

現場打ち高強度コンクリート部材の 設計施工法の開発に関する 共同研究報告書

ー現場打ち高強度コンクリート
施工マニュアル(案)ー

平成13年 3 月

国土交通省土木研究所
材料施工部コンクリート研究室
(社)プレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

現場打ち高強度コンクリート部材の 設計施工法の開発に関する 共同研究報告書

ー現場打ち高強度コンクリート
施工マニュアル(案)ー

国土交通省土木研究所 コンクリート研究室
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

要旨：

本報告書は、高強度コンクリート（設計基準強度 $60\sim 80\text{N/mm}^2$ ）を用いた現場打ちプレストレストコンクリート橋の施工に関する標準的な方法をマニュアルの形でとりまとめるとともに、高強度コンクリートのポンプ圧送性・初期温度応力・塩害耐久性・P C鋼材間隔に関する検討結果を記述したものである。

キーワード：高強度コンクリート，施工指針，ポンプ圧送，温度応力，自己収縮，塩害，鋼材あき

現場打ち高強度コンクリートの設計施工法に関する共同研究委員会

コンクリート研究室

室 長

河野 広隆

主任研究員

渡辺 博志

研 究 員

田中 良樹

在外研究員

丁 海文

(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会

◇徳良 賢一

◇中條 友義

◇手塚 正道

◇江口 信三

藤田 学

今井 昌文

佐藤 重一

鈴木 雅博

竹本 伸一

谷口 秀明

田中 政章

中田 順憲

中村 定明

長井 健雄

野村 貞広

府内 洋一

蓑田 理希

◇： ～平成10年3月

まえがき

高強度コンクリートは道路用コンクリート構造物への適用が次第に本格化し、道路橋示方書においても、工場で生産されるプレキャストコンクリート部材については設計基準強度の上限が 80N/mm^2 まで実用化されている。しかし、現場打ち施工されるコンクリート構造物では、設計基準強度が 60N/mm^2 までであり、これを超える高強度コンクリートの利用については、一般的なものとはなっていない。これは、設計基準強度が 60N/mm^2 を超えるコンクリートでは、単位セメント量が著しく多くなるため、練り上がりコンクリートの粘性が高く、通常のポンプ施工が可能かどうか明確ではないこと、また、セメントの水和発熱に伴う初期温度ひび割れの懸念がつきまとうことが理由に挙げられよう。

一方、我が国におけるコンクリート構造物のストックは膨大な数に上り、今後建造されるコンクリート構造物については、その耐久性を向上し、長寿命化を図るとともに、維持管理にかかるコストも含めたトータルコストを削減することが重要視されている。

高強度コンクリートを用いた構造物は、従来のコンクリート構造物と比較して、初期コストがわずかに増大する可能性はあるものの、耐久性に優れるとともに、部材断面の縮小や軽量化による合理化も可能であり、その普及は一層望まれるところである。

このような状況から、国土交通省土木研究所コンクリート研究室と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会では、平成10年度より、設計基準強度が 80N/mm^2 までの高強度コンクリートの現場打ち施工されるコンクリート構造物への適用を可能とするための検討を実施してきた。検討内容は、以下の5項目である。

①高強度コンクリートを現場打ち施工に適用する際の留意事項をとりまとめた施工指針案を策定するとともに、国内外での高強度コンクリートの使用実績を収集し、一般的な高強度コンクリートの施工方法を明らかにすること

②ポンプ圧送性の可能性を見極めるとともに、ポンプ施工による高強度コンクリートの品質に及ぼす影響を明確にすること

③高強度コンクリートの初期温度ひび割れの可能性について検討し、この予測手法を明らかにすること

④耐久性の照査方法が土木学会のコンクリート標準示方書に記述されたが、この考え方に準拠し、高強度コンクリートの塩害耐久性能を定量的に評価すること

⑤高強度コンクリートをPC部材へ応用した場合、PC鋼材の増加に伴い、鋼材あきが狭まる可能性があるが、この影響について明らかにするとともに、部材の耐荷性能の観点から、必要最小限の鋼材間隔を見いだすこと

本報告書は、これらの検討結果をとりまとめたものであり、高強度コンクリートの施工に関わるマニュアルを収録した第Ⅰ部と、上記の項目②～⑤までに関連して実施した試験調査内容を収録した第Ⅱ部とで構成されている。

本報告書が、今後現場打ち高強度コンクリートの採用に当たっての参考になれば幸いである。

目 次

第 I 部 高強度コンクリートの施工マニュアル

1 章 総則

1. 1 適用の範囲	1
------------	---

2 章 高強度コンクリートの品質

2. 1 総則	3
2. 2 ワーカビリティ	3
2. 3 強度	3
2. 4 耐久性	4
2. 5 ひび割れ抵抗性	4

3 章 材料

3. 1 総則	5
3. 2 セメント	5
3. 3 骨材	6
3. 4 混和材料	7

4 章 配合

4. 1 総則	10
4. 2 水セメント比(水結合材比)	10
4. 3 単位水量	10
4. 4 単位セメント量(単位結合材量)	11
4. 5 コンシステンシー	11
4. 6 細骨材率	12
4. 7 AEコンクリートの空気量	12

5 章 製造

5. 1 総則	13
5. 2 計量	13
5. 3 練混ぜ	13

6 章 運搬および打込み

6. 1 総則	15
---------	----

6. 2	運搬	15
6. 3	打込み	19

7章 仕上げおよび養生

7. 1	総則	21
7. 2	表面仕上げ	21
7. 3	養生	21

8章 レディーミクストコンクリート

8. 1	総則	23
8. 2	工場の選定	23
8. 3	品質についての指定	24
8. 4	受入れ	25

9章 製造管理および施工管理

9. 1	総則	26
9. 2	製造時の品質管理	26
9. 2. 1	骨材の品質管理	26
9. 2. 2	製造工程における品質管理	27
9. 3	施工中の品質検査	27
9. 3. 1	フレッシュコンクリートの品質管理	27
9. 3. 2	運搬、打込みおよび養生の品質管理	28
9. 4	検査	28
9. 4. 1	総則	28
9. 4. 2	フレッシュコンクリートの検査	28
9. 4. 3	硬化コンクリートの検査	29
9. 4. 4	その他の性能の検査	29

参考資料

1.	最近の高強度コンクリートの国内施工例	30
2.	高強度コンクリートを用いた PC 橋の海外における事例	42

第Ⅱ部 高強度コンクリートに関する実験・検討報告

高強度コンクリートのポンプ圧送性試験

1. 目 的	53
2. 配合選定試験	54
2. 1 概 要	54
2. 2 試験日および試験場所	54
2. 2. 1 試験日	54
2. 2. 2 試験場所	54
2. 3 試験内容	54
2. 3. 1 使用材料	54
2. 3. 2 コンクリートの基本配合	57
2. 3. 3 フレッシュ性状の目標値	57
2. 3. 4 コンクリートの製造方法	58
2. 3. 5 コンクリートの品質評価方法	59
2. 4 室内試験の結果及び考察	59
2. 4. 1 コンクリートの配合調整および練り上がり状態	59
2. 4. 2 コンクリートのフレッシュ性状	61
2. 4. 3 コンクリートの圧縮強度	65
2. 4. 4 まとめ	69
2. 5 実機試験の結果及び考察	70
2. 5. 1 コンクリートの配合調整	70
2. 5. 2 コンクリートのフレッシュ性状	70
2. 5. 3 まとめ	71
3. ポンプ圧送試験	73
3. 1 概 要	73
3. 2 試験日および試験場所	73
3. 2. 1 試験日	73
3. 2. 2 試験場所	73
3. 3 試験内容	73
3. 3. 1 コンクリートの条件	73
3. 3. 2 ポンプ圧送条件	75
3. 4 試験結果及び考察	79
3. 4. 1 吐出量の補正	79
3. 4. 2 コンクリートのフレッシュ性状	80
3. 4. 3 コンクリートの加圧ブリーディング性状	86
3. 4. 4 コンクリートの硬化性状	88
3. 4. 5 ポンプ車のピストン前面圧	95
3. 4. 6 管内圧力	96

3. 4. 7	水平管の管内圧力損失	102
3. 4. 8	各種管の水平換算長さ	104
3. 4. 9	まとめ	106
4.	全体のまとめ及び今後の課題	107

高強度コンクリートの初期温度ひび割れに関する検討

1.	まえがき	117
2.	ひび割れ予測手法	117
3.	高強度コンクリートの断熱温度上昇に関する検討	119
3. 1	概 要	119
3. 2	試験結果	119
3. 2. 1	断熱温度上昇試験結果	119
3. 2. 2	コンクリートの断熱温度上昇試験について	120
3. 3	まとめ	122
4.	コンクリートの引張強度	123
4. 1	試験概要	123
4. 2	試験方法	123
4. 2. 1	使用材料	123
4. 2. 2	コンクリートの配合	124
4. 2. 3	練り混ぜ方法	124
4. 3	直接引張強度と割裂引張強度および圧縮強度試験結果	126
4. 3. 1	試験条件	126
4. 3. 2	試験方法	126
4. 3. 3	試験結果および考察	129
4. 4	コンクリートの引張強度に及ぼす載荷速度の影響	136
4. 4. 1	試験条件	136
4. 4. 2	試験方法	136
4. 4. 3	試験結果および考察	137
4. 4. 4	コンクリートの強度と応力速度の影響の相互関連性について	140
4. 4. 5	割裂強度および曲げ強度に及ぼす応力速度の影響	142
4. 5	まとめ	142
5.	高強度コンクリートの自己収縮ひずみに関する検討	144
5. 1	まえがき	144
5. 2	自己収縮ひずみの測定試験	144
5. 2. 1	実験概要	144
5. 2. 2	実験条件	145
5. 3	試験結果	149
5. 3. 1	コンクリートひずみの測定結果の信頼性	149
5. 3. 2	コンクリートの線膨張係数	151
5. 3. 3	自己収縮ひずみに及ぼす配合条件	152

5. 3. 4	自己収縮ひずみに及ぼすコンクリートの温度履歴の影響	153
5. 4	まとめ	155
6.	高強度コンクリートの簡易温度応力再現試験	157
6. 1	まえがき	157
6. 2	試験概要	157
6. 2. 1	拘束試験方法	157
6. 2. 2	コンクリートの温度履歴と試験ケース	159
6. 2. 3	コンクリート	159
6. 3	コンクリートの物性試験結果	160
6. 3. 1	コンクリートの凝結時間と諸物性	160
6. 3. 2	コンクリートの圧縮強度	160
6. 4	コンクリートの拘束試験	161
6. 4. 1	応力発生状況と温度の影響（恒温養生の場合）	161
6. 4. 2	応力発生状況と温度の影響（簡易断熱養生の場合）	162
6. 4. 3	コンクリートの有効ヤング係数	166
6. 5	まとめ	168
7.	高強度マスコンクリート部材の温度応力の検討	169
7. 1	概 要	169
7. 2	供試体の概要	169
7. 3	試験結果	169
7. 3. 1	温度分布とひび割れの発生状況	169
7. 3. 2	無応力計によるひずみ測定結果	171
7. 3. 3	コンクリートの強度発現状況	172
7. 3. 4	コンクリートの断熱温度上昇	173
7. 4	マスコンクリート部材の温度応力解析	174
7. 4. 1	温度解析結果	174
7. 4. 2	応力解析結果	175
7. 4. 3	入力となる物性値の解析結果に及ぼす影響	176
7. 5	マスコンクリート部材の簡易ひび割れ検討方法について	179
7. 5. 1	概 要	179
7. 5. 2	拘束率について	179
7. 5. 3	温度変化と発生応力の検討（拘束試験の応用方法）	180
7. 6	まとめ	183
7. 7	簡易ひび割れ検討手法の試案	183
7. 7. 1	概 略	183
7. 7. 2	検討の流れ	184
7. 7. 3	拘束試験方法	184
7. 7. 4	今後の問題点	185
8.	まとめ	186

高強度コンクリートの塩害耐久性に関する検討

1. まえがき	189
2. 使用材料	189
2. 1 配 合	189
2. 2 圧縮強度試験結果	190
3. 暴露試験	191
3. 1 暴露試験を行った地点	191
3. 2 飛来塩分量調査	191
3. 3 表面付着塩分量	192
3. 4 含有塩分量調査・中性化深さの測定	193
3. 4. 1 調査内容	193
3. 4. 2 コンクリート中の塩分浸透状況	194
3. 5 鋼材腐食調査	197
3. 5. 1 調査内容	197
3. 5. 2 外観調査結果	198
3. 5. 3 自然電位の測定	199
3. 5. 4 分極抵抗（交流インピーダンス）の測定	199
3. 5. 5 回収後調査	200
3. 6 室内試験	205
3. 6. 1 単位容積質量試験	205
3. 6. 2 塩分浸透性試験方法と結果の概要	206
3. 6. 3 浸漬試験結果から導かれる見かけの塩分拡散係数	209
4. まとめ	212

参考資料

表-1.1～表-1.2 自然電位測定結果

表-2.1～表-2.2 分極抵抗測定結果

プレテンション部材における鋼材あきの低減に関する検討

1. 概 要	219
2. 実験概要	219
2. 1 供試体	219
2. 2 使用材料	222
2. 3 測定項目	222
3. 実験結果および考察	227
3. 1 伝達長	227
3. 2 曲げ破壊挙動	231
4. まとめ	236

第 I 部 高強度コンクリートの施工マニュアル

1 章 総 則

1. 1 適用の範囲

本指針（案）は、高強度コンクリート（設計基準強度 $60\sim 80\text{N/mm}^2$ ）を用いた現場打ちプレストレストコンクリート橋の施工についての一般の標準を示すものである。この指針（案）に示されていない事項は、解説に示す示方書・指針等によるものとする。

【解 説】

高強度コンクリートの設計・施工に関する規定は、「プレストレストコンクリート標準示方書」（土木学会，昭和53年），「高強度コンクリート設計施工指針（案）」（土木学会，昭和55年）がある。最近ではPC工場内製作を条件としたプレキャストPC橋桁を対象として，研究成果をもとに「高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針（案）」（建設省土木研究所 共同研究報告，平成7年）が上部構造の設計に適用するものとしてまとめられ，平成8年3月の道路橋示方書の改訂に伴い道路橋に用いるコンクリートの設計基準強度が従来の 50N/mm^2 から 60N/mm^2 に（厳密な品質管理のなされている工場で製作されるプレキャストはり部材については 80N/mm^2 まで）拡大されている。

ここでは工場製作のプレキャスト部材にとどめられた，上限 80N/mm^2 までの高強度コンクリートの範囲を現場打ち施工まで拡大するため，各種実験データの収集および追加実験等の成果をふまえ施工に関する一般事項を示したものである。

高強度コンクリートは，耐久性が高くメンテナンスの負担の少ない構造物の実現を可能にすることが予測されるが，安定した品質の高強度コンクリートを製造するためには，品質管理を厳密に行う必要がある。特に材料の選定，コンクリートの配合，施工条件の変化，温度ひび割れ対策などに適切に対処することが必要となる。これらのことに十分配慮し，これらが設計・施工上大きな影響を与えると考えられる場合には，その事項について試験等を行い，十分検討することが必要である。

（今回ここで適用できる高強度コンクリートの例）

【 工場製作のプレキャスト部材 】

プレテンション方式スラブ 橋げた

〃 けた橋げた

ポストテンション方式T桁（セメント）

〃 箱桁（セメント）*1)

その他

* 1) PC製品工場内での製作

【 現場打ち高強度コンクリート橋 】

ポストテンション方式T桁橋 （現場打）

〃 中空床版橋 （現場打）

〃 箱桁橋 （現場打・セメント）

その他

(示方書・指針)

「コンクリート標準示方書」(土木学会)・「シリカヒュームを用いたコンクリートの設計・施工指針(案)」(土木学会)・「高流動コンクリート施工指針」(土木学会)・「フライアッシュを用いたコンクリートの施工指針(案)」(土木学会)

2 章 高強度コンクリートの品質

2. 1 総 則

高強度コンクリートは、所要の性能を発揮し、かつ品質のばらつきの少ないものでなければならない。

【解 説】

現場におけるコンクリートの品質管理は、PC製品工場における管理と同等であることを原則とする。

現場打ち高強度コンクリートの品質管理の主要項目としては、ワーカビリティ、強度、耐久性、ひび割れ抵抗性などがあげられる。さらにこれらの性能を発揮するためには品質のばらつきが少ない、すなわち均質性が高いことが前提となる。これらの要求品質を満足するためには、材料の品質管理ならびにコンクリートの配合を十分検討する必要がある。

2. 2 ワーカビリティ

フレッシュコンクリートは、その運搬、打込み、締固めなどの作業に適する良好なワーカビリティを有していなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートは、水セメント比が小さく単位粉体量が多くなり、ポンプ圧送性や型枠への充填性は悪くなる傾向にある。このためスランプ値を大きくしたり、高性能AE減水剤等の使用により所定のワーカビリティの確保に努めることが望ましい。

高強度コンクリートでは、運搬時間、打込み方法等による経時変化の影響を受けやすいため、施工方法に応じて試験等により十分確認する事が大切である。

高強度コンクリートのワーカビリティを評価する場合は、必要に応じてスランプフロー試験などの特別な試験を用いる。

2. 3 強 度

高強度コンクリートの強度は、一般には材齢28日における標準養生供試体の圧縮強度試験値を基準とする。

【解 説】

高強度コンクリートの強度は、通常のコンクリートと同様に材齢28日の標準養生を行った供試体の圧縮強度を用いてよい。ただしプレストレスを与えるときの圧縮強度は、部材と同等の条件で養生した供試体により行う。また、高強度コンクリートを用いてポンプ圧送により打込みを行う場合、圧送前後での強度変化が

著しいと思われるので、必要に応じて管理する必要がある。

2. 4 耐久性

コンクリートは、構造物の供用期間中に受ける種々の物理的、化学的作用に対して十分な耐久性を有していなければならない。

【解 説】

一般に高強度コンクリートは、組織が緻密になるため透気性・透水性が小さくなり塩分浸透抵抗性や中性化に対する抵抗性、耐凍害性は向上する。しかしながら適切な養生を怠った場合には、耐久性の向上を期待できない場合がある。養生が不十分である場合には、収縮ひび割れなどの初期欠陥が生じやすく塩分浸透性などの性能は低下する。

高強度コンクリートは、AEコンクリートとすることを原則とするが、やむを得ずNon-AEコンクリートを使用する場合は、耐凍害性に対し試験等により十分確認する必要がある。

コンクリート中に含まれる塩化物は、鋼材の腐食を促進させ構造物が早期に劣化する原因となる。高強度コンクリートの場合、単位セメント量の増加により塩化物量は多くなる傾向にあるが、原則として練り混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオン総量は、 0.3 kg/m^3 以下とすることが望ましい。

2. 5 ひび割れ抵抗性

高強度コンクリートのひび割れの発生は、できるだけ少ないものでなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートでは、初期材齢において大きな温度応力と自己収縮が発生するため、ひび割れが発生しやすい。したがって、打込み時には参考資料に示す初期ひずみを少なくする方法等により対処することが望ましい。

3章 材 料

3. 1 総 則

- (1) 材料は、品質の確かめられたものでなければならない。
- (2) JISならびに土木学会規準に品質規格の定められていない材料を用いる場合には、所要のフレッシュおよび硬化コンクリートの性能を満足することを確認しなければならない。

【解 説】

- (1)適切な材料を用いることは、所要の性能を有する高強度コンクリートを造るために必要である。なお、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年度版)」(以下コンクリート標準示方書(施工編))に規定されている材料は、品質が確かめられた材料と判断できる。
- (2)JISならびに土木学会規準に品質規格の定められていない材料あるいは今後新規に開発される材料は、これを用いたコンクリートの流動性や材料分離抵抗性、強度発現や発熱等の諸特性を確認し、現場施工に必要とされる性能を有することを確認した上で、使用することができる。ただし、この場合にも「コンクリート標準示方書(施工編)」に規定されている硬化コンクリートの性能を満足することを確認しなければならない。

3. 2 セメント

- (1) セメントは、所要の品質を有していなければならない。
- (2) セメントの選定にあたっては、これを用いたコンクリートが、所要の性能を満足することを確認しなければならない。

【解 説】

- (1)高強度コンクリートに用いられる代表的なセメントとして、JIS R 5210に規定された普通、早強の各ポルトランドセメントがある。これらの他に、中庸熱ポルトランドセメント、高炉・フライアッシュ・シリカフュームの各混合セメント、低熱ポルトランドセメントがJISに規定されているが、高強度コンクリートとしての使用実績は非常に少ない。用いるセメントがJISに適合していれば、基本的には所要の品質を有するとみなすことができるが、JISで規定されていない、あるいはJISに規定されていても使用実績が少ないセメントを用いる場合には、その品質を確かめ、使用方法を十分検討しなければならない。
- (2)高強度コンクリートは単位セメント量が多く、その硬化特性がセメントの諸物性に大きな影響を受ける。したがって、セメントの選定にあたっては、その物性を十分把握した上で当該構造物の種類や部位、現場施工条件に適合したものを選定することが重要である。

アルカリ骨材反応を抑制するためには、コンクリート中のアルカリ総量を 3.0kg/m^3 以下に抑えることが望ましいが、高強度コンクリートは一般に単位セメント量が多く、規制値を超過する場合がある。このような場合、アルカリ骨材反応に対して無害であると判定された骨材を使用する、あるいは高炉スラグ微粉末等の

抑制効果のある材料によりセメントの一部を置換するといった対策を講じる必要がある。

一方、高強度コンクリートの施工にあたっては、水和熱に起因する温度応力の低減や温度ひび割れの抑制が不可欠であり、中庸熱ポルトランドセメントや高ビーライト系ポルトランドセメント等の低発熱性のセメントを用いて水和熱を抑制することが効果的となる場合がある。ただし、これらのセメントを用いた場合には、若材齢時の強度発現が遅延する傾向を示すため、プレストレスの導入等、施工上早期強度が必要とされる場合には、その硬化特性に留意して施工計画を策定する必要がある。参考として既往の研究^{3,4)}で確認された各種セメントの強度発現特性と断熱温度上昇特性を、それぞれ、図-3.1～3.2に示す。

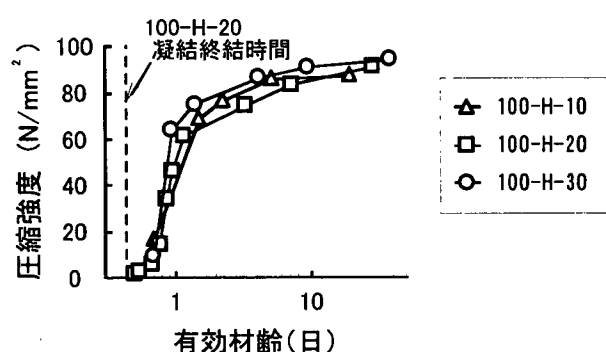


図-3.1 各種セメントの材齢～圧縮強度の関係

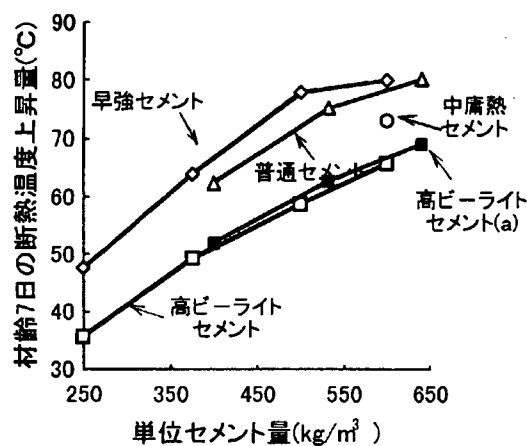


図-3.2 単位セメント量と断熱温度上昇量の関係

3.3 骨材

- (1) 細骨材および粗骨材は、所要の品質を有していなければならない。
- (2) 細骨材および粗骨材の選定にあたっては、これを用いたコンクリートが、所要の性能を満足することを確認しなければならない。

【解 説】

(1)用いる骨材は、清浄、堅硬、耐久的で、適切な粒度をもち、ごみ、どろ、有機不純物、塩化物等を有害量含んでいてはならない。物理的な品質、粒度、有害物含有量の限度、化学的および物理的安定性等、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年度版)」の3.4および3.5に示された規定を満足すれば所要の品質を有していると判断できる。これによらない場合は、使用実績、使用条件を勘案した上で試験によりコンクリートの品質に有害な影響を及ぼさないことを確認しなければならない。

(2)高強度コンクリートにおいては、粗骨材の品質がコンクリート強度に及ぼす影響がかなり大きくなることが知られている。一般に、粗骨材の強度がモルタルの強度よりも小さい場合には、コンクリート強度は粗骨材の強度に依存し、粗骨材の強度がモルタルの強度よりも大きい場合には粗骨材とモルタルの強度比により

コンクリート強度が変動するといわれている。コンクリートを高強度化するためには、硬質砂岩や安山岩等、組織が密で良質な粗骨材を用いることが有利であるのはいうまでもないが、近年、地域によっては良質な粗骨材の調達が困難となっている事情を踏まえると、強度ばかりでなくその他の品質を総合的に評価し、粗骨材を選定することが重要であるといえる。

既往の研究^{3,2)}によると、骨材品質とコンクリート強度の関係および圧縮強度試験後の供試体顕微鏡観察結果から、高強度コンクリートに適する骨材の条件として、①骨材自体の強度が高いだけでなく、強度のばらつきが少なく、粒形が球形に近い多面体で表面が粗いもの、②造岩鉱物粒の寸法が0.1～0.8mm程度で、常に骨材表面に適度に凹凸ができ、岩石や鉱物自体の強度が高く、粒子間の結合がよく、細脈などを含まない均質な岩石であることが示されている。

一方、粗骨材として碎石を用いた高強度コンクリート($\sigma_{ck}=80\text{N/mm}^2$)の製造事例では、粗骨材自体が堅硬であっても、形状が鋭利で表面粗さに欠ける場合には、モルタルとの付着強度が十分に確保できず、コンクリート強度が頭打ちとなることが報告されている。

このように、コンクリート強度は、粗骨材の原石強度ばかりではなく、粗骨材強度のばらつき、モルタルと骨材の強度比および弾性係数比、モルタルとの付着性状等、種々の要因の影響を受けるが、粗骨材の品質に関する個々の項目がコンクリートの強度に及ぼす影響の程度はまだ不明な点が多い。したがって、その選定にあたっては、当該骨材を用いて実際の製造・養生条件と同じ条件下でコンクリートを製造し、所要の強度が十分に得られるか否かを試験によって確認しておくことが必要である。

3. 4 混和材料

- (1) 混和材料として用いる混和材および混和剤は、品質の確かめられたものでなければならない。
- (2) 混和材料の選定にあたっては、これを用いたコンクリートが、所要の性能を満足することを確認しなければならない。

【解 説】

(1)高強度コンクリートには、強度ばかりでなく、フレッシュ時の流動性や材料分離抵抗性等、本来、相反する性能が同時に要求されるため、良質の混和材料を適切に用い、その利点を積極的に活用することは性能を向上させることにおいて有効である。しかし、混和材料の中には、使用実績の少ないものや、JIS、土木学会規準等に品質規格の定められていないものが多数あるので、これに該当する混和材料を用いる場合には、既往の使用例における効果を調査したり、試験を行うなどして、その品質を十分確かめなければならない。JIS適合品は品質の確かめられた材料と判断してよい。

(2)高強度コンクリートの発展に高性能AE減水剤の開発が大きく寄与したことは周知のとおりである。高性能AE減水剤の特徴は、単位水量を減じながらも流動性の高いコンクリートの製造を可能とし、かつ、その流動性が製造後2～3時間に渡り保持されるため、打込み可能時間が十分に確保されることにある。高性能AE減

水剤を使用した場合、コンクリートの凝結は総じて遅延する傾向にあり、一般に、その使用量が多くなるほどコンクリートの強度発現が遅延し、低温になるほど、遅延の度合いも大きくなる。また、フレッシュ時の流動性が外気温やコンクリート温度の影響により変動しやすいので注意が必要である。

同一の配合に対し、同等のスランプまたはスランプフロー値を確保するために必要な使用量は、高性能AE減水剤の種類あるいは銘柄により異なり、同じ高性能AE減水剤であっても、コンクリートの温度、材料の種類、配合や練混ぜ方法等によって異なる。一般に、ポリカルボン酸系 $\leq$ アミノスルホン酸系 $\leq$ メラミン・ナフタレン系の順に所要の使用量が増加するといわれているが、いずれのタイプについても、高強度コンクリートの製造においては使用量が比較的多くなるため、凝結遅延に対する影響を十分確認するとともに、対象構造物の施工条件を勘案した上で選定することが重要である。

高強度コンクリートのフレッシュ性状は、普通強度のコンクリートと異なり、スランプあるいはスランプフロー値に比して粘性が高い。このような傾向は、低水結合材比になるほど著しくなるので、現場打ち施工においては、粘性のあがらないタイプを用いるか、あるいは適切な混和材を併用することが望ましい。

高強度コンクリートに用いられる主な混和材として高炉スラグ微粉末やシリカフューム等がある。これらの混和材を用いた高強度コンクリートの製造・施工事例は国内では少ないが、適切に用いることにより、コンクリートのワーカビリティを改善し単位水量の低減が図れること、水和熱による温度上昇を抑制できること等の効果を有することが認められている。

高炉スラグ微粉末を高強度コンクリートに適用する場合、ブレン比表面積で $6000\sim 8000\text{cm}^2/\text{g}$ の高い粉末度のものが使用され、セメントの置換率は $30\sim 50\%$ であるといわれている。^{3,3)}ただし、高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの発熱特性は養生温度により大きく変化し、示した置換率 $30\sim 50\%$ では養生温度が 35°C を超えると無置換のものより水和熱が大きくなるとの報告^{3,4)}もあるので施工計画を策定するにあたっては、このような温度特性に十分配慮する必要がある。

水結合材比が比較的大きい(50% 以上)場合、スラグ置換率を高めると中性化が早まることが指摘されている^{3,5)}が、他方、高炉スラグ微粉末(粉末度 6000)を水結合材比 37% 、置換率 50% で用いたコンクリート($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$)は、同強度の無置換コンクリートに匹敵する中性化抵抗性を有しており、高い耐久性を有していることが確認されている^{3,6)}。

シリカフュームは、ポゾラン物質の中で最も活発な反応性とマイクロフィラー効果を有しており、コンクリートの高強度化に対して有効な材料である。通常の養生条件下において効率的に圧縮強度を増加させるための最適置換率は $5\sim 15\%$ の間に存在することが知られており、通常 10% 程度とされる場合が多い。高強度コンクリートのように高性能AE減水剤を用いて水結合材比を低減(35% 以下)した場合は、置換率 10% 以下の範囲でシリカフュームを使用するとさらに流動性が向上するといわれている。ただし、シリカフュームを使用するとブリーディングが減少し、表面仕上げが困難、プラスチック収縮ひび割れが入りやすくなる等の高強度コンクリートの性質が一層顕著に現れるため、施工にあたっては十分な配慮が必要である。

高強度コンクリートのように水結合材比が小さい場合、自己収縮が大きくなりその影響が無視できなくなるが、活性度の高いシリカフュームや高炉スラグ微粉末を用いると、この傾向をさらに助長することが判明

している。既往の研究³⁻⁷⁾では、水結合材比40%のペーストにおいて、高炉スラグ微粉末の粉末度が4000cm²/g以上、置換率70%以下のときに置換率が大きくなるほど自己収縮も大きくなることを指摘している。したがって、これらの材料を使用するにあたっては、上述の性質を把握した上で適切なひび割れ対策を講じる必要がある。

混和剤あるいは混和材を併用する場合、組み合わせる混和材料の種類、使用量、水結合材比等によってコンクリートのフレッシュ性状、硬化特性が異なってくるため、あらかじめ試験によってこれを確認しておく必要がある。また、各材料間における諸性質の相乗・相殺作用についても事前に確認しておくことが重要である。

【参考文献】

- 3-1)建設省土木研究所ほか：現場打ち高強度コンクリートの設計施工法に関する共同研究報告書
－高強度コンクリートの発熱・強度発現特性に関する調査－，平成11年3月
- 3-2)森野ほか：高強度コンクリート用骨材の品質特性，骨材資源，No.99，pp.113～127，1993.12
- 3-3)友澤ほか：高強度コンクリートの開発，コンクリート工学，Vol.32，No.10，pp.11～19，1994.10
- 3-4)国府ほか：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの断熱温度上昇と水和性状に関する研究，土木学会論文集，No.396/V-9，pp.39～48，1988.8
- 3-5)例えば，宮本ほか：高炉スラグ微粉末およびフライアッシュを用いたコンクリートの適用性に関する検討，日本道路公団試験研究所報告，Vol36，1999.11
- 3-6)日本材料学会：高炉スラグ微粉末を使用した高耐久性プレストレストコンクリート構造物の開発，1998.3
- 3-7)田澤ほか：セメント系材料の自己収縮に及ぼす結合材および配合の影響，土木学会論文集，No.502/V-25，pp.43～52，1994.11

4 章 配 合

4. 1 総 則

高強度コンクリートの配合は、コンクリートが所要のワーカビリティ、強度、耐久性、水密性、ひび割れ抵抗性ならびに鋼材を保護する性能をもつ範囲で、単位水量をできるだけ小さくし、かつ、品質のばらつきが少なくなるように定めなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートに要求される性能は、コンクリート部材の断面形状、寸法、鋼材の配置状況、コンクリート構造物の環境条件ならびに施工時期およびコンクリートの運搬、打込み、締固めなどの施工方法により異なるので、これらの要求性能を満足するようにコンクリートの配合を定めなければならない。

高強度コンクリートの場合には、水セメント比（水結合材比）がかなり小さくなるので、高性能AE減水剤の使用が不可欠となる。しかしながら、高性能AE減水剤の使用量によっては、スランプ保持性能やワーカビリティなどコンクリートの品質が大きく変動し、使用材料、温度など使用条件による影響を受けやすい。したがって、高性能AE減水剤を用いた高強度コンクリートの配合は、本章の諸規定を遵守するとともに、所要の品質が得られるように試験によってこれを定めなければならない。

コンクリートの耐久性については、塩害、中性化、アルカリ骨材反応、凍害および化学的侵食などに対する抵抗性を有するものでなければならない。

4. 2 水セメント比（水結合材比）

水セメント比（水結合材比）は、高強度コンクリートが所要の強度ならびに耐久性等を満足するようにこれを定めなければならない。

【解 説】

60N/mm²以上の高強度コンクリートは、使用するセメント、混和材の種類や使用量にもよるが、一般的に、水セメント比（水結合材比）は35%程度以下となる。このため、高強度コンクリートの場合、所要の品質や施工性などを満足するために、高性能AE減水剤の使用が不可欠であるとともに、セメントのほかに各種混和材を添加することもあり得る。この場合、水セメント比の代わりに、水結合材比で評価する。ただし、石灰石微粉末は不活性なので、結合材として算入してはならない。

4. 3 単位水量

高強度コンクリートの単位水量は、所要の品質のコンクリートが得られる範囲内で、できるだけ少なくなるよう試験によってこれを定めなければならない。

【解 説】

所要のワーカビリティを得るのに必要なコンクリートの単位水量は、粗骨材の最大寸法、骨材の粒度および粒径、混和材の種類、空気量、コンクリート温度等によって異なる。また、コンクリートの品質は、使用する高性能AE減水剤の種類や使用量によっても変化する。したがって、実際の施工に用いる材料を使用して試験を行い、単位水量を定めるように規定した。単位水量は、所要の品質のコンクリートが得られる範囲内で、できるだけ少なくなるようにしなくてはならない。

高性能AE減水剤を用いたコンクリートの場合には、その単位水量の上限値は、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年版)」では、 175kg/m^3 として規定している。最近のスランプフロー管理による高流動コンクリートの場合においても、この上限値を超えないように努めることが大切である。

4. 4 単位セメント量（単位結合材量）

単位セメント量（単位結合材量）は、単位水量と水セメント比（水結合材比）からこれを定める。

【解 説】

単位セメント量（単位結合材量）は、単位水量と、所要の強度、耐久性、水密性等をもつコンクリートが得られるように水セメント比（水結合材比）からこれを定める。高強度コンクリートでは、水セメント比（水結合材比）の低下により単位セメント量（単位結合材量）が著しく増加する。そのため、外部拘束あるいは内部拘束が想定される構造物に高強度コンクリートを用いる場合には、体積変化（自己収縮、温度膨張・収縮）に起因して構造物に発生する引張応力によりひび割れが発生する可能性がある（参考資料3参照）。したがって、単位セメント量（単位結合材量）の決定にあたっては、この影響を十分に配慮しておく必要がある。

4. 5 コンシステンシー

コンクリートのコンシステンシーは、運搬、打込み、締固め等作業に適する範囲のものでなければならない。

【解 説】

コンクリートの施工作业に適するコンシステンシーは、一回に打ち込むコンクリート部材の断面形状、寸法および鋼材の配置、コンクリートの運搬、打込みおよび締固めの方法等によって異なるものである。

高性能AE減水剤を用いたコンクリートの場合、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年版)」では、そのスランプの上限値を18 cmと定めている。しかし、高強度コンクリートの場合、水セメント比（水結合材比）が小さく、単位セメント量（単位結合材量）が多くなるので、コンクリートの粘性が高くなり、ポンプ圧送性がかなり低下する。最近の高強度コンクリートを用いた施工例では、ポンプ施工の場合、スランプを20 cm程度としたり、スランプフローと500mmフロー到達時間の両方で管理する高流動コンクリートとし

たりすることが多くなっている。

コンクリートの練り上がり時のスランプまたはスランプフローは、輸送、運搬およびポンプ圧送中の変化を考慮し、打込み時に必要な品質が得られるように定める。

4. 6 細骨材率

高強度コンクリートの細骨材率は、所要のワーカビリティが得られる範囲内で単位水量が最小となるよう試験によってこれを定めなければならない。

【解 説】

コンクリートの配合を決定する場合、所要のワーカビリティが得られ、かつ、単位水量が最小となるような細骨材率がある。このような細骨材率は、使用する細骨材や粗骨材の粒度、コンクリートの空気量、水セメント比、単位セメント量、混和材料の種類や使用量等によって相違するので、試験によってこれを定めるように規定した。

60 N/mm²の高強度コンクリートでは、既往の施工実績によれば、細骨材率が40%前後でよい結果が得ている。しかしながら、60 N/mm²以上のコンクリートでは、ポンプ圧送性等を考慮した場合、スランプフロー管理による高流動コンクリートを採用するようになることも考えられる。材料分離の抵抗性、充填性を考慮して適切に細骨材率を定める必要がある。参考として、土木学会の高流動コンクリート施工指針では自己充填のランクにより、単位粗骨材絶対容積量の標準値を示していて、これによると細骨材率は普通コンクリートと比較して大きめの設定となっている。

4. 7 AEコンクリートの空気量

高強度のAEコンクリートの空気量は、所要の耐凍害性を確保できるように定めなければならない。

【解 説】

適当量のエントレインドエアを混入したコンクリートは、気象作用に対する耐久性がきわめて優れているので、激しい気象作用を受ける場合には、AEコンクリートを用いるのを原則とする。

高強度コンクリートの場合、一般に、水セメント比(水結合材比)が35%以下となり、耐凍害性がかなり良好と言われているが、各種混和材を添加した場合、それぞれの混和材の添加量による影響を確認する必要がある。したがって、試験によって耐凍害性が確認された場合を除き、激しい気象作用の場合に適当な空気量は、打込み時において、コンクリート容積の4.5%を標準とする。なお、コンクリートの練り上がり空気量は、打込み時に所要の空気量が得られるよう、コンクリートの輸送、運搬およびポンプ圧送中の変化を考慮して定める。

5 章 製 造

5. 1 総 則

高強度コンクリートの製造にあたっては、所要の性能を有する設備を用いて、材料の貯蔵、計量および練混ぜを行い、所定の品質を確保しなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートは、一般のコンクリートに比べ、ワーカビリティや強度のばらつきが大きいため、安定した品質を確保するためには、適切な製造計画を立案し、その計画に則した製造が行われるよう綿密に管理することが必要である。

5. 2 計 量

高強度コンクリートの各材料は、所定の品質が得られるよう、正しくこれを計量しなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートのフレッシュ性状は、骨材の表面水率の変動による影響を受けやすいため、骨材、特に細骨材の表面水率の変動を抑えることが重要となる。適切な方法により骨材を貯蔵する他、想定される表面水率の変動幅を見越して所要のワーカビリティを確保しておく等の対応や、表面水率の測定回数を増やしたり、測定結果に応じて配合を修正することも必要となる場合がある。なお、骨材の表面水率の変動を小さくする貯蔵方法については、「高流動コンクリート施工指針(土木学会)」に詳述されているので参考にするといよい。

計量誤差の最大値はコンクリート標準示方書に準拠すればよいが、その誤差がコンクリートの品質に大きな影響を与える高性能AE減水剤等の材料については、より厳密な管理を行い、適宜許容誤差を小さくすることも必要である。

5. 3 練混ぜ

高強度コンクリートの材料は、練上りコンクリートが均等質になるまで、十分に練り混ぜなければならない。

【解 説】

均等質なコンクリートを得るためには、練混ぜ性能の優れたミキサを用いて適切な材料の投入順序と練混ぜ時間により十分に練り混ぜることが必要である。高強度コンクリートは、一般のコンクリートに比べ、単位セメント量や混和剤の使用量が多くなる。このため、フレッシュ時の粘性が高く、練混ぜにあたっては十分な練混ぜ性能を持つミキサが要求される。通常、強制練り二軸ミキサ、強制練りパン型ミキサが使用され

るが、一括練混ぜでは練混ぜが不十分である場合には、モルタルの先練りや分割練混ぜの採用、混和剤の遅れ添加も事前に検討しておくことが必要である。

1回の練混ぜ量は、ミキサの練混ぜ性能、運搬量、出荷速度などにより決定されるが、高強度コンクリートの場合、粘性が高くなることから、ミキサの最大容量に対しかなりの余裕をもたせておくのがよい。目安量としては、ミキサの最大容量の60～70%程度以下が望ましいとされている。

高強度コンクリートは粉体量が多く、所要の品質を得るために必要な練混ぜ時間は、一般のコンクリートより長くなる傾向にある。このため、施工計画の策定にあたっては、1回の練混ぜ量や練混ぜ時間を勘案し、配車・打込み計画にこれを反映させる必要がある。

6章 運搬および打込み

6.1 総 則

工事開始前に、高強度コンクリートの運搬および打込みについて、あらかじめ十分な計画を立てなければならない。

【解 説】

高性能AE減水剤を用いた高強度コンクリートにおいても一般のコンクリートと同様に、構造物の機能、強度、耐久性および特に施工上注意しなければならない点等を考慮して、コンクリートの具体的な運搬、打込み等の方法に関する十分な計画を立てる必要がある。

高性能AE減水剤を用いた高強度コンクリートは、速やかに運搬し、ただちに打ち込み、必要に応じて締め固めなければならない。練り混ぜてから打ち終わる間での時間は、原則として外気温が25℃を超えるときで1.5時間、25℃以下のときで2時間を超えてはならない。また、運搬および打込みは、コンクリートの材料分離ができるだけ少なくなるように行わなければならない。

高強度コンクリートは粘性が高いので、スランプの値のみで品質の判断は必ずしもできない。スランプの範囲を通常の8～15cmに制限しなくても硬化後においても良好な品質を確保することが知られている。このため、スランプフローを500～650mm程度まで増加した高流動コンクリートとする場合もある。この場合のスランプフロー管理による高流動コンクリートの施工に関しては、高流動コンクリート特有の留意点が多くあるので、土木学会「高流動コンクリート施工指針」にしたがって十分検討しなければならない。

6.2 運 搬

(1) 高強度コンクリートの現場内の運搬は、コンクリートの種類および品質、構造物の種類と形状、打込み場所の条件、打込み量、打込み速度、作業の安全性等を考慮して、適切な方法によらなければならない。

(2) ポンプ圧送による運搬の場合、圧送管径、配管経路、配管長さは、コンクリートの品質、ポンプ機種、圧送条件、作業性、安全性などを考慮して定める。また、コンクリートポンプの機種、台数は、単位時間あたりの圧送量と予定機種の吐出量を考慮して選定する。

【解 説】

(1)コンクリートの現場内での運搬方法は、コンクリートポンプ、バケット、コンクリートプレーサ、シュート等があり、コンシステンシーや施工条件に応じて適切な方法を選択する必要がある。

(2)高強度コンクリートの容積効率(実吐出量/理論吐出量)は普通強度コンクリート(容積効率約90%)と比較して小さくなる場合がある。本委員会のポンプ圧送試験(詳細は参考資料3参照)の①理論吐出量、②実吐出量、③容積効率、の実測結果を表-6.1に示す。委員会試験結果によれば、容積効率は、理論吐出量の増加とともに

に低下した。したがって、施工計画を作成するにあたり、この点を考慮する必要がある。

高強度コンクリートのポンプ圧力損失は、スランプ12cmの普通強度のコンクリートに比べてかなり大きくなり、同一吐出量において粉体系および併用系の場合に最大で4倍にも達する⁶⁻¹⁾。このため、施工性を向上させるために、圧送管径を上げたり、あるいは、高流動コンクリートにすることも有効な対策の1つであると考えられる。

本委員会で文献調査を行った結果によれば、セメントのみを用いた高強度コンクリートの場合、単位セメント量やW/Cの違いによる、理論吐出量と水平圧力損失には、おおよそ相関関係がみられる。理論吐出量が一定の場合、単位セメント量が多いほどあるいはW/Cが小さいほど、水平圧力損失は大きくなる(図-6.1, 6.2参照)。同図に本委員会試験結果もあわせて示す。但し、図中の委員会試験結果は、高強度コンクリートの特徴の1つである理論吐出量により容積効率が異なるために、本来であれば実吐出量で示すのが妥当であるが、ここでは、文献にあわせて理論吐出量で示すこととした(実吐出量は表-6.1参照)。

本委員会の圧送負荷試験結果において、①圧送負荷は筒元で最大になること、②圧力損失が筒元近傍で大きくなること、が確認された(図-6.3 直管5B 50mの水平圧送の場合)。この結果は、コンクリートの粘性が高く、吐出量が多いほど筒元近傍の圧力損失が大きくなるとする解析的研究⁶⁻²⁾と合致する。したがって、最大負荷の算出にあたってはこの点を十分に考慮しなくてはならない。また、算出された最大負荷に対して、ポンプ車の限界理論吐出圧力の80%より低くすることが望ましい。

シリカフューム、フライアッシュ、高炉スラグ、石灰石微粉末などの混和材を使用した高強度コンクリートの場合、単位結合材量や水結合材比の違いによる、理論吐出量と水平圧力損失には、セメント単味のコンクリートほど明確な関係は見られない^{6-1), 6-3), 6-4)}。したがって、図-6.1と図-6.2により、水平管1mあたりの管内圧力損失の目安ができるものの必要に応じて試験によって定めることが望ましい。コンクリートの種類の違いによる影響を表すためには、コンクリートの粘性を表す指標(たとえば、回転粘度計による見かけの塑性粘度、50cmフロー到達時間、V漏斗流下時間、逆さスランプ流下時間など)で評価する手法も提案されている(たとえば、文献6-3)。

表-6.1 理論吐出量、実吐出量の関係

理論吐出量 (m ³ /h)	実吐出量 (m ³ /h)	容積効率
32.5	29	0.9
57.6	46	0.8

注) 5B管において約50m水平圧送した場合の結果

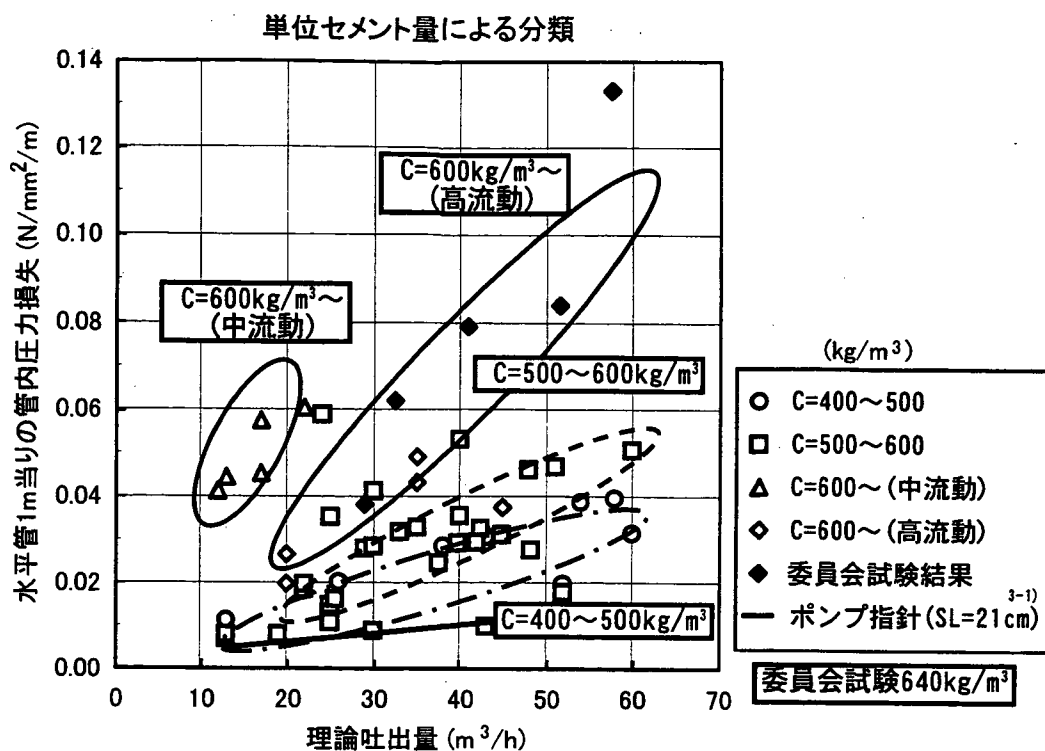


図-6.1 理論吐出量と水平圧力損失との関係(その1)

