ここでもそれを路襲することにする。その場合、支持力係数 70MN/m³ の標準的な路盤に対して、図-41に示すコンクリート版厚と最大応力の関係が利用できる。

これから今回の試験に用いた材料を使用した場合（設計基準び強度 6.5N/mm²）は、コンクリート版厚として 340mm が得られる。なお、路盤以下の耐久性¹²⁾ については、この設計航空機荷重に対するたわみが 0.81mm となることから、十分なものであることが確認された（図-42）。

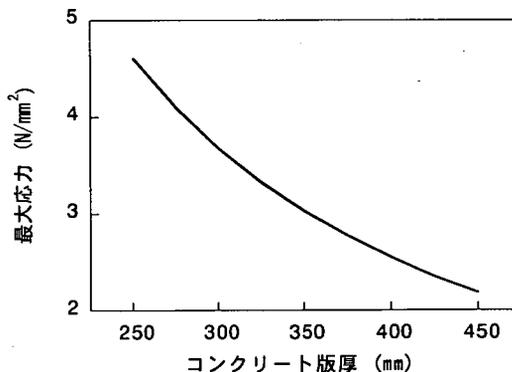


図-41 コンクリート版厚と最大応力

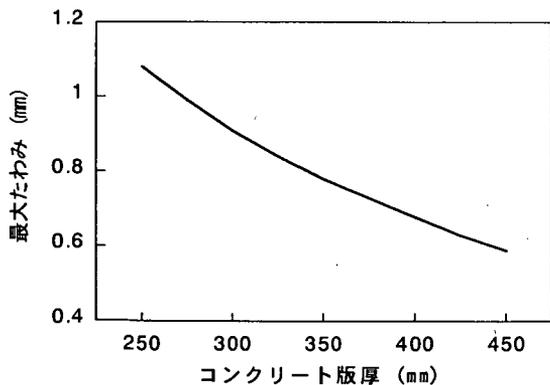


図-42 コンクリート版厚と最大たわみ

9.3 目地

上述のように、熱膨張係数、収縮ならびに長期温度変化に起因する軸方向変形の拘束度は、高強度コンクリートと普通コンクリートでの差がほとんどみられない。このことは、現行の普通コンクリートを用いた空港舗装で標準とされている事項をそのまま当てはめてよいことを意味しているものと考えられる。

したがって、高強度コンクリートを用いた空港舗装においても、目地間隔については表-40、目地構造については表-41、表-42に従えばよいとまとめられる。

表-40 空港舗装の目地間隔の標準

目地の種類		目地間隔
収縮目地	版厚 300mm 未満	4.5~6.0m
	版厚 300mm 以上	5.0~7.5m
縦目地	版厚 300mm 未満	5.0m 以下
	版厚 300mm 以上	7.5m 以下
膨張目地		100~200m

表-41 スリップバーの寸法および間隔

荷重区分	直径, 長さ, 間隔
LA-1	42, 80, 40
LA-12	38, 65, 40
LA-2	38, 65, 40
LA-3	36, 65, 40
LT-1	32, 55, 40
LT-12	30, 50, 40
LT-2	24, 40, 40

(単位: mm)

表-42 タイバーの寸法および間隔

コンクリート版		タイバー
幅 (m)	厚さ (cm)	直径, 長さ, 間隔 (mm)
3.75~4.5	~20	16, 80, 80
	21~30	19, 90, 90
	31~40	22, 110, 90
	41~50	25, 120, 90
5.0	~20	16, 80, 75
	21~30	19, 90, 85
	31~40	22, 110, 90
	41~50	25, 120, 90
7.5	31~40	22, 110, 65
	41~50	25, 120, 70

10. まとめ

空港舗装への適用を考えた高強度コンクリートの配合は次のようにまとめられる。

- (1) 高強度コンクリートの曲げ強度は、普通コンクリートと異なり、粗骨材に石灰岩を使用した場合が他岩種の骨材を使用した場合に比べて小さくなる。この場合、使用する粗骨材の破碎値と曲げ強度には相関がある。
- (2) 高強度コンクリートの静弾性係数は、普通コンクリートに比べて大きいものの、粗骨材強度の影響は明確でない。
- (3) 高強度コンクリートの乾燥収縮ひずみは、普通コンクリートよりも小さく、また粗骨材として石灰岩を用いると小さくなる。
- (4) 高強度コンクリートの場合、材料ならびにスランプが同一であれば、単位水量が多い方が沈下度やその経時低下が小さい。
- (5) 細骨材は高強度コンクリートのフレッシュ性状に大きく影響し、結果として所要のスランプを得るために必要となる高性能 AE 減水剤使用量が違ってくる。この場合、特に細骨材の微粒分量の影響が大きい。
- (6) 使用する粗骨材の岩種が変化しても、高強度コンクリートのフレッシュ性状はほとんど変化しない。
- (7) 小型の施工機械(ミニフィニッシャ)を用いることによって、実施工における施工性が良好な高強度コンクリートの最適配合を見出した。