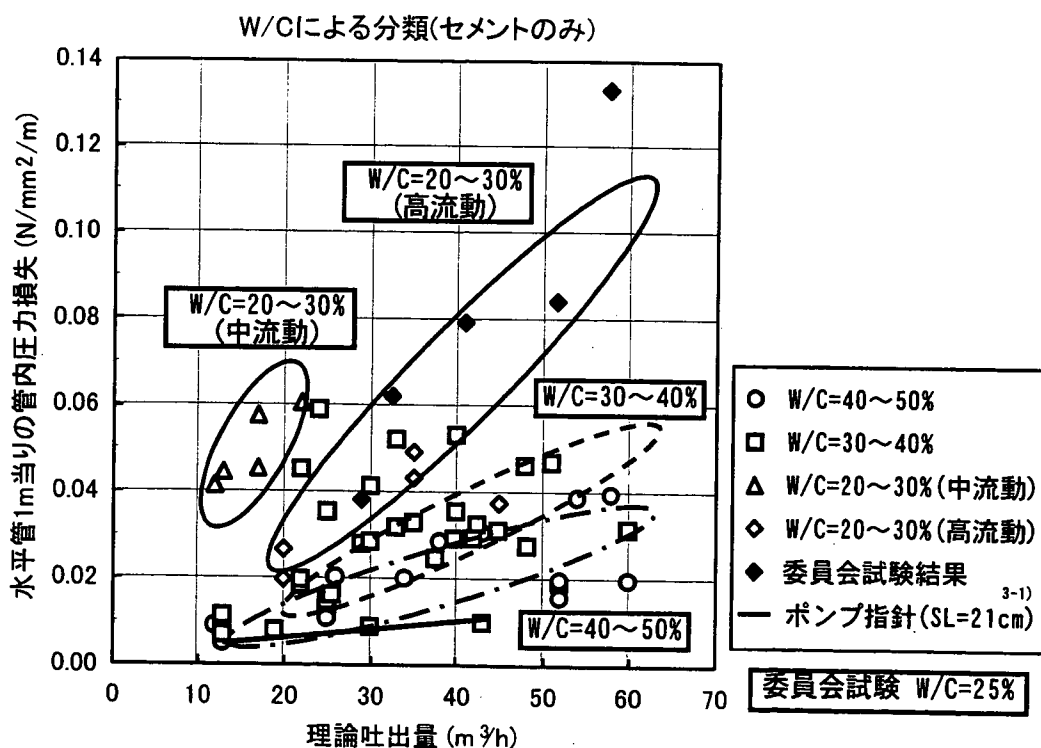


図-6.2 理論吐出量と水平圧力損失との関係(その2)

注) 図-6.1, 6.2の中流動はスランプ21~25cm, 高流動はスランプフロー50~65cm

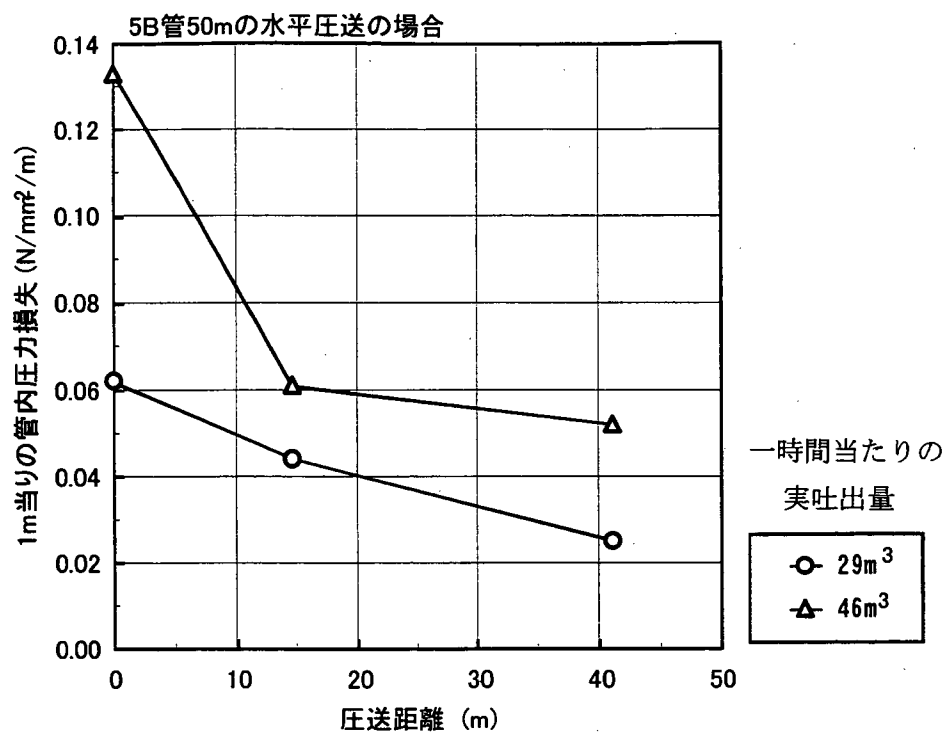


図-6.3 ピストン前面圧を考慮した圧送距離と水平管の管内圧力損失の関係

6. 3 打込み

- (1) 高強度コンクリートの打込みは、打込み計画にしたがって行わなければならない。一区画内のコンクリートは、打込みが完了するまで連続して打ち込まなければならない。コンクリート打込みの一層の高さは、締固め能力を考慮してこれを定めなければならない。
- (2) 高強度コンクリートを2層以上に分けて打ち込む場合、上層のコンクリートの打込みは下層のコンクリートが固まり始める前に行い、上層と下層が一体となるように入念に施工しなければならない。
- (3) 高強度コンクリートの締固めには、内部振動機を用いることを原則とし、薄いウェブなど内部振動機の使用が困難な場所には外部振動機を使用してよい。使用する振動機は、工事に適したものでなければならない。
- (4) 高流動高強度コンクリートの場合、自己充填性があるために振動締固めを必要としないが、表面気泡を低減させる目的で振動機、たたき等を補助的に使用してよい。
- (5) 打込みにあたっては、材料分離やコールドジョイントなどが発生しないように連続して打ち込み、締め固めなくてはならない。

【解 説】

- (1)コンクリートの打継目は構造物の弱点となりやすいので、あらかじめ定められた作業区画内は、打ち終わるまで、連続してコンクリートを打たなければならない。コンクリート打込みの1層の高さは、使用する振動機の性能などを考慮して、40~50 cm以下とするのがよい。
- (2)コンクリートの打込みの際、下層のコンクリートが固まり始めている場合に、そのまま上層コンクリートを打ち込むとコールドジョイントができるおそれがある。これを防ぐために、コンクリートの種類および品質、練混ぜから打込み終了までの経過時間、コンクリートの温度、締固め方法等の影響を考慮して、打継ぎの時間間隔を設定して管理しなければならない。
- (3)コンクリート用振動機には多くの種類があり、性能もそれぞれ異なるので、高強度コンクリートのフレッシュ性状を考慮して、工事に適した振動機を使用することが肝要である。高い流動性と分離抵抗性を有する、自己充填性の高流動・高強度コンクリートの場合でも、構造物の形状・寸法、配筋状況等によっては部分的に締固めが必要な場合もあるので、その使用にあたっては十分な注意や工夫が必要である。
- (4)高流動コンクリートは、通常のコンクリートに比べて粘性が高く、また振動締固めを行わないため、打込み時に巻き込んだ空気が抜けにくい傾向にある。脱型後の表面気泡を低減させて美観性を向上させる必要がある場合には、振動機やたたきを補助的に使用する。ここで、あまり過振動を与えると材料分離を生じる場合もあるので注意が必要である。
- (5)コンクリートの許容打継ぎ時間は、セメントの種類、混和剤の種類および使用量、コンクリート温度、外気温などにより異なる。特に高性能AE減水剤の種類や添加量により、凝結時間が長くなる場合もある。したがって、これらのことを考慮した施工計画を立て管理しなくてはならない。

【参考文献】

- 6-1)土木学会：コンクリートのポンプ施工指針(コンクリートライブラリ-100), p.p.14, 2000.1
- 6-2) 谷川恭雄 他：フレッシュコンクリートのポンプ圧送性に関する解析的考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14, No1, p.p.421～p.p.426, 1992
- 6-3) 和見廣喜 他：高強度コンクリートのポンプ圧送性に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第466号，p.p.11-20, 1994.12
- 6-4)谷口秀明 他：高流動コンクリートの管内圧力抵抗に関する研究，コンクリート工学論文集，第10巻第1号，p.p.25～p.p.39, 1999.1

7 章 仕上げおよび養生

7. 1 総 則

- (1) 高強度コンクリートの表面は、所定の形状寸法および表面状態が得られるように仕上げなければならない。
- (2) 高強度コンクリートは、打込み後の一定期間、特に初期養生において硬化に必要な温度および湿度に保ち、有害な作用を受けないようにしなければならない。

【解 説】

- (1) コンクリート表面の仕上げは、外観を美しくする意匠的效果のみならず、構造物の耐久性、水密性等の基本的な性能を確保するうえで重要である。
- (2) 高強度コンクリートは、一般のコンクリートに比べて、湿潤養生、特に初期の湿潤養生の良否がコンクリートの品質に大きな影響を与えるので、養生に対する十分な配慮が必要である。

7. 2 表面仕上げ

高強度コンクリートの表面仕上げは、適切な時期に行わなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートは水セメント比が小さく、ブリーディングが少ない傾向があるため、仕上げ作業が困難となりがちである。そこで、高温、強風、低湿度、直射日光の影響をできるだけ避けられるよう、打込み、締固めおよび仕上げに必要な人員、使用機器、養生材料をあらかじめ準備し、表面仕上げの時期を逸しないように注意しなければならない。表面仕上げの適切な時期を逸すると、所定の高さおよび形にならずことや、ほうき目を入れることが困難になるなどの不具合が生じるため、注意が必要である。また、仕上げ面に霧状に散水を行い、ならし作業を行う事例もある。

7. 3 養 生

- (1) コンクリートの養生にあたっては、養生期間中、直射日光や風等による水分の逸散を防ぐことはもちろん、コンクリートの露出面を常に湿潤状態に保たなければならない。
- (2) 温度ひび割れ制御が計画通り行えるよう、コンクリートの温度を適切に制御しなければならない。

【解 説】

- (1) 高強度コンクリートは、初期材齢における自己収縮の影響がきわめて大きい。また、プラスチック収縮ひび割れが発生しやすくなる。したがって、コンクリート表面の水分の逸散を防ぐばかりではなく、積極的な湿潤養生を行うことが望ましい。湿潤養生は、仕上げ面だけでなく、型枠に接している面に対しても、

水分の逸散を少なくするため、シートなどで日よけや風よけを設けておくことが望ましい。また、初期養生温度が高くなると長期材齢での強度が低くなる傾向があるので、打込み温度とともに初期養生温度が高くなるように注意する必要がある。

高強度コンクリートの養生期間は、試験によって定めることを原則とする。一般にコンクリートの強度増進のためには、できるだけ長く湿潤状態に保つのがよい。高強度コンクリートは、強度発現の面からも、初期養生が重要であるため、できるだけ長く湿潤状態に保つことが望ましい。

また、コンクリートの配合や構造物の種類、位置、構造物がさらされる気象条件、工事期間、施工方法等により必要とされる養生期間は異なることから、あらかじめ施工条件を十分検討し、試験によって養生期間を決めることを原則とした。なお、スラブ、はり等の型枠を取りはずす時期を判定するには、構造物と同じ状態で養生したコンクリート供試体の圧縮強度によって行うとよい。

(2) 高強度コンクリートの養生では、通常のコンクリートに必要とされている条件に加えて、温度ひび割れを制御するための適切な処置を講ずる必要がある。すなわち、コンクリート部材内外の温度差が大きくならないよう、また、部材全体の温度降下速度が大きくならないよう、コンクリート温度をできるだけ緩やかに外気温に近づける配慮が必要であり、必要に応じてコンクリートの表面を断熱性の良い材料（スチロール、シートなど）で覆う保温、保護などの処置をとるのがよい。

8章 レディーミクストコンクリート

8. 1 総 則

高強度コンクリートをレディーミクストコンクリートとして発注し使用する場合は、このマニュアルによるほか、原則としてJIS A 5308に準拠することとする。

【解 説】

高強度コンクリートの製造は、設備、運営、材料等が適切に管理されている工場で行うこととし、JISマーク表示許可工場あるいはこれと同等以上の製造設備や管理体制の下で行う。また、工場での製造管理は、原則として高強度コンクリートを製造した経験のある技術者が行うものとする。

高強度コンクリートの製造に際しては、一般のコンクリートと比べてより綿密な製造管理が必要である。そのため、製造管理は、高強度コンクリートを製造した経験のあるコンクリート主任技士、コンクリート技士、あるいは、これらと同等以上の知識経験を有する技術者が行うことが基本である。したがって、高強度コンクリートを製造した経験のある技術者が常駐していない場合には、製造プラントの専任技術者が所要の品質の高強度コンクリートを安定的に製造できるようになるまで、高強度コンクリートを製造した経験のある技術者が製造法ならびに管理方法を指導するのが一般的である。

なお、このマニュアルでは、JISマーク表示許可工場、あるいは、これと同等以上の製造設備や管理体制の下で製造する場合を対象とする。

8. 2 工場の選定

高強度コンクリートを製造するレディーミクストコンクリート工場は、要求される性能の高強度コンクリートを問題なく製造および出荷する能力のある工場から選定する。

【解 説】

高強度コンクリートを製造するレディーミクストコンクリート工場の選定は、特に、製造設備、運搬時間、コンクリートの出荷能力、品質管理状況等を考慮して行う。

①製造設備

高強度コンクリートの製造に必要な高性能AE減水剤あるいは高性能減水剤およびフライアッシュ、石灰石微粉末等の混和材料が適切な状態で貯蔵・計量できる工場を選定する。また、高強度コンクリートは、通常のコンクリートと比べて粘性が高い傾向にあるため、単位セメント量の多いコンクリートを均質に練り混ぜることが重要である。水平二軸ミキサなど十分な攪拌性能を持つミキサを用いることが望ましい

②現場までの運搬時間

高強度コンクリートの施工に際しては、練上がりから打込み終了までの間、所要の流動性などを保持していることが重要である。これらの性能は、配合選定の段階で確認し、所要の品質保持性能を付与した配合を

選定するのが基本である。しかし、施工時の不測の事態により運搬時間、待機時間および打込み時間等が計画より長くなると所要の品質を確保できなくなる可能性が大きくなること、運搬時間が長いと荷卸し時の品質試験結果を製造管理に反映するのが遅くなること等の理由により、打込み現場までの運搬時間ができるだけ短いレディーミクストコンクリート工場を選定するのがよい。

③コンクリートの出荷能力

コンクリートの製造・出荷能力が施工上の要求を満足できることを確認する。もし、1つの工場で所要の製造・出荷能力が満たされない場合は、複数の工場から同時に供給するような体制も検討する必要がある。

④品質管理状態

骨材の表面水率や粒度分布の変動ができるだけ小さくなるような貯蔵方法、管理方法としている工場を選定することが望ましい。また、コンクリート練混ぜ中のミキサ負荷値をモニターできるような計器を有していることや、計量印字記録が出力できるような設備を有している工場とすることが望ましい。

8. 3 品質についての指定

高強度コンクリートをレディーミクストコンクリートとして発注する場合には、JIS A 5308に準じて、レディーミクストコンクリートの種類と指定事項を指定しなければならない。

【解 説】

JIS A 5308に準じて、粗骨材の最大寸法とスランプを定めるとともに、設計基準強度を考慮して呼び強度を定める。必要に応じ次の事項について、生産者と協議のうえ、適宜その内容を指定するものとする。

(1)高性能減水剤または高性能AE減水剤の種類

(2)セメントの種類

(3)骨材の種類

(4)粗骨材の最大寸法

(5)骨材のアルカリシリカ反応性による区分、区分Bの骨材を使用する場合は、アルカリ骨材反応の抑制方法

(6)混和材料の種類および使用量

(7)JIS A 5308, 3.2に定める塩化物含有量の限度と異なる場合はその上限値

(8)呼び強度を保証する材齢

(9)空気量

(10)コンクリートの最高または最低の温度

(11)水セメント比の上限値（水結合材比の上限値）

(12)単位水量の上限値

(13)単位セメント量の下限值または上限値

(14)その他の必要事項

8. 4 受入れ

- (1) レディーミクストコンクリートの受入れは、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年度版)」によるものとする。
- (2) 強度，スランプ，空気量の受入れ検査はJIS A 5308によるものとする。

【解 説】

- (1) コンクリートの受入れ準備，生産者との連絡，レディーミクストコンクリートの荷卸し場所および注意事項については、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年度版)」の規定によることとした。
- (2) スランプ試験に替えてスランプフロー試験を行う場合は，JSCE-F503に準拠して行うものとする。

9 章 製造管理および施工管理

9. 1 総 則

- (1) 高強度コンクリートの製造および管理は、高強度コンクリートが所要の品質が得られるよう、適切に製造計画を立案し、計画に則った製造が行われるよう管理を適切に行わなければならない。
- (2) 高強度コンクリートの施工および管理は、構造体としての所定の品質が得られるよう、適切な施工計画を立案し、施工計画に則った施工が行われるよう管理を適切に行わなければならない。

【解 説】

- (1)高強度コンクリートは、通常のコンクリートと比較して、配合が相違するばかりでなく、特にフレッシュコンクリートの性状や硬化時の性状が相違する。そのため、高強度コンクリートの製造には、所要のフレッシュコンクリートの品質が得られるように、設備の整ったプラントにおいて計量、練混ぜ等の工程が適切に行われなければならない。また、期待された高強度コンクリートの特性が実現できるよう適切な品質管理が行われなければならない。製造の一般的事項は、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年度版)」によるが、高強度コンクリートについて特に留意が必要と思われる項目について本マニュアルに記載した。
- (2)高強度コンクリートの製造から打込み完了後の養生までの施工に関しては、高強度コンクリート特有の留意点が多くある。高強度コンクリートが構造体として要求される機能、強度、耐久性等の所要の品質を確保するためには、それらの留意点を十分に考慮した適切な施工計画を立案しなければならない。また、その施工計画に則って施工が順調に行われるよう管理されなければならない。施工の一般的事項は、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年度版)」によるが、高強度コンクリートについて特に留意が必要と思われる項目について本マニュアルに記載した。

9. 2 製造時の品質管理

9. 2. 1 骨材の品質管理

- (1) 骨材は、表面水率の変動ができるだけ小さくなるよう、適切な品質管理を行わなければならない。
- (2) 骨材の粒度分布の変動が、高強度コンクリートの品質に影響を及ぼさないよう、適切な品質管理を行わなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートのフレッシュ性状は、骨材の表面水率および粒度分布の変動の影響を受けやすい。よって、高強度コンクリート製造時に骨材の品質試験を行い、その試験結果に基づいて、適時、骨材の品質変動に対する現場配合の修正を行わなければならない。なお、骨材の表面水率の補正は迅速に行えるよう、表面水率の測定頻度を多くするのがよい。

9. 2. 2 製造工程における品質管理

高強度コンクリートが所要の品質が得られるよう、製造工程において適切な品質管理を行わなければならない。

【解 説】

セメントの水和熱によるコンクリートの最高温度は、フレッシュコンクリートの温度が高いほど高くなることから、単位セメント量が多く水和発熱の大きい高強度コンクリートにおいては、特に、予め計画したコンクリート温度以下となるよう、コンクリートの製造時において材料の取扱い、練混ぜなどに特別な配慮を払い、これを管理する必要がある。マスコンクリートとなる場合の温度制御方法は、水、骨材等の材料をあらかじめ冷却するプレクーリングなどがある。プレクーリングの方法を図-9.1に示す。

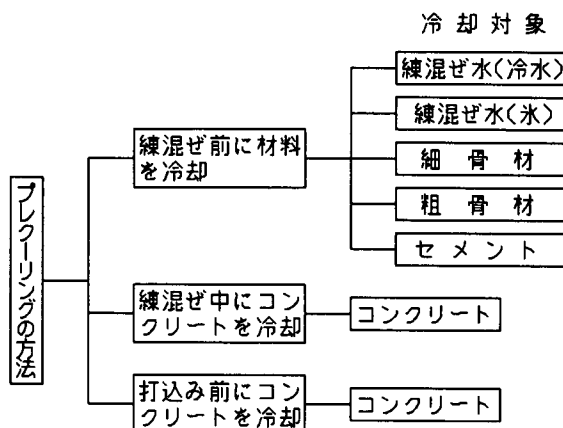


図-9.1 プレクーリングの方法

9. 3 施工時の品質管理

9. 3. 1 フレッシュコンクリートの品質管理

高強度コンクリートが所要の品質が得られるよう、フレッシュコンクリートの品質管理は、適切に行わなければならない。

【解 説】

フレッシュコンクリートは、予め計画したコンクリート温度以下となるよう、打込み時においてこれを管理する必要がある。また、打込みおよび締固めなどの作業に適するワーカビリティを有するよう、これを管理する必要がある。

高強度コンクリートの施工が長期間にわたる場合や試験練り時期と施工時期が異なる場合は、外気温やコンクリート温度の変化が、高性能AE減水剤あるいはAE減水剤の減水性能などに及ぼす影響が大きいため、注意が必要である。また、高性能AE減水剤、AE減水剤を用いたコンクリートは、混和剤の種類、使用材料、単位セメント量およびコンクリート温度などにより、スランプなどの経時変化が異なるため注意が必要

である。なお、スランプの経時変化と各種要因との関係については「高性能AE減水剤を用いたコンクリートの施工指針(案)」に記述されているので参考にするのがよい。

9. 3. 2 運搬、打込みおよび養生の品質管理

高強度コンクリートが所要の品質が得られるよう、運搬、打込みおよび養生の品質管理は、適切に行わなければならない。

【解 説】

フレッシュコンクリートは、予め計画したコンクリート温度以下となるよう、運搬、打込みおよび養生においてこれを管理する必要がある。運搬中の練り混ぜたコンクリートの温度上昇量を考慮し、打込み時のコンクリート温度を適切に管理するとともに、コールドジョイントの発生を防ぐため、適切な運搬計画を立てる必要がある。また、養生においては、高強度コンクリートの発熱を考慮した適切な養生計画を立てる必要がある。

9. 4 検 査

9. 4. 1 総 則

製造および施工された高強度コンクリートが設定された性能を満足していることを、適切な時期に適切な方法で、検査しなければならない。

【解 説】

照査の段階で、設定された性能を満足していても、一般に、材料のばらつきや製造時のばらつき、運搬時の品質変化などにより、施工時のコンクリートの性能は変化する。したがって、製造および施工されるコンクリートの品質が設定された性能を満足していることを適切な時期に適切な方法で検査する必要がある。

9. 4. 2 フレッシュコンクリートの検査

- (1) フレッシュコンクリートの検査は、荷卸し時に行うことを原則とするが、打込み時に所要の性能が得られるよう、荷卸し時から打込み時までの品質の変化を考慮しなければならない。
- (2) 高強度コンクリートは空気量に敏感な性状を示すため、空気量は、適切な時期に適切な方法で、検査しなければならない。

【解 説】

(1) フレッシュコンクリートは、打込み時において所要の性能を有していなければならない。したがって、荷卸し時から打込み時までの間に、気温の変化や運搬時間およびポンプ圧送等の現場内運搬などの影響により、フレッシュコンクリートに生じる性能の変化を考慮した上で、フレッシュコンクリートの荷卸し時の検

査を行う必要がある。

(2) 高強度コンクリートは空気量の変動により、圧縮強度や施工性が変化しやすいため、空気量の変動には注意が必要である。

9. 4. 3 硬化コンクリートの検査

高強度コンクリートの圧縮強度試験は、適切な方法で行わなければならない。

【解 説】

高強度コンクリートでは、コンクリート供試体の上面仕上げ方法に依存して、得られる圧縮強度が相違する。したがって、供試体の上面は、良好な研磨機を使用して細心の注意をもって研磨し、供試体の軸に垂直な平面に仕上げるのが望ましい。キャッピングによる場合は、供試体の強度に見合うだけの高強度の材料を用い、その厚さをできるだけ薄くする必要がある。

9. 4. 4 その他の性能の検査

その他の性能の検査は、「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年版)」に従い、行わなければならない。

【解 説】

その他の性能の検査は、適切な時期および適切な方法でこれを検査するものとする。その時期および方法などは「コンクリート標準示方書(施工編：平成8年版)」に従うものとする。

参 考 資 料

1. 高強度コンクリートを用いたPC道路橋の最近の国内事例

わが国のPC道路橋に高強度コンクリートを活用した最近の実施例を表-1に示し、その概略を以下に述べる。本報告書は「現場打ち高強度コンクリート施工指針(案)」であることから、本来であれば、現場打ち高強度コンクリートを用いた構造物の施工例を示すべきところである。しかし、高強度コンクリートを構造物へ適用した事例は、プレキャスト部材に多く、現場打ち部材に適用した事例はほとんどないのが現状である。このことから、本報告書では、プレテンション部材を含めた設計基準強度 60N/mm^2 以上のPC道路橋の事例を示すこととした。なお、1992年には、設計基準強度 70N/mm^2 の高強度コンクリートを用いたプレテンションPC橋桁としてのJIS A 5319(軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋桁)が制定され、農道橋などに多数施工されていることを付記しておきたい。(H12.3月現在)

(1) 青森ベイブリッジの主塔¹⁻¹⁾

本橋は1992年に完成した3径間連続PC斜張橋(主桁部:128+240+128m)である。主桁構造は自重低減および美観を考慮するために、設計基準強度 60N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた逆Y字形とするスレンダな形状とした(図-1)。打込みは主塔(最上部は地上から約80mの高さ)を19ロットに分割して、すべてポンプ圧送によって行った。コンクリートは単位水量 135kg/m^3 (W/C=31~35%)でセメント種類を普通ポルトランドセメントとし、所要のワーカビリティ(スランプ目標値:15~19cm, スランプフローの管理目標値:40~55cm)を確保するために高性能AE減水剤を使用した。

実施工のコンクリート配合は表-2に示す通りで、2種類の高性能AE減水剤を使用した。また、所要の品質が得られるように、施工時期や圧送高さによって多少配合修正を行いながら施工した。コンクリートの締固めは高周波棒状バイブレーターを使用して行った。高強度コンクリートは粘性が高いために、コンクリート打込み時などに空気を巻き込みやすく、これによって表面気泡が発生しやすくなる。このため、普通強度コンクリートよりも十分な締固め作業が必要となる。

高強度コンクリートのポンプ圧送に関しては、試験施工によりその可能性を確認した。実施工では地上約80mの主塔最上部で理論吐出圧力は 5N/mm^2 程度であった。なお、主塔最上部圧送時の実吐出量は $20\text{m}^3/\text{h}$ 程度であった。また、管内圧力と水平管損失、および垂直管損失との間には正の相関が認められた。垂直管損失は普通強度コンクリートと類似の傾向を示すが、水平管損失は普通強度コンクリートに比べて最大3倍程度大きくなる。

実施工の圧縮強度試験結果は表-2の配合1では28日強度の平均値は 79.6N/mm^2 、配合3では 74.1N/mm^2 であった。変動係数は4%程度に収まっており、設計基準強度 60N/mm^2 に対して十分余裕のある値となっている。

(2) 大芝大橋¹⁻²⁾

本橋は3径間連続PC斜張橋(主橋部:98.9+210.0+98.9m)である。主桁形状は主桁自重、斜材重量の軽減や、耐震性、施工性の向上などを目的として、桁高1.0mの超スレンダーなエッジ桁形状とした(図-2)。圧縮応力度に対処するため、主桁部には設計基準強度60N/mm²を使用した。また、コンクリートの品質向上、施工の合理化等のために、主桁をプレキャストセグメントとして製作した。

主桁プレキャストセグメントに用いたコンクリートの示方配合は表-2に示す通りであり、セメントの種類を早強ポルトランドセメントとし、高性能AE減水剤を使用してスランプフローの目標値を40~55cmとした。

主桁セグメントは1セグメントが約30m³程度である。打込みは門型クレーンを使用してバケットを用いて、ウェブ、横桁、床版の順に一括で行った。コンクリートの締固めは棒状バイブレーターを用いて行った。なお、主桁セグメントは、すべてレディミクストコンクリートを使用して7日/1セグメントの工程で製作した。

(3) 岡部川橋¹⁻³⁾

本橋は2径間連続PCコンボ橋であり、主桁はプレキャストセグメント工法により製作し、床版は型枠兼用のプレキャストPC版を使用してPC合成床版とするなど、極力現場作業を軽減した合理化コスト削減橋梁である(図-3)。

本橋は桁高制限を満足させるために、桁高1.75mで、支間の1/19.6となることから、設計基準強度60N/mm²の高強度コンクリートを使用した。これにより、軽量化も可能となった。主桁は3分割したプレキャストセグメントT桁橋としてPC桁製作工場にて製作した。コンクリートの打込みはバケットを使用して行った。

(4) 菅野側道橋¹⁻⁴⁾

本橋は、中国地建の設計基準強度80N/mm²高強度コンクリート試験フィールド制度として施工されたPC床版橋である(図-4)。高強度コンクリートの採用により、従来の設計基準強度50N/mm²のコンクリートでは桁高50cm必要であったが36cmの断面へと縮小が可能となり、死荷重の減少、下部構造への負担の低減が図れた設計となった。

主桁コンクリートの配合は表-2に示す通りで、ワーカビリティを良くするために、スランプフローを45±5cmとなるようにした。コンクリートの打込みはPC製作工場において、バケットを使用して行った。打込みは充填性に優れたものであったが、粘性が高いため、気泡低減を図るために振動締固めを併用した。

実橋の各主桁に対する各材齢における試験結果を表-3に示す。打込みごとのスランプフローおよび圧縮強度・ヤング係数に大きな変動はなく、工場製作における高強度コンクリートの品質管理が十分に行えたものであるといえる。コンクリートの圧縮強度とヤング係数との関係を図-5に示す。

(5) 天建寺橋¹⁻⁵⁾

本橋は3径間連続PC斜張橋(102.7+219.0+102.7m)であり、作業の省力化と工期短縮のため、プレキャストセ

グメント工法が採用された。

主桁は桁高2.3mの3室箱桁断面で、設計基準強度 60N/mm^2 の高強度コンクリートを採用することにより、極力部材重量の低減を図っている(図-6)。主桁は合計130セグメントで構成され、各セグメントの重量は約90tfとなるようにセグメント長を調整した。

主桁コンクリートの示方配合は表-2に示す通りで、スランプフローを $55\pm 7.5\text{cm}$ とした高強度・高流動コンクリートである。コンクリートの打込みはポンプ圧送にて行い、棒状バイブレータを部分的に使用した。

(6) 宮川橋

本橋は菅野側道橋と同じく岡山国道工事事務所管内において、施工された設計基準強度 80N/mm^2 のホロースラブ橋桁である(図-7)。高強度コンクリートを採用した理由は、道路工事との関係で桁高制限があるために、桁高を $H=80\text{cm}$ から $H=60\text{cm}$ に縮小する必要性からである。

主桁コンクリートの配合は表-2に示す通りで、スランプフローを $45\pm 5\text{cm}$ とした配合であった。試験練りのコンクリート強度は、蒸気養生後 $\sigma_1=63.5\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_{28}=89.5\text{N/mm}^2$ となって、十分満足な結果が得られた。コンクリートの打込みはバケットを使用して行い、気泡低減を図るために振動締固めを併用した。

(7) 甲塚こ道橋

本橋は東北地建の高強度コンクリート利用技術の試験フィールド制度として施工されたものである(図-8)。工費とたわみ等の比較検討により、主桁桁高 $H=1.0\text{m}$ でコンクリートに設計基準強度 80N/mm^2 の高強度コンクリートを採用した。主桁はP C鋼材(SWPR7BN 15.2mm)を28本配置したT桁断面とした。主桁の製作はPC製作工場にて行った。

(8) 木曽川橋、揖斐川橋¹⁻⁶⁾

第2名神高速道路が横過する木曽三川(木曽川、揖斐川)の河口部において、プレキャストセグメント工法によるPC・鋼複合エクストラドーズド箱桁橋(図-9)が採用された。この形式は工期(渇水期内施工)、経済性、船舶航行安全、環境問題などを考慮して選定された。

主桁コンクリートは、部材の軽量化や工事費の削減を図るため、設計基準強度 60N/mm^2 の高強度コンクリートを採用した。1セグメントの重量は300～400tonとなる。コンクリートの配合は表-2に示す通りで、実物大打込み試験により、ポンプ圧送性等を考慮してスランプを $20\pm 2.5\text{cm}$ として設定した。コンクリートの打込みには棒状バイブレータを使用した。

(9) 榛名南麓10号橋

本橋は群馬県高崎土地改良事務所管内の設計基準強度 60N/mm^2 の4径間連続PC箱桁橋($41.6+48.0+48.0+41.6\text{m}$)である。主桁は桁高3.2mの一室箱桁である(図-10)。架設方法は反力集中方式押出し工法を採用している。高強度コンクリートを採用した理由は、橋脚高さが最大で43mとなり、押出し中に下部工の負担が大きくなることから、主桁重量の低減を図るためである。コンクリートの打込みは、長いブーム付き超高压ポンプ車

(最大吐出圧11.9N/mm²)を使用して直接行う(配管は行わない)。また、レディーミクストコンクリート工場から現場までの運搬時間は15～20分である。このことから、本橋の配合は高流動コンクリートとしなくても十分に施工が可能であることから、表-2の配合表に示すスランプ20±2.5cmとしている。また、1施工区間の施工日数は約10日、1施工区間(約12m)の打込み量は約100m³を予定している。試験練り時の圧縮強度(標準養生)は、 $\sigma_1=19.7\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_3=59.2\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_7=70.0\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_{28}=79.0\text{N/mm}^2$ となり、設計基準強度60N/mm²に対して十分満足な値となった。

表-1 最近の高強度コンクリートを活用したPC道路橋

橋 梁 名	スパン(m)	形 式	設計基準 強度(N/mm ²)	完成年	打込み 方法
青森ベイブリッジ	240	PC斜張橋(主塔)	60	1992	ポンプ
大芝大橋	210	PC斜張橋	60**	1997	バケット
岡部川橋	34.4	2径間PCコンボ橋	60*	1998	バケット
菅野側道橋	13.9	PC床版橋	80*	1998	バケット
天建寺橋	219	PC斜張橋	60**	1999	ポンプ
宮川橋	19.5	PC床版橋	80*	1999	バケット
甲塚こ道橋	22.92	PC T桁橋	80*	1999	バケット
木曽川橋	275	PC・鋼複合橋	60**	2001(予定)	ポンプ
揖斐川橋	271.5	PC・鋼複合橋	60**	2001(予定)	ポンプ
榛名南麓10号橋	48	PC連続箱桁橋	60	2001(予定)	ポンプ

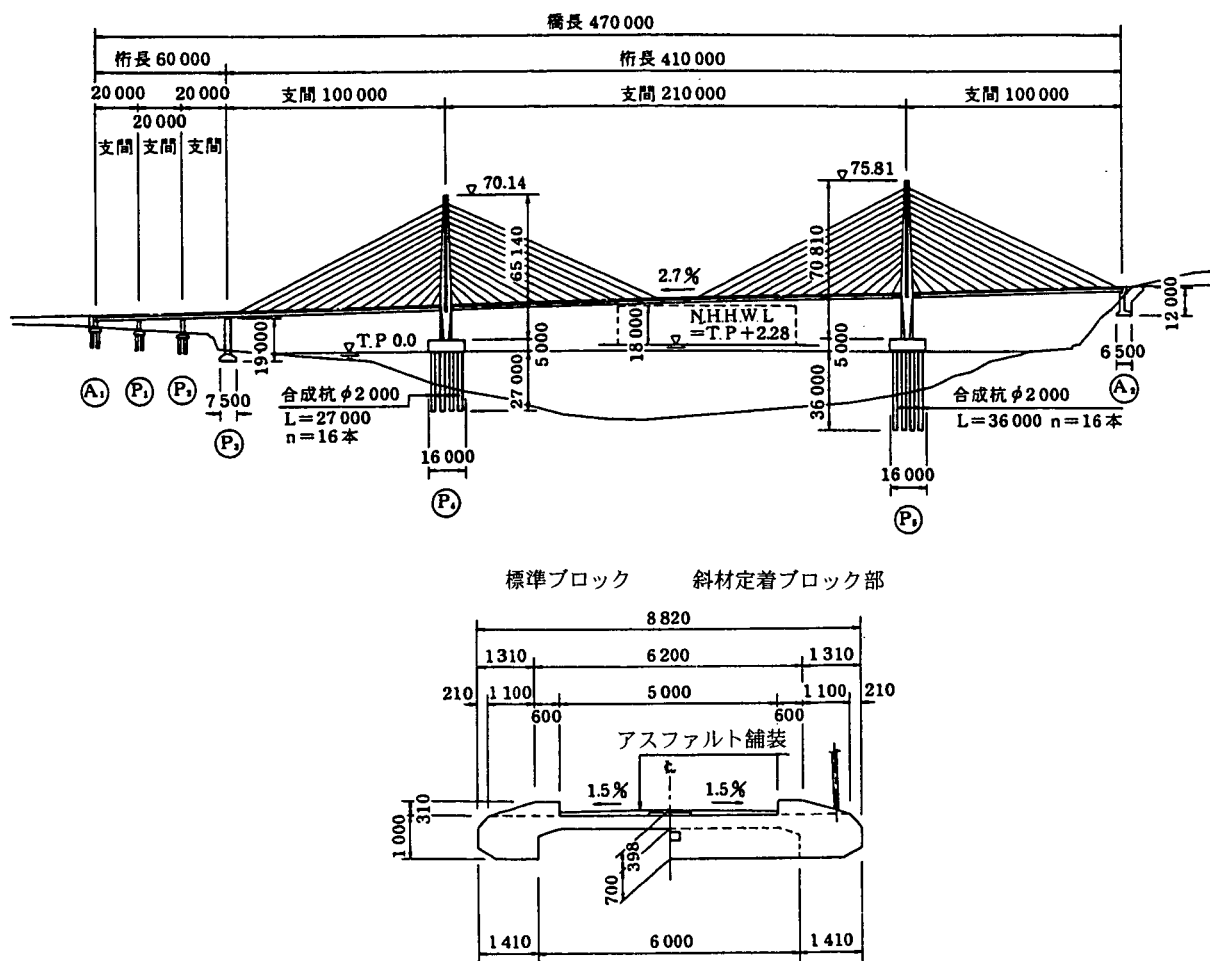
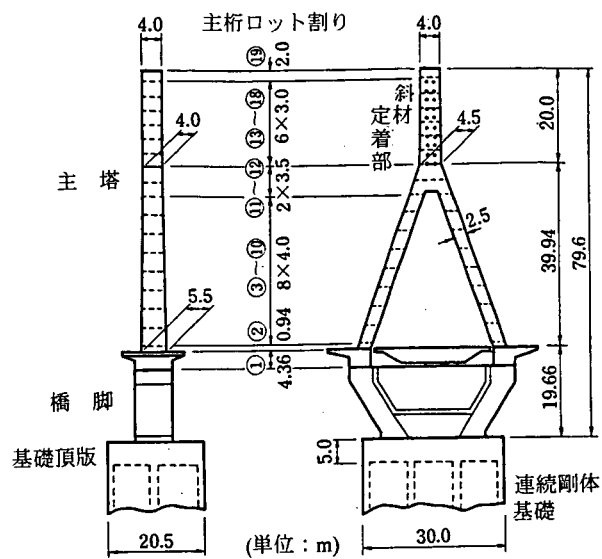
注) *印はプレキャストプレテン桁

**印はプレキャストセグメント

表-2 最近の高強度コンクリート実施例の示方配合

工 事 名	設計 基準 強度 (N/mm ²)	粗骨材 最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	スランプ 70-の 範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水 セメント比 (W/C) (%)	細骨 材率 (s/a) (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤 C*(%)
								W	C	S	G	SP
青森ベイブリッジ	① 60	25	—	40～55	4.5±2	31.4	39.0	135	N 430	603	1105	2.2～2.5
	② 60	25	—	40～55	4.5±2	33.8	39.9	135	N 400	718	1105	2.6～2.9
	③ 60	25	—	40～55	4.5±2	35.0	40.3	135	N 386	729	1105	2.3～2.8
大芝大橋	60	20	—	40～55	3±1	29.0	45.5	150	H 517	759	935	2.4
菅野側道橋	80	20	—	45±5	2±1	27.0	46.0	150	H 556	775	916	1.6
天建寺橋	60	20	—	55±7.5	4.5±1.5	30.0	45.0	175	H 583	706	938	1.4
宮川橋	80	20	—	45±5	2±1	26.4	41.0	156	H 592	685	982	1.1
木曽三川橋	60	20	20±2.5	—	4.5±1.5	32.0	42.0	163	H 509	681	971	1.2
甲塚こ道橋	80	20	—	—	2±1	28.3	39.3	155	H 548	657	1042	1.5
榛名南麓10号橋	60	25	20±2.5	—	4.5±1.5	32.0	43.5	165	H 516	710	952	1.25

セメントにおいてNは普通ポルトランドセメント、Hは早強ポルトランドセメントを示す



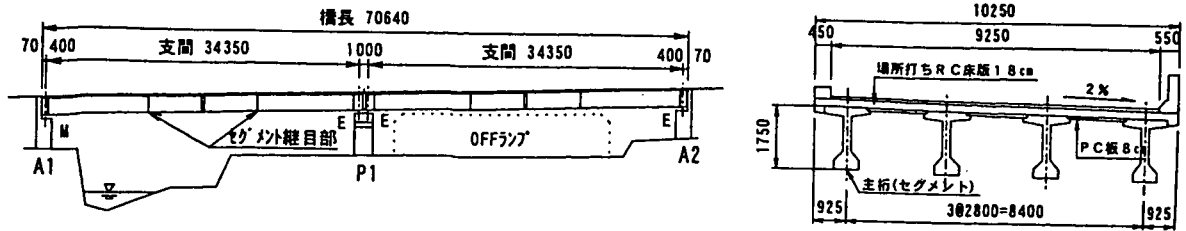
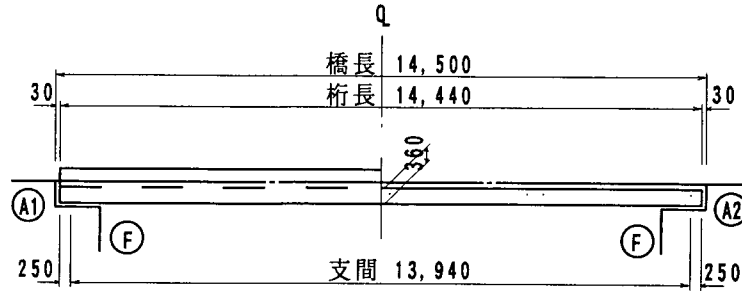
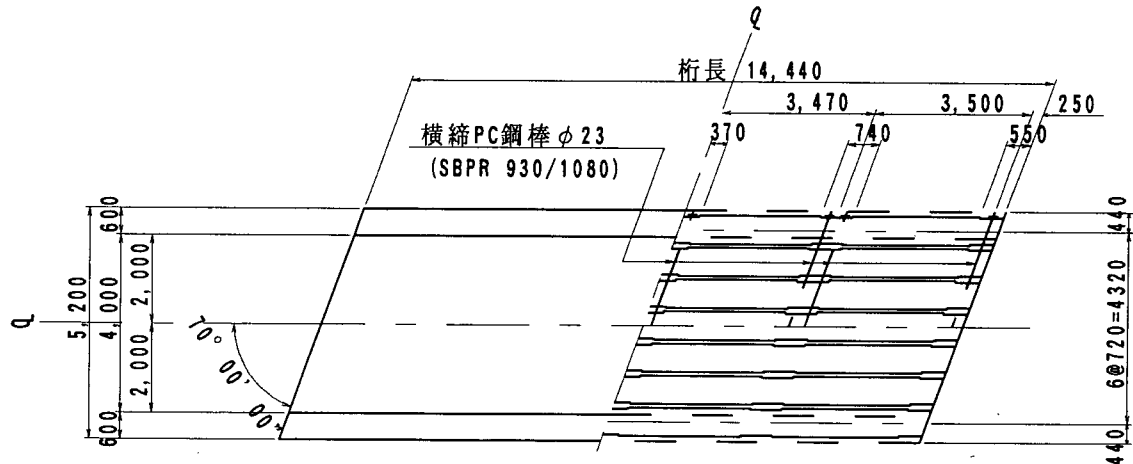


図-3 岡部川橋 一般形状図

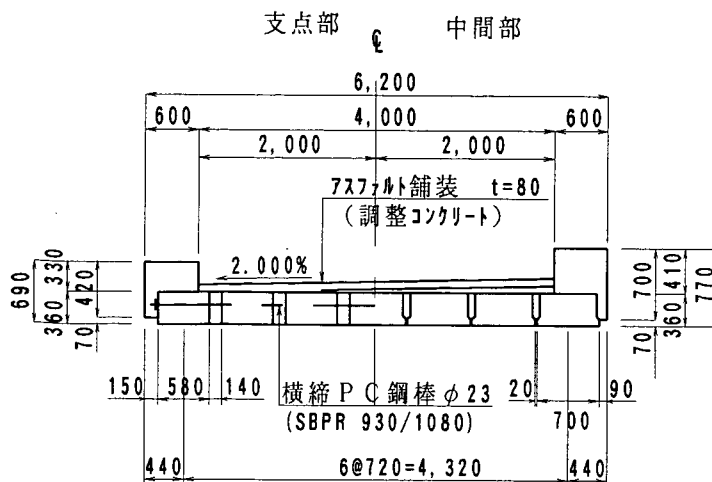
側面図



平面図



断面図



主桁形状図

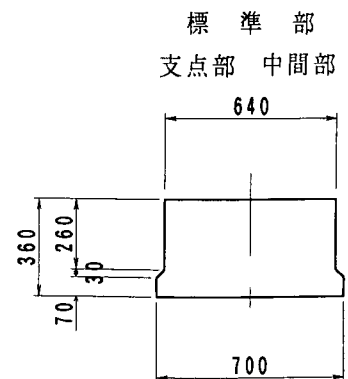


図-4 菅野側道橋 一般図

表-3 菅野側道橋 製作桁のフレッシュコンクリート性状
および強度試験結果一覧表

単位 (N/mm²)

製作 月 日	スパン 70- (cm)	空 気 量 (%)	材 齢 1 日				材 齢 7 日				材 齢 28 日			
			上:圧縮強度				上:圧縮強度				上:圧縮強度			
			下:ヤング係数×10 ⁴				下:ヤング係数×10 ⁴				下:ヤング係数×10 ⁴			
			1	2	3	平均	1	2	3	平均	1	2	3	平均
1月6日	48×48	2.1	68.0 3.58	73.8 3.66	71.0 3.69	70.9 3.64	79.6 3.88	83.5 3.91	77.2 3.89	80.1 3.89	104.8 4.44	99.8 4.45	105.8 4.48	103.5 4.46
1月7日	46.5×48	1.6	76.1 3.84	75.0 3.57	72.1 3.63	74.4 3.68	77.2 3.92	79.8 4.01	84.2 3.92	80.4 3.95	93.7 4.55	98.7 4.45	101.2 4.45	97.9 4.48
1月8日	48.5×47	1.8	77.5 4.02	75.1 4.18	79.5 4.15	77.4 4.12	85.7 4.27	86.6 4.23	82.8 4.31	85.0 4.27	106.6 4.52	100.8 4.44	100.6 4.60	102.7 4.52
1月9日	46×47	1.8	80.0 3.92	80.2 3.87	75.8 3.95	78.7 3.91	79.7 3.92	82.1 4.06	87.6 3.99	83.1 3.99	95.5 4.33	94.7 4.16	97.8 4.14	96.0 4.21
1月12日	44×47	1.9	68.6 3.83	75.8 3.79	67.6 3.89	70.7 3.84	80.9 3.92	81.1 4.01	88.1 3.90	83.4 3.94	98.2 4.52	99.9 4.42	98.9 4.42	99.0 4.45
1月13日	41×43	2.0	70.4 3.80	76.3 3.81	70.8 3.93	72.5 3.85	83.4 3.99	85.7 3.93	85.1 3.88	84.7 3.93	95.1 4.60	100.7 4.45	102.2 4.37	99.3 4.47
1月14日	41×41	2.3	68.8 3.55	64.2 3.60	70.8 3.61	67.9 3.59	77.2 3.75	75.4 3.75	80.9 3.64	77.8 3.71	95.5 4.13	91.3 4.10	93.2 4.23	93.3 4.15
載荷試験桁 1月16日	42×45	2.0	76.0 3.89	81.4 3.86	83.0 3.86	80.1 3.87	83.7 3.87	87.1 3.84	84.0 3.88	84.9 3.86	91.7 4.20	96.0 4.13	93.2 4.23	93.6 4.19
長期計測桁 1月19日	45×46	1.6	70.7 3.69	71.3 3.71	68.1 3.69	70.0 3.70	80.3 3.95	84.4 3.99	85.1 3.95	83.3 3.96	95.4 4.45	98.4 4.40	98.9 4.46	97.6 4.44

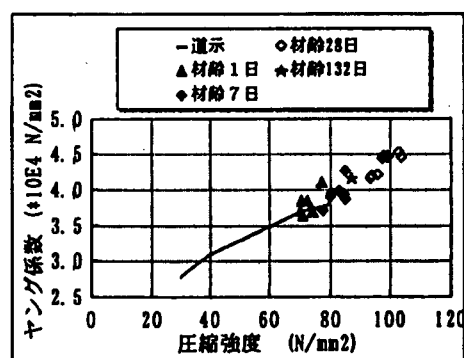


図-5 菅野側道橋 コンクリート強度とヤング係数の関係

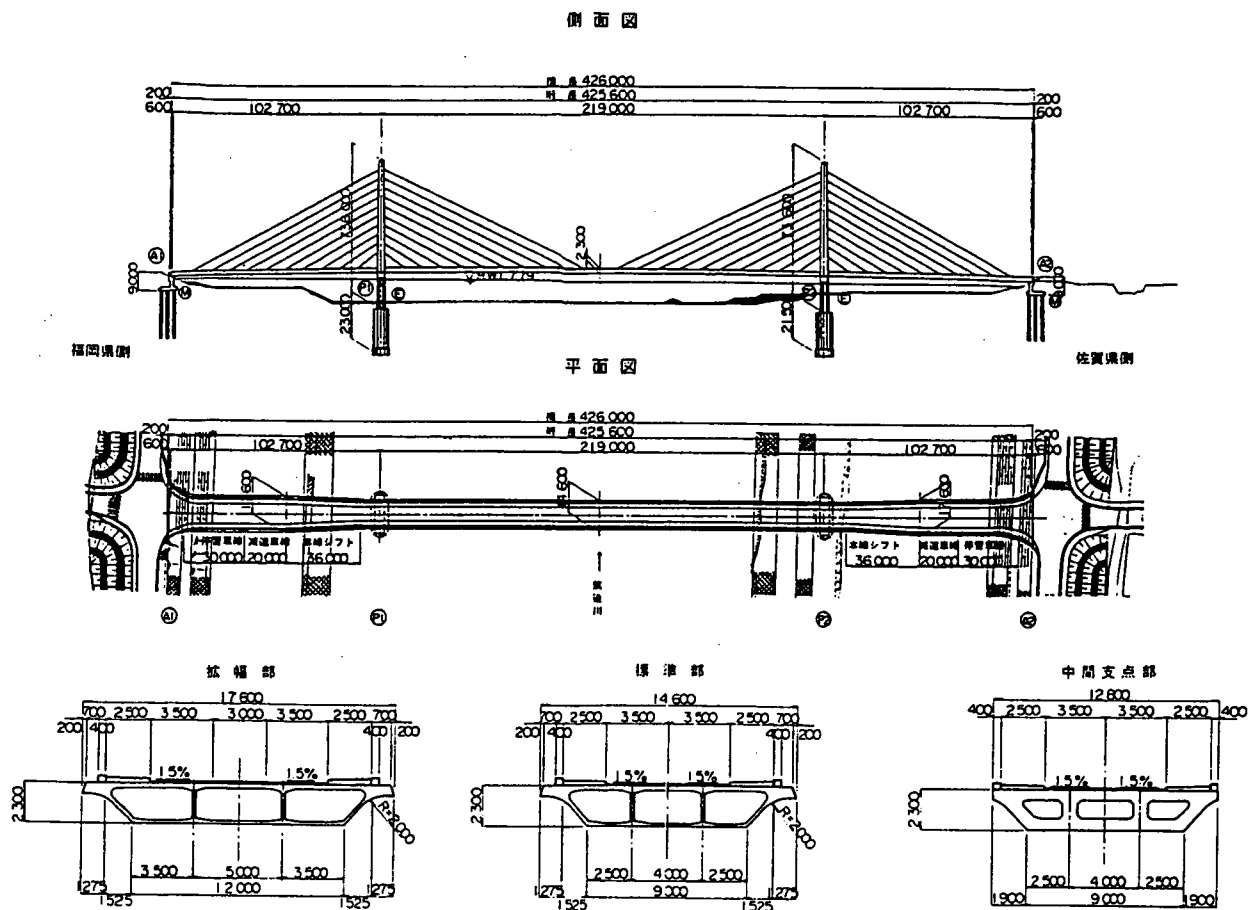
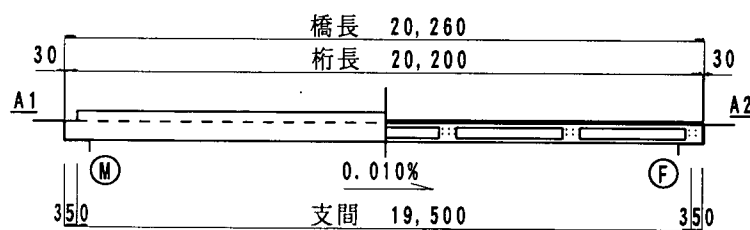


図-6 天建寺橋 全体一般図および断面図
側面図



横断面図

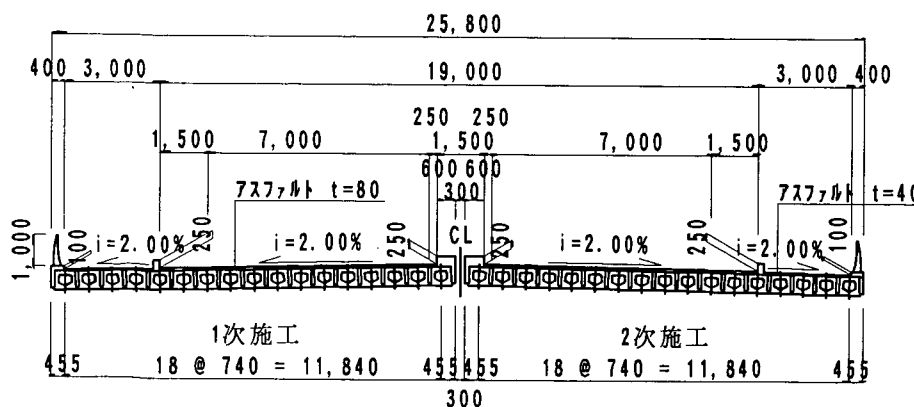
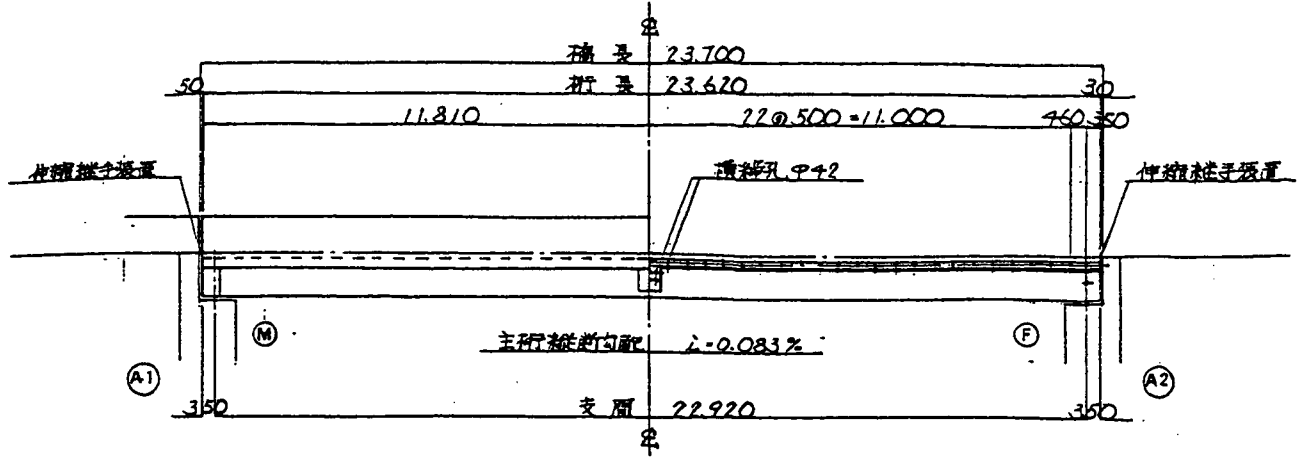


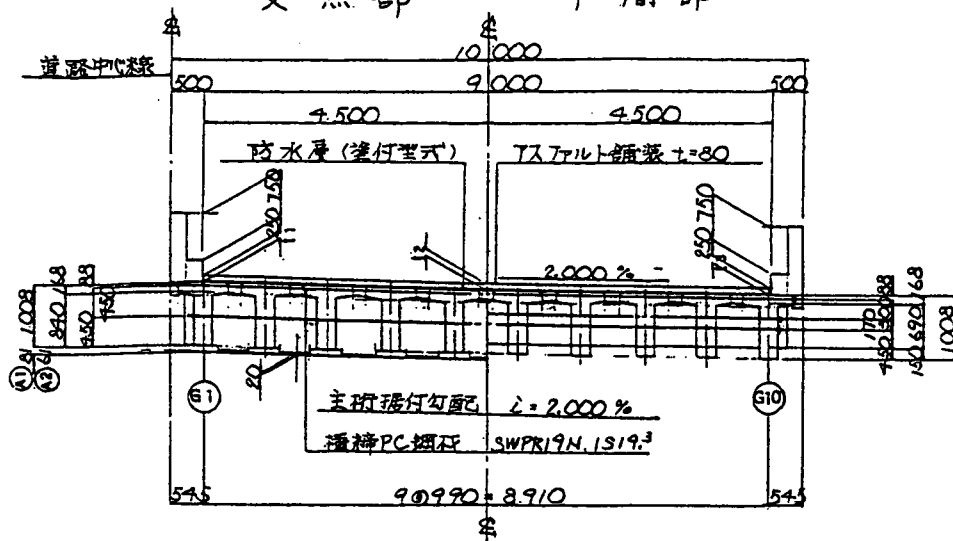
図-7 宮川橋 一般図 (建設省中国建設局岡山国道工事事務所より提供)

側面図



断面図

支 点 部 中 間 部



主桁断面図 S = 1 : 20

中 桁

外 桁 外 側

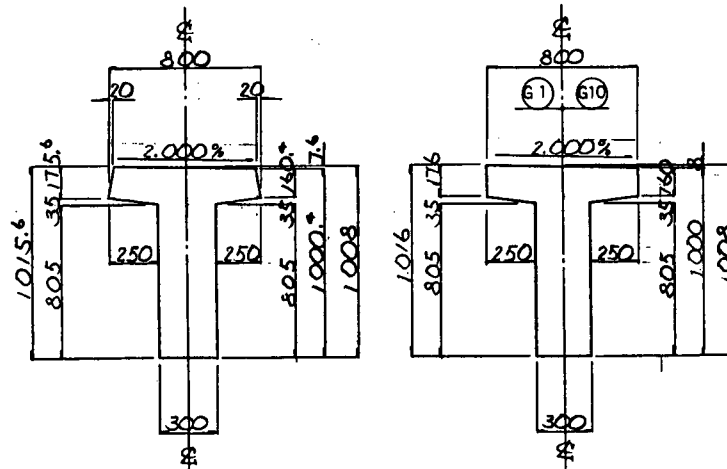


図-8 甲塚二道橋 一般図 (建設省東北建設局磐城国道工事事務所より提供)

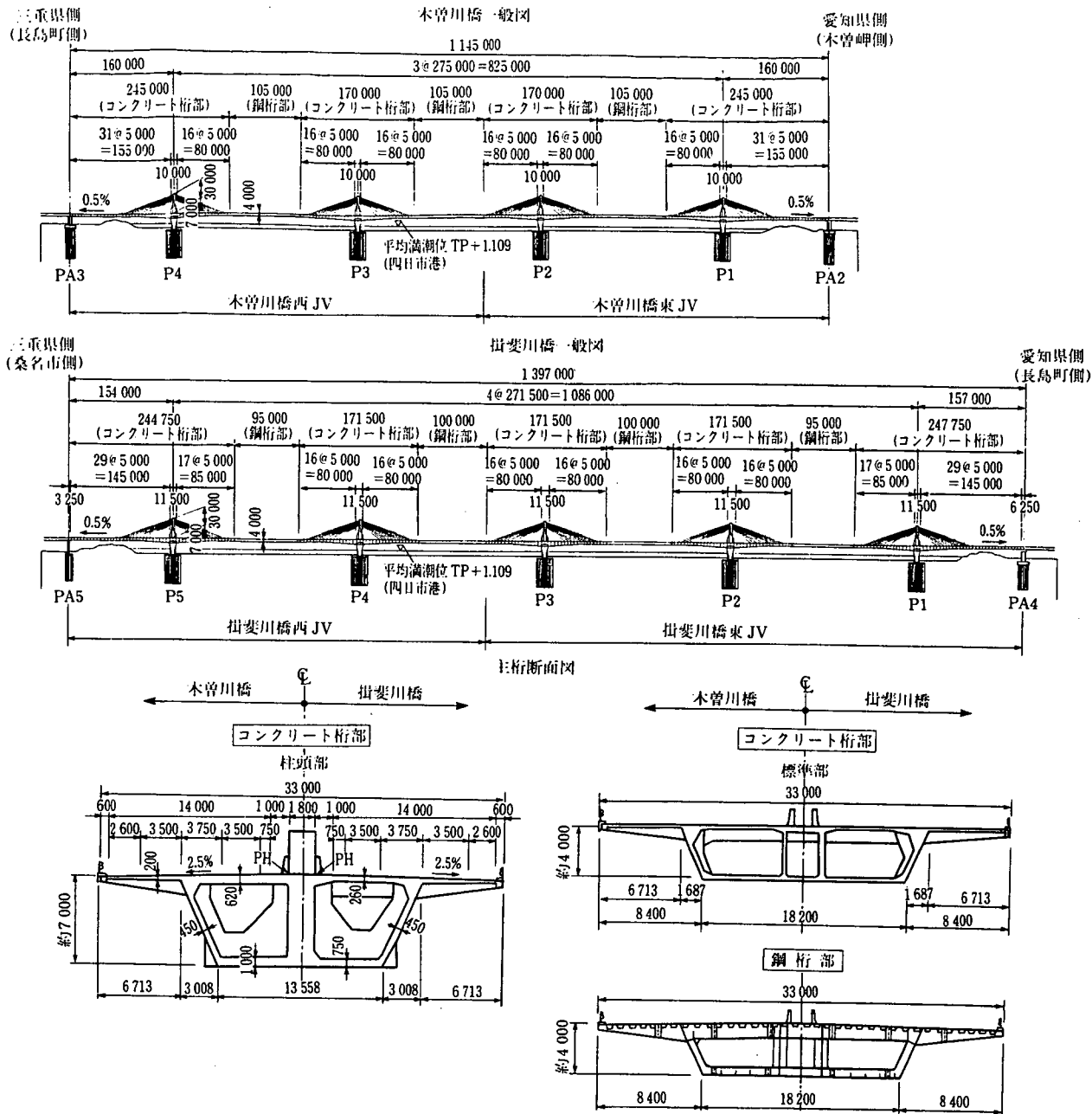


図-9 木曾川、揖斐川 一般図

【参考文献】

- 1-1) 石橋忠良 他：ポンプ圧送による高強度コンクリート($\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$)の施工，コンクリート工学，Vol.28，No.5，1990，pp.59-70
- 1-2) 岩崎常雄：大芝大橋の設計と施工，橋梁，Vol.32，No.11，1996，pp.50-58
- 1-3) 工藤隆 他：PCコンボ橋 岡部川橋の設計・施工，プレストレストコンクリート技術協会 第8回シンポジウム論文集，1998.10，pp.683-688
- 1-4) 安部浩幸 他：高強度コンクリートを用いたPC道路橋(菅野側道橋)の性能試験，プレストレストコンクリート技術協会 第8回シンポジウム論文集，1998.10，pp.521-526
- 1-5) 小野龍太 他：プレキャストセグメント工法で施工されるPC斜張橋について，プレストレストコンクリート技術協会 第7回シンポジウム論文集，1997.10，pp.789-792
- 1-6) 小松秀樹 他：木曽川橋，揖斐川橋の設計・施工ー複合エクストラードード橋ー，プレストレストコンクリート，Vol.41，No.2，1999年5月，pp.63-70

2. 高強度コンクリートを用いたPC橋の海外における事例

高強度コンクリート(以下、HPC)の橋梁分野への適用は、日本をはじめ、ヨーロッパ、アメリカ等多くの国で積極的に行われている。ここでは、諸外国におけるHPCを適用した橋梁の施工例を紹介する。コンクリートの強度は、円柱供試体あるいは立方体供試体による圧縮強度を基準とするが、いずれの供試体を使用するかは各国で異なる。円柱供試体はアメリカ、カナダ、フランス等で、立方体供試体はノルウェー、フィンランド、イギリス、ドイツ、中国等でそれぞれ使用されている。図-1にユーロコードEC2²⁻¹⁾に示されている円柱供試体と立方体供試体による圧縮強度の関係を示す。

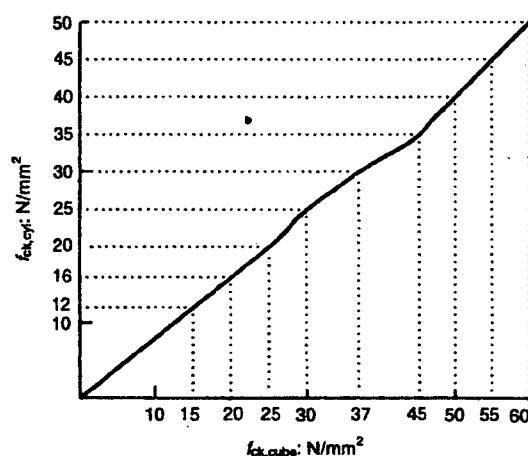


図-1 円柱供試体および立方体供試体によるコンクリート強度の関係¹⁾

2. 1 フランス^{2-2), 2-3)}

フランスにおけるHPCを使用した橋梁は、大きく2つの時代に分けられる。1984年から1988年では、高強度を活かして大規模な橋梁へ用いられた。1988年以降、HPCの耐久性向上による維持費の縮小を目的に中小規模のスタンダードな橋梁への適用が行われている。表-1にHPCを使用した主な橋梁を示す。

表-1 フランスにおける主なHPC橋

橋名	施工時期	請負業者	HPCの 体積(m ³)	設計基準強 度の特性値 (N/mm ²)	平均圧縮 強度 (N/mm ²)	圧縮強度の 特性値 (N/mm ²)	シカドム
① Pertuiset	87/88	GRC (Bouygues)	2,000	70	80		使用
② Joigny Bridge	88/89	Dalla-Vere (Bouygues)	1,000	60	78	68	未使用
③ Arch on the Rance	88/90	Campenon- Berard	3,000	60	81	78	使用
④ Roize	90	Campenon- Berard	250	80	89	(80)	使用
⑤ Normandie	88/95	Bouygues+C. -Bernard	35,000	60	73.5		使用
⑥ Elorn	91/94	Razel	1,800	60/80	97(C80) 94(C60)	84(C80)	使用

1984年－88年

(1) Pertuiset橋

Pertuiset橋は、フランスではじめて、HPCを中小規模の斜張橋へ適用した例である(図-2)。本橋では、高強度を活かして非常に薄い補剛桁(18cm)を可能にし、若材齢時におけるクリープ・乾燥収縮の特性も設計に反映された。若材齢時における必要強度は、打込み後16時間で33N/mm²であった。

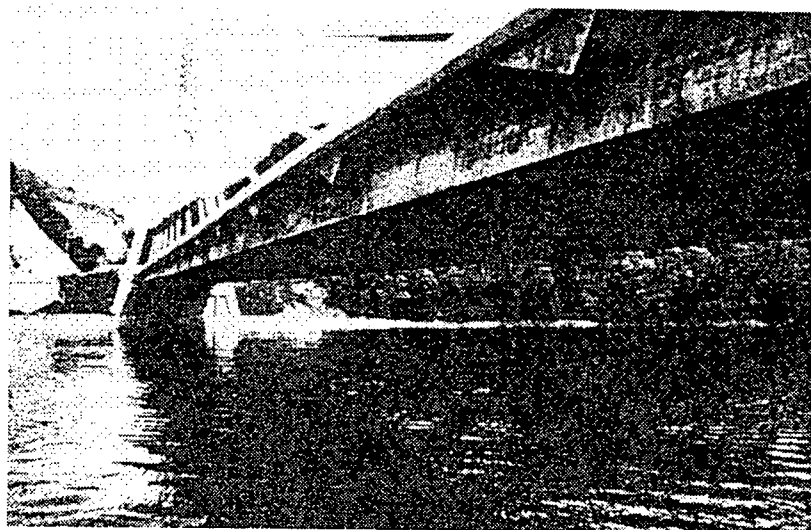


図-2 Pertuiset橋

(2) Joigny橋

Joigny橋は、シリカフェームを使用しないC60のコンクリートが施工可能かどうかを試験的に行った橋梁である(図-3)。本橋では、硬化熱の測定および長期にわたるひずみを測定した。コンクリート強度は、28日の平均強度で68MPa(円柱供試体)が得られた。硬化時のコンクリートは、高い温度(70℃以上)に達したが、有害なひび割れの発生は見られなかった。プレストレスの導入による桁の変形は、計画値より若干大きかったが、構造的に悪影響を与えるものではなかった。

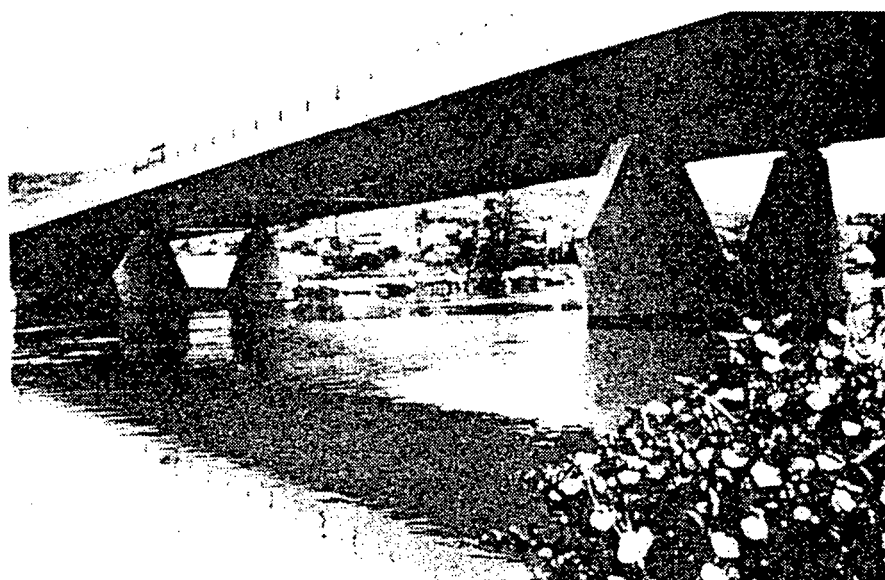


図-3 Joigny橋

(3) Arch on the Rance橋

一般にアーチ橋は、圧縮が支配的な構造であるためHPCに適した構造である。Arch on the Rance橋(図-4)はB40で設計されたが、橋面荷重が将来増加することを見越し、曲げ耐力の余裕量としてHPCのB60が使用された。海岸近くに建設された本橋の場合、HPCは鉄筋腐食に対する耐久性向上にも有効である。

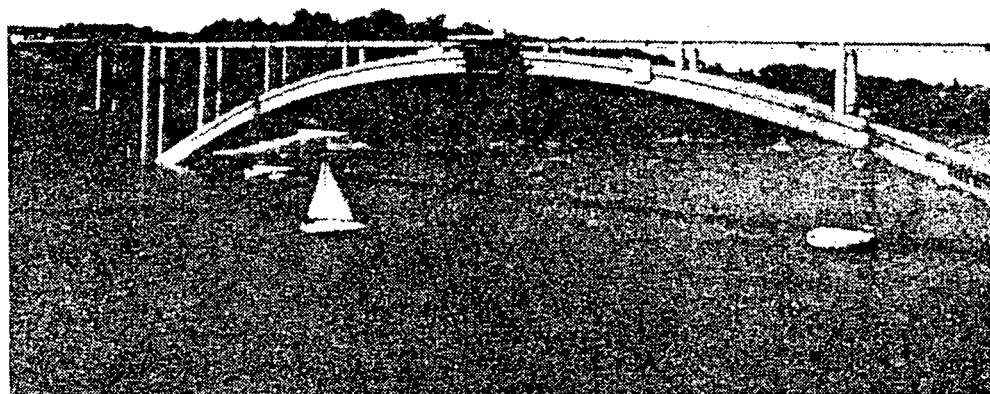


図-4 Arch on the Rance橋

1988年以降

(4) Roize橋

Roize橋(図-5)は、HPCにより複合構造への適用性を拡大させた例といえる。本橋は、鋼トラスとPC床版との複合構造であり、床版部には異形PC鋼材によりプレストレスを導入している。その結果、床版厚を14cmという非常に薄い部材とすることが可能となった。設計者のJ.Mullerは、今後この種の橋梁はさらに長スパン化することで、単位面積当たりの重量を軽減できる可能性があると指摘している。

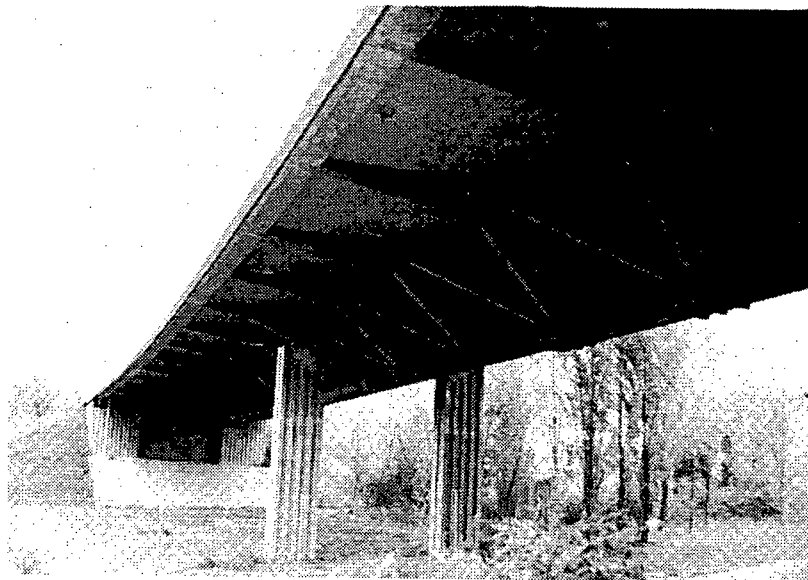


図-5 Roize橋

(5) Normandie橋

Normandie橋(図-6)は、斜張橋としては世界最大のスパン(850m)を有し、HPCの使用量(35,000m³)も注目すべきである。使用されたHPCはC60で、高強度を利用して主塔と主桁をスレンダーにした。また、耐久性向上もあわせて設計に反映されている。表-2に使用したHPC(C60)の配合を示す。

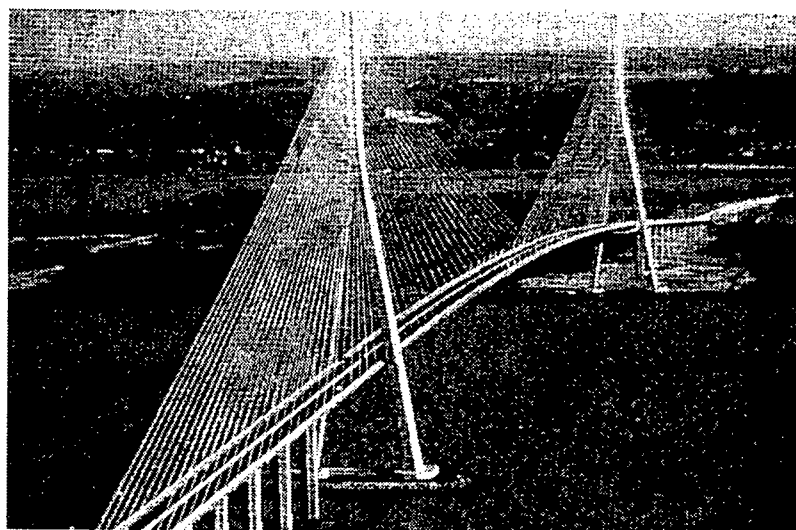


図-6 Normandie橋

表-2 HPCの配合 (Normandie橋)

(単位: kg/m³)

コンクリートの種類	セメント	水	細骨材	粗骨材(碎石)		高性能減水剤
				5-12mm	10-20mm	
C60	425*	150~155	770	325	740	10.6~11.7

注) *セメント中には、質量比で約8%のシリカフュームが混合されている。

(6) Elorn橋

Elorn橋(図-7)には4種類のコンクリートが使用されている。床版部はB40、主塔部はHPCのC60およびC80、中央スパンの一部には軽量コンクリートのBL32が使用されている。この橋梁では、フランスではじめて、80N/mm²以上(材齢28日)の超高強度コンクリートが使用された。表-3に使用したHPC(C60およびC80)の配合を示す。

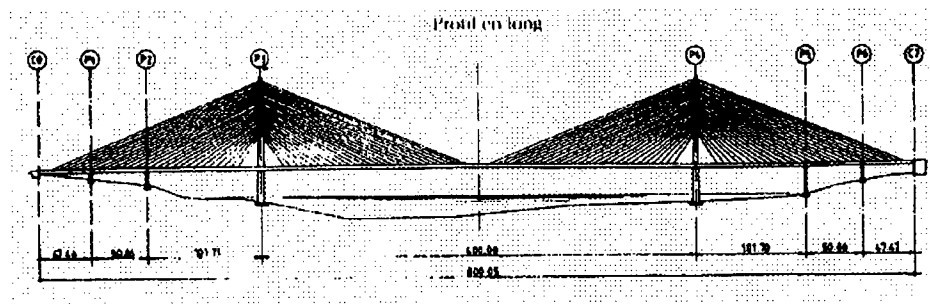


図-7 Elorn橋

表-3 HPCの配合 (Elorn橋)

(単位: kg/m³)

コンクリートの種類	セメント	水	細骨材	粗骨材	シリカフューム	高性能減水剤
C60	400	137	764	1107	24	15.8
C80	450	132	744	1057	36	17.7

(7) 一般的な中小橋梁

最近では、中小規模の橋梁にHPCを使用する事例が増加している。HPCの使用による維持費の減少は、経済的効果大きい。少なくとも1993年から4年間で10橋にHPCが使用された。

2. 2 アメリカ

米国連邦交通局(FHWA)は、近年HPCを橋梁へ使用する効果について検討を始めた。各州の交通局もまた、FHWAと協力しHPCプロジェクトを推進している。1998年時点で、15州で20橋以上のHPC橋梁が完成、施工中あるいは設計中である。FHWAおよび各州の交通局はHPCを橋梁に使用する理由として、主桁本数の減少に伴うコスト縮減効果および高耐久性に伴うライフサイクルコストの縮減効果などを挙げている。以下にHPCを使用した代表的なプロジェクトを紹介する。

(1) バージニアアベニュー橋（バージニア州）

バージニアアベニュー橋は、HPCの利点を活かした典型的な橋梁である。本橋は、スパン22.5mの2径間連続橋である。従来の設計では、AASHTOの標準桁タイプⅢが7本必要であるが、HPCの使用により同タイプの桁は5本となった。その結果、1m²当たりの建設費が、US\$743からUS\$657となった。HPCは主桁に使用し、28日で69N/mm²の圧縮強度が得られた。配合は、1m³当たりセメント445kgで、シリカヒュームを44kg使用した。また、高性能減水剤を使用し、水セメント比は28%とした。

(2) サンアンジェロ橋（テキサス州）

サンアンジェロ橋は、国道67号線に架けられた橋梁で、従来型の橋梁とHPCによる橋梁の両タイプを設計・施工し、短期および長期的な効果を比較している。西行きの橋梁は、従来タイプで設計され、9径間連続橋で各径間9本の主桁が必要であった。一方、東行きの橋梁は、HPCで設計したため長支間化(48m)が可能となり、8径間連続橋となった。また、各径間の必要主桁本数は、7本となった。1m²当たりの建設費は、従来型の橋梁がUS\$442であったのに対し、HPCの橋梁はUS\$506となった。しかし、テキサス州の交通局では、メンテナンス費用を考えた場合、HPCの橋梁の方がライフサイクルコストを低くできると考えている。テキサス州では、HPCを使用した橋梁のライフサイクルは、75年から100年としている。

HPC橋は、AASHTOの標準桁タイプⅣに圧縮強度100N/mm²のコンクリートを使用している。コンクリートは、高性能減水剤およびフライアッシュを使用し、水結合材比は25%である。

(3) その他

その他、ニューハンプシャー州、ネブラスカ州などでもHPCの試験施工が行われている。ネブラスカ州では、凍結融解作用に対する耐久性向上効果を期待して、約80N/mm²のHPCを使用している。

2. 3 中国²⁻⁴⁾

中国では、一般に角柱供試体で圧縮強度 50N/mm^2 以上のコンクリートがHPCと認められており、1980年代初期から急速に普及し始めた。HPCを使用した主な構造物としては、高層ビル、PC長大橋、送電線用コンクリートパイル等が挙げられる。表-3には、中国におけるHPCを使用した橋梁の施工例を示す。ここでは、立方体供試体での圧縮強度 60N/mm^2 以上の橋梁のみを取上げた。

表-4 中国におけるHPCを使用した橋梁

No.	橋名 (架設位置)	構造形式, コンクリート強度, 完成年
1	Fei Yun Jiang 高速道路橋 (Zhejiang)	多径間単純PCT桁橋, 最大スパン62m, 桁高2.85m, 橋長1721m, C60, 1988
2	Xiamen Strait 高速道路橋 (Fujian)	PC連続桁橋, 最大スパン45m, 橋長2070m, 1991
3	Huangshi 高速道路橋 (Hubei)	PC連続ラーメン箱桁橋, 最大スパン245m, 橋長2580m, C65, 1995
4	Shantou Bay 高速道路橋 (Guangdong)	中国最初の吊り橋, メインスパン452m, 橋長2420m, C60, 1995
5	Wanxian 高速道路橋 (Sichuan)	アーチ橋, メインスパン420m, C60, 施工中
6	Guofu (Shanxi)	PC連続橋, 最大スパン80m, 橋長1400m, 桁高; (柱頭部), 3.8m(支間中央)
7	Tongling 高速道路橋 (Anhui)	PC斜張橋, 中央スパン452m, C60, 1995
8	Humen 橋 (Guangdong)	吊り橋, 橋長888m, C60
9	Sanmenxia Yellow River 橋 (Henan)	PC連続ラーメン橋, 橋長850m, 最大スパン160m, 立方体強度 75N/mm^2 , 1993

2. 4 カナダ

(1) コンフェデレーション橋²⁻⁵⁾

コンフェデレーション橋(図-8)は、13kmにおよぶ海上橋梁である。本橋では、耐久性および経済性を考慮してHPCを使用している。設計者であるJ.Mullerの要求しているコンクリートの圧縮強度は、材齢28日で 55N/mm^2 、材齢91日で 60N/mm^2 である。その他、設計上の要求事項としては、結合材量 450kg/m^3 以上、 $W/C=0.34$ 以下、セメントタイプ(10SF)、フライアッシュ(10%以下)、空気量5~8%、スランプ $180\pm 40\text{mm}$ 等である。ここで、本橋の設計寿命は、100年としている。表-5に使用したHPCの配合を示す。

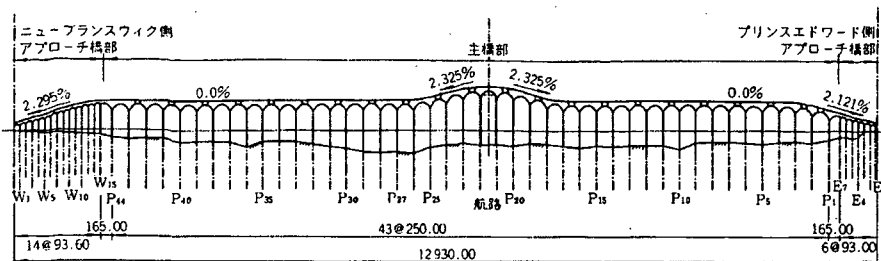


図-8 コンフェデレーション橋

表-3 HPCの配合 (コンフェデレーション橋)

(単位: kg/m³)

水	セメント	フライアッシュ	細骨材	粗骨材	減水剤	高性能減水剤	A E 剤
145	430	45	705	1030	1.8	3.2	使用

(2) シャーブルック歩道橋²⁻⁶⁾

シャーブルック歩道橋(図-9)は、補強筋を全く使用しないRPC(Reactive Powder Concrete)によって施工された。RPCは、ポルトランドセメント、シリカフューム、粉碎石英、砂、高性能減水剤、水、スチールファイバーから構成されており、各粒子は800 μ m以下に抑えられている。使用いられたコンクリートの圧縮強度は200N/mm²で、スチールファイバーにより、靱性を確保し補強筋のない構造を可能とした。表-5にRPCの配合を示す。

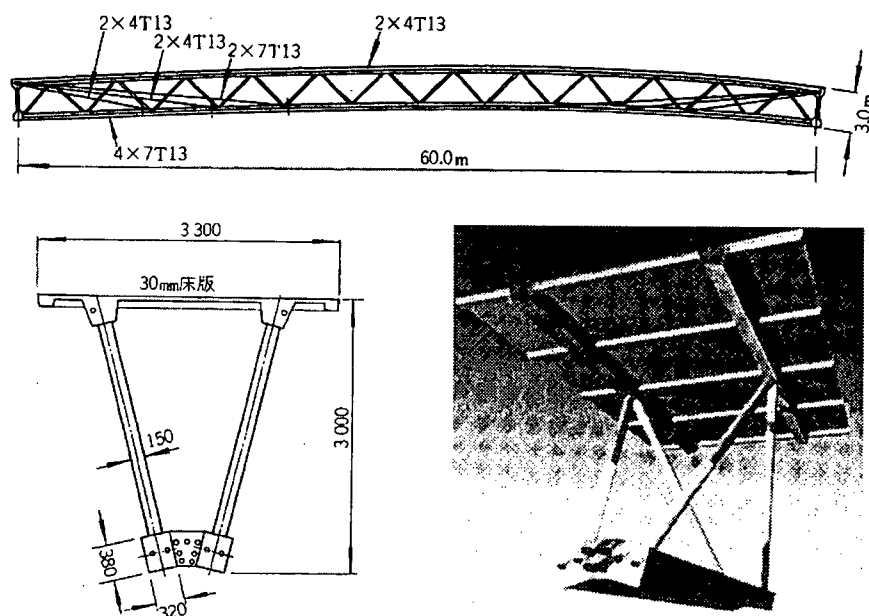


図-9 シャーブルック歩道橋

表-5 PRCの配合 (シャープブルック歩道橋)

(単位: kg/m³)

セメント	水	砂	シリカフューム	粉砕石英	スチール ファイバ -	高性能 減水剤
705	195	1010	230	210	190	37.5

2. 5 ノルウェー

(1) ヘルゲランド橋(Hergeland Bridge)²⁻⁷⁾

ヘルゲランド橋は、北極圏に近いノルウェーのサンネスショーエンに位置するメインスパン425mのPC斜張橋である(図-10)。主塔に、C60のHPCを使用している。

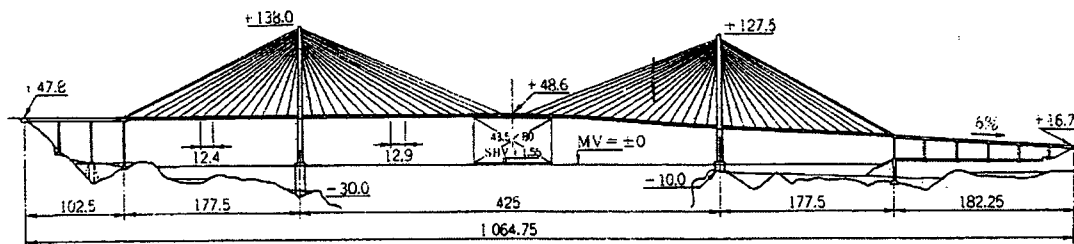


図-10 ヘルゲランド橋

(2) New Varodd橋²⁻⁸⁾

New Varodd橋は、ノルウェー南部の町Kristiansandに位置するメインスパン260mの4径間連続ラーメン箱桁橋である(図-11)。上部工および橋脚には、C65のHPCが使用された。

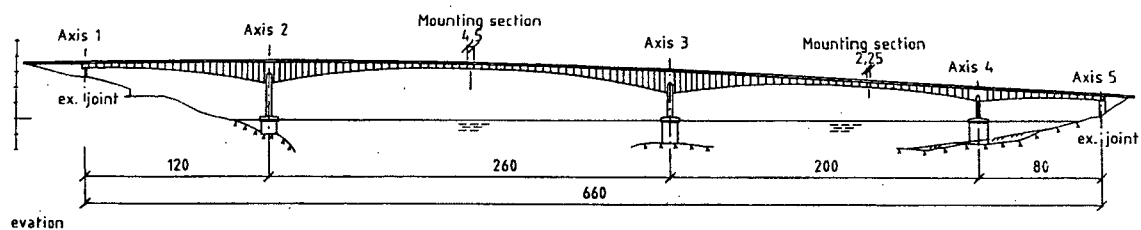


図-11 New Varodd橋

(3) Stolma橋²⁻⁹⁾

Stolma橋は、Bergen市の南約50kmに位置する、メインスパン301mの3径間連続PCラーメン箱桁橋である(図-12)。本橋のメインスパン301mは、片持ち張出し施工によるPC箱桁橋では、現在世界最長である。側径間に対して中央径間の長さが長い為、上部工のうち、中央径間の184mの部分には、高強度軽量コンクリート(LC60)が使用された。その他の部分は、C65のHPCが使用された。高強度軽量コンクリート(LC60)の配合を表-6に示す。

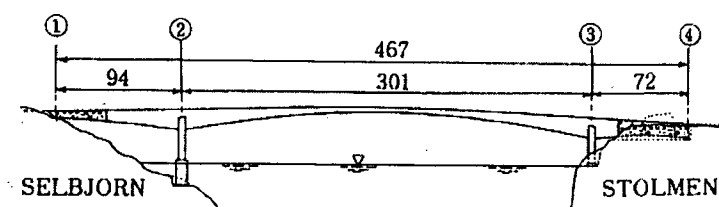


図-12 Stolma橋

表-6 高強度軽量コンクリートの配合 (Stolma橋)

(単位 : kg/m³)

水	セメント	砂 (絶乾)	軽量骨材 (絶乾)	シリカフューム	A E 剤
208	420	700	600	35	0.08

【参考文献】

2-1)DESIGNER'S HANDBOOK TO EUROCODE2

2-2)Y. Malier et al., French Bridges in High-performance Concrete, Utilization of High Strength Concrete V.1, pp.534-544, 1993

2-3)Pierre MONACHON et al., The Normandy Bridge and the Societe General Tower - HSC Grage 60, High-performance Concrete 4th International Symposium, pp.1525-1536, 1996

2-4)Zhaoyuan CHEN et al., Utilization of High-Strength Concrete in China, 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, pp. 1571-1580, 1996.

2-5)Laszlo Dunaszegi, High-Performance Concrete in the Confederation Bridge, Concrete International, pp.66-68, April 1998

2-6)海外文献研究グループ, シャーブルックのPRC歩道橋, 橋梁と基礎, pp.61-63, October 1998

2-7)上阪康雄, ノルウェー・ヘルゲランド橋建設工事, 土木施工33巻6号, pp.53-59, 1992.6.