高強度コンクリートの空港舗装への適用性に関する試験施工の結果は次のようにまとめられる。

- (1) 高強度コンクリートを用いた空港コンクリート舗装の施工は、普通コンクリートのものと同様の方法により行うことが可能である。上層コンクリートの施工は、インナーバイブレータを使用せずに行うことが十分

可能である。

- (2) 高強度コンクリート版の自然環境下における挙動ならびに荷重支持特性は、普通コンクリート版と特に異なるものではない。
- (3) 高強度コンクリート版の施工直後に生じたひび割れは構造的には何ら問題がなく、その発生原因が養生方法の不適切さにあったことから、養生開始時期・方法については普通コンクリート版の場合に比較して厳密に管理する必要がある。
- (4) 高強度コンクリートの疲労特性は普通コンクリートと変わるものではない。これに加えて、自然環境下での挙動も同様であることから、高強度コンクリートを用いた空港コンクリート舗装の構造設計法としては現行のものがそのまま適用可能である。

11. おわりに

本研究では、省資源ならびにコスト縮減という観点から、一般的な材料のみを用いた曲げ強度を高めたコンクリートの空港舗装への適用性を検討した。

配合設計上では幾つかの留意点が明らかとなった。すなわち、従来の空港コンクリート舗装に用いられる普通コンクリートと高強度コンクリートの場合とでは、使用する材料によってコンクリートの性状が大きく異なることが判明した。高強度コンクリートの施工においては特に、設計段階から粗骨材、細骨材や混和剤の選定を十分吟味することが必要であると考えられる。

施工に関しては、本文中にも記したように、水量が少ないことから施工には十分注意する必要があるが、今回は気温が 30℃を超える状況下でもほぼ満足できた施工が行えたことから、高強度コンクリートの適用性は高いことが確かめられた。

このほか、施工条件によるが、高強度コンクリートを用いることにより、普通コンクリートに比べて1割程度費用を低減できるとの試算結果も得られており、本研究の所期の目的である省資源ならびにコスト縮減の両方が達成できたものと考えている。本研究の成果を活用することによ

り、空港コンクリート舗装の構造設計の多様化を図ることが今後可能となることを期待したい。

なお、本資料は、国土交通省国土技術政策総合研究所、(社)セメント協会(コンクリート専門委員会、委員長：榎木 隆)、新東京国際空港公団の共同研究の成果の一部を取りまとめたものである。独立行政法人 港湾空港技術研究所を始め、ご協力いただいた関係各所・各位に深く謝意を表します。

(2002年11月15日受付)

参考文献

- 1) 大塩 明, 松井 淳, 小早川浩一: 石灰岩を用いたコンクリートの基礎的実験, 第44回セメント技術大会講演集, pp.152~157, 1990年
- 2) 社団法人セメント協会: 石灰岩骨材コンクリートに関する研究, コンクリート専門委員会報告 F-46, 1992年
- 3) (財) 国土開発技術研究センター: 高性能AE減水剤を用いた高強度コンクリートの諸性質, 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発「平成4年度高強度コンクリート分科会報告書」, pp.4-4-1~4-4-13, 1993年3月
- 4) 喜渡基弘, 久川裕史, 亀田昭一: 完全付着オーバーレイ工法による既設エプロン舗装の改修, セメント・コンクリートNo.635, pp.21~33, 2000年
- 5) 渡辺 昇: ワーカビリティ測定の一つの試み, セメント・コンクリートNo.172, pp.8~11, 1961年
- 6) 運輸省航空局(監): 空港舗装構造設計要領, (財) 港湾空港建設技術サービスセンター, 147p, 1999.
- 7) 運輸省航空局(監): 空港土木工事共通仕様書, (財) 港湾空港建設技術サービスセンター, pp.3-25, 1999.
- 8) (社) セメント協会: 重交通舗装専門委員会報告書, 325p, 1995.
- 9) 八谷好高・坂井典和・廣田道紀・高橋 修: 200kN荷重のFWDによる空港コンクリート舗装の非破壊構造評価, 土木学会, 舗装工学論文集, 第4巻, pp.199-208, 1999.
- 10) (社) セメント協会: コア供試体の圧縮強度におよぼす各種要因の影響
- 11) Wu, S. and Hachiya, Y.: Flexural Fatigue of Concrete for Airport Pavements, 土木学会, 舗装工学論文集, 第5巻, pp.59-66, 2000.
- 12) (社) 土木学会コンクリート委員会(編): コンクリート標準示方書【舗装編】, (社) 土木学会, 212p, 2002.

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No.100

June 2003

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1

管理調整部企画調整課 電話:046-844-5018