2-8)H.Sindre et al., THE NEW VARODD BRIDGE, NORWAY, A LARGE CONCRETE BRIDGE CURRENTLY UNDER CONSTRUCTION BY THE BALANCED CANTILEVER METHOD, Utilization of High Strength Concrete V.1, pp.527-533, 1993

2-9)Tom Ingebrigtsen, THE STOLMA BRIDGE, 5th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Norway, pp.75-80, 1999

第Ⅱ部 高強度コンクリートに関する実験・検討報告

高強度コンクリートのポンプ圧送性試験

高強度コンクリートのポンプ圧送性試験

1. 目的

建設省土木研究所および(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会では、高強度コンクリート部材研究委員会において共同研究「現場打ち高強度コンクリート部材の設計施工法の開発に関する研究」を行っている。高強度コンクリートは、コンクリート構造物の軽量化、長大化あるいは居住空間の拡大化を図れることから、最近では、設計基準強度 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートを用いた橋梁や建築物の工事報告が見られる[2-1～2-7]。道路橋示方書（平成 8 年度改訂）[1-1]においても、設計基準強度 800kgf/cm^2 （現行通りの記載）のプレキャスト部材を用いた道路橋の設計が可能になっており、今後、現場打ち工法への展開が期待される。一方、我が国は高度成長期から安定成長期に移り、さらに一層の少子高齢化社会を迎えるに当たって、コンクリート構造物の長寿命化が重要視されている[3-1]。そのため、強度ばかりでなく、耐久性の向上も図れる高強度コンクリート[3-2]は、今後、様々な用途に適用されるものと推測される。

コンクリートの現場での運搬方法としては、狭隘な場所や高所へも比較的容易に運搬できる、コンクリートポンプを用いた管内圧送が主流であり、高強度コンクリートにおいても同様の傾向にある。しかし、高強度コンクリートは、普通コンクリートに比べて粘性が高いために、ポンプ圧送時の管内抵抗が極めて大きくなる。管内抵抗の増大は、管の破裂や吐出量の限界などの他、ポンプ圧送に伴うコンクリートの品質変化、とりわけスランプ（フロー）の低下が問題となることも報告されている[4-1～5-10]。

高強度コンクリートのポンプ圧送に関し、建築分野では超高層建築物を対象とした高強度コンクリートの研究開発とともに検討されてきた。建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5[1-6]によれば、従来、高強度コンクリートは設計基準強度が $27 \sim 36\text{N/mm}^2$ を対象とし、最近になって設計基準強度 36N/mm^2 を超えるコンクリートまで対象が拡張された。そのため、設計基準強度 60N/mm^2 以上を対象にした高強度コンクリートについては、文献[5-2～5-10]のようにポンプ圧送実験を行った報告が見られるものの、それらの最新の内容が、日本建築学会のポンプ指針[1-4]にあまり反映されていない。JASS 5 では、設計基準強度 60N/mm^2 を超えるコンクリートに対しては必要に応じて試験の実施、信頼できる資料によって仕様書の内容を補足する必要があるとしている。

一方、土木分野では、最近まで昭和 60 年に制定された土木学会コンクリートのポンプ施工指針(案)[1-2]が用いられてきたが、昨今のめざましい技術の変遷を受け、本年 2 月、ポンプ施工指針に改訂された[1-3]。本指針では、高強度コンクリート、高流動コンクリートおよび水中不分離性コンクリートといった特殊コンクリートについても追記され、それらの管内圧力損失の目安も示されるようになった。しかしながら、設計基準強度 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートの事例が極めて少ないことから、ポンプ圧送時の管内圧力損失とコンクリートの品質変化を事前に把握し、適切な処置を講じることが重要であるものと判断される。

そこで、高強度コンクリート部材研究委員会では、共同研究活動の一環として設計基準強度 60N/mm^2 以上を対象とした高強度コンクリートのポンプ圧送試験を実施することにした。

2. 配合選定試験

2. 1 概要

ポンプ圧送試験に使用する高強度コンクリートの配合を決定するため、試験室および生コン工場において配合選定試験を行った。コンクリートの配合は、これまでに本委員会が行った高強度コンクリートの耐久性試験の配合を参考とし、コンクリートのフレッシュ性状及び圧縮強度によって決定した。また、生コン工場での実機試験では、アジテータ車を用いてコンクリートの経時変化を調べ、3章に記載するポンプ圧送前後のフレッシュ性状の変化に対して経時変化の影響を加味した。

2. 2 試験日および試験場所

2. 2. 1 試験日

- 1) 室内試験：平成 11 年 6 月～7 月
- 2) 実機試験：平成 11 年 9 月 16～17 日

2. 2. 2 試験場所

- 1) 室内試験：栃木県河内郡南河内町仁良川 1726
- 2) 実機試験：栃木県河内郡南河内町下坪山 1810-4

2. 3 試験内容

2. 3. 1 使用材料

コンクリートの使用材料を、表-1 に示す。また、セメントと骨材については、表-2 及び表-3 に試験成績表を、図-1 には骨材の粒度分布を示す。セメントと骨材は、生コン工場において通常のコンクリートの製造に使用しているものである。耐久性試験では早強ポルトランドセメントが使用されていたが、試験時期が夏期であることや生コン工場で貯蔵されていないことから、普通ポルトランドセメントに変更した。高強度を得る上ではシリカヒュームなどの混和材の使用も有効な手段であるが、実験要因が多くなることや生コン工場での製造性を加味し、結合材には普通ポルトランドセメントのみを使用することにした。細骨材は耐久性試験では川砂のみであったが、川砂と砕砂の混合砂(1:1)に変更されていたので、この混合砂を用いて試験を実施することにした。

室内試験では、委員会で実施した耐久性試験のコンクリートと同様にポリカルボン酸系の高性能 AE 減水剤を使用し、銘柄も同一のものを選択した。空気連行性を有する高性能 AE 減水剤（レオビルド SP-8S）は空気量の調整が難しいことから、空気連行性を有しないタイプ（レオビルド SP-8SX2）を用い、空気量調整剤（AE 剤、マイクロエア No.775S）によって空気量を調整した。一方、生コン工場での実機試験においては、混和剤の投入などの問題から、生コン工場で常備しているものを使用することにした。高性能 AE 減水剤は、現場までの運搬時間などに合わせて調整された高性能 AE 減水剤（レオビルド SP-8S(D)）で、同じポリカルボン酸系のものでもスランプ保持時間が異なる高性能 AE 減水剤（SP-8N, SP-8S）の中間的な保持時間に

調整したものである。また、空気量の調整には空気量調整剤（抑泡剤、マイクロエア No.404）を使用した。

表－１ 使用材料

材料名	種類、物性、銘柄等	記号
水	水道水	W
セメント	普通ポルトランドセメント，密度3.16g/cm ³ ，比表面積3270cm ² /g，	C
細骨材	川砂（栃木県鬼怒川産）と砕砂（栃木県葛生産）の混合砂（比率1:1）， 表乾密度2.60g/cm ³ ，吸水率1.45%，単位容積質量1.62kg/L，粗粒率2.89	S
粗骨材	碎石2005（栃木県葛生産），表乾密度2.64/cm ³ ，吸水率0.50%， 単位容積質量1.58kg/L，実積率60.1%，粗粒率6.63	G
混和剤	高性能AE減水剤，ポリカルボン酸系， 室内：レオビルドSP-8SX2 実機：レオビルドSP-8S(D)	SP
	空気量調整剤， 室内：マイクロエアNo.775S（AE剤） 実機：マイクロエアNo.404（抑泡剤）	AE NAE

表－２ セメントの試験成績表

	密度 g/cm ³	比表面積 cm ² /g	凝結			安定性	圧縮強さ			水和熱		MgO %	SO ₃ %	強熱減量 %	全アルカリ %	塩化物イオン %
			水量 %	始発 h-min	終結 h-min		N/mm ²			J/g						
							3d	7d	28d	7d	28d					
JIS規格値		2500以上		60min以上	10h以下	良	12.5以上	22.5以上	42.5以上			5.0以下	3.0以下	3.0以下	0.75以下	0.02以下
試験値	3.16	3270	27.8	2-19	3-29	良	29.8	44.4	61.5	318	379	1.4	2.0	1.9	0.60	0.006

表-3 骨材の試験成績表

		細骨材			粗骨材	
種類		中目砂	砕砂	混合砂	2005	
産地		鬼怒川	葛生		葛生	
最大寸法	mm	5	5	5	20	
粗粒率		2.82	2.97	2.89	6.63	
密度	表乾	g/cm ³	2.56	2.64	2.6	2.64
	絶乾	g/cm ³	2.51	2.62	2.56	2.63
吸水率	%	1.97	0.939	1.45	0.503	
単位容積質量	kg/L	1.62	1.61	1.62	1.58	
実積率	%	64.5	61.5	63.3	60.1	
粒径判定実積率	%		59.5		58.9	
微粒分量	%	2	2.1	2	0.16	
粘土塊量	%	0		0		
有機不純物		合格	合格	合格		
軟らかい石片	%				0	
塩化物量	%	0				
密度1.95g/cm ³ 溶液	%	0.37			0	
安定性	%	4.5	1.2		2.7	
すりへり減量	%				10.8	
ASR	区分	A	A	A	A	
	試験方法	化学法	化学法	化・化	化学法	

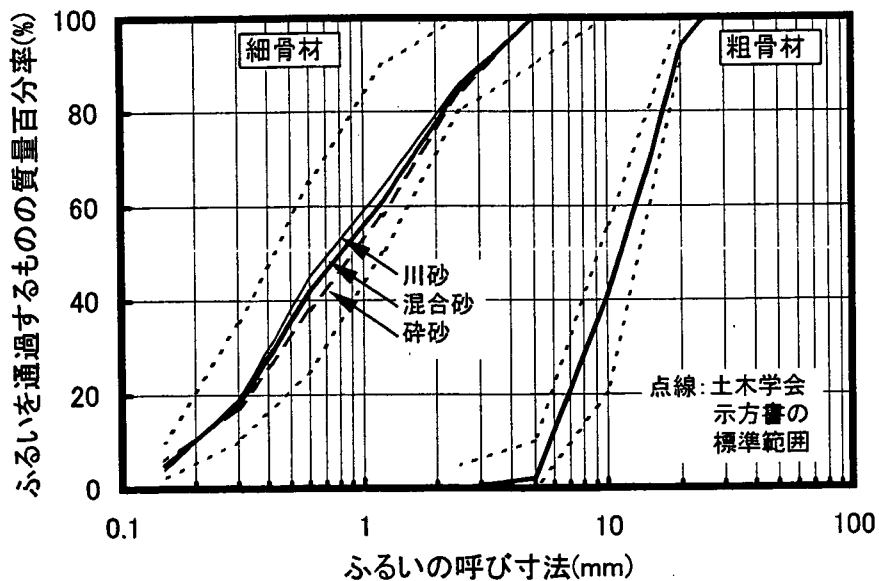


図-1 骨材の粒度分布

2. 3. 2 コンクリートの基本配合

本試験の対象は、設計基準強度 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートである。コンクリートの配合強度は、土木学会示方書および JIS A 5308 の規定に準じ、設計基準強度にコンクリートの変動係数（標準偏差）を加味して計算される。一般のコンクリートと同様に変動係数が 10% 程度であれば、設計基準強度 60N/mm^2 に対応する配合強度は $72 \sim 75\text{N/mm}^2$ となる。しかし、設計基準強度 60N/mm^2 以上の実績は少なく、建築分野では、配合（調合）強度を算定する計算式に様々な割り増しを行うことによって、配合強度が 80N/mm^2 前後になる場合もある。また、設計基準強度が 60N/mm^2 未満であっても、一般の生コン工場では製造実績が少ないことから、生コン工場の判断でかなり安全側の設定が行われることがある。そこで、本試験では、管理材齢を 28 日とした場合において、設計基準強度が 60N/mm^2 を確実に満足できるように、材齢 28 日の実強度が 80N/mm^2 以上を発現するようにコンクリートの配合選定を行った。

配合選定に当たり、参考にした耐久性試験の配合を、表-2 に示す。なお、表中の諸値は、表-4 に示す材料の物性値で計算し直している。本委員会がこれまでに実施した耐久性試験の結果を参考にすれば、水セメント比は 25 ～ 30% の範囲であることから、室内試験では 27% を基準にした。

表-4 高強度コンクリートの参考配合（耐久性試験から選定）

配合 No.	目標 フロー (cm)	W/C (%)	s/a (%)	質量・ 容積の 区分	単位量 (kg/m^3 , L/m^3)			
					W	C	S	G
No. 1	45	30.0	40.0	質量	151	503	676	1030
				容積	151	159	260	390
No. 6	55	25.0	40.0	質量	173	692	590	900
				容積	173	219	227	341

2. 3. 3 フレッシュ性状の目標値

ポンプ指針[1-2 ～ 1-4]によれば、コンクリートの管内圧力損失は、スランブが大きいほど小さくなる傾向がある。一般に土木構造物に用いるコンクリートは、スランブ 8 ～ 12cm の硬練りコンクリートが中心であり、極めて粘性が高くなる設計基準強度 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートに対して適当なスランブは明確にされていない。改訂されたポンプ指針[1-3]では、高強度コンクリートなどの粘性が高いコンクリートについては通常のコンクリートのようにスランブ 18cm 以下にしなくても良いとしている。そこで、室内試験では、スランブ 18cm からスランブフロー 70cm の広範囲で試験練りを行い、ポンプ圧送に支障がないと推測されるスランブ（フロー）を検討することにした。

空気量に関しては、耐久性試験と同様に 4.0% を目標値とし、一部の配合では空気量調整剤によって空気量を目標値よりも上下させることによって、空気量が流動性や圧縮強度に及ぼす影響を調べることにした。

2. 3. 4 コンクリートの製造方法

室内試験では、容量 100L の強制 2 軸ミキサを使用し、1 バッチ当たり 50L として、材料一括練り方式によって練混ぜを行った。セメントの飛散防止のため、まず粗骨材をミキサ内に入れた後、細骨材を半分とセメントを投入し、これを挟む形で残りの細骨材を入れた。この状態で空練りを 15 秒行い、水と混和剤の混合溶液を流し込んだ後、2 分間の練混ぜを行った。1 バッチ目のコンクリートにおいて、5 分後（実際には 7,8 分後）と 15 分後をスランブフロー試験を実施し、スランブフローの伸びが確認されたことから、練混ぜ終了後にミキサ内に 5 分間存置した後、練り舟に落とし込み、練り返しを行った。よって、フレッシュ試験の実施は、練り上がりから約 10 分後である。

一方、実機試験では、容量 3m³ の強制 2 軸ミキサを使用し、材料一括練り方式によって工場の実績からスランブフローが安定すると推測される 150 秒間の練混ぜを行った。1 バッチ当たりの練混ぜ量は 1.5m³ である。表-5 は、使用した生コン工場の概要である。

表-5 生コン工場の概要

所在地	栃木県河内郡南河内町下坪山西原1810-4		
JIS No.	371187		
製造設備	形 式	KBP-BH300EFG200-7W	
	容 量	3m ³	
	台 数	1基	
	製 造 能 力	180m ³ /h	
計量器 最大秤量	操 作 方 法	全自動ワンマンコントロール(遠隔操作)	
	粗 骨 材	4000kg	2基
	細 骨 材	3500kg	1基
	セ メ ン ト	1500kg	1基
	水	800kg	1基
	混 和 剤	30kg	2基
		200t	1基
貯蔵設備	セメントサイロ	100t	1基
		50t	1基
	骨 材 貯 蔵 場	細骨材	4000m ³
		粗骨材25mm	2000m ³
		粗骨材40mm	200m ³
		碎石	600m ³
		砕砂	600m ³
		予備	300m ³
	混 和 剤 タ ン ク	6000L	2基
		4000L	2基
運搬設備	ア ジ テ ー タ 車	10t	11台
		5t	4台
		4t	7台
排水処理 設備	洗車排水処理施設		
	脱水機		
	原水槽・スラッジ槽・上澄水槽		

2. 3. 5 コンクリートの品質評価方法

実施したコンクリートの品質評価試験は、以下の通りである。V₆₅ 漏斗試験はコンクリートが試験器内を通過する可能性がある場合のみ実施した。また、実機試験での圧縮強度試験は、ポンプ圧送試験時に多くの供試体を採取するので省略することにした。各試験は、土木学会高流動コンクリート施工指針[1-6]に準じた。ただし、コンクリートの状態に応じて突固め回数を変更した。

- 1) スランプ（スランプフロー）試験：スランプ（スランプフロー）, 50cm フロー到達時間
- 2) V₆₅ 漏斗試験：流下時間
- 3) 空気量試験：空気量
- 4) コンクリート温度の測定：コンクリート温度
- 5) 圧縮強度試験：圧縮強度（材齢 7, 28 日、標準水中養生）

2. 4 室内試験の結果及び考察

2. 4. 1 コンクリートの配合調整および練り上がり状態

室内試験で検討したコンクリートの配合とフレッシュ試験結果を、表-6 に示す。単位水量は、配合 No.1 に示す通り、表-4 の耐久性試験の配合を参考に、150kg/m³ から試験練りを始めることにした。細骨材率は、耐久性試験と同様に 40% が最適値であると仮定し、配合 No.2 ~ No.5 のように 37, 40, 43, 46% の 4 水準を設けた。使用したコンクリートは極めて粘性が大きいため、コンクリートの流動性が小さい場合には、コンクリートの練り返しや突固めが困難である一方、コンクリートの流動性が大きすぎる場合には、細骨材率等の配合要因の影響が明らかではない。そこで、細骨材率の影響を確認する目的で試験練りを行うコンクリートのスランプは 18 ~ 23cm を目標とし、高性能 AE 減水剤の使用量によって調整を行った。

次に、コンクリートのセメント水比と圧縮強度の関係を調べるため、配合 No.6 ~ No.8 に示す水セメント比 25, 30, 35% のコンクリートを製造した。細骨材率は、前述の試験から得られた最適値 40% に固定している。高性能 AE 減水剤の使用量は、巻き込みエアが発生しないように型枠内へ容易に詰められる範囲で、あまり過大なスランプ（フロー）にならないように調整した。

単位水量 150kg/m³、細骨材率 40% のコンクリートはやや砂利っぽく、細骨材率 37% ではスランプコーンを抜いたコンクリートの中央に粗骨材の山を発生し、周辺にはモルタル分が流れ出る状況が確認された。また、練りスコップがコンクリート中に入れにくく、練り返し作業がかなり大変であった。一方、配合 No.9, No.10 のように単位水量を 160, 170kg/m³ に増やした場合には、練り返しの作業性が著しく向上し、モルタルと粗骨材のバランスも良好な状態のコンクリートを得ることができた。単位水量としては 160 ~ 165kg/m³ 確保することが望ましいと判断されたことから、以降の試験では単位水量を 160kg/m³ にした。

コンクリートのポンプ圧送性には、スランプ（フロー）も重要な要因であることは前述の通りである。そこで、単位水量 160kg/m³、細骨材率 40% の条件下で、高性能 AE 減水剤の使用量を 1.5% から 1.6% に増やしたコンクリートの性状を確認した。スランプフローの値としては 60cm 弱であるが、中央に粗骨材の山が生じており、細骨材率 40% ではスランプフロー 50cm 程度が限界であると判断された。この結果を受けて、細

表-6 室内試験におけるコンクリートの配合及びフレッシュ試験結果

No.	試験時の 記載 記号	目的	配合																テスト ビース (本)	スラブフロー試験						V65 (秒)	Air (%)	C.T (°C)	観察状況等	
			W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m³)				SP (%)	AE (%)	C/W	Vp (L/m³)	単位量(L/m³)							SL (cm)	FL1 (cm)	FL2 (cm)	FLavg (cm)	T50 (秒)	TL (秒)					
					W	C	S	G					w	c	s	g	air	SUM												
1	27	W/C=27%試験り	27.0	40.0	150	556	660	1005	1.80	0	3.70	326	150	176	254	381	40	1000			59.0	58.5	58.8	29.6						5分後のチェック
																					60.0	60.0	60.0	19.2	88.0		1.5	23.5	FL中央に大きな粗骨材の山	
2	27-1	最適s/aの検討	27.0	40.0	150	556	660	1005	1.50	0.006	3.70	326	150	176	254	381	40	1000	3	21.5	39.5	37.0	38.3				3.4	24.0		
3	27-2	最適s/aの検討	27.0	37.0	150	556	610	1055	1.50	0.006	3.70	326	150	176	235	400	40	1000		21.2	47.0	41.0	44.0				3.4	23.5	FL中央に大きな粗骨材の山	
4	27-3	最適s/aの検討	27.0	43.0	150	556	709	954	1.50	0.006	3.70	326	150	176	273	361	40	1000		19.7	29.5	28.5	29.0				3.7	24.0		
5	27-4	最適s/aの検討	27.0	46.0	150	556	758	904	1.50	0.006	3.70	326	150	176	292	342	40	1000		18.7	26.3	24.0	25.2				4.0	23.0		
6	30-0	W/C-Fc	30.0	40.0	150	500	678	1032	1.30	0.006	3.33	308	150	158	261	391	40	1000	6	17.4	24.5	23.0	23.8				4.4	24.5		
7	35-0	W/C-Fc	35.0	40.0	150	429	701	1068	1.30	0.0045	2.86	286	150	136	270	405	40	1000	6	16.8	23.5	23.0	23.3				4.3	24.5		
8	25-0	W/C-Fc	25.0	40.0	150	600	645	982	1.70	0.009	4.00	340	150	190	248	372	40	1000	6		48.0	49.5	48.8				3.8	25.0		
9	27-5	Wの影響	27.0	40.0	160	593	637	970	1.50	0.0075	3.70	348	160	188	245	367	40	1000	3		53.0	52.5	52.8	17.6	45.1	113.0	4.0	25.0		
10	27-6	Wの影響	27.0	40.0	170	630	614	936	1.50		3.70	369	170	199	236	354	40	1000	3		63.0	63.0	63.0	8.3	48.0	112.0	3.7	25.0	FL中央に少し粗骨材の山	
11	27-7	SP量の影響	27.0	40.0	160	593	637	970	1.60	0.0075	3.70	348	160	188	245	367	40	1000	3		58.5	60.0	59.3	14.4	59.0	閉塞	3.8	25.0	FL中央に少し粗骨材の山	
12	27-8	s/a(自己充填)	27.0	45.0	160	593	717	889	1.75	0.009	3.70	348	160	188	276	337	40	1000	3		68.0	71.5	69.8	8.7	67.0	67.0	4.1	24.5		
13	27-9	s/a(自己充填)	27.0	49.0	160	593	780	825	1.75	0.009	3.70	348	160	188	300	312	40	1000	3		73.0	75.5	74.3	6.5	84.0	27.4	4.1	24.5	FL中央にわずかに粗骨材の山	
14	27-10	Airの影響2%以下	27.0	40.0	160	593	637	970	1.50	0	3.70	348	160	188	245	367	40	1000	3		51.5	54.5	53.0	23.1	46.9		1.5	24.5		
15	27-11	Airの影響6%以上	27.0	40.0	160	593	637	970	1.50	0.018	3.70	348	160	188	245	367	40	1000	3		51.0	51.5	51.3	23.8	49.3		7.2	24.5		

<配合に関する記号>

W/C: 水セメント比(質量) s/a: 細骨材率(容積) W,w: 単位水量(質量、容積)
 C,c: 単位セメント量(質量、容積) S,s: 単位細骨材量(質量、容積) G,g: 単位粗骨材量(質量、容積)
 SP: 高性能AE減水剤使用量(セメントの質量百分率) AE: 空気量調整剤(起泡剤、セメントの質量百分率)
 Vp: 単位ペースト量(容積) air: 単位空気量(容積) SUM: 単位量の合計(容積)

<試験結果に関する記号>

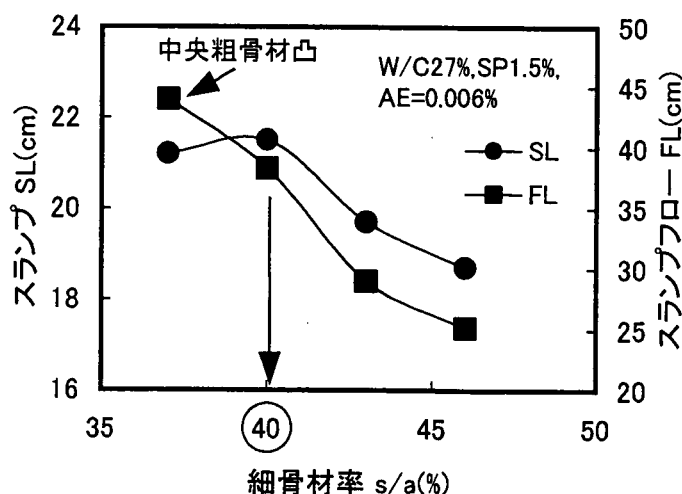
SL: スラブ FL1,2,avg: スラブフロー(2箇所、平均)
 T50: 50cmフロー到達時間 TL: フロー停止時間
 V65: V₆₅漏斗流下時間 Air: 空気量 C.T: コンクリート温度

骨材率を 45,49%とした高流動（自己充てん）コンクリートの配合（配合 No.12,No.13）についても試験を実施した。今回の試験では、自己充てん性を必要としないこと、並びに細骨材率はできるだけ小さくすることを試験条件としたので、試験練りでは細骨材率は最大 49%にとどめた。高性能 AE 減水剤の使用量がやや多かったことから、スランブフロー 70cm 程度まで大きくなってしまったが、材料分離はほとんど見られなかった。ただし、コンクリートの粘性が高く、得られた V 漏斗流下時間は、高流動コンクリートの一般的な値（10 秒程度）よりも 10 秒以上大きかった。

最後に、配合 No.14,No.15 においては、空気量調整剤の使用量の調整によって、空気量が 2%以下、6%以上のコンクリートを練り混ぜた。これは、空気量の変動や空気量の目標値を変更した場合を想定し、空気量が圧縮強度に及ぼす影響を把握することを目的としている。

2. 4. 2 コンクリートのフレッシュ性状

細骨材率とスランブ（フロー）の関係を、図－2に示す。スランブの値は、細骨材率 40%で最大になっており、多少の材料の違いはあるものの、耐久性試験と同等の結果を得ている。しかし、細骨材率 40%よりも大きくした場合に比べて、細骨材率 37%のスランブは細骨材率 40%と顕著な違いはなく、スランブの値から判断した細骨材率の最適値は明確とは言えない。また、スランブフローは、細骨材率の増加に伴って低下する傾向にあり、スランブフローの値から細骨材率の最適値は把握することはできない。しかし、細骨材率 37%のコンクリートは、試験後の試料中央に粗骨材の山が発生し、試料端部ではモルタル分、ペースト分が広がった状況であった。よって、スランブ、スランブフロー並びにコンクリートの状態を総合すれば、水セメント比 27%、スランブ 18 ～ 23cm のコンクリートの細骨材率としてはほぼ 40%が最適値であると判断される。



図－2 細骨材率とスランブ及びスランブフローの関係

図-3は、細骨材率以外を同一配合としたコンクリートの細骨材率と空気量の関係を示したものである。図-3によれば、細骨材率 37%と 40%の空気量の差異は認められないものの、細骨材率を 40%よりも大きくした場合には、細骨材率 5%当たり 0.5%程度の空気量の増加傾向が見られる。細骨材率の増加に伴って空気量が増加することは一般的な現象であるが、今回の配合条件では細骨材率 40%以上にした場合にその現象が見られることが確認された。

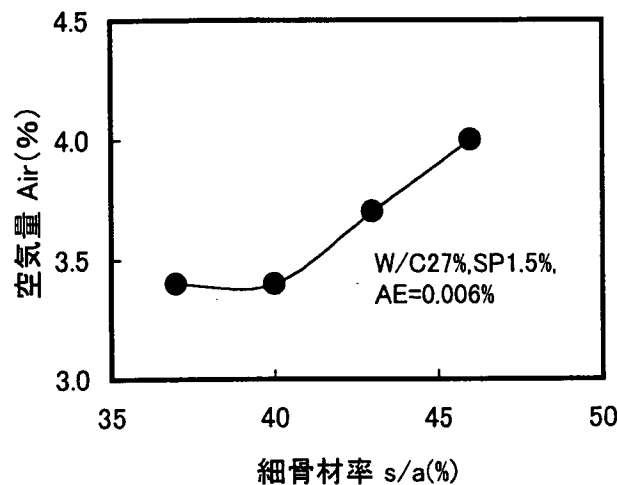


図-3 細骨材率と空気量の関係

図-4は、空気量調整剤の使用量以外の配合条件を一定とした場合の空気量調整剤の使用量と空気量の関係を表したものである。高強度コンクリートや高流動コンクリート等の特殊コンクリートでは、混和剤メーカーの仕様通りに空気量調整剤を使用しても、空気量を調整できない場合があるが、今回の室内試験では、空気量調整剤の使用量と空気量の関係が計算式 ($1A=C \times 0.003Wt\%$) 通りであることが確認された。

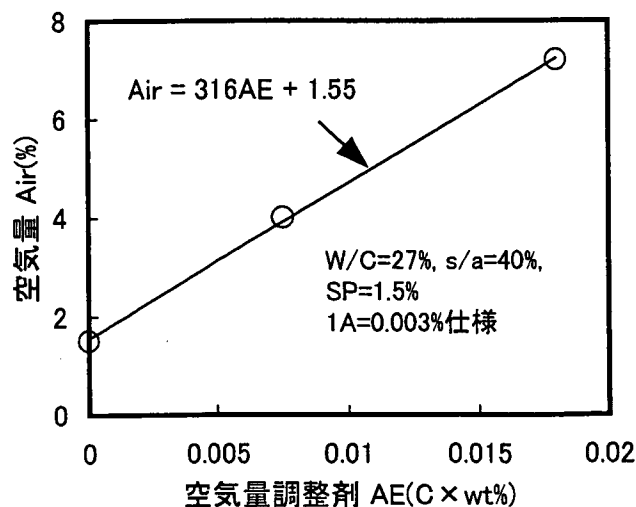


図-4 空気量調整剤使用量と空気量の関係

図-5は、空気量調整剤によって空気量を変化させた場合のスランブフロー及び50cmフロー到達時間への影響を調べたものである。一般に空気量が過剰になると、スランブフローが低下すると言われている。今回の試験においても、空気量1.5%と4.0%にはスランブフローの差異は見られないものの、空気量を7.2%まで大きくした場合には1.5cm低下している。50cmスランブフロー到達時間に関しては、空気量4.0%において最小となる曲線を描いているが、スランブフロー50cm近傍での結果なのであまり意味がないものと判断される。

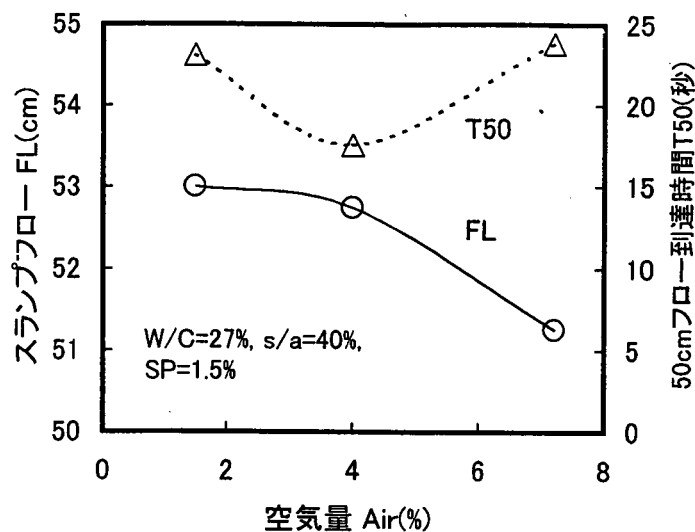
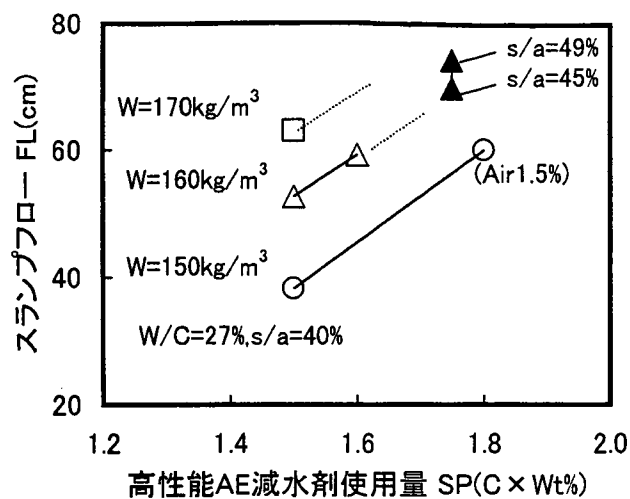
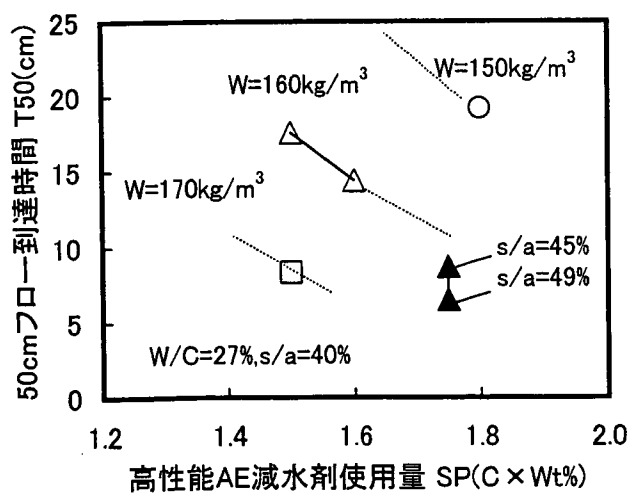


図-5 空気量とスランブフロー及び50cmフロー到達時間の関係

高性能 AE 減水剤の使用量とスランブフロー及び50cmフロー到達時間の関係を、それぞれ、図-6、図-7に示す。図中のデータは、一部のデータを除いて水セメント比27%、細骨材率40%の結果である。なお、室内試験は、配合を選定する上で最低限必要な配合数にしたので、明確な関係を示すことができないが、図中には配合調整の目安となる線を記入した。高性能 AE 減水剤の使用量および単位水量の増加によって、スランブフローが大きく、50cmフロー到達時間が短くなっている。スランブフローの増加量は、高性能 AE 減水剤使用量0.1%当たり7cm程度であるのに対し、単位水量は10kg/m³当たり10～15cmである。一方、50cmフロー到達時間の低下量に関しては、高性能 AE 減水剤の使用量0.1%当たり数秒であるのに対し、単位水量は10kg/m³当たり10秒程度となり、単位水量の影響が顕著である50cm。フロー到達時間は、コンクリートの粘性を簡易的に評価する値として扱われているので、この結果はコンクリートの粘性の低下を意味する。



図－6 高性能AE減水剤使用量とスランプフローの関係



図－7 高性能AE減水剤使用量と50cmフロー到達時間の関係

2. 4. 3 コンクリートの圧縮強度

図-8に示す通り、材齢 7,28 日のセメント水比と圧縮強度には直線関係が成立する。また、図中の各点は供試体 1 本毎の圧縮強度であるが、強度のばらつきは極めて小さく、通常通りの供試体作製方法でも問題ない。図-8中に示した近似式によれば、材齢 7 日より材齢 28 日の傾きが小さいことがわかる。このことは、図-9のようにセメント水比と圧縮強度比（材齢 28 日を基準として、材齢 7 日の圧縮強度を材齢 28 日の圧縮強度で除した値）の関係を表した場合には明らかである。すなわち、セメント水比が大きくなるに従って、圧縮強度比も大きくなる傾向を示し、セメント水比 2.86（水セメント比 35%）では約 0.8 であった圧縮強度比は、セメント水比 4.00（水セメント比 25%）では約 0.9 に増加している。

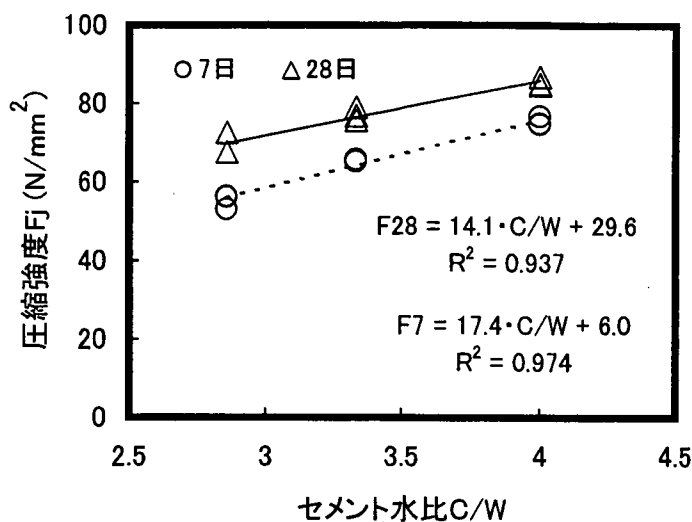


図-8 セメント水比と圧縮強度の関係

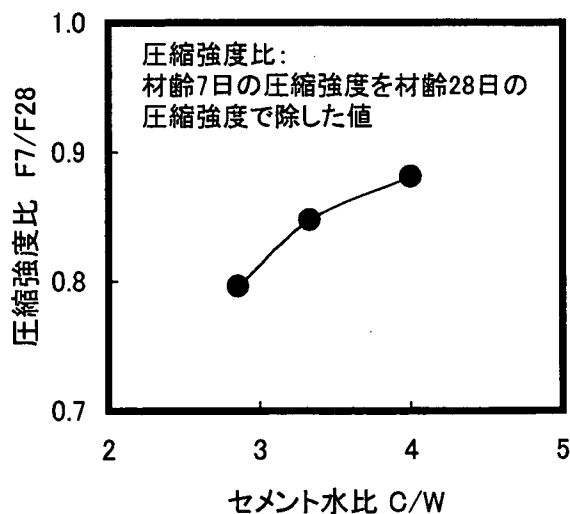


図-9 セメント水比と圧縮強度比の関係

図-10は、図-8の結果に基準とした水セメント比 27%の値をプロットしたものである。この結果によれば、水セメント比 27%の値を含めた方が、これを含めない場合よりも近似式の傾きが大きく、材齢 7 日の近似式の傾きに近い。しかし、水セメント比 27%の空気量が他のものよりも若干少ないことから、空気量の影響も確認する必要がある。そこで、図-11に示すように、フレッシュ時の空気量と圧縮強度の関係を調べた。空気量調整剤によって同一配合(図中の◆印)の空気量を変化させた結果では、空気量が 4%よりも大きな場合には圧縮強度の顕著な低下が認められるものの、4%よりも小さい場合には空気量の影響が明らかではない。空気量を減じた場合の強度は水セメント比 25%と同様に 85N/mm^2 前後であり、水セメント比、空気量の双方から判断すれば、今回の使用材料及び配合でのコンクリートの強度限界に近い領域である可能性が高い。

一方、単位水量が変化させた配合(図中の●印、○印)も同じ線上に位置するものの、高性能 AE 減水剤を増やした配合(図中の△印)、高流動コンクリートを目標とした配合(図中の□印、◇印)では、圧縮強度のばらつきが若干大きく、前述の線よりも小さくなるものが多い。これらのコンクリートは、スランブフローが大きいために供試体作製時に突固めを行っていないが、スランブフロー試験では中央に粗骨材の山ができるなど、コンクリートの流動性状は適切ではない。このように、スランブフローを過剰に大きくした場合には、圧縮強度のばらつきを大きくする可能性がある。

図-12は、前述の水セメント比、空気量並びに単位水量を総合的に評価するため、セメント空隙比を指標として圧縮強度との関係を調べたものである。図-12に示すように、セメント空隙比と圧縮強度は、寄与率 0.758 によって一次関数の関係を示し、セメント空隙比説が成立している。しかし、空気量を変化させた配合(図中の△印)は、近似式から計算される圧縮強度よりも 5N/mm^2 程度小さくなっており、単位水量と空気量の和を空隙とするこの指標が必ずしも適当とは言えない。

ところで、図-11や図-12で示した空気量は、一般の空気量試験方法と同様に、エアメーターを用いてフレッシュコンクリートの空気量を測定した結果である。しかし、極めて粘性が高いコンクリートであるため、圧縮強度の型枠にコンクリートを流し込む際に空気を巻き込む可能性がある。これとは反対に、コンクリート中から空気が抜けて、エアメーターで測定された空気量よりも少なくなる可能性もある。すなわち、スランブフローが小さいコンクリートでは型枠内に充てんしにくいことから過剰な突固めやたたきを行いがちである一方、スランブフローが大きいコンクリートでは空気泡がコンクリート表面に浮上することがあり得る。そこで、圧縮強度試験を実施した供試体の寸法と質量から密度を計算し、配合条件から計算される密度との違いから空気量(以下、修正空気量とする)を推定する方法を試みた。図-13および図-14は、それぞれ、図-11、図-12の空気量を修正空気量に変えた結果である。供試体の密度から推定した修正空気量は、エアメーターで測定した空気量よりも小さくなる傾向を示した。しかし、図-13に示すように、同一水セメント比であっても細骨材率を変えた配合(図中の□印、◇印)の圧縮強度は小さくなる傾向を示し、図-14においても、図-12で得られた関係式の寄与率とほとんど差異が見られないことから、修正空気量であっても細骨材率などの配合条件が異なるものを含めた総合的な評価は難しいものと判断される。

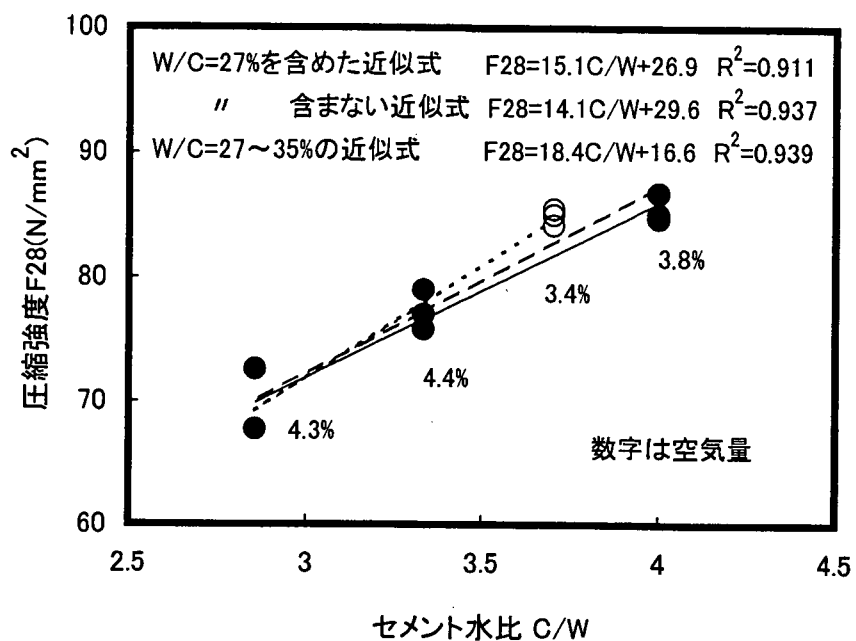


図-10 セメント水比と圧縮強度の関係
 (図-8中の材齢28日の結果にW/C27%の値をプロットしたもの)

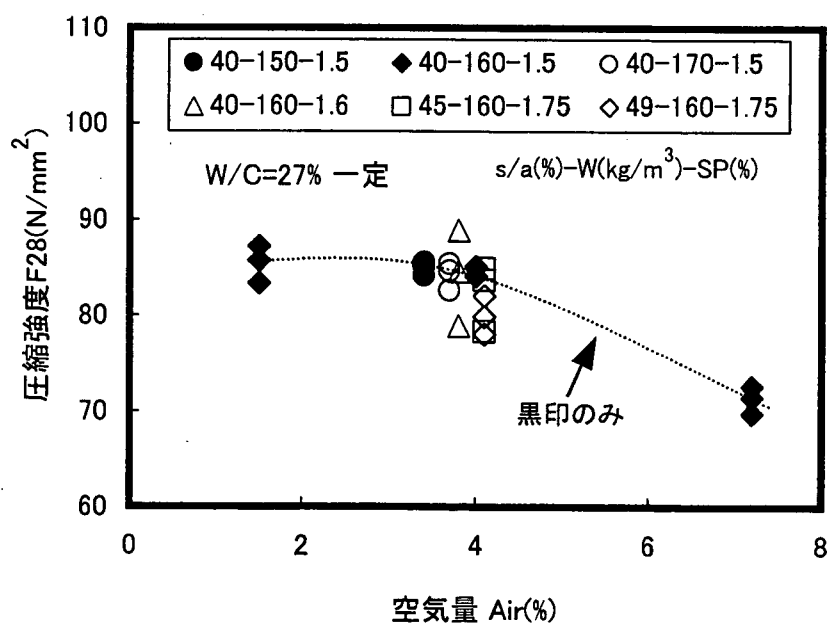


図-11 フレッシュ時の空気量と圧縮強度の関係

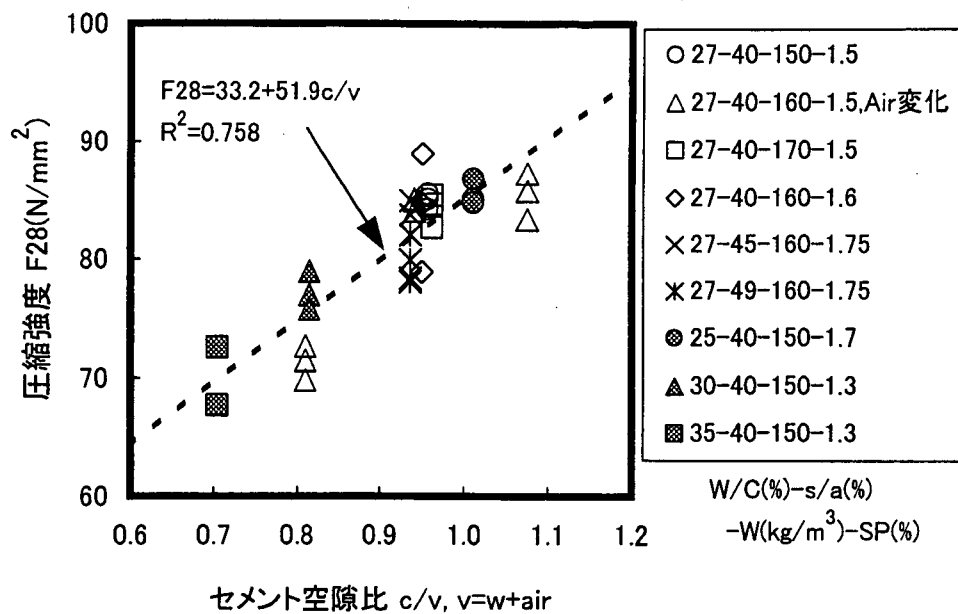


図-1 2 セメント空隙比と圧縮強度の関係

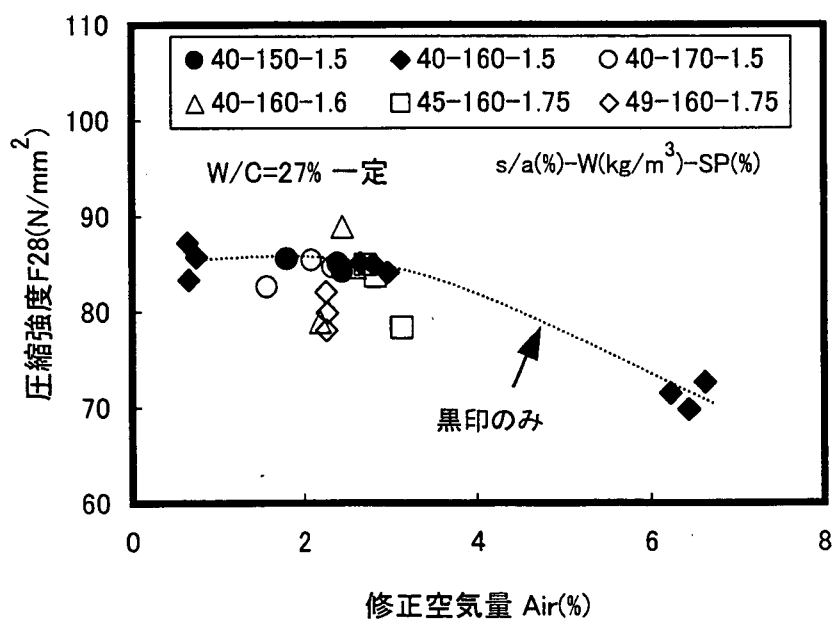


図-1 3 修正空気量と圧縮強度の関係

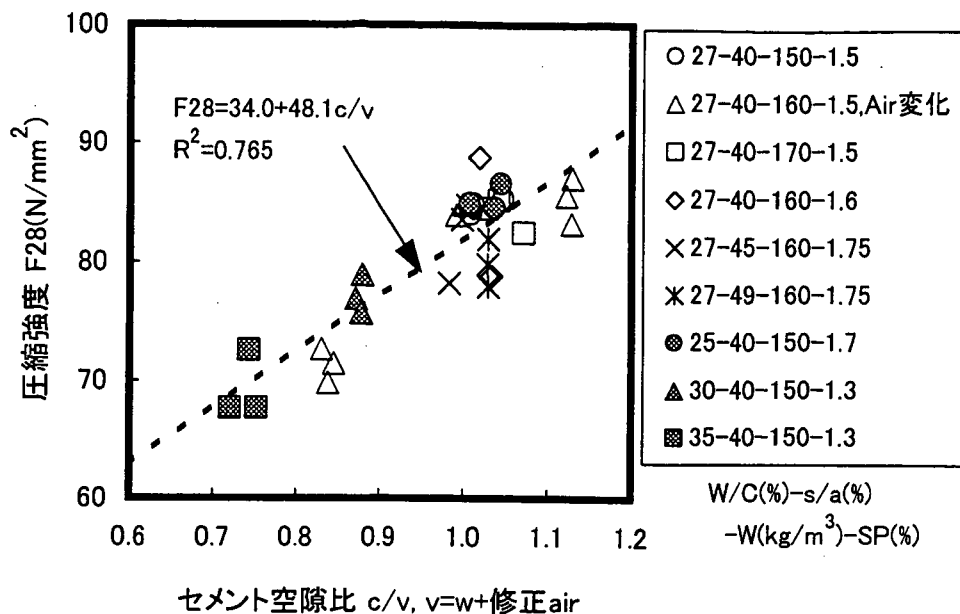


図-14 修正空気量を用いたセメント空隙比と圧縮強度の関係

2. 4. 4 まとめ

今回の高強度コンクリートの室内配合選定試験は、高強度コンクリートの配合と流動性状及び圧縮強度の関係を把握する上で十分とは言えないが、普通ポルトランドセメントのみを使用し、水セメント比 27% の高強度コンクリートに関して、概ね、以下のことが把握できた。

- 1) スランブ 18 ～ 23cm のコンクリートの最適細骨材率は 40% である。細骨材率がこれよりも小さい場合には中央に粗骨材の山が発生し、反対に大きい場合にはスランブが小さくなる。
- 2) 細骨材率 40% のコンクリートのスランブフローの最大値は 50cm 程度が限界であり、これ以上の場合には中央に粗骨材の山を生じる傾向にある。一方、極めて粘性の高いコンクリートであることから、ポンプ圧送を想定した場合にはスランブ 23cm 程度が下限であると憶測される。
- 3) コンクリートの単位水量としては、160 ～ 170kg/m³ の範囲が適当である。
- 4) スランブフローを 60cm 程度まで大きくした場合には、細骨材率を 45% 以上とし、さらに自己充填性、間隙通過性を得るためには 50% 前後にする必要がある。
- 5) 水セメント比 27 ～ 28% のコンクリートは、実強度レベルでは 80N/mm² の圧縮強度を発現する。
- 6) 水セメント比 25 ～ 30% の範囲で得られたセメント水比と圧縮強度の近似式の傾きは、材齢 7 日より材齢 28 日の方が若干小さくなる。しかし、水セメント比の上限を 27% として近似した場合の傾きは、両材齢に相違は見られない。
- 7) 水セメント比 27% のコンクリートに対して、空気量調整剤によって空気量を増減させた場合、基準空気量 4.0% よりも増加させた場合 (7.2%) には圧縮強度の顕著な低下が見られたものの、空気量を減じた場合 (1.5%) には空気量の影響が認められない。また、同一水セメント比の配合が若干異なる場合であっても、空気量 4% 以下での強度増加は見られない。

2. 5 実機試験の結果及び考察

2. 5. 1 コンクリートの配合調整

室内試験によって、スランブフローが 45 ～ 50cm であれば、細骨材率 40%であっても材料分離を生じない良好なコンクリートが得られることを確認した。しかし、既往文献[4-2,4-7,5-7]によれば、高強度コンクリートやこれに類する高流動コンクリートは、ポンプ圧送によってスランブフローが低下し、さらに圧送前のスランブフローが小さいほど、その低下量も大きくなる傾向がある。スランブフロー 45 ～ 50cm よりも小さい場合ではコンクリートの練り返しも困難な状態であり、筒先でこれを満足するためには、圧送前のスランブフローを 10cm 程度大きくする必要があった。そこで、本委員会では、このような状況を踏まえ、圧送前のスランブフローの目標値を 60cm 程度にすることにした。また、空気量の目標値についても委員会での議題となったが、本試験においてポンプ圧送に伴う空気量の変化も明確に確認することが望ましいと判断されたことから、室内試験と同様に空気量 $4 \pm 1\%$ を目標値にすることにした。

実機試験におけるコンクリートの基本配合を、表-7 に示す。表中の配合 A が室内試験結果から決めた配合である。一方、配合 B は、後述するように、実機試験によって配合 A のコンクリートの粘性が低下したことから、急遽、粘性を高めるために修正したものである。

表-7 実機試験におけるコンクリートの基本配合

配合 No.	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				SP (%)	C/W	Vp (L/m ³)	単位量(L/m ³)					
			W	C	S	G				w	c	s	g	air	SUM
A	27.0	45.0	160	593	717	889	1.60	3.70	348	160	188	276	337	40	1000
B	25.0	45.0	160	640	699	868	1.60	4.00	363	160	203	269	329	40	1000

2. 5. 2 コンクリートのフレッシュ性状

実機試験におけるコンクリートの配合条件とフレッシュ試験の結果を、表-8 に示す。室内試験によって決定した配合 A のコンクリートは、高性能 AE 減水剤の使用量を 1.6%とすることによってスランブフロー 60cm を確保することができた。しかし、室内試験では 20 秒以上、もしくは閉塞していた V 漏斗試験の流下時間は 10 秒程度にまで小さくなった。コンクリート工事に使用するコンクリートとしては、適度な流動性と粘性を持った高流動コンクリートの状態であり、配合 A の配合条件でも十分である。しかし、一般的な高流動コンクリートのポンプ圧送試験は、既往文献から推測できる範囲であり、今回、高強度コンクリートのポンプ圧送試験を実施する意味がない。すなわち、今回のポンプ圧送試験の目的は、粘性が極めて高いコンクリートのポンプ圧送試験を行うことによって、高強度コンクリートのポンプ圧送の圧送限界を把握し、実際の工事に備えた対処方法を検討することである。

そのため、ポンプ圧送試験の当日、急遽、表-7 に示した水セメント比 25%に下げた配合 B の実機試験を行った。水セメント比はわずか 2%の低減に関わらず、コンクリートの粘性は急激に大きくなり、V 漏

表－8 実機試験におけるコンクリートの配合条件およびフレッシュ試験結果

配合 No.	No.	NA 量	経過 時間(分)	スランブフロー(cm)			50cm7ロー 時間(秒)	停止 時間(秒)	V漏斗(秒)			空気量 (%)	C温度 (℃)
				SF1	SF2	平均			V1	V2	平均		
A	1	0	0	59.0	57.0	58.0	5.8	24.4				7.1	30.0
			15	60.0	58.0	59.0	3.9	22.0	11.3	9.1	10.2	7.3	31.0
			30	61.0	58.0	59.5	4.5	17.4	11.7	11.8	11.8	7.0	30.5
	2	2T	0	67.0	65.0	66.0	3.9	25.2				1.9	30.5
	3	1T	0	65.0	63.0	64.0	4.7	32.5				2.5	30.0
			15	67.0	67.0	67.0	3.5	26.7	13.1	11.5	12.3	3.4	31.0
			30	62.0	61.0	61.5	3.7	23.5	10.1	8.6	9.4	5.1	30.0
			60	63.0	62.0	62.5	3.7	22.0	8.1	7.7	7.9	6.0	30.5
			90	60.0	58.0	59.0	3.8	23.0	8.6	7.9	8.3	6.2	30.5
	B	4	1.5T	0	63.0	62.5	62.8	6.5	26.4				3.5
15				65.0	64.0	64.5	7.2	26.8	16.7	16.6	16.6	3.6	31.0
30				60.0	62.0	61.0	7.8	29.1	17.2	16.6	16.9	4.2	30.0
60				60.0	59.0	59.5	6.5	23.1	19.0	17.9	18.4	4.8	30.0
90				58.0	56.0	57.0	6.2	22.5	20.7	19.9	20.3	5.4	30.0

NA:抑泡剤 1T=C×0.002%

SP=1.6%一定

斗流下時間は配合 B の約 1.5 倍である約 17 秒になった。高性能 AE 減水剤の使用量は、配合 A と同様に 1.6% で所定のスランブフロー 60cm を確保することができた。

図－15 は、配合 A,B のスランブフローと V 漏斗流下時間の経時変化を示したものである。コンクリートの粘性を高めた配合 B の方が配合 A よりも経時変化が若干大きいようであるが、練り上がりから 90 分間は各試験の目標値を満足しており、ポンプ圧送試験には支障がないことがわかった。練り上がりから 15 分後のスランブフローがやや大きくなる傾向があるが、ポンプ圧送試験時は 3 バッチ分を積載することや 1 バッチ目の予備試験の実施などによって実施試験時よりも時間が経過するので、荷卸し時に測定されるスランブフローの増加量は小さいものと推測される。

一方、空気量については生コン工場の高性能 AE 減水剤が標準タイプであるため、抑泡剤を使用しなければ空気量が過多となり、目標値 4% を満足することができなかった。また、コンクリートの空気量は時間の経過とともに若干増加する傾向が確認された。ポンプ圧送試験では、時間経過に伴う空気量の増加を加味し、出荷時に 3% 前後になるように調整した。

2. 5. 3 まとめ

実機試験によって、以下のことが明らかとなった。

- 1) 室内試験と同一配合であっても生コン工場で製造したコンクリートは、スランブフローの変化は見られないが、V 漏斗流下時間は極めて小さくなる。練り返し時の負荷も小さく、コンクリートの粘性が低下したものと判断される。
- 2) 水セメント比を 2% 小さくしたコンクリートは、スランブフローの変化は小さいが、V 漏斗流下時間は

変更前の 1.5 倍程度大きくなる。

3) スランプフロー及び V 漏斗流下時間の経時変化は小さいが、空気量は時間経過に伴って増加する。

コンクリートの粘性の低下に関しては、ミキサの練混ぜ性能や骨材の粒度分布の違いが原因として推測される。また、室内試験の結果において、単位水量がコンクリートの粘性に及ぼす影響が大きいことから、ミキサやアジテータ車内に配合上の水量よりも多くなる余剰な水の混入があった可能性も考えられる。アジテータ車の残水は、コンクリート搭載前に気を付けて排出させたが、アジテータ車は 100%出し切るのが難しい構造になっている。この余剰水量に関しては明らかにすることはできないので、ポンプ圧送試験では、細骨材の表面水率の設定は抑えめにし、スランプフローの目標値を $57.5 \pm 2.5\text{cm}$ 、V 漏斗流下時間の目標値を 20 ± 2.5 秒にした実機試験よりもやや高粘性のコンクリートを使用することにした。

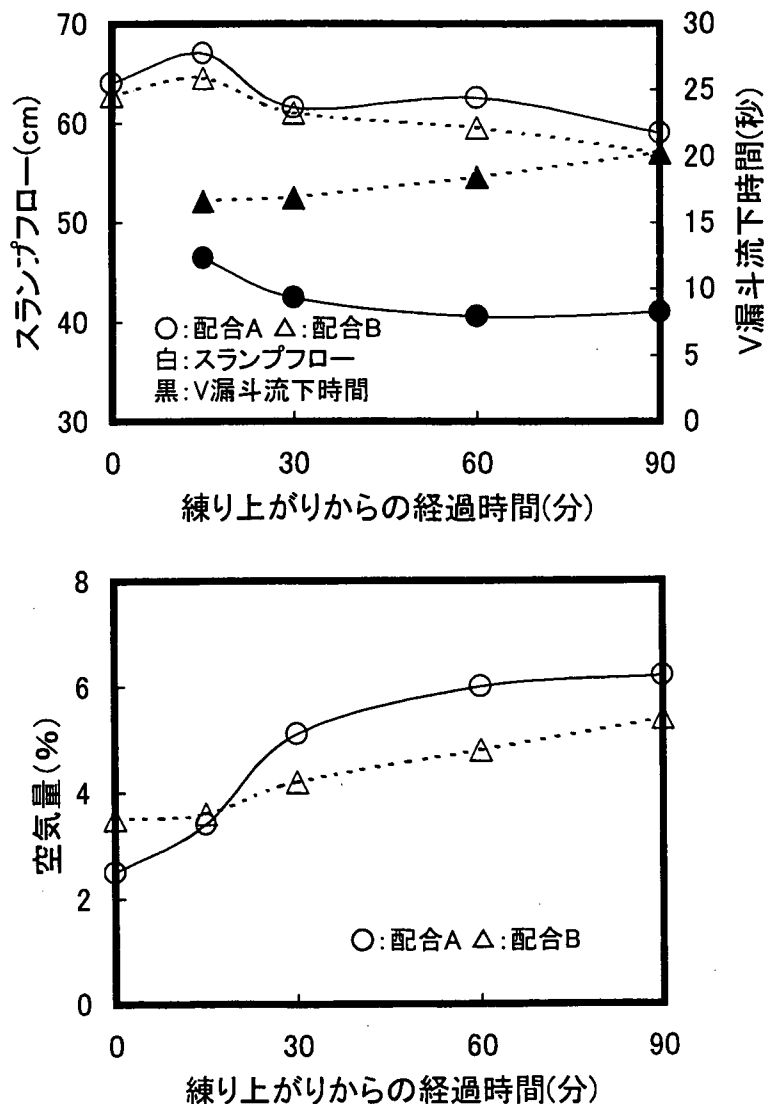


図-15 コンクリートの経時変化

3. ポンプ圧送試験

3. 1 概要

配合選定試験で決めた W/C25%,スランブフロー 60cm の高強度コンクリート 1 種類を使用し、2 種類の配管条件下でのポンプ圧送試験を実施した。まず、ポンプ車の吐出口付近はすべて直管による水平方向（配管 1）の圧送を行うことによって、各種管の要因をできる限り排除した状態にし、コンクリートの吐出量がコンクリートの品質に及ぼす影響と水平管の正確な管内圧力損失を把握した。この配管 1 での水平圧送においては、前述の高強度コンクリートのポンプ圧送に全く問題がないことを確認した後、ベント管や鉛直管を組み合わせた配管（配管 2）でのポンプ圧送を試みた。配管 2 では、配管 1 と同様に吐出量がコンクリートの品質に及ぼす影響の把握や各種管の管内圧力損失・水平換算長さの計算を行った。

3. 2 試験日および試験場所

3. 2. 1 試験日

- 1) ポンプ圧送試験：平成 11 年 9 月 17 日
- 2) 圧縮強度測定・ヤング係数の測定：材齢 28 日 10 月 15 日、材齢 91 日 12 月 17 日

3. 2. 2 試験場所

- 1) 出荷試験：栃木県南河内町下坪山 1810-4
- 2) ポンプ圧送試験：栃木県南河内町仁良川 1726

3. 3 試験内容

3. 3. 1 コンクリートの条件

ポンプ圧送試験に使用したコンクリートを、表－9 に示す。コンクリートの製造に関し、空気量調整剤使用量の微調整を除いては配合条件を変更しないことにした。フレッシュ時の品質評価試験の目標値は、荷卸し時点で満足するものとし、通常よりも厳しい範囲を目標とした。なお、空気量に関しては、この範囲からわずかに外れるものが発生したので、厳密には± 1.0 が範囲になる。コンクリートの製造方法は実機試験と同様で、1 バッチ当たり 1.5m³ のコンクリートを練り混ぜ、アジテータ車 1 台に 4.5m³ 分を積載した。

表－9 ポンプ圧送試験に使用したコンクリートの配合

フレッシュ性状の目標値			コンクリートの配合								
スランブフロー (cm)	V漏斗流下時間 (s)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	質量 容積の 区分	単位量 (kg, L/m³)				SP (C× Wt%)	NA (T)
						W	C	S	G		
57.5	20	4.0	25.0	45.0	質量	160	640	699	868	1.6	1.5 ～ 2.0
±2.5	±2.5	±0.5			容積	160	203	269	329		

ポンプ圧送試験で採取したコンクリートの品質評価試験は、以下の通りである。また、出荷、荷卸し及び筒先に対して、表－１０の組み合わせによって試験を行った。加圧ブリーディング試験は、試料の調整および試験に時間がかかり、ポンプ圧送の間隔に合わないので試験頻度を減らした。

- 1) スランブフロー試験：スランブフローの測定
- 2) V_レ漏斗試験：漏斗流下時間 2 回測定
- 3) 空気量試験：空気量の測定
- 4) 加圧ブリーディング試験：所定の時間毎の脱水量を測定
- 5) コンクリート温度の測定
- 6) 圧縮強度試験：材齢 28,91 日、標準水中養生下での圧縮強度の測定
- 7) 静弾性係数試験：圧縮強度試験と同一材齢でヤング係数の測定

表－１０ 出荷、荷卸し及び筒先において実施した品質評価試験の組み合わせ

車 No	出荷			荷卸し						
	70-	空気量	温度	70-	V漏斗	空気量	温度	加圧B	圧縮	弾性
1	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
3	○	○	○	○	○	○	○			

配 管	吐出 量	筒先							
		70-	V漏斗	空気量	温度	加圧B	圧縮	弾性	
1	15	○	○	○	○		○	○	
	45	○	○	○	○	○	○	○	
2	15	○	○	○	○		○	○	
	30	○	○	○	○	○	○	○	
	45	○	○	○	○		○	○	

(目標, m³/h)

3. 3. 2 ポンプ圧送条件

(1) 配管条件

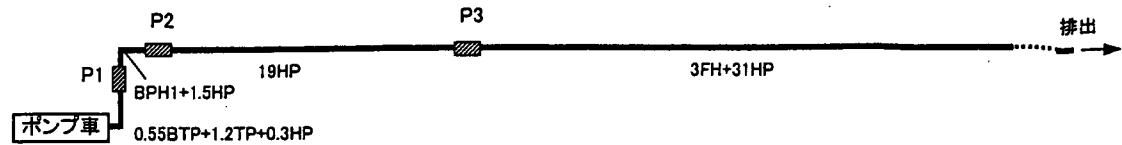
ポンプ圧送試験で採用した配管条件を、表-11及び図-6に示す。実験に供した配管条件は、管径 5B (125A) の圧送管を用い、水平方向のみのコンクリートの圧送を行った配管 1 と鉛直管やベント管を組み合わせた配管 2 の 2 種類である。

配管 1 では、高強度コンクリートの圧送状況の確認、水平移動のみによるコンクリートの品質変化、並びに水平管の管内圧力損失の測定が目的である。ただし、ポンプ車の吐出口は後方のホッパーの下側であり、アジテータ車がコンクリートを落とし込まなければならず、ポンプ車の吐出口に直管を直接取り付けて圧送することができない。そのため、アジテータ車を避けるような形で一端横方向に逃がした後、約 50m の水平圧送を行っている。一方、配管 2 では、実長 100m 程度のポンプ圧送を想定したもので、ベント管や鉛直管を組み合わせ、実際の工事に近い配管を模擬している。ベント管の位置は、試験場所である技術研究所の敷地面積に、上方への搬送距離は実験棟の高さ約 8m に、並びに下方への搬送距離はアジテータ車の高さ約 3.5m に合わせたものである。すなわち、品質評価試験に使用するコンクリート以外は、すべて筒先に待機させた空のアジテータ車内に流し込んだ。配管 2 のポンプ圧送試験によって、実際の工事レベルのポンプ圧送性を評価し、コンクリートの品質変化や各種管の管内圧力損失・水平換算長さを把握した。

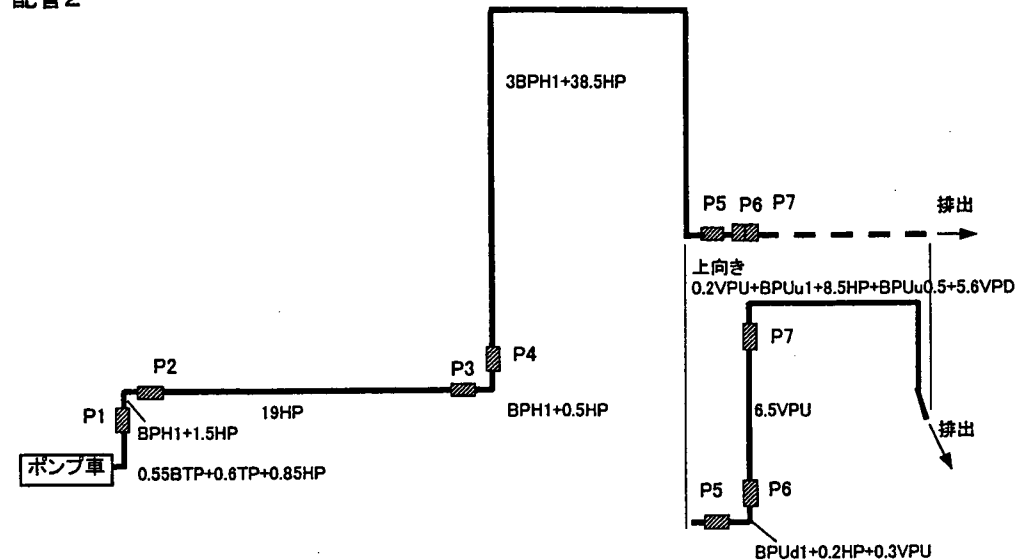
表-11 配管条件

	BTP	HP	FH		TP		BP		VPU	VPD
	m	m	本	m	本	m	本	m	m	m
配管1	0.6	51.8	1	3.0	2	1.2	1	1.6	0	0
配管2	0.6	68.5	0	0	2	1.2	8	12.0	7.0	5.6
配管1	Pump→ 0.6BTP+1.2TP+0.3HP+<P1>+1.6BP +1.5HP+<P2>+19HP+<P3>+31HP+3FH →									
配管2	Pump→ 0.6BTP+1.2TP+0.3HP+<P1>+1.6BP+1.5HP+<P2>+19HP+<P3>+1.6BP+0.5HP+<P4>+4.8BP+ 38.5HP+<P5>+0.2HP+1.6BP+0.3VPU+<P6>+6.5VPU+<P7>+0.2VPU +1.6BP+8.5HP+0.8BP+5.6VPD→									
<記号, 数字> P:圧力計(数字はNo, 計測管は水平管及び鉛直管の一部として計算), HP:水平管,FH:フレキシブルホース, BTP:ポンプ車の接続管, TP:テーパ管(7B→6B,6B→5B), BP:ベント管, VPU:上向き鉛直管,VPD:下向き鉛直管, 記号前数字:管長(m)										

配管1



配管2



- | | | | | |
|-----|----------------|-----|----------|----------------------------|
| P | 圧力計 | BPH | ベント管・水平 | 記号の前の数字は直管の長さ(m) |
| BTP | ベントテーパ管(7B→6B) | BPU | ベント管・上向き | 記号の後ろの数字は、圧力計No、ベント管の半径(m) |
| TP | テーパ管(7B→6B→5B) | BPD | ベント管・下向き | ベント管上下向きの添え字u,dは取り付け位置の上下 |
| HP | 水平管 | VPU | 鉛直管・上向き | 計測管0.5m→HP,VPとして扱う |
| FH | フレキシブルホース | VPD | 鉛直管・下向き | 補助的な短いベント管→HP,VPとして扱う |

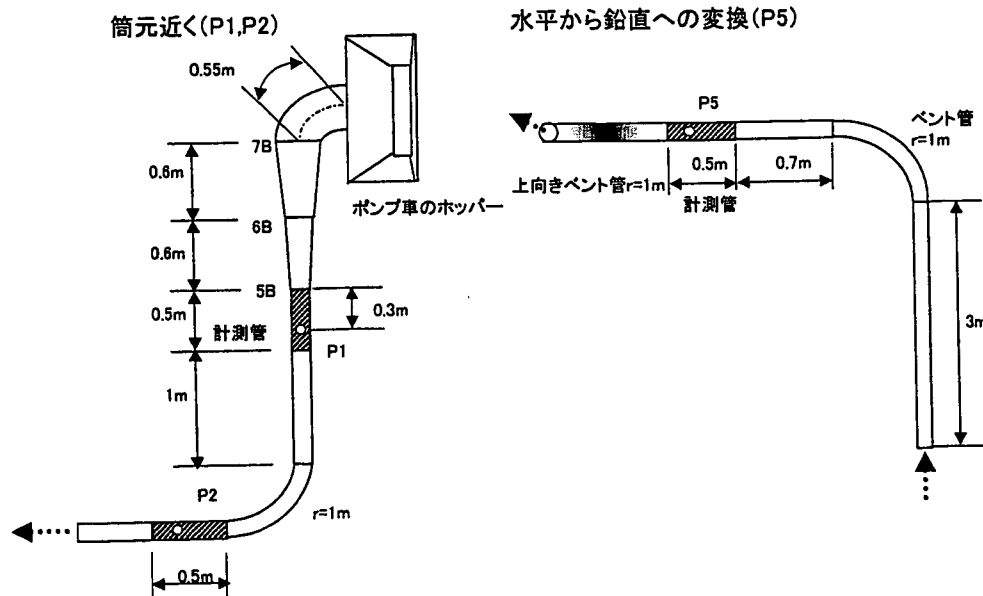


図-16 配管の詳細図

(2) 圧送条件

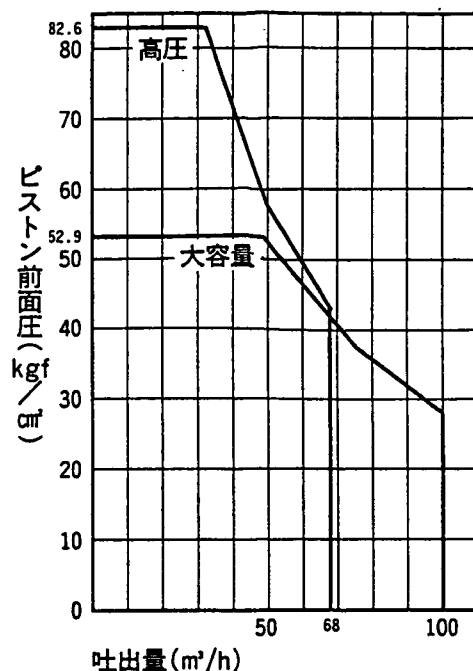
コンクリートの圧送には、表－１２、図－１７に示す最大吐出量 100m³/h 級の大型ポンプ車 (IPF110B-8E21, φ 205) を使用し、高圧設定にしてポンプ圧送試験を行った。高圧設定にしたので吐出量は 68m³/h、ピストン前面圧は 82.6kgf/cm² が限界となる。このポンプ車は、一般的なコンクリートを用いたポンプ圧送では、5B 管において水平 920m、垂直 125m の距離を圧送できる。吐出量は、下限の 10m³/h 時にはコンクリートの品質変化や管内圧力損失の傾向がばらつきやすい[4-7] ので、目標吐出量の下限を 15m³/h にした。また、高粘性コンクリートの場合には、上限 68m³/h でのポンプ圧送では圧送できないので、配管 1 では 15,45m³/h、配管 2 では 15,30,45m³/h に設定した。吐出量は、吐出量とアクセルの各設定レバーで調整している。すなわち、目標値に最も近くなるように両設定値の組み合わせを選択するもので、今回の場合には、目標吐出量 15m³/h は 13.5m³/h × 1.2=16.2m³/h、目標吐出量 30m³/h は 20.5m³/h × 1.4=28.7m³/h、目標吐出量 45m³/h は 27.0m³/h × 1.6=43.2m³/h とした。これらの設定レバーの数値は、一般的なコンクリートをもとに設定されたものであり、今回のような高強度コンクリートにおいては、計算された目標吐出量の通りに圧送できるとは限らない。後述の通り、実吐出量は目標吐出量とはかなり違った結果を得た。

コンクリートのポンプ圧送開始前には先送りモルタルを圧送して管内に付着させた。実際の工事では使用するコンクリートと同等以上のモルタルを圧送することになっているが、今回の場合には実際の構造物に打ち込まず、またモルタルの圧送後に管内の状態が安定するまで多量のコンクリートを圧送させて管内に付着させるので一般的な先送りモルタルで代用した。

表－１２ ポンプ車の仕様

車体	車幅	2490mm		
		アウトリガ 張出時	前部	4190mm
	後部		3870mm	
	車長	9360mm		
	車高	3250mm		
	ホッパ高	1350mm		
	最大出力	285ps/2300rpm		
配管洗淨	重量	15415kg(同上)		
	方式	水洗淨方式		
	水ポンプ	形式	往復動油圧ピストン式	
		締切圧力	65kgf/cm2	
		吐出圧力	40kgf/cm2	
		吐出量	320L/min	
	水タンク	400L		
ブーム	形式	3段油圧屈折式		
	最大リーチ	17.55m		
	最大地上高	20.85m		
	作業角度・長さ	上段	0~270°	5.75m
		中段	0~180°	5.3m
		下段	0~90°	6.5m
	旋回角度	360°全旋回		
	輸送管径	125A		
	ホース径	125Aまたは100A		
	アウトリガ 操作方式	水平	前	手動式
			後	油圧式
		垂直	油圧式	

最大骨材寸法	150A管	50mm		
	125A管	40mm		
	100A管	30mm		
スランプ	5~23cm			
ストローク長	1600mm			
シリンダ数	2			
ホッパ容量	0.45m ³			
吐出量	大容量	10~100m ³ /h		
	高圧	10~68m ³ /h		
ピストン前面圧	大容量	52.9kgf/cm ²		
	高圧	82.6kgf/cm ²		
油圧シリンダ径	φ105mm			
ピストン径	φ205mm			
輸送距離	150A管	大容量	水平	860m
			垂直	145m
		高圧	水平	1330m
			垂直	240m
	125A管	大容量	水平	590m
			垂直	125m
		高圧	水平	920m
			垂直	210m
	100A管	大容量	水平	360m
			垂直	95m
		高圧	水平	560m
			垂直	165m

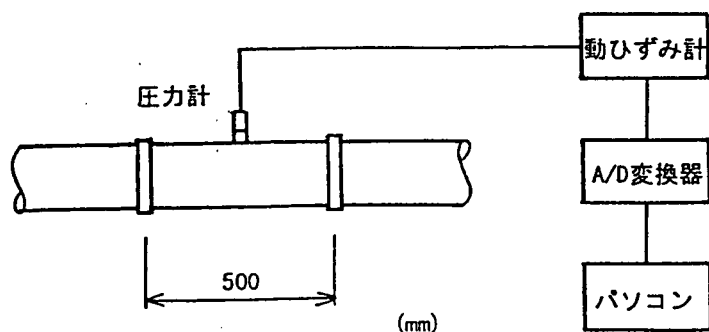


図－１７ 使用したポンプ車の吐出量とピストン前面圧の関係

(3) 管内圧力の測定

管内圧力の計測には、図－１８のように長さ 0.5m の計測管を取り付け、それに圧力計を設置して動歪み計、A/D 変換器、パソコンを経由して圧力波形を記録した。また、万一の場合に備えて直接記録用紙に出力も行った。計測管は製作の都合上、圧力計の取付け位置が片方の端部に偏っていたので、筒元に近い側を長い方 (30cm) に統一し、管内圧力損失の計算時にも加味した。

計測箇所は、図－１６に示したように配管 No.1 が 3 箇所、配管 No.2 が 7 箇所である。筒先近くの管内圧力は極めて小さく、波形も乱れて正確に把握できないので、筒元側に取付けた。一般的には、水平圧送を開始する計測管 P2 を基準にしているが、ポンプ車の吐出口近くの最大管内圧力を測定すること (管の破裂、ピストン前面圧との関連性を検討)、並びに計測管 P2 に至るベント管の管内圧力損失を把握することを目的に計測管 P1 を設けた。なお、計測管の径が 5B であったので、ポンプ車の吐出口直後の管内圧力は測定できなかった。圧力測定は、圧送開始して管内の残留コンクリートを排出した後、1 ～ 2 分間圧送を続けて圧送状態が安定した時点で実施した。



図－１８ 計測管と管内圧力測定機器の接続方法

3. 4 試験結果及び考察

3. 4. 1 吐出量の補正

吐出量は、前述のようにポンプ車に取り付けられた吐出量とアクセルの設定レバーで目標値に合わせる仕組みになっている。この設定は一般的なコンクリートと配管によって確認されたもので、今回のように特殊な条件下では事前に確認する必要があったが、今回のポンプ圧送試験では試験費の制約があり、従来の設定通りで実施しなければならなかった。

表－13は、各配管における目標吐出量 Q_p 、理論吐出量 Q_t 及び実吐出量 Q_r を比較したものである。理論吐出量は、式（1）に示す通り、設定された目標吐出量で圧送した時に記録された圧力波形の単位時間当たりの個数 n/t とシリンダー容積 V_c から計算された値である。ポンプ車近傍では係員がストローク数とその時間を測定し、両値が同程度であることを確認した（表－13中の実測ストローク数を指す）。また、実吐出量 Q_r は、式（2）のようにポンプ車の容積効率 η を掛け合わせて求める。

$$Q_t = V_c \times n/t \quad (1)$$

$$Q_r = \eta \times Q_t \quad (2)$$

式（2）の容積効率 η は、吸入効率と吐出効率の双方が関係する。吸入効率とはポンプ車のホッパからシリンダーへのコンクリートの流入状態によって主に影響され、コンクリートの性質（変形性、粘性）とストローク数とその影響因子となるものである。一方、吐出効率は、機械の摩耗や鉛直方向の配管によって吸入吐出弁部分での高圧側から低圧側への逆流損失が発生することに伴うものである。それぞれを明確に数値で表したものはなく、容積効率として標準的な値はピストンポンプの場合には約 90%であり、スランブを大きくする等の処置を施してもこれ以上の効率が向上することはない。表中の値は、この 90%を基準に、当日の試験において廃棄容器や受け側のホッパが一杯になる時間から決めた。試験条件の制約があり、当初は理論吐出量で評価して容積効率については 90%で計算しようと考えていたこともあり、排出したコンクリート量や時間には正確さに欠ける部分があった。そこで、0.05 単位の概数とし、既往文献の値や試験状況（ピストン前面圧、コンクリートの状態など）を加味して数値を決めた。

表－13の結果によれば、理論（実）吐出量は目標吐出量とはかなり異なる結果になった。とりわけ、水平圧送のみの配管 1 において、目標吐出量 $15\text{m}^3/\text{h}$ の設定時にはその 2 倍近くで速度でポンプが作動した。また、吐出量が大きくなるに従って、設定した目標吐出量と実吐出量には大きな違いは見られなくなっている。吐出量とアクセルの設定レバーの設定位置に関しては、試験当日及び試験後の打合せによって十分に確認し、それらに誤りはないようである。ポンプ車の設定は、前述のように標準的な試験条件下で確認されたものであり、また、吐出量 $30\text{m}^3/\text{h}$ 前後を基準としてポンプ車の設定を行ったものと推測される。以上のように、目標吐出量、理論吐出量及び実吐出量に大きな違いを生じたことから、以下の内容では実吐出量で表記する。

表－１３ 目標吐出量、理論吐出量及び実吐出量の結果

配管条件	目標吐出量 $Q_p(\text{m}^3/\text{h})$	圧力波形のデータ			実測 ストローク数 (回/分)	理論 吐出量 $Q_t(\text{m}^3/\text{h})$	容積効 率 η	実吐出 量 Q_r (m^3/h)
		波形数 $n(\text{個})$	時間 $t(\text{分})$	n/t (個/分)				
配管1	15	17	1.66	10.3	11.0	32.5	0.90	29
	45	6	0.33	18.2	19.5	57.6	0.80	46
配管2	15	9	0.99	9.1	9.2	29.0	0.85	25
	30	12	0.93	12.9	13.1	40.9	0.80	33
	45	21	1.29	16.3	16.2	51.6	0.75	39

シリンダー容積： 0.0528m^3 理論吐出量の計算には n/t の値を用いた。

3. 4. 2 コンクリートのフレッシュ性状

出荷、荷卸し及び筒先でのコンクリートのフレッシュ性状に関する試験結果を、表－１４に示す。また、それぞれの試験値に関し、ポンプ圧送前後で対比させたグラフを図－１９に、練り上がりからの経過時間に着目したグラフを図－２０に示す。

荷卸し時のスランブフローの目標値を $57.5 \pm 2.5\text{cm}$ としてコンクリートの製造を行ったが、２台目のアジテータ車において目標値の下限よりも約 5cm 小さくなった。これは、１台目と２台目の間では配管換えのために１時間程度の空き時間が発生し、生コン工場での連続製造ができなかったこと、すなわち、細骨材の表面水率の微妙な設定値のずれや普通コンクリートとの交互出荷が原因であると判断される。そこで、アジテータ車内に高性能 AE 減水剤 0.05% を後添加し、高速攪拌後に再試験を行うことにした。後添加後のスランブフローは 57cm と後添加前よりも約 7cm 大きくなり、事前に定めた目標値を十分に満足する結果が得られた。

２台目の結果を受けて、３台目の出荷は表面水率の設定値をやや低めにし、１台目と同程度のスランブフローに調整するようにした。ところが、荷卸し試験ではスランブフロー 51cm であり、２台目とあまり相違のない結果で得た。２台目と同様に高性能 AE 減水剤の後添加を検討したが、生コン工場に確認したところ、前述のように問題のない範囲で出荷されていることがわかったので、再度試料を採取して試験を実施した。再試験ではスランブフロー 55.5cm となり、目標値を満足したのでこのコンクリートを用いてポンプ圧送試験を行うことにした。３台目の結果は、荷卸し時の圧縮強度用供試体を採取しないため、アジテータ車から採取したコンクリート量が少なく、ドラムから排出時のコンクリートの不均一性、シュート、一輪車及び練り舟におけるペースト分の付着、あるいは外気による試料表面のこわばりの程度などが影響したものと推測される。

荷卸し時の V 漏斗流下時間に関しては、いずれも 20 秒前後の値となり、実機試験結果によってなるべく水量を減じる方向で表面水率の設定を行った効果が見られた。空気量の目標値に関しても、アジテータ車 2 台目の変動した試験結果があったので、当初、目標とした $4.0 \pm 0.5\%$ の狭い範囲を満足しなかったが、2

台目を含めても±1.0%の範囲には調整することができた。

図-19、図-20によれば、スランブフローはポンプ圧送によって低下する傾向にあり、配管が長く、吐出量の大きい方が低下しやすいようである。とはいえ、スランブフローの低下量は最大でも10cm未満であり、高流動コンクリートや高強度コンクリートの既往文献[例えば、1-5]に比べて大きな値ではなく、圧送前の目標値をやや高めにすることによって十分対応できる範囲である。既往文献[4-7,5-7]では、圧送前のスランブフローが小さいほど、低下量が大きくなる傾向が示されており、図-19の試験結果は、見方によってはそのようにも判断される。しかし、荷卸し時のスランブフローやV漏斗流下時間が極めて狭い範囲なので、それよりも配管及び吐出量を変化させた影響の方が大きいと考えられる。50cmフロー到達時間については、ポンプ圧送によって小さくなる傾向があるが、スランブフローが50cm付近での試験値であるので、その試験値からコンクリートの粘性の大小を評価するのは難しい。

今回のポンプ圧送試験において最も着目すべき点はV漏斗流下時間の変化である。すなわち、ポンプ圧送前のコンクリートはV漏斗流下時間が20秒前後であるのに対し、ポンプ圧送後には7～10秒にまで低下している。ポンプ圧送中のせん断変形によってコンクリートの粘性が低下することが報告されている[4-1,4-7]が、スランブ（フロー）の低下等の影響も受けており、今回の試験結果のように明確な結果は見受けられない。V漏斗流下時間が7～10秒は、土木学会が制定した高流動コンクリート施工指針[1-5]の標準値と一致しており、U形充てん試験器などによって自己充てん性が確認されれば、締固めが不要な自己充てんコンクリートとしての使用が十分可能な結果であると判断される。

一方、空気量に関しては、ポンプ圧送によって1～2%増加する傾向にある。しかし、図-20のように出荷から荷卸しまでの時間経過によっても空気量が増加している。これは、すでに図-15で示したように実機による配合選定試験でも同様の結果であった。コンクリートの空気量が増加する原因としては、アジテータ車における荷卸し時やポンプ車への排出時の高速攪拌（今回は中速程度に抑えている）やポンプ圧送時の鉛直（下向き）配管下での流下に伴う空気の巻き込みが考えられる。また、使用した高性能AE減水剤及び抑泡剤の空気量調整成分の持続性や安定性なども影響しているようである。もちろん、空気量の調整は出荷時の目標値を下げることによって可能である。

なお、コンクリート温度が30℃を超える、かなり厳しい条件下でのポンプ圧送試験であったが、降雨による配管の冷却効果もあってポンプ圧送したコンクリートへの影響は少なく、安定した状態でのポンプ圧送が行われたものと判断される。

表-14 ポンプ圧送試験における出荷、荷卸し及び筒先でのコンクリートのフレッシュ試験結果

ポンプ車No	出荷					荷卸し					筒先						
	NA	練上り	試験	スランプフロー	空気量	試験	スランプフロー	V漏斗	空気量	加圧B	配	実吐出量	試験	スランプフロー	V漏斗	空気量	加圧B
	量	時刻	時刻	50cm70-到達時間	C温度	時刻	50cm70-到達時間	V1	C温度	供試体	管	(m³/h)	時刻	50cm70-到達時間	V1	C温度	供試体
				70-停止時間			70-停止時間	V2						70-停止時間	V2		
1	1.5T	13:10	13:12	64×64cm	3.7%	13:21	57×59cm		4.3%	実施	1	29	13:37	59×60cm		5.5%	
				7.3秒			7.5秒	19.6秒						4.7秒	8.7秒		
				25.4秒	32℃		28.2秒	19.6秒	31℃	6本				18.8秒	7.7秒	31℃	6本
2	2.0T	14:49	14:52	53×52cm	3.1%	15:00	49×50cm		3.4%	実施		46	13:46	52×51cm		5.5%	実施
				13.1秒				22.0秒						7.5秒	8.5秒		
				17.0秒	33.5℃		20.4秒	19.3秒	31℃	36本				17.3秒	8.3秒	31℃	6本
						15:15	57×57cm		3.2%		2	25	15:35	56×54cm		4.5%	
						後添加後	6.8秒	19.1秒						4.5秒	9.9秒		
						SP=0.05%	21.0秒	18.9秒	31℃					16.3秒	9.0秒	30℃	6本
3	2.0T	15:05	15:07	63×63cm	3.3%	15:21	52×50cm		4.5%			33	16:02	46×49cm		5.3%	実施
				5.4秒			9.6秒	21.9秒						秒	10.5秒		
				19.2秒	33.5℃		20.5秒	21.4秒	32℃					11.9秒	9.6秒	30℃	15本
						15:45	57×54cm		4.3%			39	16:14	49×50cm		6.3%	
						確認	7.5秒	19.7秒						秒	7.4秒		
							20.2秒	19.3秒	30℃					12.4秒	6.6秒	31℃	6本

<荷卸し時の目標値>

スランプフロー : 57.5±2.5cm
V漏斗流下時間 : 20±2.5秒
空気量 : 4.0±0.5%

SP=1.6%
表面水率6.2%
練混ぜ・積載量 : 1.5m³/バッチ×3バッチ=4.5m³

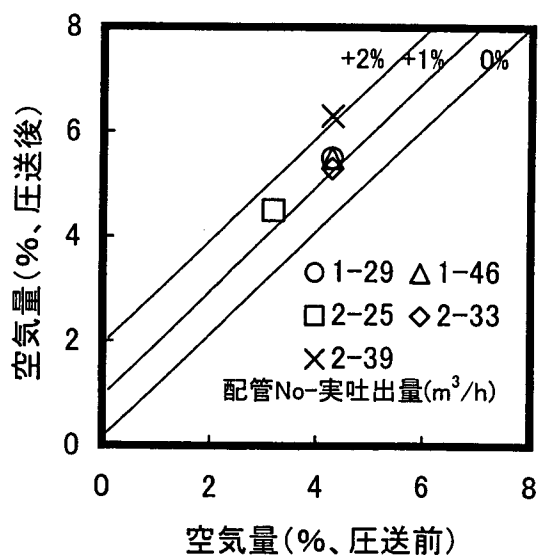
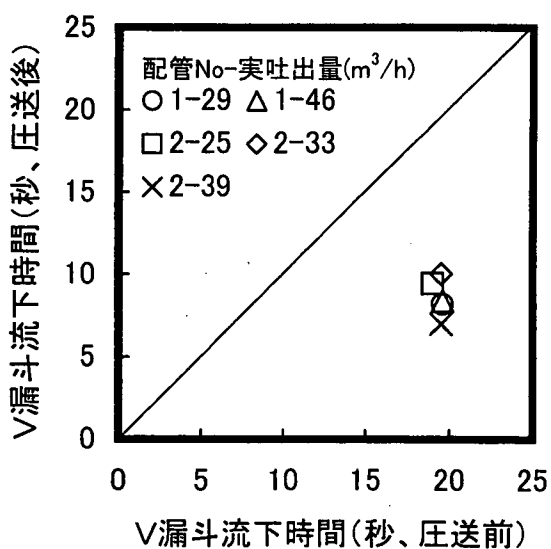
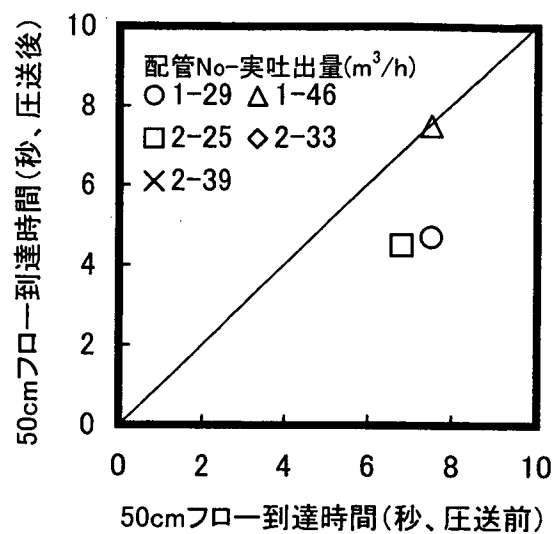
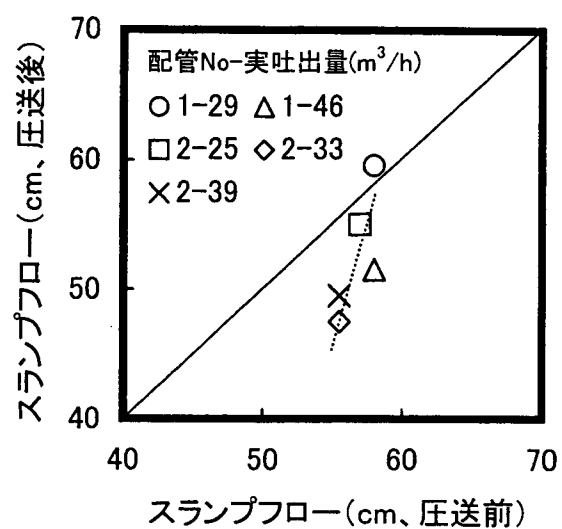


図-19 ポンプ圧送前後のフレッシュ性状の変化

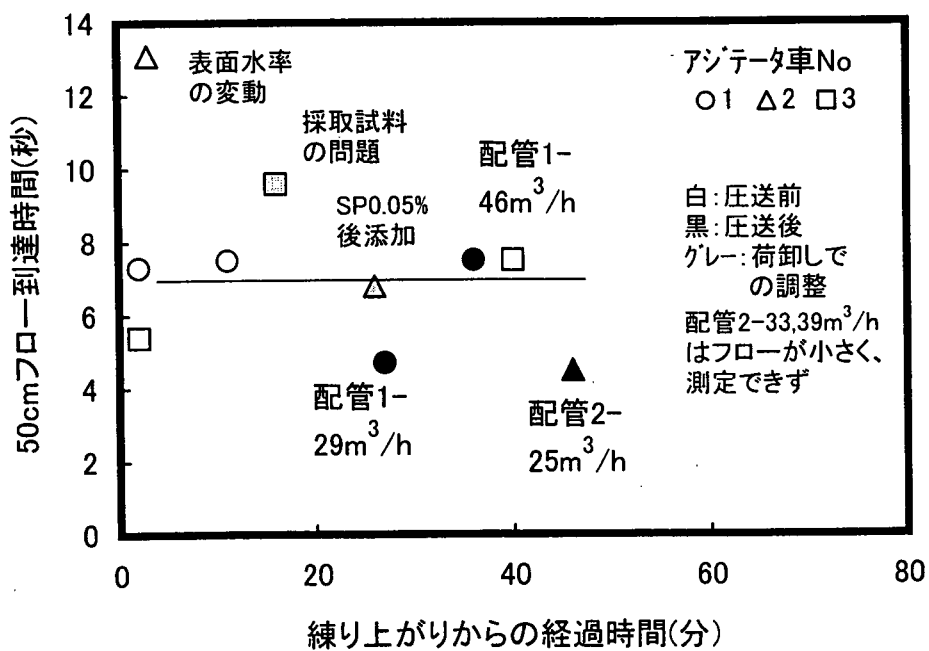
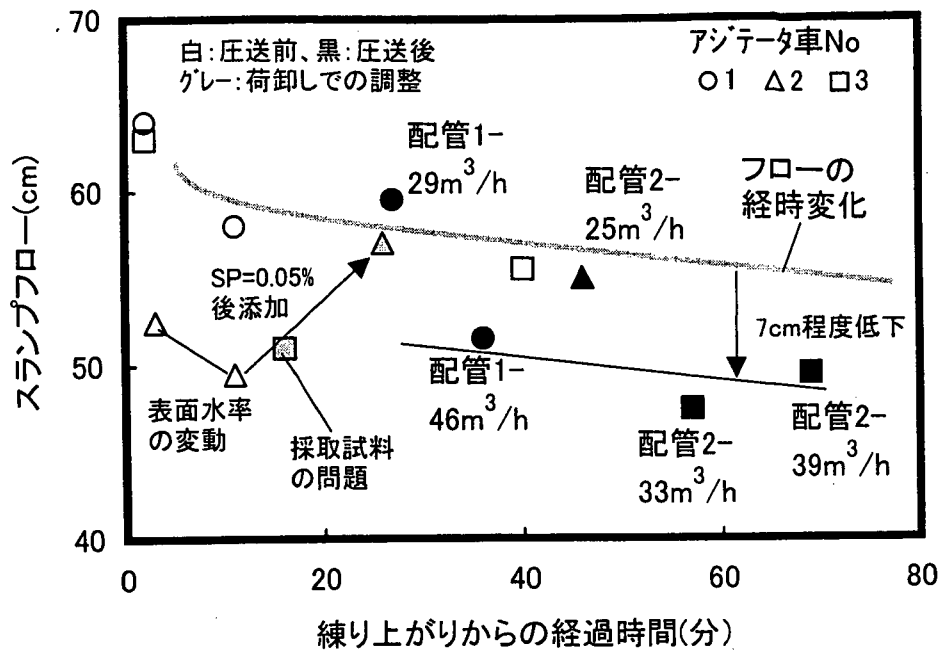


図-20 (1) 練り上がりからの経過時間に着目したフレッシュ性状の変化

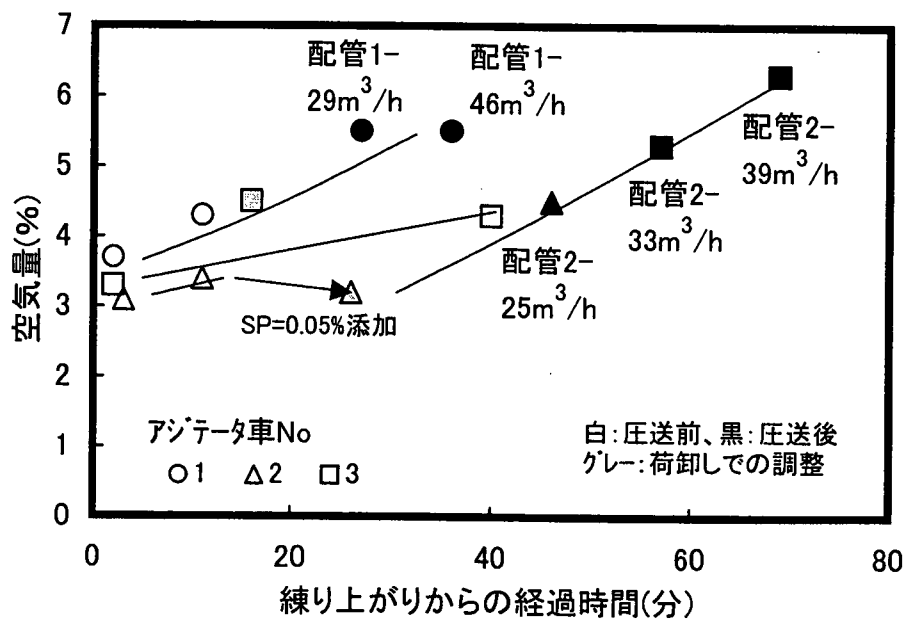
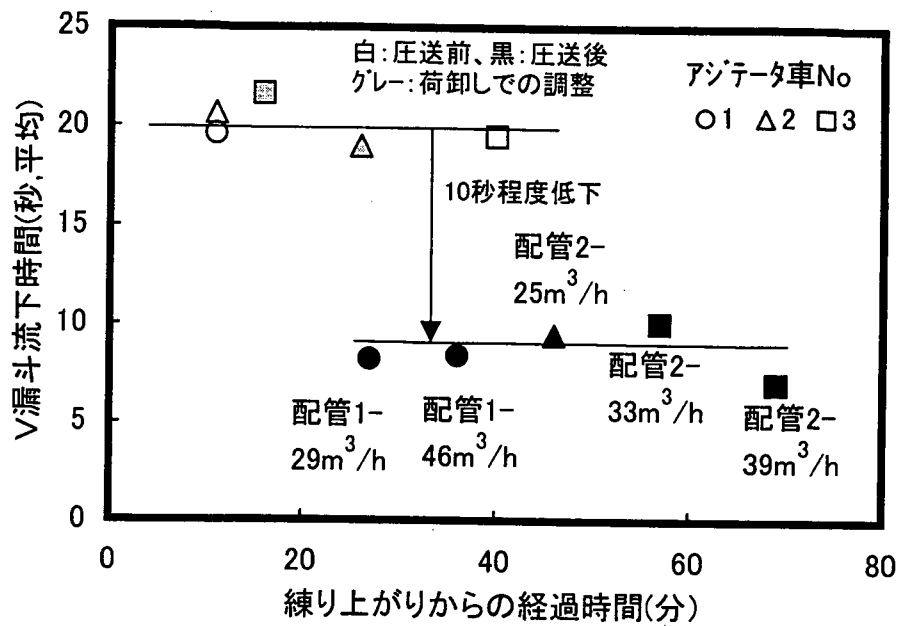


図-20(2) 練り上がりからの経過時間に着目したフレッシュ性状の変化

3. 4. 3 コンクリートの加圧ブリーディング性状

図-21は、ポンプ圧送前後に採取したコンクリートを使用し、加圧ブリーディング試験を実施した結果である。図-21の結果によれば、使用したコンクリートは、一般にポンプ圧送性が良好と判断されている標準曲線 B と標準曲線 C の範囲から大きく外れており、ポンプ圧送が困難なコンクリートであることが理解できる。既往文献[4-7]を参考にすれば、粉体系高流動コンクリートの加圧脱水量は概ね標準曲線 C 付近であり、それよりもさらに小さな値になることがわかった。ポンプ圧送前後の加圧脱水量には顕著な違いはなく、ポンプ圧送の影響は小さいものと判断される。

今回のポンプ圧送条件下では、吐出量 $20 \sim 30 \text{ m}^3/\text{h}$ の範囲であれば、十分に円滑な圧送であり、スランブフローの低下もほとんど見られなかった。一方、後述するようにピストン前面圧や管内圧力損失は一般的な値よりも極めて大きな値となった。改訂された土木学会ポンプ指針[1-3]では、コンクリートはすべりによって管内を移動するため、コンクリート中のペースト分によって管内面に円滑層を築くことが重要であり、加圧ブリーディング試験の良好な範囲は、コンクリート中の水分移動のしやすさを定量的に把握するものがあるとしている。よって、加圧脱水量が標準曲線よりも小さくてもポンプ圧送は可能であり、前述のようにスランブフローなどの変化が必ずしも大きくなるとは限らないが、ポンプ圧送時の管内圧力損失の増大によってポンプ圧送可能範囲が狭くなる可能性を有している。

また、今回の加圧ブリーディング試験結果において、荷卸し時にスランブフローが 50cm に低下したコンクリート（圧送前 2）の加圧脱水量は、スランブフローが 59cm の場合（圧送前 1）よりも極めて少ない。圧送前 2 に対し、高性能 AE 減水剤を 0.05% 後添加した場合（圧送後 2-33）には、ポンプ圧送後の加圧脱水量は、その他の試験結果と同程度の値に増加している。前述のように加圧脱水量の減少は、管内圧力損失の増加を招く傾向にあり、場合によっては今回よりもスランブフローの低下も大きくなった可能性がある。すなわち、スランブフローの目標値次第では、高強度コンクリートのポンプ圧送性に大きく変化する可能性があるが、本委員会においてスランブフローの目標値を 60cm にしたことは適切な判断であったものと考えられる。

図-22は、図-21の横軸である経過時間を対数で表現したものであり、図-21よりも加圧量の変化の違いが明確になっている。すなわち、ポンプ圧送前後において最終的な加圧脱水量に違いはなくても、加圧開始直後の脱水量はポンプ圧送後の方が小さい。また、スランブフローが 50cm まで低下したコンクリートの加圧脱水量は、最終値よりも加圧開始時の脱水量が少ないことがわかる。これに対し、高性能 AE 減水剤を後添加したコンクリートのポンプ圧送後における加圧脱水量は、スランブフロー 59cm のコンクリートと最終値は同程度であっても、加圧開始直後の脱水量が少ない傾向は改善されていない。高流動コンクリートの文献[4-7]ではポンプ圧送に伴うスランブフローの低下が顕著で、加圧脱水量も増加する結果が報告されている。今回の試験はデータが少ないので、スランブフローの変化と加圧脱水量を直接的に関連付けることはできないが、加圧脱水量の増減や加圧開始直後の脱水量に着目する必要もあるものと判断される。

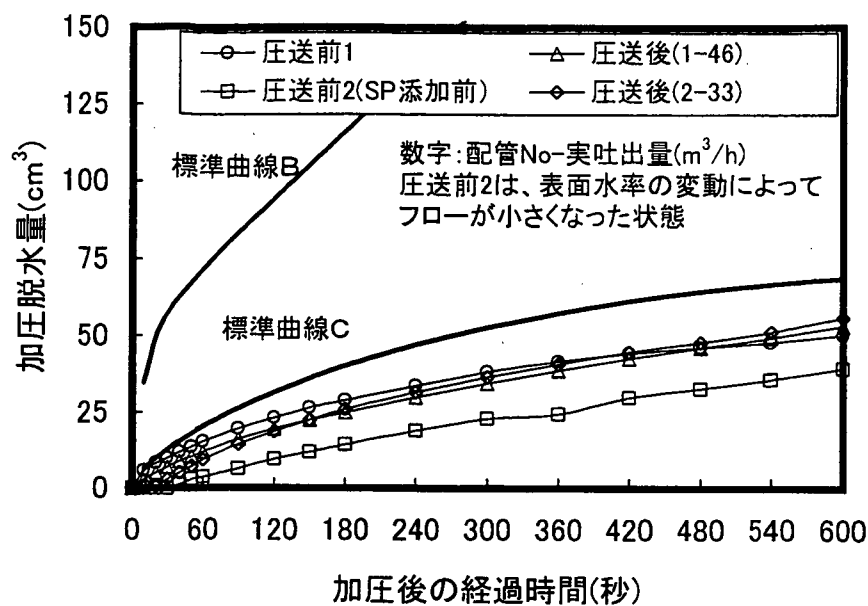


図-21 加圧ブリーディング試験結果

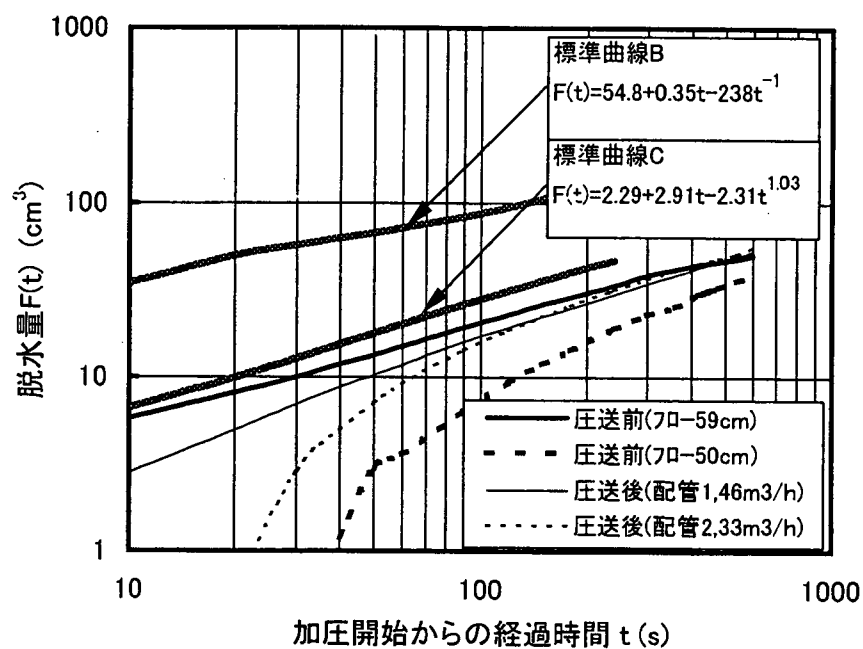


図-22 加圧ブリーディング試験結果 (対数表示)

3. 4. 4 コンクリートの硬化性状

今回のポンプ圧送試験では、28 日、91 日の 2 材齢において標準水中養生を施したコンクリートの圧縮強度およびヤング係数の測定を行った。コンクリートの材齢と圧縮強度およびヤング係数の関係を、図-23 に示す。ポンプ圧送前に採取したコンクリートの圧縮強度は、荷卸し 2 回の試験結果を平均すると、材齢 28 日で 83N/mm^2 、材齢 91 日で 103N/mm^2 を発現しており、当初の目標強度を満足している。しかし、ポンプ圧送後のコンクリートは、いずれもポンプ圧送前よりも圧縮強度が小さく、最大 20N/mm^2 程度の低下が見られる。ヤング係数の結果もこれと同様の傾向を示し、ポンプ圧送によるヤング係数の低下量は、最大で約 7kN/mm^2 である。よって、設計基準強度 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートを適用するに当たっては、ポンプ圧送による強度低下を加味した設計を行うか、強度低下が小さいポンプ圧送条件下で施工する必要がある。基本的には、後者のように品質確保できる施工方法を検討することが現実的である。

一般のコンクリートに関しては、ポンプ指針[1-3]ではスランプ、空気量の変化については記載されているものの、圧縮強度やヤング係数は具体的な記載がない。既往文献を調査しても、高強度、高流動等の特殊なコンクリートがほとんどであり、一部の文献に比較としてわずかなデータがプロットされる程度である。ポンプ車が使用され始めた頃にはポンプ圧送前後の確認も行われたのであろうが、現在、荷卸し時点での試験が標準化しており、特殊な工事以外は確認されていないようである。一般コンクリートに関しては、ポンプ指針[1-3]でも触れているように、スランプ低下時の加水による硬化後の品質低下である。ポンプ圧送によって空気量が減少する[1-3]と言われており、その影響のみから判断すれば、ポンプ圧送後によって圧縮強度が若干大きくなる可能性を有する。

図-23 によれば、普通ポルトランドセメントを使用した高強度コンクリートであっても、材齢 91 日強度は材齢 28 日強度の 1.2 倍前後になっており、管理材齢を長くすることによって水セメント比の大きなコンクリートを使用することができる。今回の試験では普通ポルトランドセメントを使用したが高強度コンクリートは単位セメント量が極めて多いため、今後、低発熱型のセメント（低熱ポルトランドセメント、混合セメント）の使用も考えられる。その場合には、材齢 28 日以降の強度発現が一層大きくなることから、適切な管理材齢を決める必要がある。

図-24 は、コンクリートの圧縮強度とヤング係数の関係を示したものである。図中には、普通コンクリートに関して日本建築学会の RC 規準式の曲線を、設計基準強度 80N/mm^2 までの範囲に対して土木学会コンクリート標準示方書設計編の設計用値を、また、高強度コンクリートを対象にした日本建築学会 NewRC の式と ACI363 の式を表した曲線を示した。図-24 に示すように高強度コンクリートの所定の圧縮強度に対するヤング係数は、普通コンクリートよりもかなり小さくなっており、高強度コンクリートに対して通常コンクリートの関係式は使用できないことがわかる。今回のポンプ圧送試験によって得られた圧縮強度とヤング係数の関係は、コンクリート標準示方書および高強度コンクリートを対象とした関係式と一致しており、それらの値、関係式を用いた設計が可能であると判断される。ここで、圧縮強度 80N/mm^2 未満の範囲では、コンクリート標準示方書の設計用値の方が実測値よりも大きい。これに関しては、設計基準強度に対して割り増しを行った配合強度によってコンクリートが製造されるため、例えば、設計基準強度 60N/mm^2 の場合には配合強度 75N/mm^2 前後となり、ヤング係数の設計用値は実際のヤング係数とほぼ一致することになる。

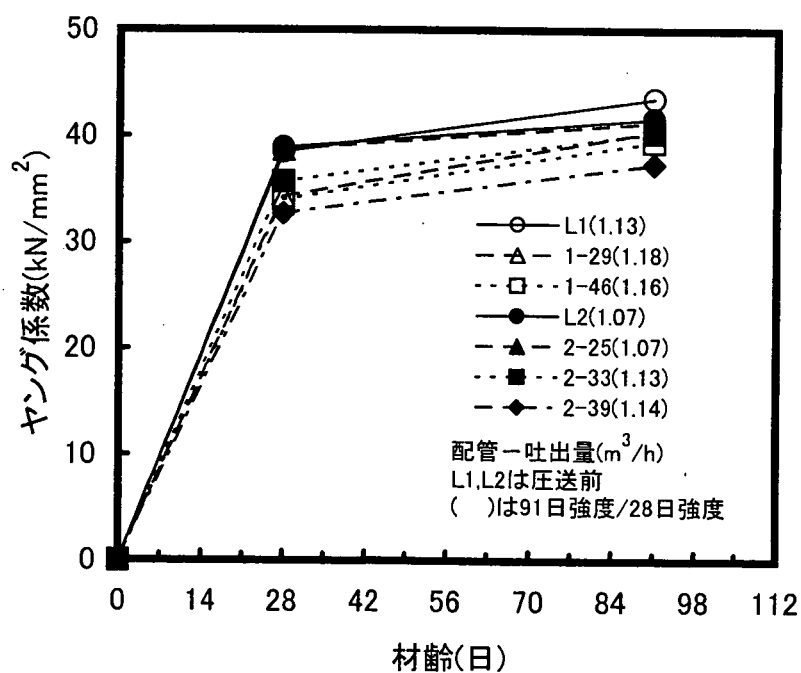
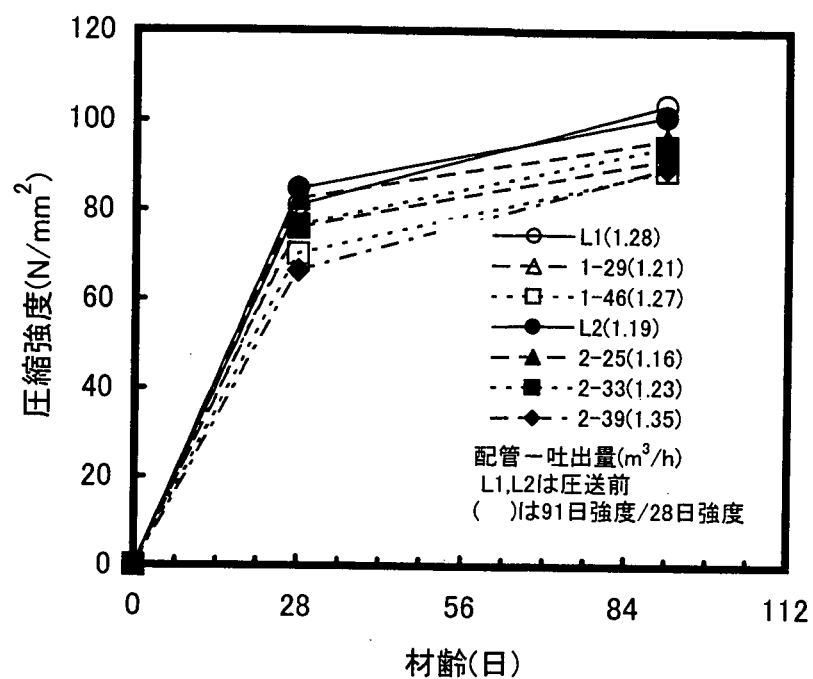


図-23 材齢と圧縮強度およびヤング係数の関係

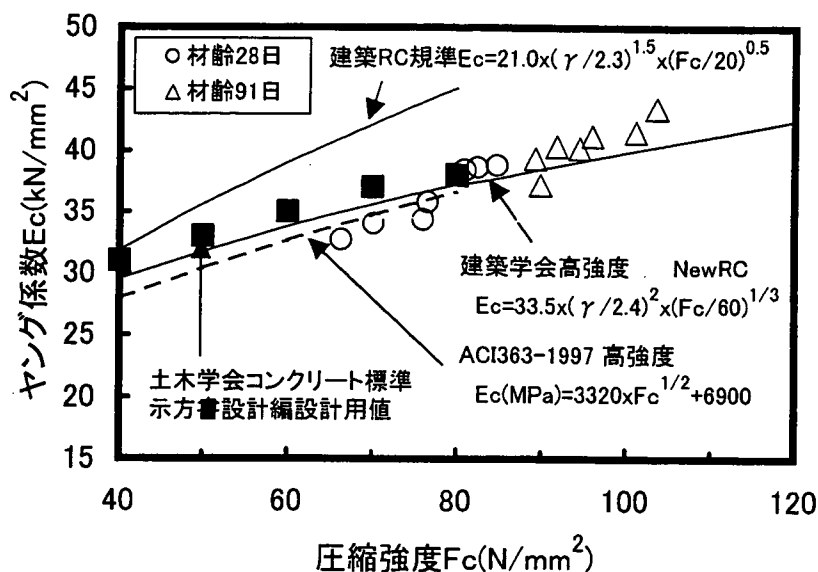


図-24 圧縮強度とヤング係数の関係

図-23においてポンプ圧送後の圧縮強度およびヤング係数が小さいことから、図-25のように実吐出量と圧縮強度、ヤング係数および密度の関係を調べた。コンクリートの圧縮強度及びヤング係数は、吐出量の増加に伴って低下する傾向がある。材齢28日においては、配管1の変化が緩やかであるのに対し、配管2では吐出量約25m³/hを超えると急激な低下を示している。よって、硬化コンクリートの品質を確保する上では、吐出量をなるべく小さく設定するのが望ましいと考えられる。圧縮強度試験に使用する供試体の質量を体積で除した密度についても、吐出量との関係を調べた場合、圧縮強度およびヤング係数と同様に吐出量の増加に伴って低下しており、配管1においては吐出量約25m³/hを超えた時点で急激な低下も見られる。コンクリートの強度は、コンクリート中の空隙量が増加するほど低下する傾向にあることから、この密度の低下が圧縮強度およびヤング係数の低下を引き起こしたものと推定される。

そこで、図-26に示す通り、コンクリートの密度比と圧縮強度比およびヤング係数比の関係を調べた。ここで、密度比などの値は、圧送後の値を圧送前の値で除したものである。規準となる圧送前の値が、アジテータ車によって若干異なる結果であったため、このように比率で関係を表現した。図-26によれば、密度比と圧縮強度比及びヤング係数比を一次関数で近似した場合、双方とも極めて高い相関を示した。すなわち、圧縮強度及びヤング係数の低下は、前述の推定通り、コンクリートの密度変化に伴うものであり、図-25における吐出量との関係は副次的なものと言える。

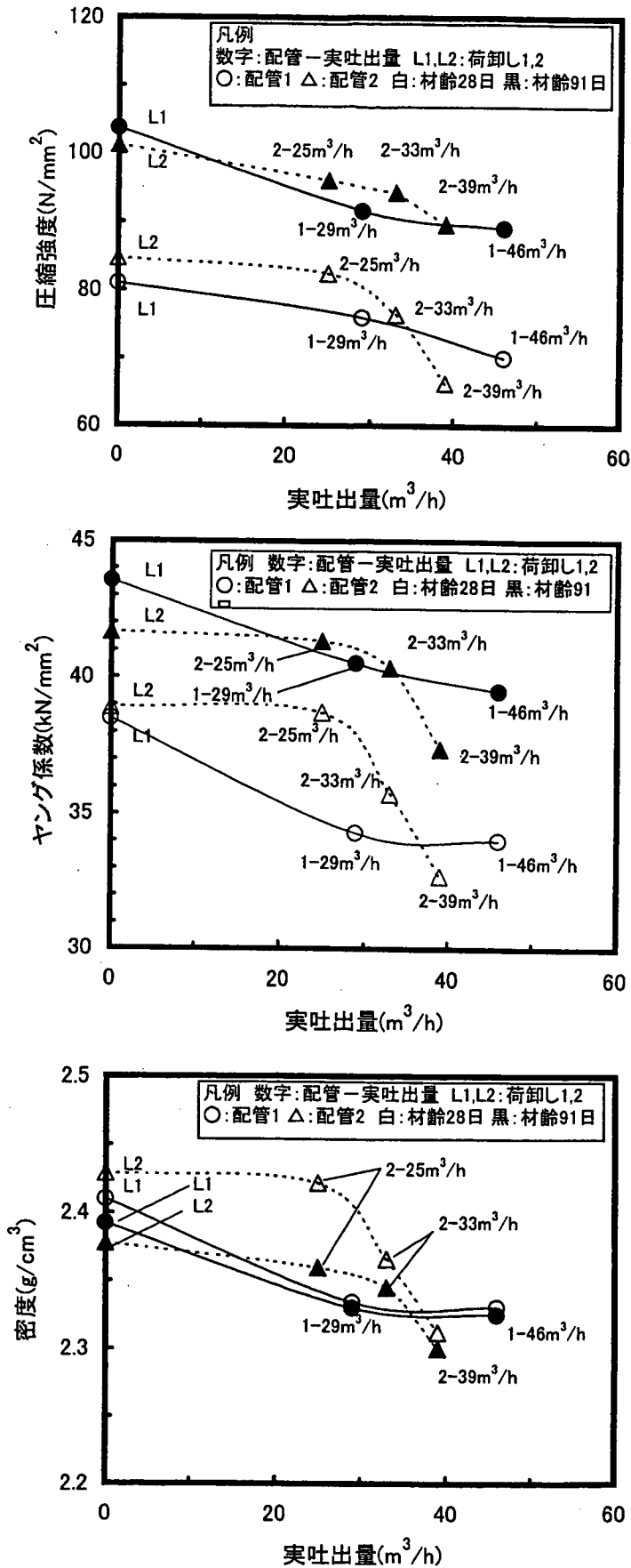


図-25 吐出量と圧縮強度、ヤング係数および密度の関係

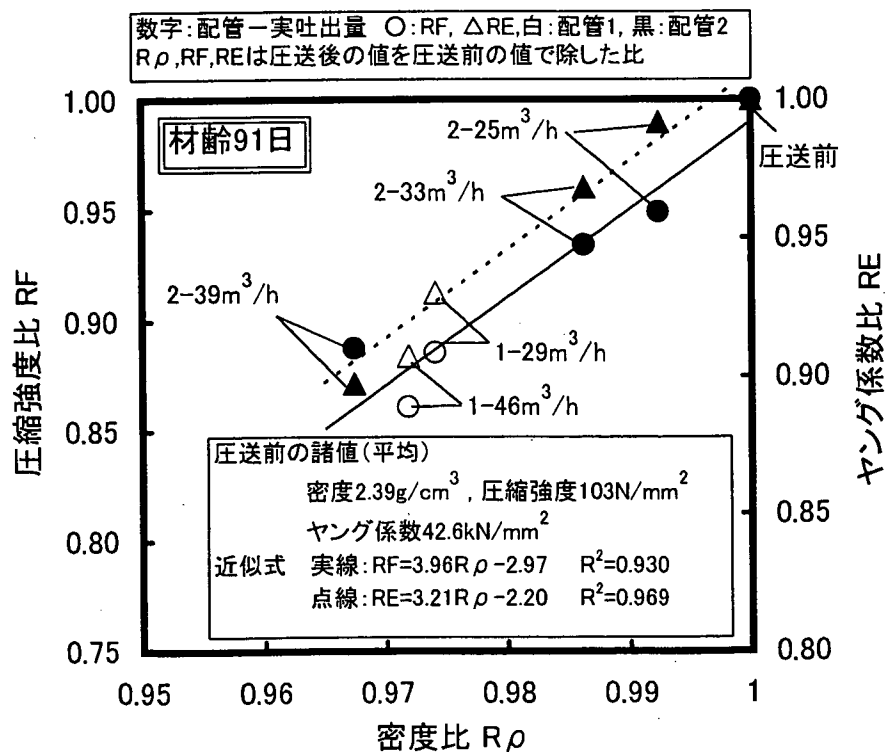
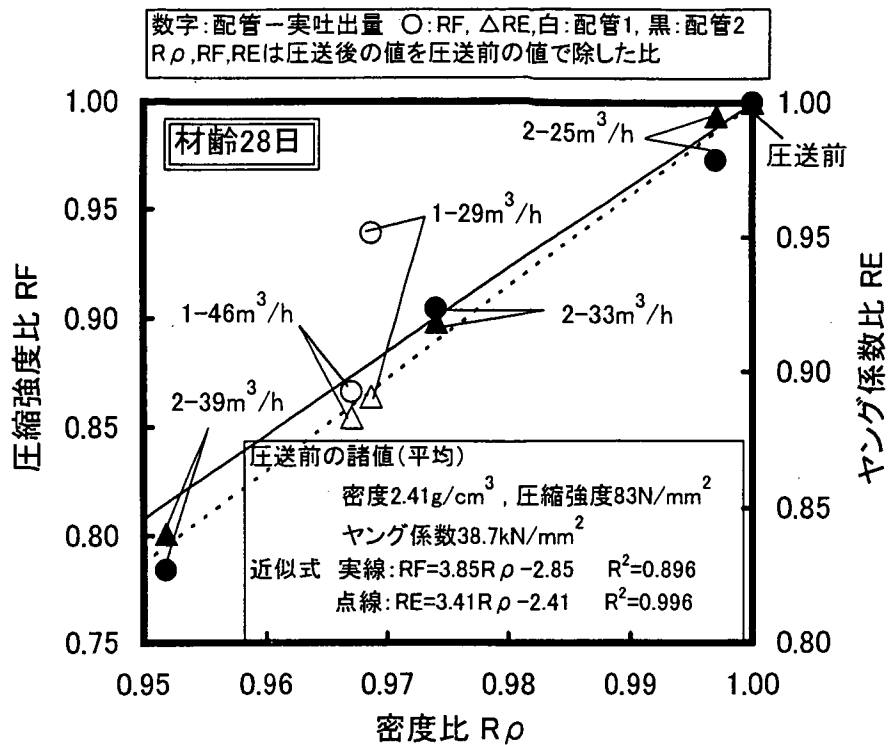


図-26 密度比と圧縮強度比およびヤング係数比の関係

図-27では、フレッシュコンクリートの空気量と圧縮強度およびヤング係数の関係を調べた。フレッシュ時の空気量の増加に伴い、圧縮強度およびヤング係数が低下しており、前述の密度の低下は、構成材料（水、セメント、骨材）の比率が変化した結果ではなく、フレッシュ時の空気量の増加が起因したものと判断される。これに関し、図-28のようにフレッシュ時の空気量と硬化コンクリートの密度の関係も調べた。図中には、配合と空気量の増加分から計算される推定密度も表した。材齢 91 日の密度の大部分は、配合から計算された推定密度の直線上にプロットされ、フレッシュ時の空気量が硬化コンクリートの密度に寄与していると判断される。一方、材齢 28 日の値については、空気量の増加によって密度が小さくなっているものの、推定密度の直線よりもかなり上に位置している。材齢 28,91 日の双方が大きくなった L1 のようなものは、例えば、供試体とエアメーターで試料の採取方法が異なり、供試体の試料中から空気が抜けて密度が大きくなったことが憶測される。材齢 28 日のみの密度は推定密度の直線よりも大きい点については、その他の要因（水槽から出してから圧縮強度試験を実施するまでの供試体の乾燥状況など）があるものと判断されるが、明らかではない。

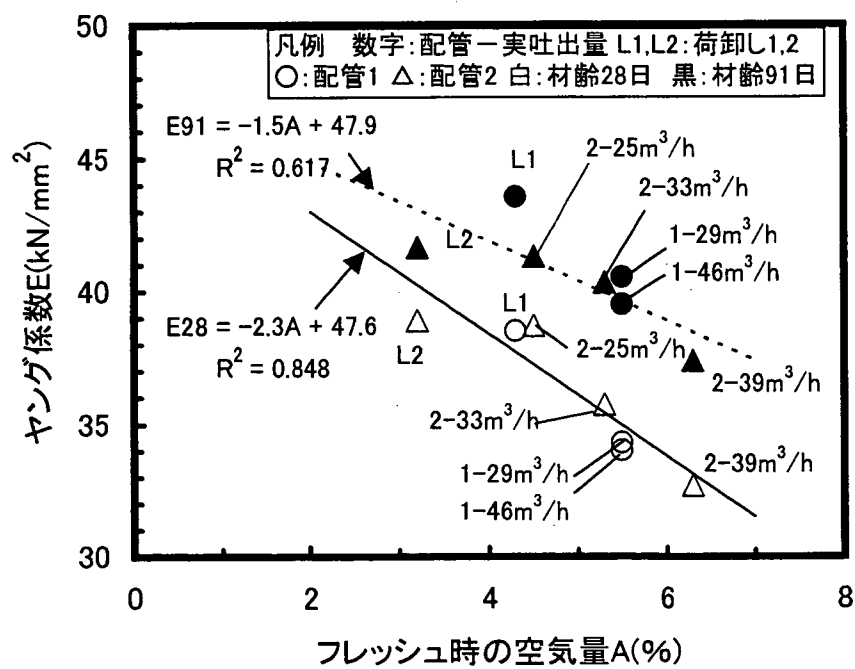
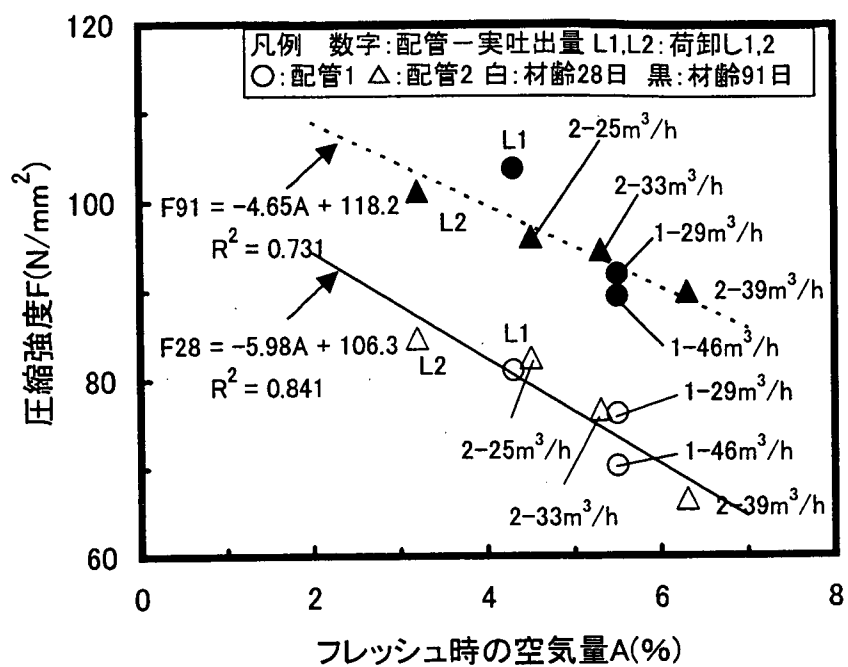


図-27 フレッシュ時の空気量と圧縮強度およびヤング係数の関係

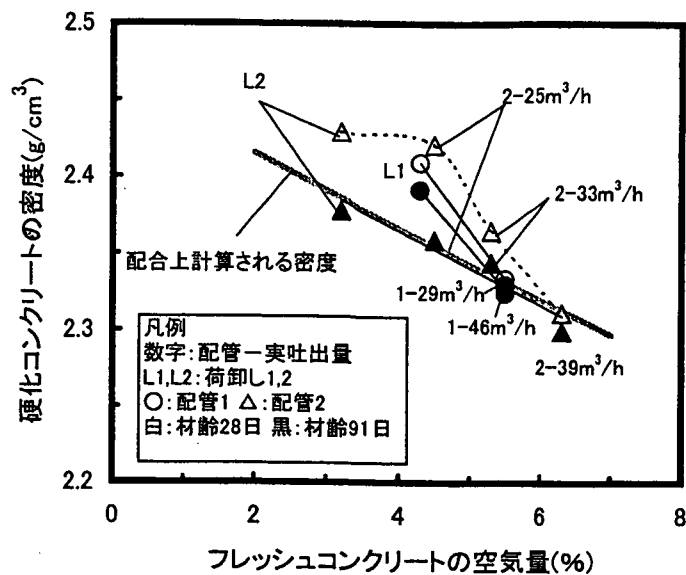


図-28 フレッシュコンクリートの空気量と硬化コンクリートの密度の関係

3. 4. 5 ポンプ車のピストン前面圧

コンクリートの実吐出量とポンプ車のピストン前面圧の関係を、図-29に示す。ここで、ピストン前面圧 P とは、式(3)に示す通り、ポンプ車の主油圧 P_o 、油圧シリンダ径 D_o 及びピストン径 D_p によって計算される。

$$P = P_o \times \frac{D_o^2}{D_p^2} \quad (3)$$

配管2は配管1に比べて両者の関係を示す近似直線の傾きが大きく、圧送性能限界線に達する限界吐出量も小さい。限界吐出量は、配管1が $41.1\text{m}^3/\text{h}$ 、配管2が $32.9\text{m}^3/\text{h}$ と計算された。これは、図-29に示すように高強度コンクリートの既往データ[5-2]の平均的な値である。しかし、吐出量 $25\text{m}^3/\text{h}$ 付近では高強度コンクリートの既往のデータ[5-2]では最小のもの、本実験と同等の配管でポンプ圧送試験を実施した高流動コンクリートの結果[4-8]と同程度となる。これは、ポンプ圧送性を考慮してスランプフローを大きくしたことが原因であると判断される。このように、流動性を高めた高強度コンクリートでは、吐出量の増加に伴ってピストン前面圧が急激な増加する現象に配慮したポンプ計画が重要となる。

なお、今回の試験ではコンクリートの圧送量がわずかであったため、ポンプ車に支障は生じなかったが、実際の工事で連続的なポンプ圧送を行った場合には極めて危険である。油圧記録者及びポンプ業者によって、ポンプ圧送試験時に油圧計の値がかなり大きな値であることには気づいていたが、圧送後まで実吐出量が把握できなかったのも、このような危険領域であることが把握できなかった。ポンプ圧送は、ポンプ圧送業者の判断に任せがちであるが、高強度コンクリートのポンプ圧送に当たっては、油圧計の読み値などの詳細な事柄に関しても、施工管理者が入念にチェックする必要があるものと判断される。

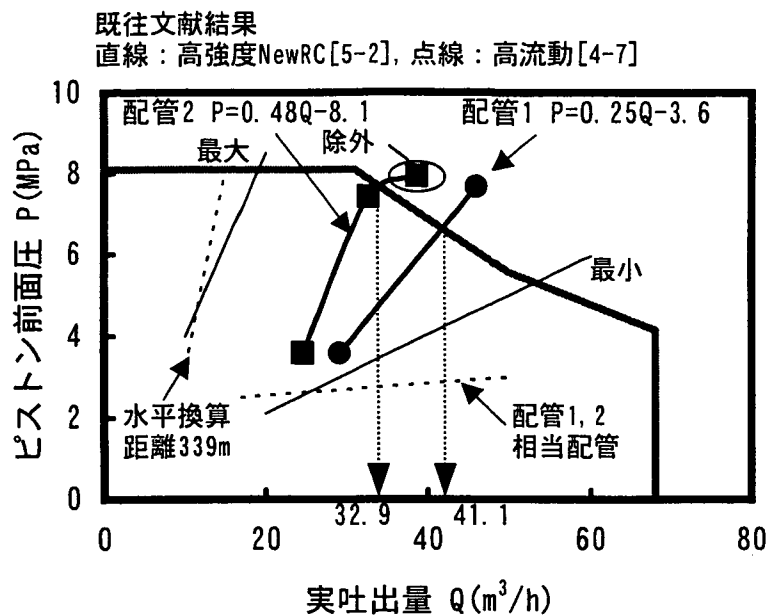


図-29 ポンプ車の実吐出量とピストン前面圧の関係

3. 4. 6 管内圧力

配管、吐出量毎の各圧力計が測定した管内圧力波形を図-30に、配管1と配管2において実吐出量が $30\text{m}^3/\text{h}$ になった圧力波形の一例を図-31に示す。ピストン式ポンプ車を使用した場合、普通コンクリートでは最初に瞬間的なピークを発生し、全体として台形の波形となる。高強度コンクリートの結果は、波形の立ち上がりが緩やかな曲線であり、ポンプ指針[1-4]の資料及び既往文献[6-2]で紹介された高粘性コンクリートの波形と一致する。

図-32には、筒元からの距離に対する管内圧力の分布を表した。図中の管内圧力とは、管内圧力の最大値を意味する。管内圧力の最大値は、最も安定したポンプ圧送が行われ、圧力波形の変化が見られなくなった時点において、圧力波形の最初（立ち上がり部分）と最後（下がり部分）の値を平均した1波形当たりの最大値を5波形分求めて平均した値である。なお、安定した圧送区間では、5波形の数値にほとんど差異は認められなかった。

ピストン前面圧は、最も筒元近くの圧力計 P1 の管内圧力に比べてかなり大きく、管内圧力分布が不連続になっている。よって、管内圧力よりもポンプ車のピストン前面圧の方が限界状態になる傾向がある。これに関しては、管内圧力損失のところで記載する。配管1、吐出量 $29\text{m}^3/\text{h}$ において上流側と下流側の圧力勾配線の傾きに明らかな違いが見られる。また、筒元近くのベント管位置の圧力勾配についても、配管1、吐出量 $46\text{m}^3/\text{h}$ 時のように圧力変化が大きくなる場合がある。今回のポンプ圧送試験において特異な結果として、配管2の圧力計 P3 と圧力計 P4 の区間、すなわち、ベント管位置において下流側の P4 の圧力の方が上流側の P3 よりも大きくなっている点である。なお、配管2における吐出量 $33\text{m}^3/\text{h}$ と $39\text{m}^3/\text{h}$ の管内圧力分布はほとんど一致しているが、これは、ピストン前面圧で述べた通り、限界吐出量を超えた条件での圧送であるため、機械の制御が働いていることに起因する。

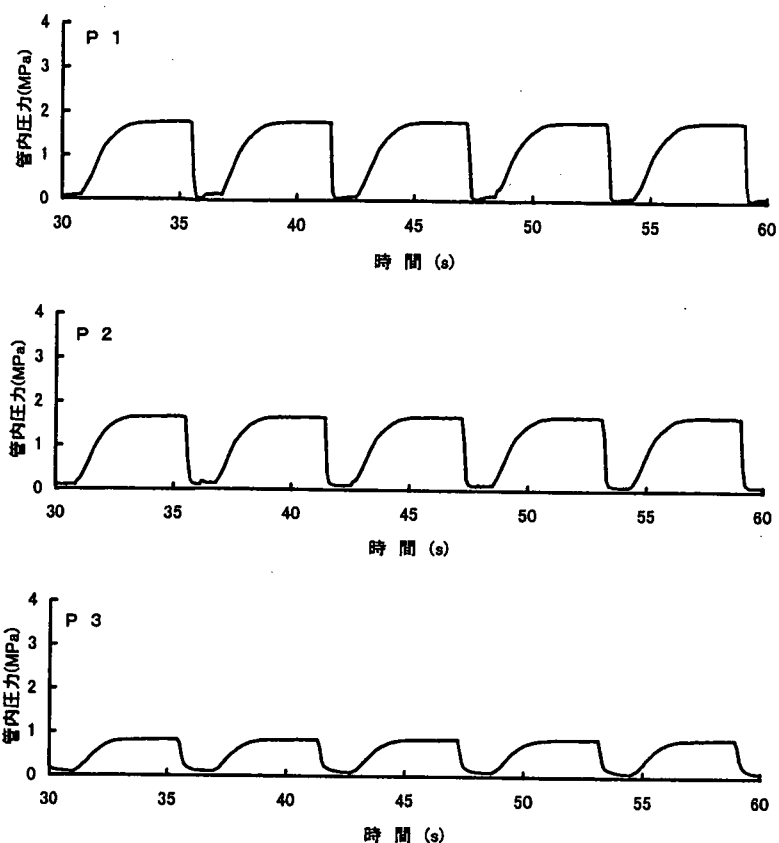


図-30(1) 管内压力波形 (配管1、吐出量 $29\text{m}^3/\text{h}$)

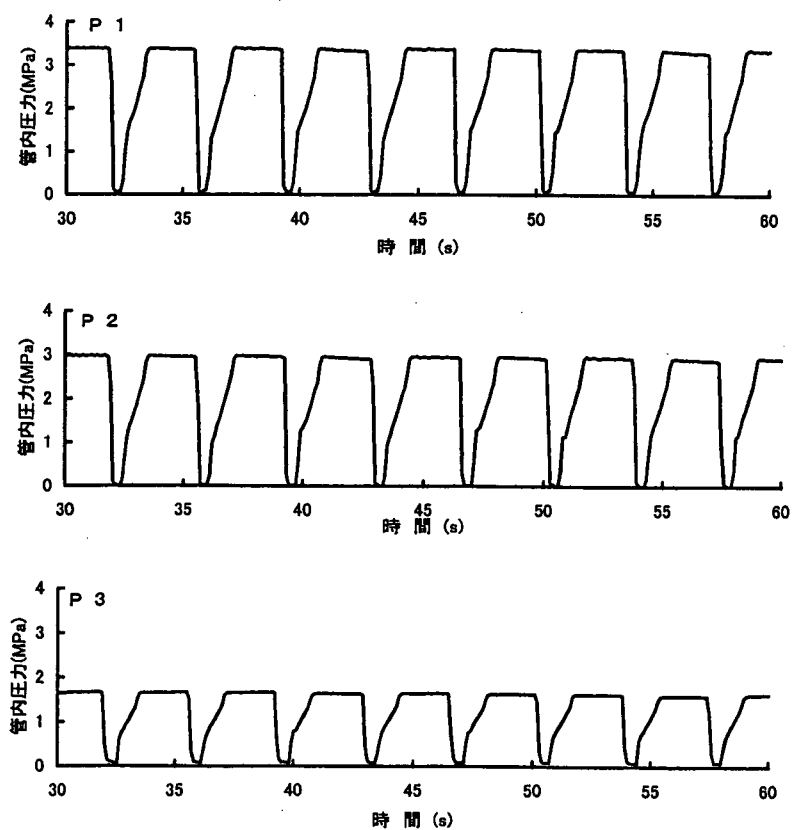


図-30(2) 管内压力波形 (配管1、吐出量 $46\text{m}^3/\text{h}$)

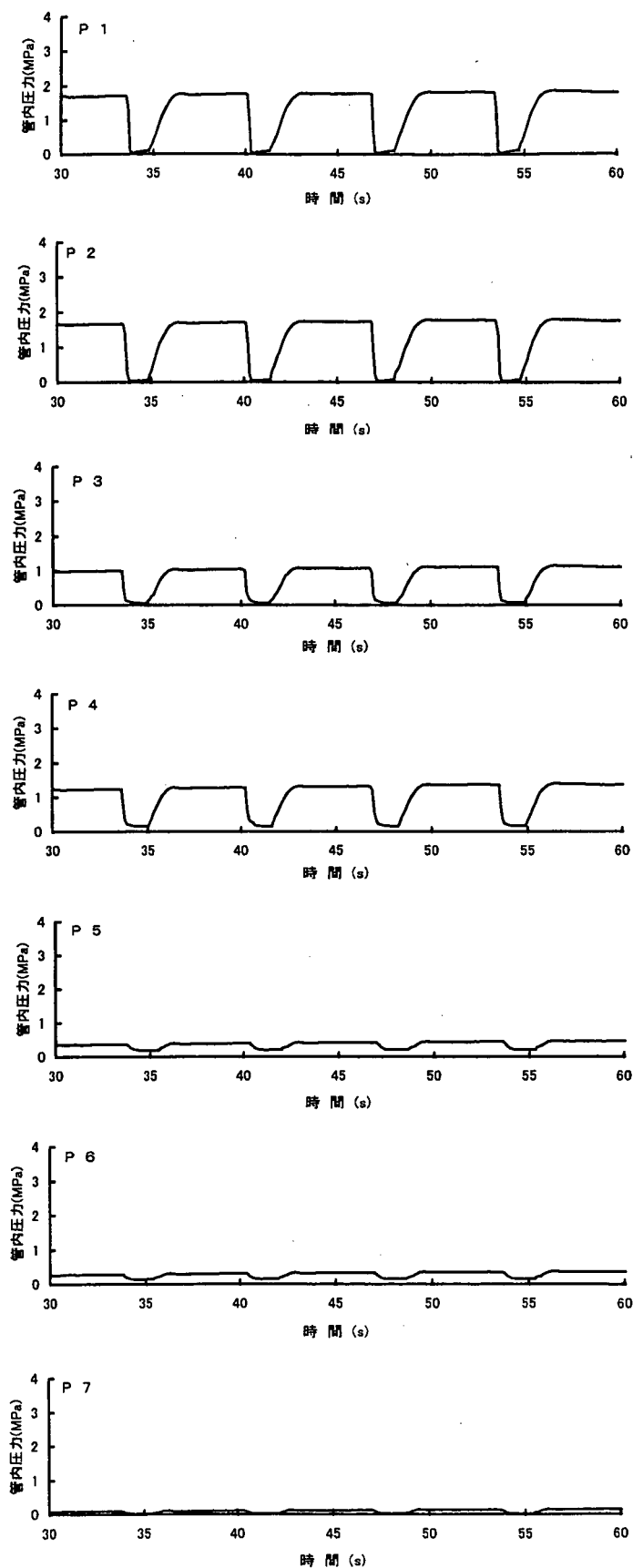


図-30(3) 管内压力波形 (配管2、吐出量25m³/h)

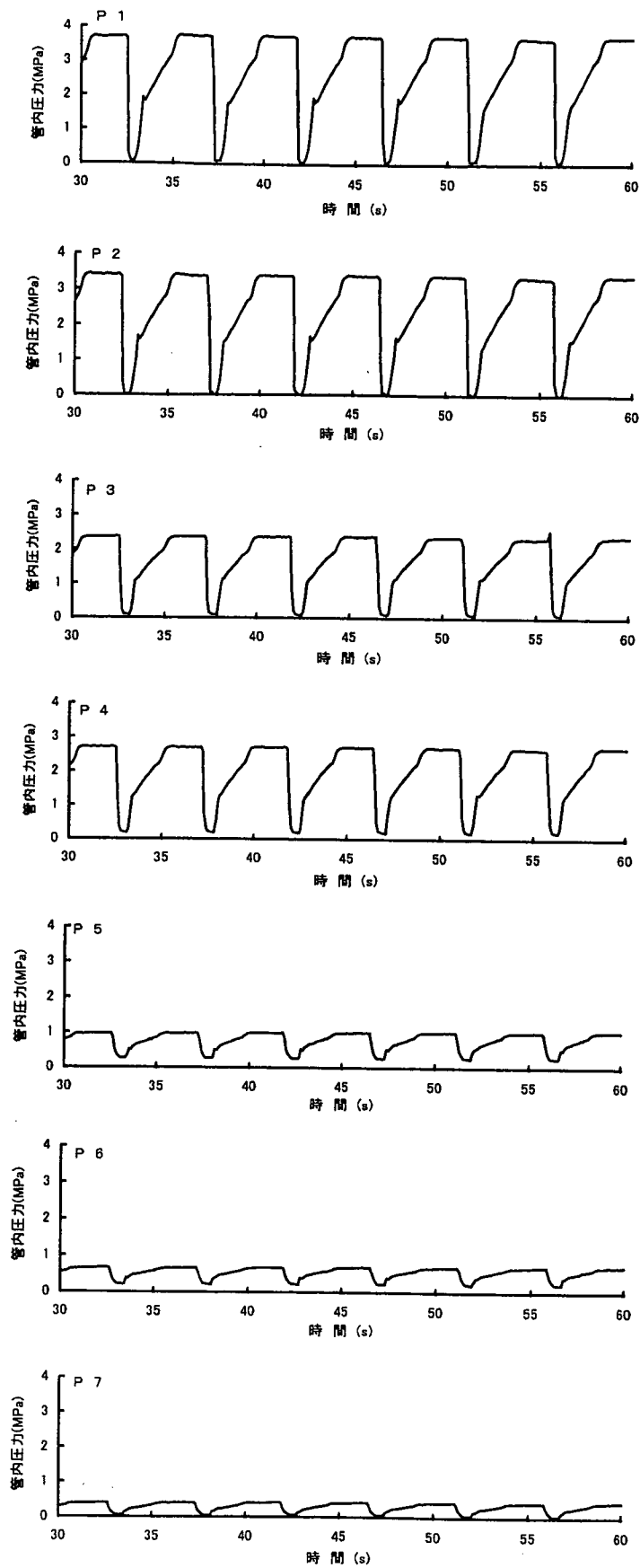


図-30(4) 管内压力波形 (配管2、吐出量33m³/h)

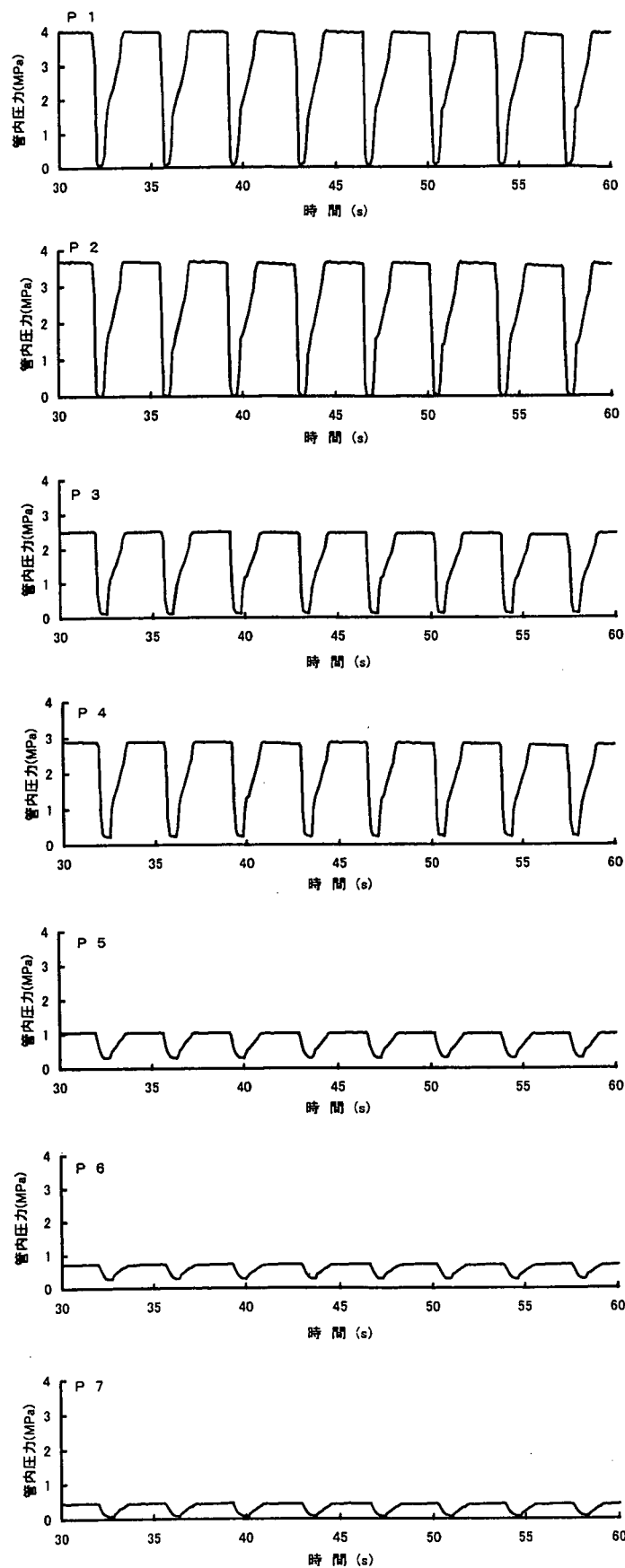


図-30(5) 管内圧力波形 (配管2、吐出量 $39\text{m}^3/\text{h}$)

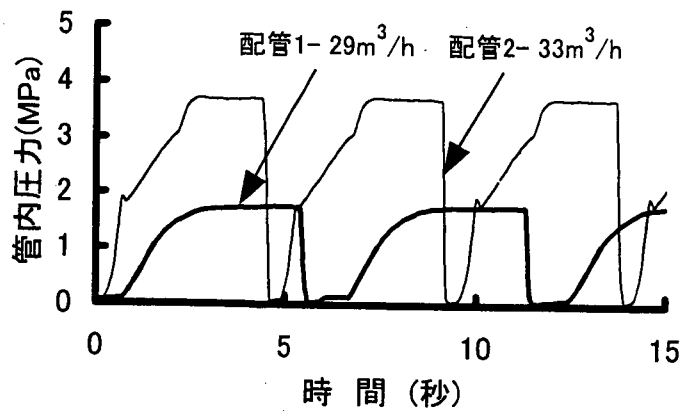


図-3 1 圧力波形の代表例

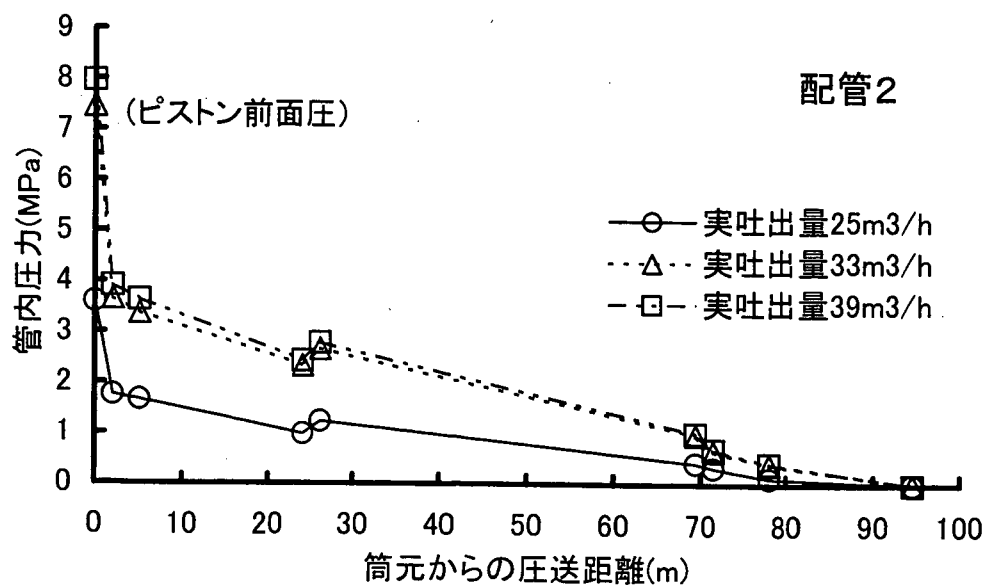
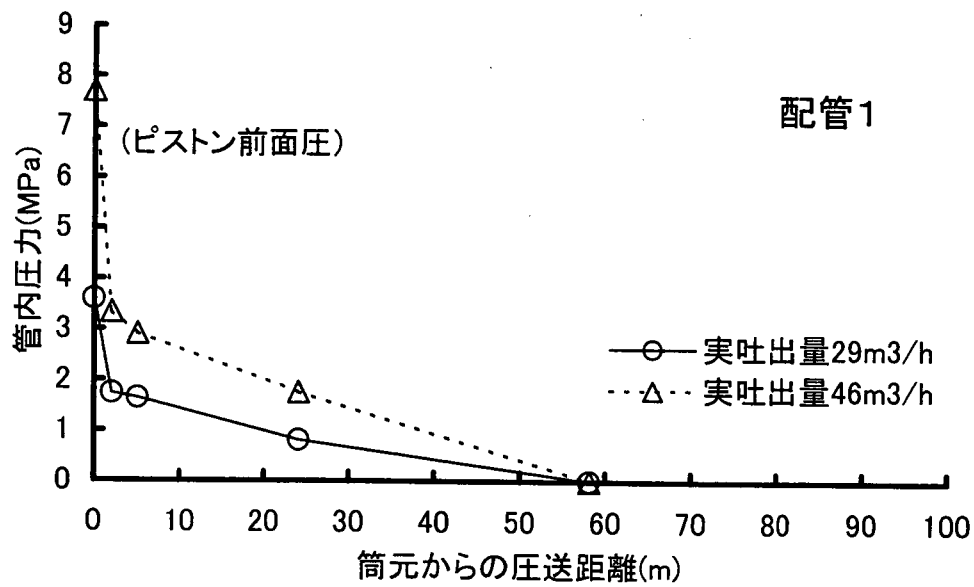


図-3 2 管内圧力分布

日本建築学会ポンプ指針[1-4]によれば、コンクリートの品質の変動、ポンプ車内部の機械的損失やコンクリートの流過損失が不明瞭な場合には、算定開始位置の圧送負荷に 1.25 を乗じた値を理論吐出圧力としてポンプの機種を選定することになっている。土木学会の指針[1-2,1-3]においても、その逆数の表現（80%以内）で同様の事柄を記載している。しかし、ピストン前面圧と算定位置の圧力の関係から、その比率（以下、圧力比）を検討した研究はほとんど見られない。そこで、図-33に示すように、本実験で得られた圧力比以外に、既往文献[4-6,4-8,5-1,5-2,5-5]のデータから吐出量と圧力比の関係を調べた。圧力計 P1,P2 の圧力比は、吐出量 39m³/h までほぼ一定で、それぞれ、2.05、2.20 であったが、吐出量 46m³/h では 0.5 程度の増加を示した。圧力算定位置までの配管[1-4]が多少異なるが、概ね圧力計 P1,P2 間の値、すなわち、吐出量 39m³/h 以下では約 2.1 となる。高強度コンクリートの圧力比は、1.25 前後になる場合とそれよりもかなり大きくなる場合があることから、コンクリートの管内流動特性、起点までの配管条件あるいはポンプ車の性能等に配慮する必要がある。

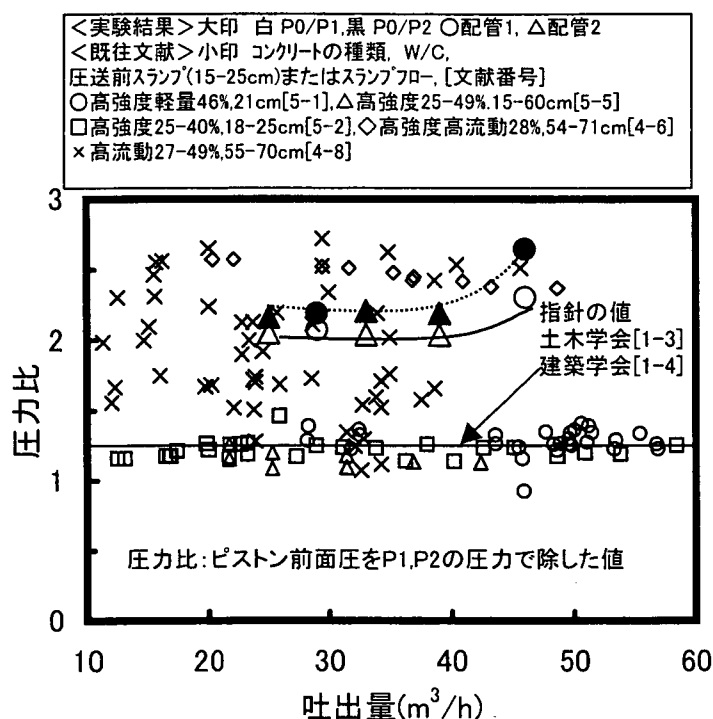


図-33 吐出量と圧力比の関係

3. 4. 7 水平管の管内圧力損失

実吐出量と水平管の管内圧力損失の関係を、図-34に示す。管内圧力損失は、圧力計 P2-P3（上流側）と圧力計 P3-筒先（下流側）で計算した値で、ピストン前面圧を圧送距離（実長）及び土木学会の水平換算距離で除した概算値も併記した。今回の実験結果は、土木学会ポンプ指針[1-2,1-3]が示す一般コンクリートに比べてかなり大きく、配管 1 の上流側の値は建築学会指針[1-5]が示す超高強度コンクリートの 7K に相当する。土木学会ポンプ指針[1-3]が紹介する水セメント比 30%以下の実験データの範囲と比較すると、今

回の試験結果は、その中間的な位置づけとなる。図-29に示した通り、各配管の吐出量の上限值は、ポンプ車の圧送性能限界線に達しており、土木学会が示す高強度コンクリートの範囲の上限線が実用上の圧送限界と判断される。同じ配管1であっても、上流側の値は下流側に比べて大きいものの、吐出量の影響は小さい。ピストン前面圧による概算値は、配管2において水平換算距離で求めた概算2以外はすべて実測の管内圧力損失よりも大きい。

図-35は、圧送距離（実長）と管内圧力損失の関係を調べたものである。図中には、圧送距離の原点をポンプ車吐出口とした概算値と配管2の下流側の値に対して圧力計P4-P5区間の概算値をプロットした。配管2の水平換算距離で求めた概算値は、原点では極めて小さく、圧力計P4-P5区間では負の値になることから除外した。図-35によれば、全体的には筒元に近いほど管内圧力損失が大きく、その傾向は吐出量が多いほど顕著である。ポンプ指針[1-4]の資料及び既往文献[6-1]では、コンクリートの粘性が高く、吐出量が多いほど、筒元近くの管内圧力が大きくなることを求めた解析結果を示している。解析結果は、 e が底となる指数関数で管内圧力を表現しているが、管内圧力損失はその式を距離で微分したもののなので、図-35に示すように同様の関数で表される。測点が少ないので、近似式の精度は不十分ではあるが、曲線は実験結果を比較的表現している。高流動コンクリートにおいても、圧力測定位置に着目した換算係数による評価において、最も筒元近くと基準位置の管内圧力損失の比が1よりも大きくなる報告[4-8]がある。今回の実験では、ポンプ圧送によってコンクリートの粘性が低下しているので、図-35に示した現象は、その両面から検討する必要がある。

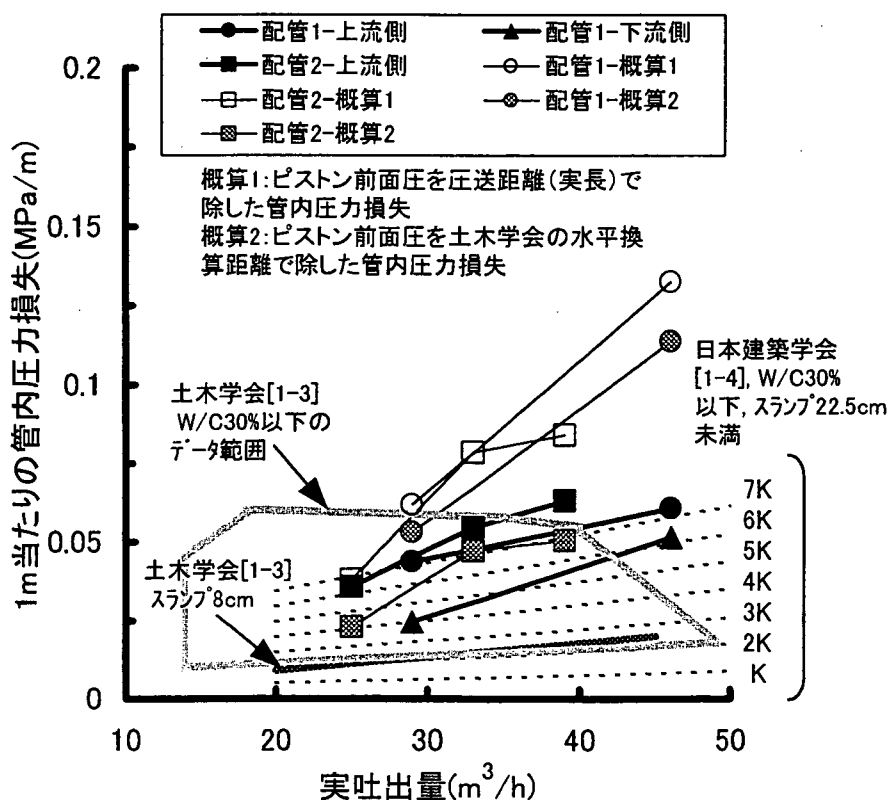


図-34 実吐出量と水平管1m当たりの管内圧力損失の関係

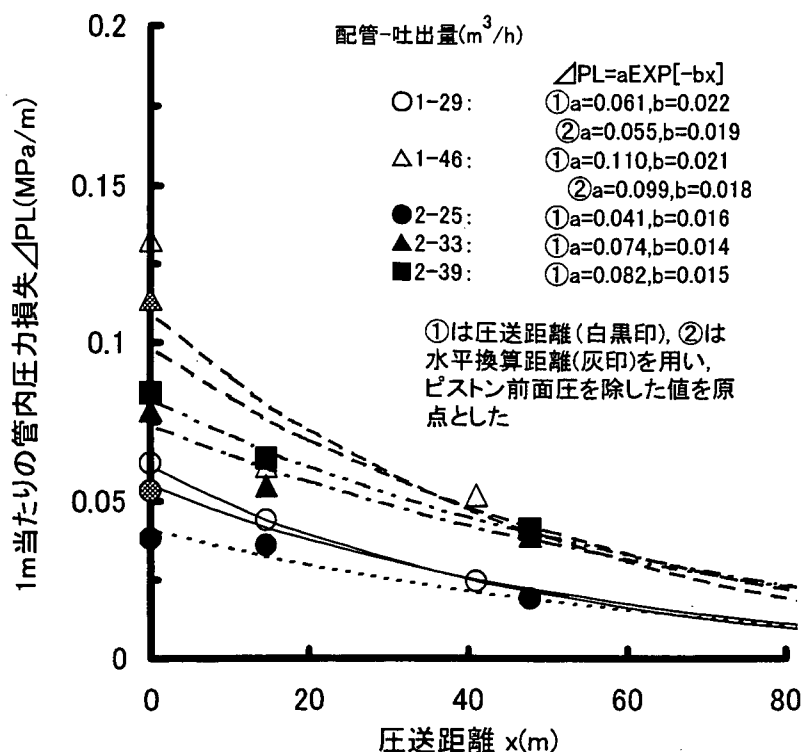


図-35 圧送距離と水平管1m当たりの管内圧力損失の関係

3. 4. 8 各種管の水平換算長さ

前述のように水平管の管内圧力損失が圧送距離の影響を受け、通常のように一定として扱うことができないため、各管の管内圧力損失及び水平換算長さの計算が極めて難しい。また、試験費の制約もあって管内圧力の測定箇所が限られ、多くの仮定条件を盛り込まなければ計算式が解けない。そこで、水平管の管内圧力損失は図-35に示した e 関数の近似式で変化するものと仮定し、鉛直管の一部や圧力計 P7 以降の測定値が存在しない箇所の各管についても、別の箇所と同値にするなどの処理を施した。

水平方向のベント管については、図-36に示す通り、圧力計 P3-P4 区間の圧力の逆転現象によって負の値になっているが、筒元近くの圧力計 P1-P2 では水平換算長さは 0.1 ~ 3.9m となり、全体的には、吐出量の増加に伴って水平換算長さは大きくなる傾向がある。文献[4-8]によれば、高流動コンクリートの水平換算長さは、吐出量の増加に伴って増加するものと減少するものがあるが、4m 程度に収束する場合が多く、今回の試験では最大値に相当する。いずれにしても、土木学会ポンプ指針[1-2,1-3]が示す水平換算長さ 6m よりもかなり小さく、指針の値は安全側の設定を行っているものと判断される。

この他、今回のポンプ試験におけるベント管には、上向きの地表部 BPUd、実験棟の屋上部 BPUu、さらには屋上で水平圧送した後に下向きに方向を変えた屋上部 BPDu が存在する。上向きのベント管 BPUd、BPUu の水平換算長さは 4 ~ 10m の値を得ており、指針のベント管の水平換算長さに比べてかなり大きく、特に、吐出量が多い場合に水平換算長さが大きくなる傾向がある。地表部 BPUd と屋上部 BPUu を比較すると、屋上部の方が若干大きくなっているが、水平管の管内圧力損失等の仮定に影響されるので、両者の違いは明らかではない。

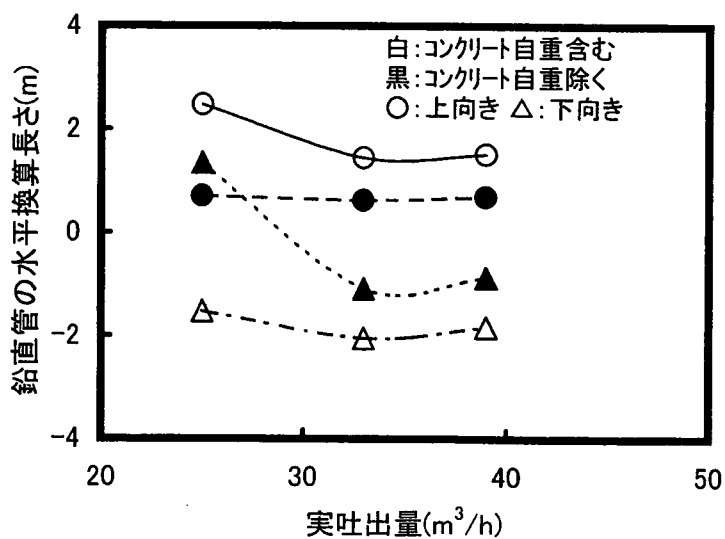
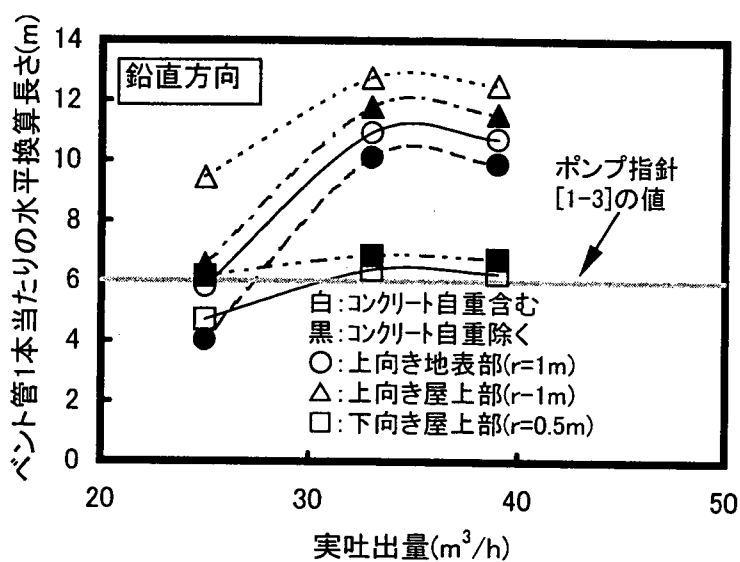
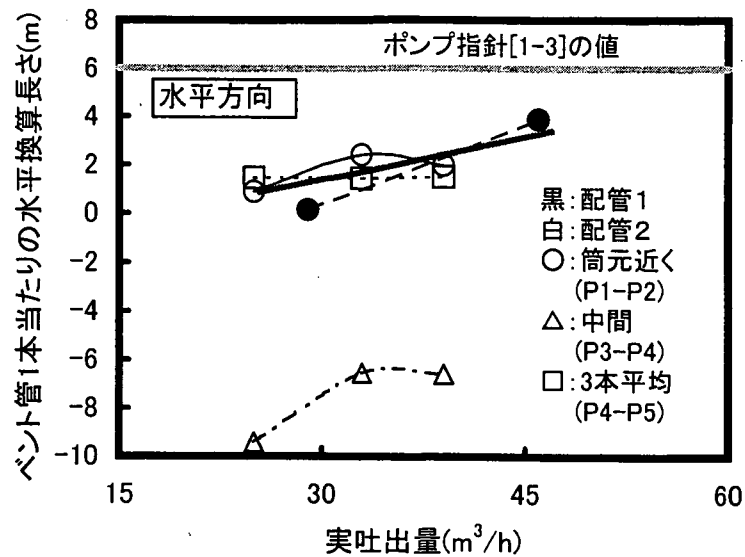


図-36 吐出量とベント管及び鉛直管の水平換算長さの関係

鉛直方向の圧送には、上向きの VPU と下向きの VPD が存在する。VPU は圧力計 P6-P7 区間から実測値のみで計算することができ、自重を考慮した水平換算長さは 1m 弱の値を得ている。前述の高流動コンクリートの結果[4-8]では、鉛直上向きの水平換算長さは吐出量の増加に伴って現象する傾向があるが、吐出量 $30\text{m}^3/\text{h}$ では 1.5 ～ 2.0m で、今回の試験結果と差異は認められない。上向きの鉛直管に関しては、指針通りに、水平管としての管内圧力損失にコンクリートの自重分を加味すれば良いと判断される。下向きの VPD については計算式が複雑であり、前述のように各種管のデータを仮定していることや下向きの自由落下の影響もあって水平換算長さは正負に変動しているが、特別に大きな値にはならないようであり、水平管としての管内圧力損失を考慮すれば十分である。

いずれにしても、各種管の水平換算長さについては、水平管の管内圧力損失の精度を上げなければ正確には計算できないが、上向きのベント管を除いては、ポンプ指針[1-2,1-3,1-4]で示した水平換算長さの値を採用すれば良いものと判断される。

3. 4. 9 まとめ

今回のポンプ圧送試験によって、ポンプ圧送に伴う高強度コンクリートの品質変化と管内圧力抵抗に関し、以下の結果が得られた。

- 1) ポンプ車の実吐出量は、 $30\text{m}^3/\text{h}$ 程度を境界として設定が小さい場合には理論吐出量よりも大きく、反対に設定が大きい場合には小さくなる傾向があるので、目標吐出量を定める際には留意する必要がある。
- 2) 吐出量 $30\text{m}^3/\text{h}$ を超える場合には、スランブフローが 5 ～ 10cm 低下する傾向にあり、配管が長く、複雑であるほど、低下し始める吐出量は小さくなる。
- 3) ポンプ圧送によって、V 漏斗流下時間が 10 秒程度小さくなり、ポンプ圧送に伴うコンクリートの粘性の低下が顕著である。
- 4) 今回の試験に使用したコンクリートは時間の経過とともに空気量が増える傾向がある。鉛直方向の圧送については、ポンプ圧送及び吐出量の増加による空気量の増加も見られる。空気量の増加と圧縮強度及びヤング係数の低下には密接な関係があり、試験結果の範囲では吐出量 $25\text{m}^3/\text{h}$ 程度までは影響が小さい。
- 5) 高強度コンクリートの加圧脱水量は極めて少なく、一般には圧送性が悪いコンクリートと判断される。また、加圧脱水量はポンプ圧送の影響はほとんど見られないものの、製造時の表面水率の変動によってコンクリートの流動性状が変化したことの影響は顕著である。高性能 AE 減水剤の後添加によって所定の流動性状に回復させれば、最終的な加圧脱水量に違いは見られなくなる。ただし、後添加を行ったコンクリートの加圧開始初期における加圧脱水量は、スランブフローが目標値を満足したコンクリートに比べて若干小さい。
- 6) ピストン前面圧から判断した限界吐出量は、50m の水平圧送時は $41\text{m}^3/\text{h}$ 、各種管を含んだ 100m の水平及び鉛直方向の圧送では $33\text{m}^3/\text{h}$ である。
- 7) 高強度コンクリートは、ポンプ車の選定に必要な圧力比（算定開始位置の圧送負荷に乗じる係数）は、通常のコンクリートよりもかなり大きくなる。
- 8) 水平管の管内圧力損失は、圧送距離や吐出量の増加に伴って筒元ほど大きくなる傾向がある。また、ピ

ストン前面圧と圧送距離から求めた平均管内圧力損失についても、吐出量が大きくなるにしたがって管内圧力損失と合致しなくなる。今回の試験で得られた現象が、粘性の高い高強度コンクリートの一般的な傾向である場合、ポンプ圧送限界はポンプ車の性能とポンプ車吐出口付近のベント管及びテーパ管の強度に支配される。

- 9) 各種管の水平換算長さは、上向きのベント管を除いて土木学会ポンプ指針に示された値を上回ることはない。上向きのベント管は、吐出量が多い場合には指針の水平換算長さの2倍程度になる。ただし、水平管の管内圧力損失の評価方法次第で大きく異なるので、検討の余地が残される。

4. 全体のまとめ及び今後の課題

今回のポンプ圧送試験は極めて限定された試験条件下の結果であり、今後のポンプ施工に対して断定的な結論を示すことは難しい。しかし、高強度コンクリートの品質変化、吐出量の限界あるいは水平管の管内圧力損失などについて新しい知見も得られており、現場打ち工法のマニュアルを作成する上で貴重なデータであると判断される。

今後、圧送距離に伴う水平管管内圧力損失の変化やコンクリートの空気量の増加についてもう少し検討する必要がある。また、円滑なポンプ圧送を考えて、スランプフローを60cmまで大きくしたが、ポンプ圧送後のコンクリートは自己充てん性を有する高流動コンクリートの流動性状に近い。そのため、打込み後の振動締固め方法など、現場打ち用高強度コンクリートの施工方法について検討する必要がある。

参考文献

(1) 指針類

- 1-1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編、Ⅲコンクリート橋編），1996.12
- 1-2) 土木学会：コンクリートのポンプ施工指針（案），1985.11
- 1-3) 土木学会：コンクリートのポンプ施工指針，2000.2
- 1-4) 日本建築学会：コンクリートポンプ工法施工指針・同解説，1994.1
- 1-5) 土木学会：高流動コンクリート施工指針，1998.7
- 1-6) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事，1997

(2) 設計基準強度60N/mm²以上の高強度コンクリートのポンプ施工に関する論文報告

- 2-1) 石橋忠良ほか：ポンプ圧送による高強度コンクリート（ $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ ）の施工，コンクリート工学，Vol.28, No.5, pp.59-70, 1990
- 2-2) 竹内研一ほか：高強度コンクリートの高所圧送性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，

12-1, pp.281-284,1990

2-3) 柳井修司ほか：超高橋脚の施工における高強度コンクリートのポンプ圧送性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.2, pp.1033-1038, 1998

2-4) 井上哲典ほか：天建寺橋の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.41, No.1, pp.58-66, 1999

2-5) 小松秀樹ほか：木曽川橋，揖斐川橋の設計施工，複合エクストラード橋，プレストレストコンクリート，Vol.41, No.2, pp.63-70, 1999

2-6) 戸祭邦之ほか：設計基準強度 600kgf/cm^2 の施工計画と施工，セメント・コンクリート，No.531, pp.22-32, 1991.5

2-7) 岩清水隆ほか： $F_c=800\text{kgf/cm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた鋼管コンクリートの施工－（仮称）阪神西梅田C街区ビル－，コンクリート工学，Vol.35, No.5, pp.19-24, 1997.5

（その他、鋼管圧入に関しては設計基準強度 60N/mm^2 の報告が数多く報告されている）

（３）高耐久性への動向に関する報告

3-1) 西川和廣：ライフサイクルコストを最小にするミニマムメンテナンス橋の提案，橋梁と基礎，Vol.31, No.8, pp. 64-72, 1997

3-2) 鬼頭誠ほか：超高性能コンクリートへのアプローチ S.Q.C の開発，セメント・コンクリート，No.632, pp.39-45, 1999

（４）高強度（粉体系高流動）コンクリートのポンプ圧送に関する論文報告（土木系）

4-1) 大友健ほか：高流動コンクリートのポンプ圧送による品質の変化に関する研究，超流動コンクリートに関するシンポジウム論文報告集，pp.109-114, 1993.5

4-2) 大友健ほか：高流動コンクリートのスランプフローロスに関する実験的研究，第2回超流動コンクリートに関するシンポジウム論文報告集，pp.33-38, 1994.5

4-3) 竹田宣典ほか：高流動コンクリートのポンプ圧送性に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.1, pp.231-236, 1994

4-4) 万木正弘ほか：高流動コンクリートの高所圧送，第2回超流動コンクリートに関するシンポジウム論文報告集，pp.171-176, 1994.5

4-5) 安部聡ほか：高強度・高流動コンクリートの圧送実験，土木学会第51回年次学術講演会V部門，pp.674-675, 1996

4-6) 樋口正典ほか：高強度・高流動コンクリートのポンプ圧送性，土木学会高流動コンクリートシンポジウム論文報告集，pp.97-102, 1996

4-7) 谷口秀明ほか：高流動コンクリートのポンプ圧送による品質変化に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.9, No.1, pp.71-85, 1998

4-8) 谷口秀明ほか：高流動コンクリートの管内抵抗に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.10, No.1, pp.25-39, 1999

（５）高強度（粉体系高流動）コンクリートのポンプ圧送に関する論文報告（建築系）

5-1) 和美広喜ほか：高強度軽量コンクリートのポンプ圧送性に関する実験研究，コンクリート工学年次論文

報告集, 10-2, pp.225-230,1988

5-2) (社) 建築業協会 New RC コンクリート分科会ポンプ圧送小委員会: 高強度コンクリートのポンプ圧送性に関する実験研究報告書, 平成3年3月

(これに関する報告は、日本建築学会大会学術講演梗概集で数多く発表されている)

5-3) 久保田昌吾ほか: RC 超高層建物用コンクリートに関する研究 (その 14. $F_c1200\text{kgf/cm}^2$ 以上の超高強度コンクリートを用いた施工実験—ポンプ圧送性とフレッシュコンクリートの品質変化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.473-474,1992.8

5-4) 田中斉ほか: 高強度コンクリートのポンプ圧送性に関する基礎的研究—ポンプ圧送性能及びコンクリート品質変動に関する検討—, pp.1101-1102, 1993.9

5-5) 和美広喜ほか: 高強度コンクリートのポンプ圧送性に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第466号, 11-20, pp.11-20,1994

5-6) 小谷野秀雄ほか: $F_c600\text{kgf/cm}^2$ 級超高強度コンクリートの施工実験 (その 1 ポンプ圧送実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.263-264,1994.9

5-7) 明石峰子ほか: 高流動コンクリートの実大部材へのポンプ圧送に関する実験研究, 日本建築学会技術報告集, 第1号, pp.75-80,1995

5-8) 起橋孝徳ほか: 低発熱セメントを用いた高強度コンクリートの施工実験 (その 1 ポンプ圧送性及び圧送による品質変化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.187-188,1996.9

5-9) 黒岩秀介ほか: 鋼管充填用高強度コンクリートのポンプ圧送性および充填性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp.261-236,1996

5-10) 西田朗ほか: 高強度コンクリートのポンプ圧送性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.523-524, 1999.9

(6) ポンプ圧送に関する解析的研究

6-1) 谷川恭雄ほか: フレッシュコンクリートのポンプ圧送性に関する理論的考察, コンクリート工学年次論文報告集, 13-1, pp.203-208,1991

6-2) 谷川恭雄ほか: フレッシュコンクリートのポンプ圧送性に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 14-1, pp.421-426,1992

添付資料

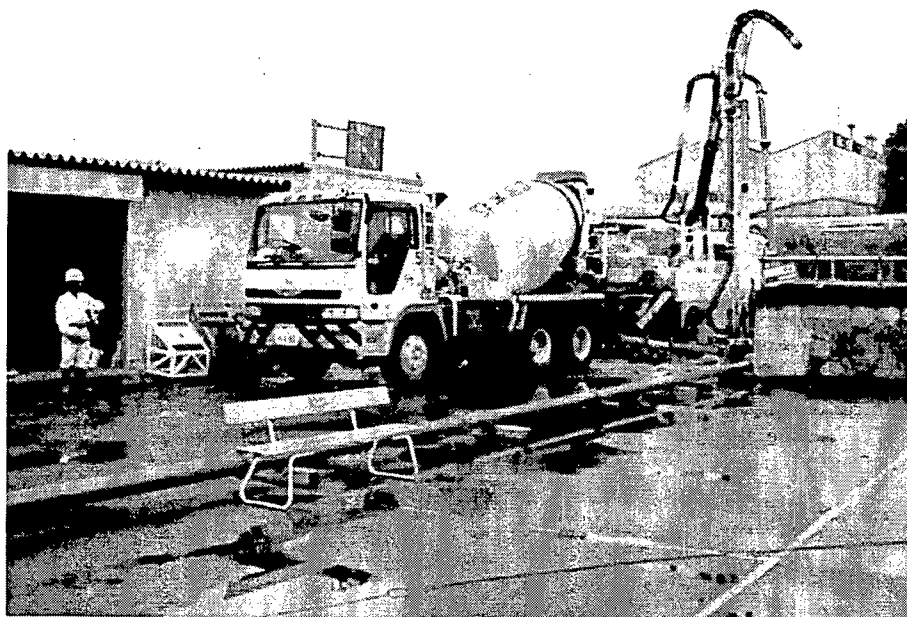


写真-1 使用したポンプ車とアジテータ車

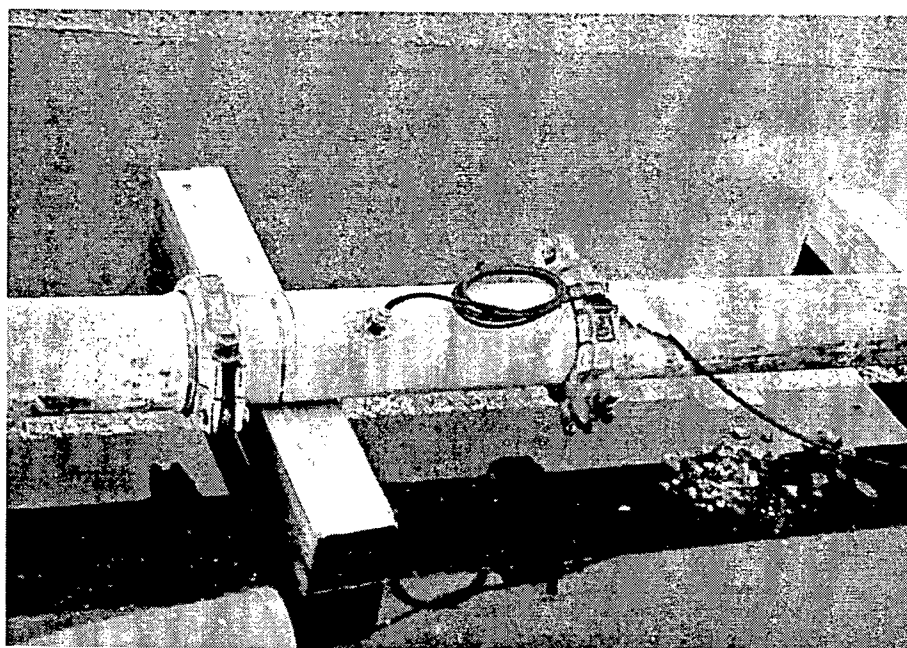


写真-2 管内圧力を測定するための計測管と圧力計

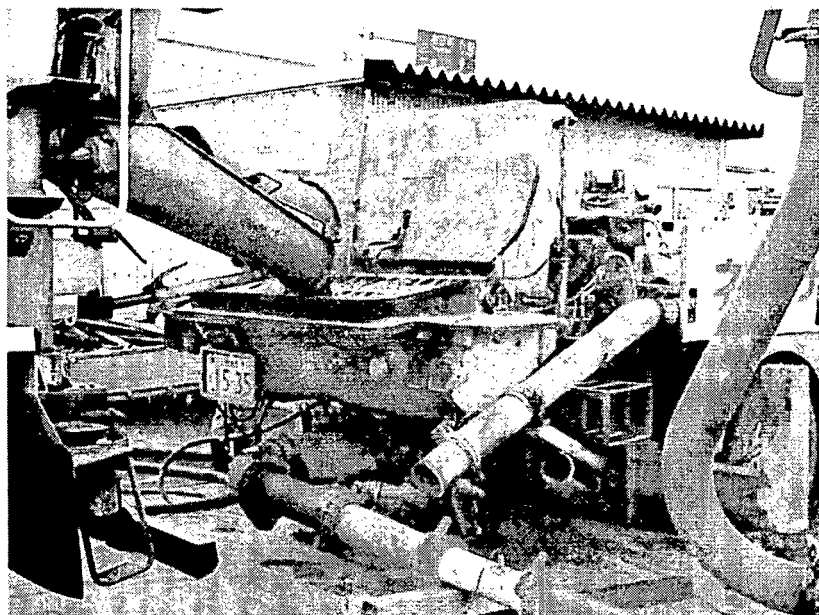


写真-3 アジテータ車からポンプ車のホッパへのコンクリート流し込み状況

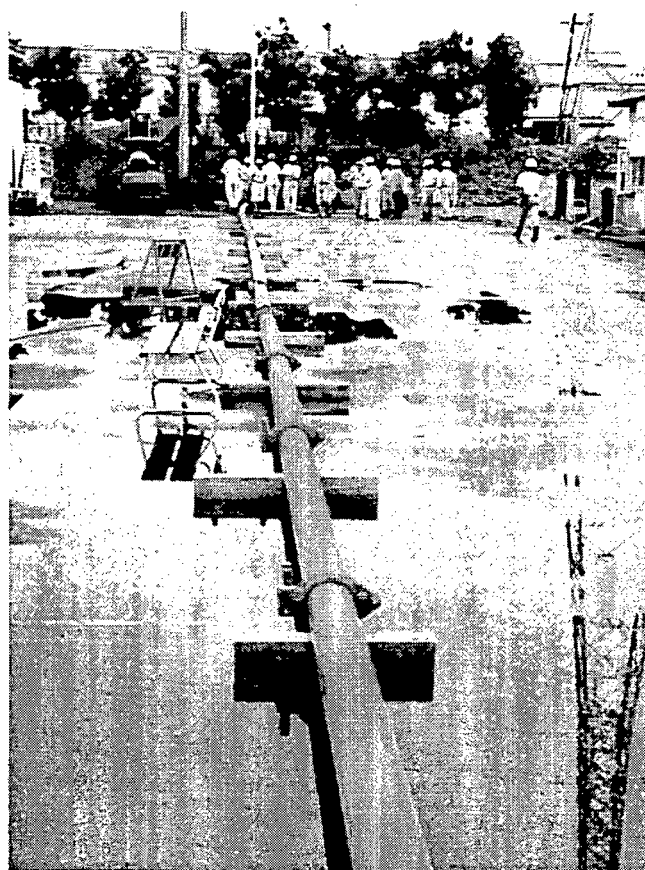
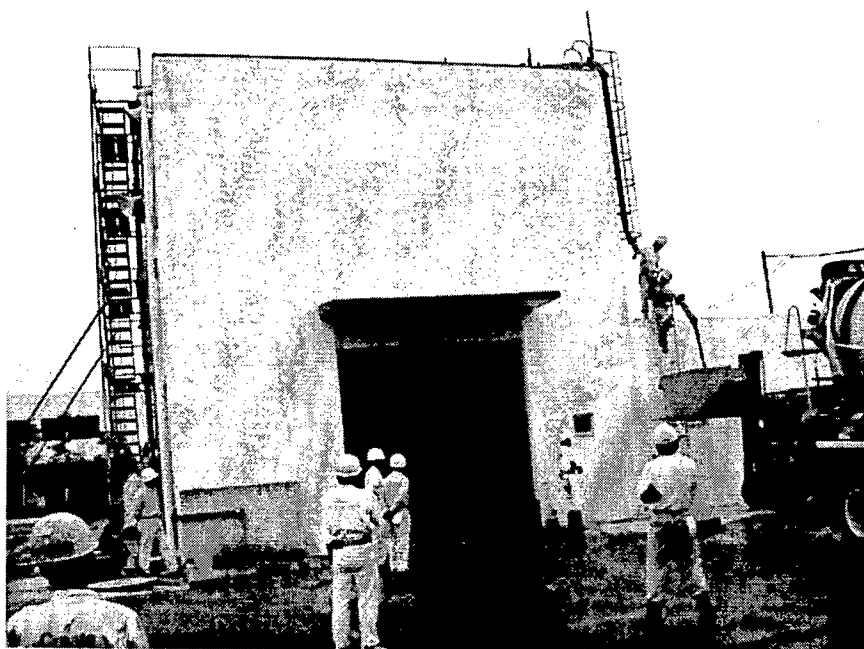


写真-4 配管1の配管状況（水平圧送）



写真－５ 配管２の配管状況（ポンプ車からの水平圧送箇所）



写真－６ 配管２の配管状況（鉛直方向の圧送箇所）



写真-7 コンクリートの品質評価試験状況
(左からスランプフロー試験、空気量試験、V漏斗試験)

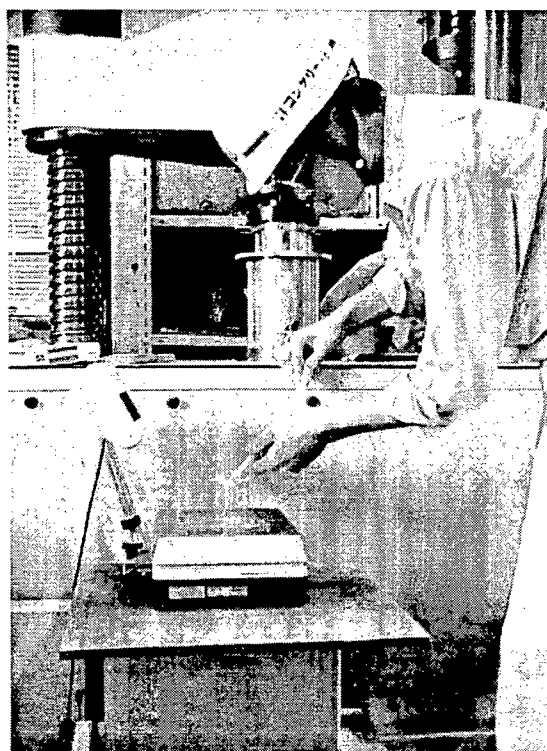


写真-8 加圧ブリーディング試験状況



写真-9 ポンプ圧送前（荷卸し）のスランブフロー試験状況

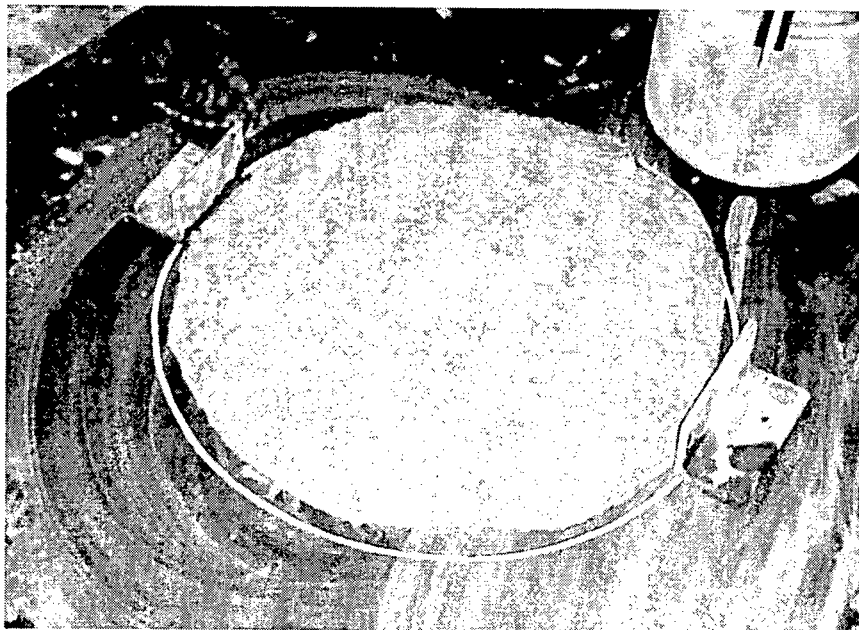


写真-10 ポンプ圧送後（筒先）のスランブフロー試験状況

高強度コンクリートの初期温度ひび割れに関する検討

高強度マスコンクリートの初期温度ひび割れに関する検討

1. まえがき

高強度コンクリートは、組織が緻密なので透過性が小さく、耐久性が一般的に優れていると考えられる。ところが一方で、高強度コンクリートは単位セメント量の多い配合となるため、セメントの水和時に発生する水和熱、および、コンクリートの自己収縮による体積変化が生じ、これに起因するひび割れの発生が予想される。従って、高強度コンクリートの高耐久性を保証するためには、初期ひび割れの発生予測を行い、ひび割れの制御を行う必要がある。

本研究は、現場打ち高強度コンクリート構造物の建設に当たって発生が予想される初期ひび割れの予測に関する検討を行ったものである。

2. ひび割れ予測手法

コンクリートの初期ひび割れを予測する方法として、いくつかのものが考えられる。大きく分類すると、以下の3つの方法があると考えられる。

①実在構造物（現場）測定のアプローチ

大型模型供試体あるいは現場の実構造物による温度・ひずみの測定を行い、この結果を基にひび割れ発生原因の考察・ひび割れの予測を行う方法。この方法では、実構造物に発生する応力状態をもっとも忠実に再現できる特徴があるが、試験に際しての費用がかかり、大規模構造物に対してのみ適用可能な方法であると考えられる。

②拘束試験式アプローチ

温度ひび割れ試験方法などJIS原案として提案された試験方法等によって、温度ひび割れの危険性を材料レベルで評価する方法。この方法として、我が国ではJIS原案として提案された試験方法について検討が行われている。JIS原案は、コンクリートのひび割れの発生に関する性能を”材料レベルで評価する”試験方法である。構造物に使用することが予想される複数の配合のコンクリートについて試験を実施し、ひび割れの発生状況を相互比較することにより、どの配合を選択することが有利かある程度の目安を得ることができる。ただし、試験によってコンクリートに生じる状態が、実際の構造物に合致するように考慮はされているものの、あくまでも”定性的に”であり、実際にその通りの状況が再現されているかどうかは必ずしも明確ではない。このため、各配合間の相対比較は可能であるが、それによって選択されたコンクリートが、どの程度のひび割れ抑制性能を有しているか、絶対的な評価は困難であると考えられる。

③（単体の物性試験）＋（温度応力解析）式アプローチ

コンクリートの断熱温度上昇・ヤング係数の経時変化・自己収縮ひずみの測定など、個別の物性値を試験によって求め、この結果を解析に反映させ、ひび割れの危険性を評価する方法。一般的に、発生応力とコンクリートの引張強度の比で定義される温度ひび割れ指数によって、ひび割れ発生確率が予測されるが、予測確率の精度は、コンクリートの物性値の把握精度に大きく依存することとなる。すなわち、本方法によって、温度ひび割れ発生予測の精度を向上させるためには、コンクリートの物性

値を、硬化初期から適切に把握する必要がある。

本研究では、実用上もっとも多く用いられると予想される③の方法に従って、検討を行うこととした。この場合、コンクリートの温度応力を予想するために必要となる主な物性値は次の通りである。

ここでは、これらの物性値の内、温度ひび割れの予測に特に大きな影響を与えるとともに、富配合である高強度コンクリートについての実勢データが少ないと考えられるものについて、試験を実施した。具体的には、表-2. 1 中の*をつけた項目について検討を行った。なお、コンクリートの発熱特性と強度発現特性に関する試験結果は、すでに既報⁹⁾に示しているので、ここでは、その概略を述べるにとどめることとする。また、簡易的な拘束試験を利用してひび割れを予測する方法についても、検討を行った。

表-2. 1 温度ひび割れの予測に必要な各物性値

対象	物性値	特徴
温度分布の予測	断熱温度上昇*	コンクリートの温度分布を決める最も重要な物性値 配合条件に左右されるほか、コンクリートの打ち込み 温度にも左右される。
	熱拡散係数	Glover法により比較的容易に試験値を求めることが可能
	熱伝導係数	直接円筒法などにより試験値を求めることが可能
	熱伝達係数	使用する型枠や面の露出条件等によりおおよその値が 明らかにされている。
ひずみの予測	線膨張係数*	硬化後のコンクリートについては、線膨張係数は比較的 容易に求められるが、水和反応進行途中のコンクリ ートについては、試験値を得ることが困難
	自己収縮ひずみ*	高強度コンクリートでは大きな自己収縮ひずみの発生 が予想されるが、その温度依存性など明確にされてい ないことも多い。
応力の予測	有効弾性係数*	コンクリートのひずみ変化速度が小さくなると、クリ ープの影響が無視し得なくなる。特に、硬化初期のコン クリートについて、有効弾性係数を明確にされてい ない。
ひび割れ可能性	引張強度*	コンクリートの引張強度に及ぼす応力速度の影響につ いて明確になっていないとともに、部材断面の寸法の 影響（寸法効果）をいかに評価するか研究中である。

3. 高強度コンクリートの断熱温度上昇に関する検討

3. 1 概要

コンクリート中のセメントの水和発熱に伴いコンクリート温度は上昇し、その後、コンクリートの冷却により温度が低下する。この温度変化によるコンクリートの変形を拘束した場合に、温度応力が発生することとなる。コンクリートの温度履歴を把握するためには、コンクリートの発熱量を明らかにする必要がある。

コンクリートの発熱特性は、断熱温度上昇試験によって求められている。しかし、これまで単位セメント量が 400kg/m^3 を超えるような高強度コンクリートでの実験データの蓄積が少ないことから、ここで検討課題として取り上げた。

3. 2 試験結果

3. 2. 1 断熱温度上昇試験結果

コンクリートの凝結始発時間を t_1 、加水後の材齢を t としたとき、コンクリートの断熱温度上昇量 $Q(t)$ を次式で表すこととした。

$$Q(t) = Q_{\infty}[1 - \exp\{-\gamma \cdot (t - t_1)\}] \quad \text{式(3.1)}$$

ここで、コンクリートの練り上がり温度を 20°C とした供試体について、単位セメント量と Q_{∞} の関係を示したものが図-3.1である。図中には、参考までに土木学会コンクリート標準示方書（高ビーライトセメントについては文献2）によって予想されるコンクリートの断熱温度上昇量を直線で示している。

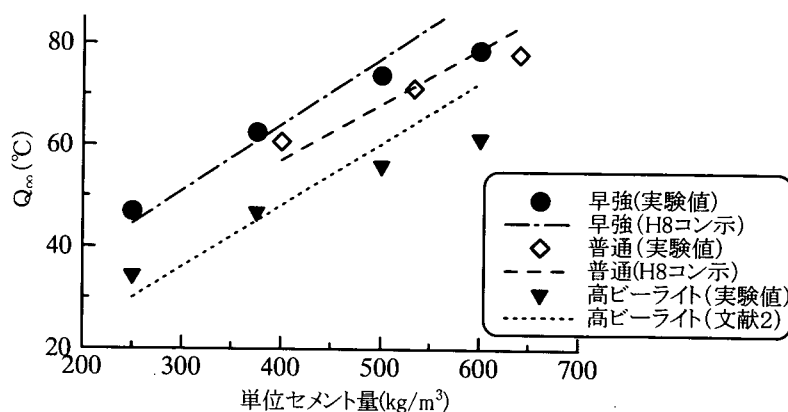


図-3.1 単位セメント量と Q_{∞} の関係

いずれの種類のセメントであっても、単位セメント量が 400kg/m^3 を超える範囲では、土木学会コンクリート標準示方書等で予測される値よりも小さくなっていることがわかる。一方、コンクリートに発生する温度応力の大きさは、 Q_{∞} だけではなく温度上昇速度によっても変化するものと考えられる。初期材齢でのコンクリートの温度上昇速度は $Q_{\infty}\gamma$ で与えられるので、ここでは、 $Q_{\infty}\gamma$ の比較を行った。この結果を、図-3.2に示す。この結果をみる限りでは、実験結果は予測値よりもかなり大きく、初期のコンクリートの発熱速度が予想以上に大きくなっていることがわかる。この傾向は、いずれの配合条件・セメントの種類に関わらず、一致したものである。ここでは、断熱温度上昇試験によって得られた温度測定値を式(3.1)に示すと

り、始発時間分だけシフトさせた時間を材齢として用いているため、断熱温度上昇の関数式が土木学会コンクリート標準示方書で想定しているものと異なっている。このために、極初期材齢の温度上昇速度の実験値と予測値の間に大きな開きが生じた原因であると考えられる。従って、コンクリートの断熱温度上昇予測式として、式(3.1)に示すようなコンクリートの凝結始発分の時間ずれを考慮したものを用いた場合、発熱速度については、土木学会コンクリート標準示方書で示されている値とはかなり異なったものを用いなければならないことに注意すべきである。

3. 2. 2 コンクリートの断熱温度上昇試験について

(a) マスブロック供試体の温度履歴

コンクリートの断熱温度上昇は、コンクリート構造物の温度履歴を推定する上で必要不可欠なものであり、その試験方法案については、すでに文献3で紹介されている。コンクリートの断熱温度上昇試験は、これに基づいて行うことが望ましいと考えられる。しかし、断熱温度上昇量を測定するためには測定試験装置が必要になるが、中小規模の施工において、断熱温度上昇試験装置を準備することは必ずしもできない場合もあると考えられる。

ここでは、40cm角のマスブロック供試体を製作し、この供試体の温度上昇を測定した。ここで、供試体の各面（8面）は40cm厚の市販の発泡スチロールで覆うことにより簡易的な断熱状態を再現したものである。このような、簡易的な方法で、断熱温度上昇パラメータが推定可能か検討を行うこととする。

マスブロック供試体におけるコンクリート温度測定位置は供試体中心と、供試体側面（供試体表面から5cm内部に入ったところ）の2カ所である。使用したコンクリートのセメント種類は、普通ポルトランドセメントと高ビーライト系ポルトランドセメントの2種類である。

図-3.3はマスブロック供試体で測定した温度履歴と、断熱温度上昇試験によって得られたコンクリートの温度履歴を示したものである。発泡スチロールで供試体を覆うことにより、ある程度の断熱効果は得られているものの、材齢1日以降では、断熱試験との温度履歴の差は顕著

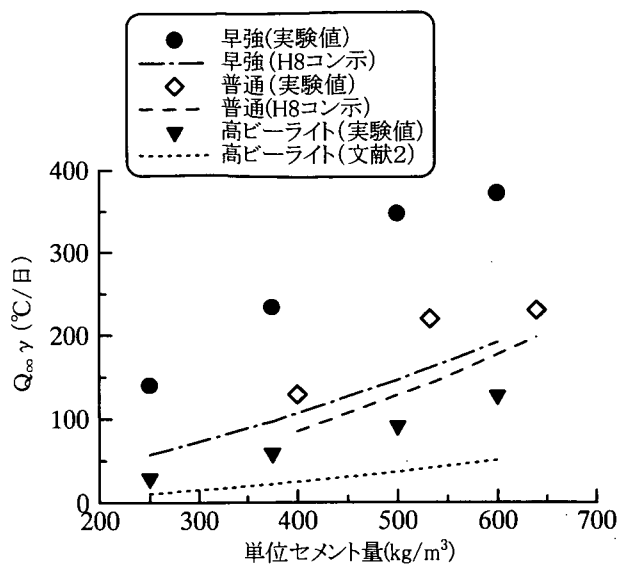


図-3.2 単位セメント量と $Q_{\infty}\gamma$ の関係

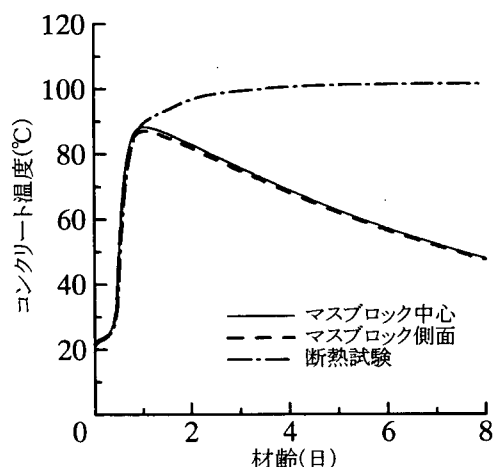


図-3.3 コンクリート温度履歴の測定結果

となっている。このため、ここで作成したマスブロック供試体の温度履歴データから直接発熱特性をとらえることはできないと考えられる。また、マスブロック供試体の温度測定位置を2カ所設定しているが、それぞれの位置で測定された温度履歴の差はほとんどないことがわかる。すなわち、コンクリート内外温度差がなく、コンクリート供試体表面からの熱の逸散速度よりも、コンクリート中の熱伝導速度の方が遙かに大きいことが伺える。

(b) 逸散熱の補正

以上の結果をふまえて、ここではマスブロック供試体の温度測定結果に基づき、発泡スチロール型枠からの熱の逸散を補正することにより、簡易的にコンクリートの断熱状態での温度履歴を推定することを試みる。マスブロック供試体の温度測定結果から、供試体温度はほぼ均一であると考えられるので、供試体内での熱伝導は考慮しないこととする。

コンクリートの密度を ρ 、比熱を c 、表面での熱伝達率を h とすると供試体の熱収支は次式で表される。

$$\rho c V \dot{T} - Sh\theta = \rho c V \dot{\theta}$$

ここで V はマスブロック供試体の体積、 S はマスブロック供試体の表面積、 θ はマスブロック供試体の温度、 T はコンクリートの断熱温度上昇を表す。ドット()は時間微分を表している。

上式の解は次式で与えられる。

$$\theta = \int_0^t \dot{T}(\tau) \exp\left[-\frac{Sh}{\rho c V}(t - \tau)\right] d\tau$$

ここでは、上式の T として実験値を代入しマスブロック供試体の温度を計算によって求めた。なお、マスブロック供試体表面での熱伝達率は未知なので、ある値を仮定し、得られたマスブロック供試体の温度の実測値と近い解析値が得られる熱伝達率を求めた。

図-3.4はマスブロック供試体の温度履歴の実測値と解析値を比較したものである。解析に用いた各パラメータの値は表3-1の通りである。

この結果を見ると、マスブロック供試体の温度履歴の実測値に適合する解析結果を得るのは、熱伝達率を $0.3\text{W/m}^2\text{°C}$ と設定した場合である。従って、厚さ40cmの市販の発泡スチロールを表面に配置したときの熱伝達率を $0.3\text{W/m}^2\text{°C}$ と仮定し、その他の配合条件で測定されたマスブロック供試体の温度履歴から、コンクリートの断熱温度上昇量を推定した。すなわち、図-3.5は普通ポルトランドセメント・高ビーライト系セメントを用いたコンクリートについて、マスブロック供試体の温度測定値から断熱温度上昇量を予測した結果を示したものである。

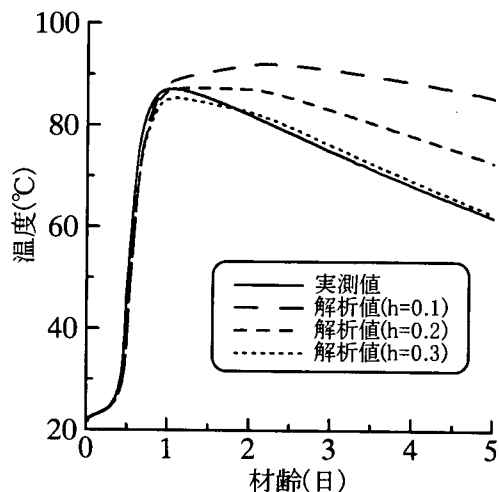


図-3.4 マスブロック供試体の温度履歴の比較

表-3.1 解析に用いたパラメータ

パラメータ	値
密度(ρ): kg/m^3	2,300
比熱(c): $\text{kJ/kg}^\circ\text{C}$	1.05
体積(V): m^3	0.06
表面積(S): m^2	0.96
熱伝達率(h): $\text{W/m}^2\text{°C}$	0.1, 0.2, 0.3

この結果によると、普通ポルトランドセメントを用いて単位セメント量を 400kg/m^3 としたケースで若干予測値と実測に差が生じていたが、おおむね良好な精度でコンクリートの断熱温度上昇を予測できていることがわかる。

このように、発泡スチロールで供試体を覆った簡易断熱条件での測定値であっても、供試体から逸散する熱量が把握できれば、比較的高精度で断熱温度上昇量の推定が可能であることが明らかになった。

ただし、今回の供試体はいずれも、高炉スラグ微粉末等の混和材を含まないセメントを用いたコンクリートで試験を行ったものである。高炉スラグ微粉末等の混和材を用いた混合セメントでは、断熱温度上昇が温度履歴の影響を大きく受けることが予想される。従って、混合セメントを用いた場合の簡易断熱上昇試験の妥当性の検証については、今後の課題であると考えられる。

3.3 まとめ

ここでは、単位セメント量の多い高強度コンクリートを対象として、断熱温度上昇特性の把握を行った。既報において、断熱温度上昇の予測において、コンクリートの凝結時間を考慮する必要性、並びに、 100°C を超えるような温度上昇が生じるような場合は、断熱温度上昇が頭打ちになることを明らかにした。一方、その後の検討において、

- 1)コンクリートの凝結時間に伴う発熱の遅れを考慮した場合、発熱速度に関連するパラメータである $Q_\infty\gamma$ の値について、既存の資料で予測される値と大きく異なった値を与える必要があること
- 2)単位セメント量が 400kg/m^3 を超えると、単位セメント量の増加に伴う Q_∞ の増加は単位セメント量の一次式で予測されるよりも小さくなること
- 3)コンクリートの断熱温度上昇は断熱温度上昇試験方法案に従って実施することが望ましいが、発泡スチロールを用いたマスブロック供試体の簡易断熱試験でも、比較的高精度に断熱温度上昇が推定できることが明らかとなった。

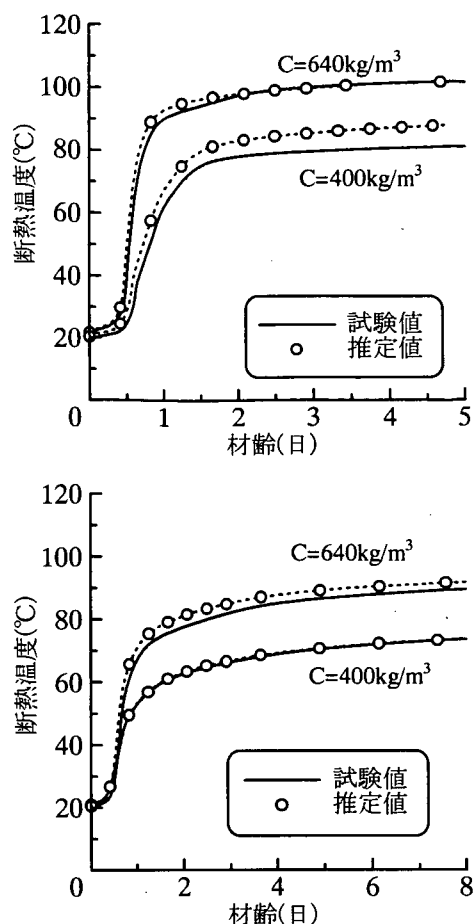


図-3.5 断熱温度上昇の予測結果
(上：普通ポルトランドセメント)
(下：高ビーライト系セメント)

4. コンクリートの引張強度

4.1 試験概要

コンクリートの温度ひび割れの可能性は、コンクリート部材に発生している引張応力度と、コンクリートの引張強度の大小関係によって定まる。コンクリートの引張強度は、通常は JIS A 1113 に従って割裂強度試験から求めるのが一般的である。ところが、割裂強度試験はあくまでも荷重作用によって生じる引張応力に対するひび割れ発生を目安となる強度を与えるものであり、温度応力のような応力速度の小さい場合にも適用可能であるかどうかは明確ではない。ひび割れ発生予測の精度を向上させるためには、実部材に発生する引張応力の速度に応じた、引張強度を明確にすることも重要であると考えられる。

高強度コンクリートの引張強度に及ぼす載荷速度の影響について検討する場合、供試体に発生する応力の速度を所定の値に制御することが必要となる。このため、供試体に発生する引張応力の分布は単純かつ明確である方が望ましい。一般的には、コンクリートの引張強度試験方法は割裂引張試験あるいは曲げ強度試験で行われている。しかしながら、割裂引張試験で供試体の割裂面に生じる応力は2軸応力状態であるとともに、載荷点近傍の応力分布は載荷点近傍の圧壊の影響を受け、複雑になることが予想される。一方、曲げ強度試験では、断面に作用する引張応力分布は勾配が存在するとともに、破壊荷重直前にはコンクリート下縁に引張軟化領域が発生し、引張強度に影響を及ぼす可能性がある。すなわち、割裂引張試験や曲げ強度試験では応力速度の制御が確実に行われない可能性があり、応力速度の影響を検討するには単純な一軸応力での試験(直接引張強度試験)が望ましいと考える。このような理由から、本試験では、圧縮強度20MPa～100MPaと変化させたコンクリートについて、応力速度が引張強度に及ぼす影響について直接引張強度試験による検討を行った。ただし、直接引張強度試験は試験方法として標準化されておらず、供試体の形状寸法や供試体の加力方法、ならびにチャッキング部分詳細など、試行錯誤的に決定されている。このため、今回実施した直接引張試験によって得られる引張強度の妥当性を、まず検証しておく必要がある。このため、ここでは直接引張強度試験と従来の割裂引張強度試験の試験結果の比較も行っている。

以上のことから、コンクリートの引張強度について以下の5点を調査した。

- ① 配合強度の異なる場合の直接引張強度、割裂引張強度、圧縮強度の関係
- ② 材齢差による直接引張強度、割裂引張強度、圧縮引張強度の関係
- ③ 直接引張強度に対する試験区間長の影響
- ④ コンクリートの引張強度に及ぼす載荷速度の影響

なお、この章では応力の単位としてPaを用いた表記をしている。

4.2 試験方法

4.2.1 使用材料

セメントは早強セメントおよび普通セメントを使用した。表－4.1にセメントの品質を示す。細骨材は静岡県浜岡産の川砂を使用し、粗骨材は茨城県笠間市産の碎石2013と碎石1305を1:1で混合して使用した。細骨材の物理的性質と粒度分布を表－4.2に、粗骨材の物理的性質と粒度分布を表－4.3.1と表－4.3.2に示す。混和剤はポリカルボン酸エーテル系の高性能AE減水剤標準形（I種）を使用した。

表－4.1 セメントの品質

セメント種類	密度 (g/cm ³)	比表面積 (cm ² /g)	水量 (%)	凝結(h-min)		圧縮強さ(MPa)			
				始発	終結	1d	3d	7d	28d
早強セメント(H9)	3.13	4590	30.3	1-40	2-40	26.4	47.8	56.0	64.1
早強セメント(H10)	3.14	4570	29.9	1-43	2-35	27.2	47.0	55.0	64.5
普通セメント(H9)	3.16	3420	28.1	2-25	3-40	-	29.4	44.4	60.6

セメント種類	化学成分(%)				
	MgO	SO ₃	ig.loss	R ₂ O	Cl ⁻
早強セメント(H9)	1.5	3.1	1.2	0.57	0.007
早強セメント(H10)	1.3	3.1	1.2	0.58	0.005
普通セメント(H9)	1.4	2.0	1.7	0.66	0.005

注1) 早強セメント(H9)、普通セメント(H9)はH9年の実験、早強セメント(H10)はH10年の実験で使用

注2) 早強セメント(H9)は平成9年12月17日セメント成績表より抜粋。

注3) 早強セメント(H10)は平成10年9月29日セメント成績表より抜粋。

注4) 普通セメント(H9)は平成9年12月17日セメント成績表より抜粋。

表－4.2 細骨材の物理的性質および粒度分布

表乾密度 (g/cm ³)	絶乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	ふるいを通るものの質量百分率(%)						粗粒率
			5mm	2.5mm	1.2mm	0.6mm	0.3mm	0.15mm	
2.62	2.59	1.24	100	88	56	33	19	5	2.99

4.2.2 コンクリートの配合

表－4.4にコンクリートの配合表を示す。

4.2.3 練り混ぜ方法

〈H9年〉

練混ぜは50リットルパン型強制練りミキサを用いて行い、1バッチの練混ぜ量を30リットルとした。練

表-4.3.1 粗骨材の物理的性質および粒度分布(H9)

種類	表乾密度 (g/cm ³)	絶乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	ふるいを通るものの質量百分率(%)						粗粒率
				25mm	20mm	15mm	10mm	5mm	2.5mm	
2013	2.67	2.65	0.70	100	97	74	4	2	1	6.96
1305	2.66	2.63	0.98	100	100	100	76	18	2	6.04
2005	2.66	2.64	0.84	100	98	87	40	10	2	6.50

注) 種類2005は種類2013と種類1305を1 : 1で混合したもの

表-4.3.2 粗骨材の物理的性質および粒度分布(H10)

種類	表乾密度 (g/cm ³)	絶乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	ふるいを通るものの質量百分率(%)						粗粒率
				25mm	20mm	15mm	10mm	5mm	2.5mm	
2013	2.67	2.66	0.48	100	97	69	0	0	0	7.03
1305	2.67	2.65	0.72	100	100	100	74	10	0	6.16
2005	2.67	2.66	0.60	100	99	85	37	5	0	6.60

注) 種類2005は種類2013と種類1305を1 : 1で混合したもの

表-4.4 コンクリートの配合表

セメント種類	SL (cm)	W/C (%)	Air (%)	細骨 材率 (%)	単位量(kg/m ³)					練り 上がり 温度 (℃)	配合 強度 (MPa)
					W	C	S	G	混和剤 C×%		
早強セメント(H9)	18±2.5	75.0	2.0	51.8	170	227	1001	946	1.6	20	20
		60.0	2.0	48.8	150	250	959	1022	2.5		40
		25.0	2.0	38.8	150	600	649	1039	2.6		100
普通セメント(H9)	18±2.5	60.0	2.0	48.8	150	250	960	1023	2.5		40
早強セメント(H10)	18±2.5	60.0	2.0	48.8	150	250	959	1026	2.5		40
		25.0	2.0	38.8	150	600	649	1044	2.6		100

セメント密度 : 早強セメント(H9)3.13g/cm³, 普通セメント(H9) 3.16g/cm³, 早強セメント(H9)3.14g/cm³

骨材密度 : 細骨材 2.62g/cm³, 粗骨材(H9) 2.66g/cm³, 粗骨材(H10) 2.67g/cm³

混ぜ方法は、粗骨材、セメント、細骨材の順に投入したあと空練り30秒行い、次に混和剤入りの水を投入し90秒間練混ぜを行った。練混ぜから285秒練置きしたのち、15秒再攪拌して排出した。

〈H10年〉

練混ぜは50リットル2軸ミキサを用いて行い、1バッチの練混ぜ量を30リットルとした。練混ぜ方法は、細骨材1/2、セメント、細骨材1/2の順に投入したあと空練り15秒行い、次に混和剤入りの水を投入し90秒

間練混ぜを行った。その後に粗骨材を投入し90秒間練混ぜを行った。練混ぜから285秒練置きしたのち、15秒再攪拌して排出した。練置きした理由は、練混ぜ直後と練置き後のフレッシュコンクリートの性状を目視観察した結果、練置き後の性状の方が良好であることが認められたからである。

4.3 直接引張強度と割裂引張強度および圧縮強度試験結果

4.3.1 試験条件

表-4.5に直接引張強度試験の試験条件一覧を示す。圧縮強度と割裂引張強度の試験体は直接引張試験の供試体と同時に採取した。なお、表中に示す配合強度とは材齢28日の圧縮強度を示す。以降の文中において配合強度は材齢28日の圧縮強度を示す。直接引張試験の応力速度はJIS A 1113のコンクリートの引張強度試験方法相当の速度である。

4.3.2 試験方法

(1) フレッシュコンクリート

フレッシュコンクリートの性状を評価するためにスランプ、空気量、練り上がり温度を測定した。スランプおよび空気量についてはそれぞれJIS A 1101、JIS A 1128 に準拠して行い、練り上がり温度は棒状

表-4.5 直接引張強度試験条件一覧

供試体名	セメント種類	配合強度 (MPa)	応力速度 (kPa/min)	載荷材齢 (日)	供試体寸法 (cm)	供試体本数 (本)
HC20-40-28	早強セメント	20	392	28	40	9
HC40-40-28	早強セメント	40	392	28	40	9
HC100-40-28	早強セメント	100	392	28	40	9
NC40-40-3	普通セメント	40	392	3	40	9
NC40-40-7	普通セメント	40	392	7	40	9
NC40-40-28	普通セメント	40	392	28	40	9
HC100-30-28	早強セメント	100	392	28	30	9
HC100-60-28	早強セメント	100	392	28	60	9

供試体 HC 100 - 40 - 28

→ 載荷材齢

→ 供試体長さ

→ 配合強度

→ セメント種類

HC: 早強セメント

NC: 普通セメント

温度計にて測定を行った。

(2) 養生方法

供試体は材齢1日にて脱枠を行った。養生は封緘養生(材齢1日で脱枠後供試体全面にアルミ箔粘着テープ(0.05mm)でシール)とし、温度20℃、相対湿度60%の室内で載荷材齢まで静置した。

(3) 圧縮強度試験および割裂引張試験

圧縮強度は $\phi 10 \times 20$ cmの供試体をJIS A 1108に準じて試験を行った。割裂引張強度試験は $\phi 15 \times 20$ cmの供試体をJIS A 1113に準じて試験を行った。また、直接引張強度と同一の試験条件(配合強度、セメント種類、載荷材齢)における圧縮ヤング係数とポアソン比を算出するために、圧縮強度試験体にワイヤストレインゲージ(ゲージ長60mm)を貼付した。

(4) 直接引張強度試験

供試体は、断面 100×100 mmで、供試体長さ300、400、600mmとする角柱とした。作製した本数は、各試験条件で9本とした。図-3.1に供試体長さ400mmの形状を示す。直接引張強度は文献⁹⁾を参考にして、型枠の端面には、直径8mm、長さ120mmの、ネジ山のついたボルト(ただし先端部の尖らせた部分にはネジ山はついていない)4本を図-4.3.1に示した位置に固定し、ひとつの供試体に両端あわせて8本のボルトを埋め込む形式とし、引張力をこのボルトとコンクリートとの付着力により伝達する方式とした。図-4.3.2に直接引張強度試験の載荷状況を示す。載荷は応力制御で行った。荷重の検出は引張用PC鋼棒にひずみゲージを貼付し、これをロードセルとして使用することにより行った。偏心をなるべく取り除くように供試体の接続部にシャックルを2つ接続することとした。

直接引張ヤング係数を測定するために、図-4.3.1に示す位置(供試体4側面の中心部)にワイヤストレインゲージ(ゲージ長60mm)を貼付した。

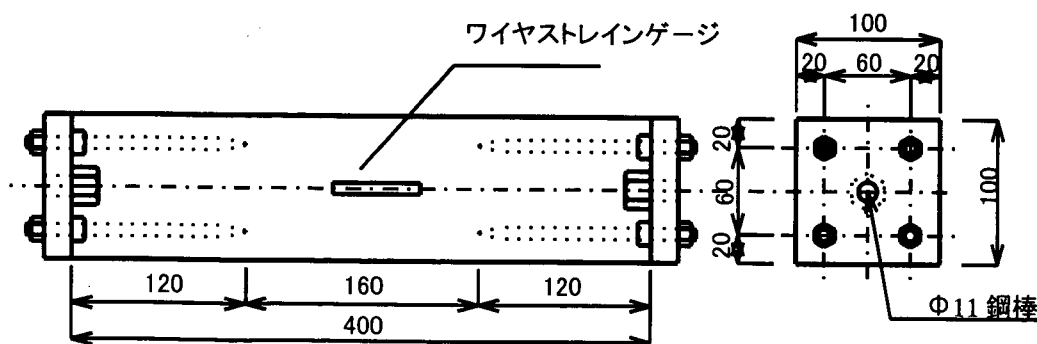


図-4.3.1 直接引張試験体形状図

脚注) 平成11年2月にJIS A 1113が改訂され、応力速度が $3600\text{kPa/min} \pm 2400\text{kPa/min}$ となり、旧JISの約8倍となった。本試験は平成9年から10年の結果について述べていることから、ここでは、本文中のJIS速度は現時点での旧JISを意味する。

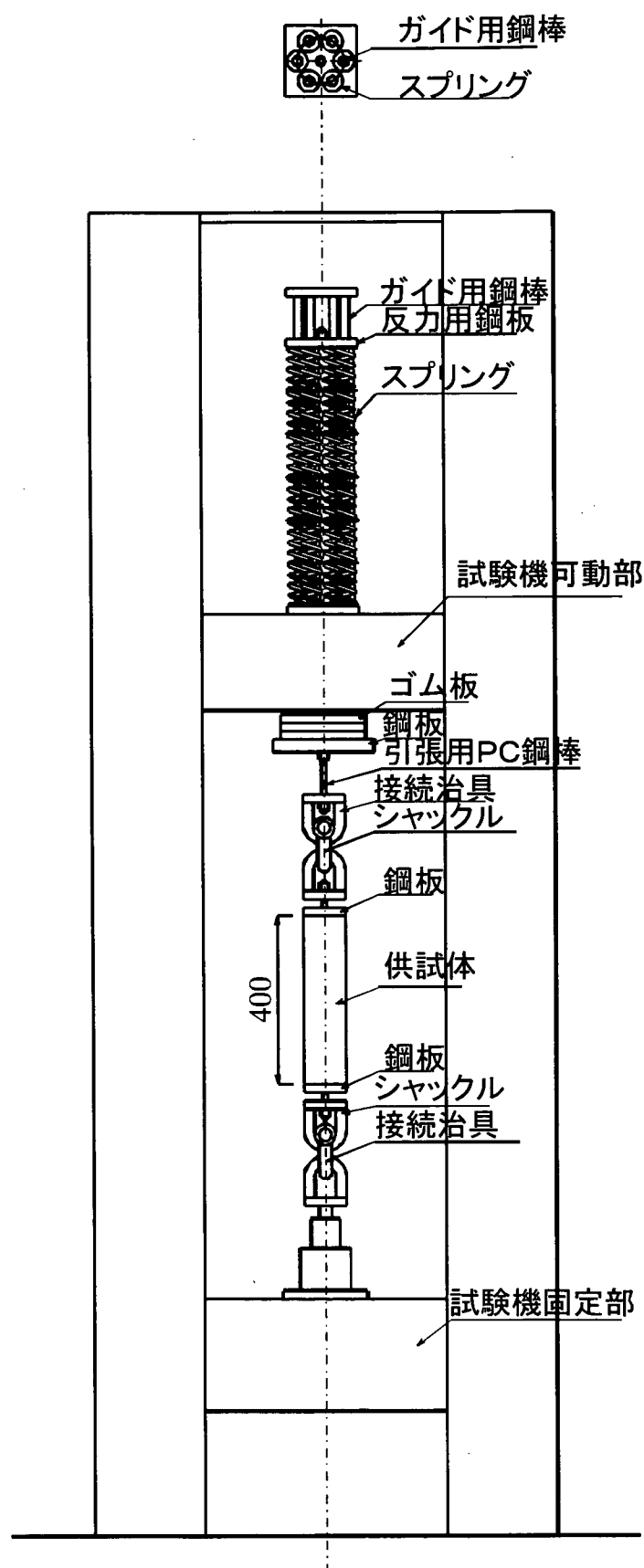


図-4. 3. 2 載荷状況図

4. 3. 3 試験結果および考察

(1) 直接引張強度試験の妥当性（破断面について）

コンクリートの直接引張試験は、基準となる試験法が確立していないので、文献²⁾を参考に供試体端部にボルトを埋め込み、ボルトとコンクリートの付着により引張力を伝達させるタイプとした。このような載荷方法を採用した場合、供試体の破断面は純コンクリート断面で生じる他、ボルト先端付近で生じる場合もある。そこで、破断面に埋め込みボルトの先端部がわずかでも露出して破断した場合の試験結果の妥当性を確認するため、破断位置による引張強度試験結果の違いを検討した。調査した供試体は供試体長さ400mmの108本全数である。今回の試験においては調査本数108本の内埋め込みボルトの先端部が露出して破断したものが62本(57%)、コンクリートのみの部分で破壊したものが46本(43%)であった。

破壊形態と直接引張強度との関係を把握するために直接引張強度を各供試体の平均値で除した値(例えばHC20-40-28-1の直接引張強度/HC20-40-28の直接引張強度の平均値)を計算した結果と供試体端部からの距離の関係を図-4.3.3に示す。図中の120mm以下の部分は埋め込みボルトの先端部が露出して破断したものを表している。図より、破断位置による強度比の差は認められなかった。

また、埋め込みボルト位置とコンクリートのみの部分での破断でどの程度の強度差が生じるかを検討するために、供試体HC100-40-28と同一の配合でダンベル型の直接引張供試体を3本作製し、供試体

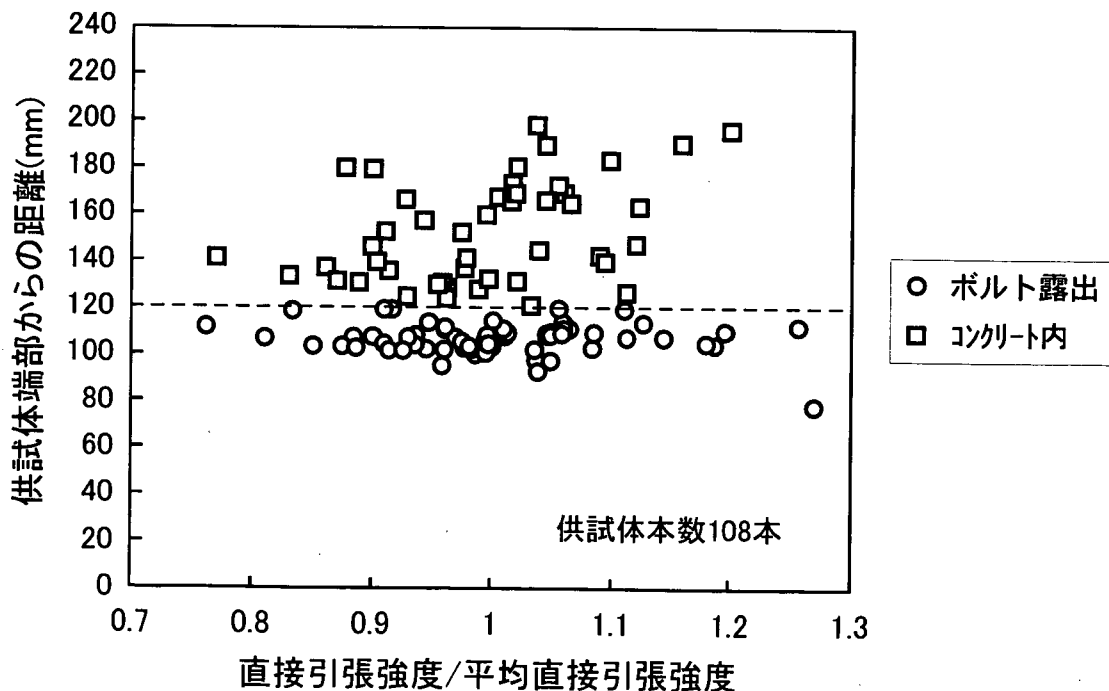


図-4. 3. 3 直接引張強度と破断位置の関係

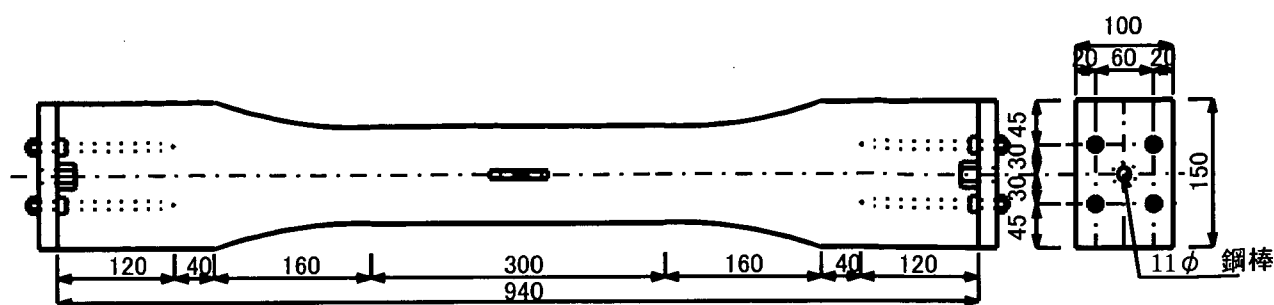


図-4.3.4 ダンベル型直接引張試験体形状図

HC100-40-28の引張強度と比較した。図-4.3.4に供試体形状を示す。また、試験条件(载荷材齢、応力速度)は供試体HC100-40-28と同一である。その結果、ダンベル型の直接引張強度は直方体の直接引張強度(埋め込みボルト位置で破断した供試体の平均値)と比較して約4%大きい引張強度を示したが、試験供試体本数も3本と少ないため、確定的な結論は得にくい、いずれにしても両供試体間での引張強度試験結果の差が小さいことから、本研究においては破壊位置による影響はほとんどないものとして、特に区分せずに取り扱うことにした。

(2) 直接引張強度試験の妥当性(荷重の偏心の影響)

直接引張試験で得られる引張強度は、一般に割裂引張強度と比較してばらつく傾向がある。この理由として、試験時に供試体に作用する引張力の偏心が考えられる。したがって、直接引張強度を評価する上で偏心の影響が考えられる場合にはこれを考慮する必要がある。図-4.3.5にひずみと直接引張応力の一例を示す。図中の $\varepsilon 1 \sim \varepsilon 4$ は各側面でのひずみの値である。図より、本試験ではほとんど偏心の影響が認められなかった。

ここでは、さらに偏心量の数量化を試みた。偏心量の大小の数量化は、引張力を受けた際の断面の変形後の断面が平面保持されると仮定し、仮定した平面をひずみの測定値から線形回帰により求めた。線

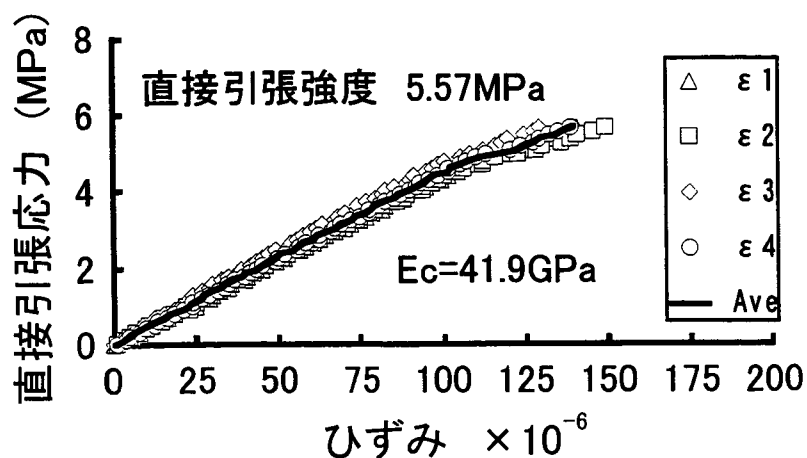


図-4.3.5 ひずみと直接引張応力の関係(HC100-40-28)

形回帰により求められた平面から、軸引張力の合力の作用位置を次式によって推定した。ここで、コンクリートの引張ひずみを $\varepsilon(x,y)$ とし、軸引張力を N とする。 $\varepsilon(x,y)$ は次式で与えられる。

$$\varepsilon(x,y) = \frac{N}{EA} \left(1 + \frac{e_x x}{r^2} + \frac{e_y y}{r^2} \right) \quad \text{式(4.3.1)}$$

ここに、 e_x 、 e_y は軸引張力の作用位置のコンクリート断面中心からの偏心量、 r は断面2次半径

図-4.3.6に一例として、図-4.3.5の供試体の平均応力と $|e_x| + |e_y|$ の関係を示す。平均応力の増加とともに偏心量が低下する傾向を示した。本試験ではこのような傾向がほとんどの供試体について認められ、破断時で偏心量は3mm以下となったことから、荷重の偏心はほとんどなかったものと考えられる。このことから、荷重の偏心による補正をとくに行わずに実験値をそのまま用いることとした。

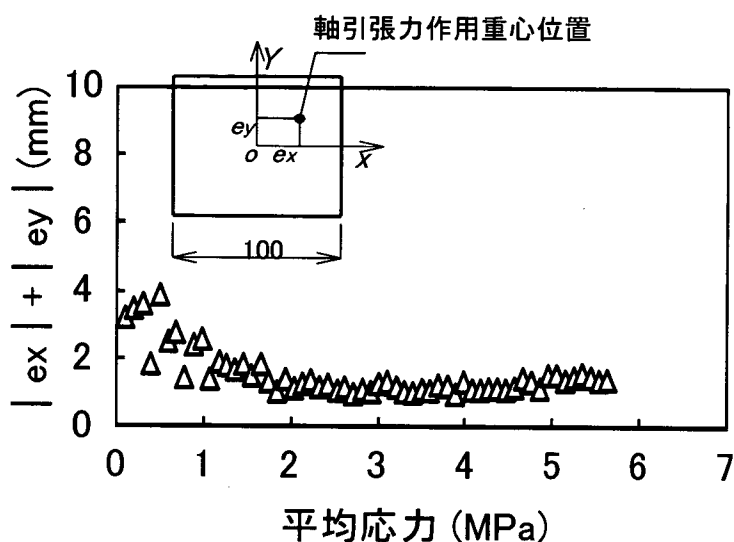


図-4.3.6 平均応力と $|e_x| + |e_y|$ の関係

(3) 強度試験結果

各供試体の圧縮強度試験結果と割裂引張強度試験結果及び直接引張強度試験結果の平均値を表-4.6.1に、変動係数を表-4.6.2にそれぞれ示す。表より、強度のばらつきは全体的には引張強度は圧縮強度と比較して若干大きく、直接引張強度と割裂引張強度とではほぼ同等となる結果を示した。

表-4. 6. 1 強度試験結果条件一覧

供試体名	直接引張強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	直接引張 ヤング係数 (GPa)	圧縮ヤング 係数 (GPa)	ポアソン比
HC20-40-28	3.20	2.46	29.3	32.1	31.2	0.180
HC40-40-28	4.03	3.23	46.8	38.2	35.7	0.183
HC100-40-28	5.74	5.63	93.4	42.8	43.0	0.195
NC40-40-3	3.02	2.34	23.8	30.8	27.7	0.177
NC40-40-7	3.57	2.77	35.9	36.6	31.8	0.176
NC40-40-28	3.86	3.25	45.8	37.3	34.1	0.185
HC100-30-28	6.73	5.21	96.0	44.6	-	-
HC100-60-28	6.43	5.90	94.7	43.8	-	-

表-4. 6. 2 各強度試の変動係数(単位%)

供試体名	直接引張強度	割裂引張強度	圧縮強度
HC20-40-28	9.3	6.5	9.1
HC40-40-28	4.5	11.0	1.9
HC100-40-28	9.7	7.8	3.4
NC40-40-3	9.8	7.3	9.5
NC40-40-7	7.2	11.2	1.7
NC40-40-28	7.8	8.1	5.1
HC100-30-28	7.2	14.8	3.2
HC100-60-28	7.5		

供試体 HC 100 - 40 - 28

→ 載荷材齢

→ 供試体長さ

→ 配合強度

→ セメント種類

HC: 早強セメント

NC: 普通セメント

(4) 直接引張強度と割裂引張強度の関係

図-4.3.7に割裂引張強度と直接引張強度の関係を示し、図-4.3.8に割裂引張強度と割裂引張強度に対する直接引張強度の比を示したものである。図より、直接引張強度は配合強度の低い領域では割裂引張強度の約1.3倍であることがわかる。配合強度が高くなるにつれて直接引張強度と割裂引張強度が一致する傾向が認められた。

これまで、割裂引張強度と直接引張強度の比較を行った結果は幾つか報告されているが、両者の大小関係は、おおむね割裂引張強度の方が大きくなるものが多いが、今回の試験結果では、やや直接引張強度の方が大きいとの結果を得た。

図-4.3.9は、コンクリートの圧縮強度と直接引張強度および割裂引張強度の関係を示したものである。

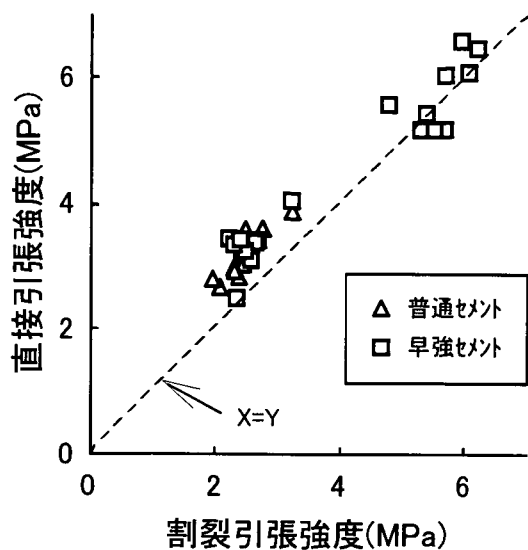


図-4.3.7 割裂引張強度と直接引張強度の関係

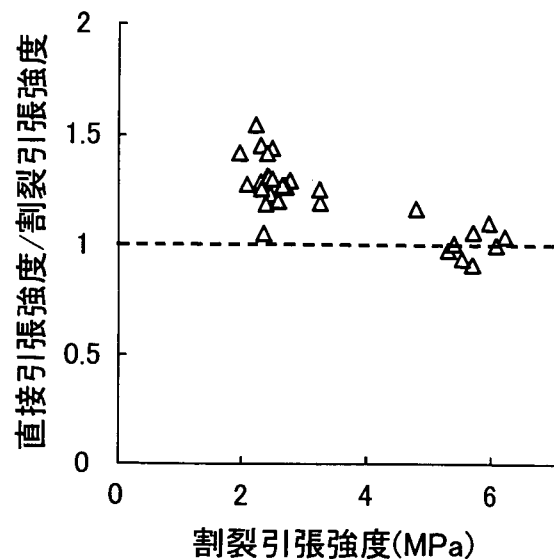


図-4.3.8 割裂引張強度に対する直接引張強度の比

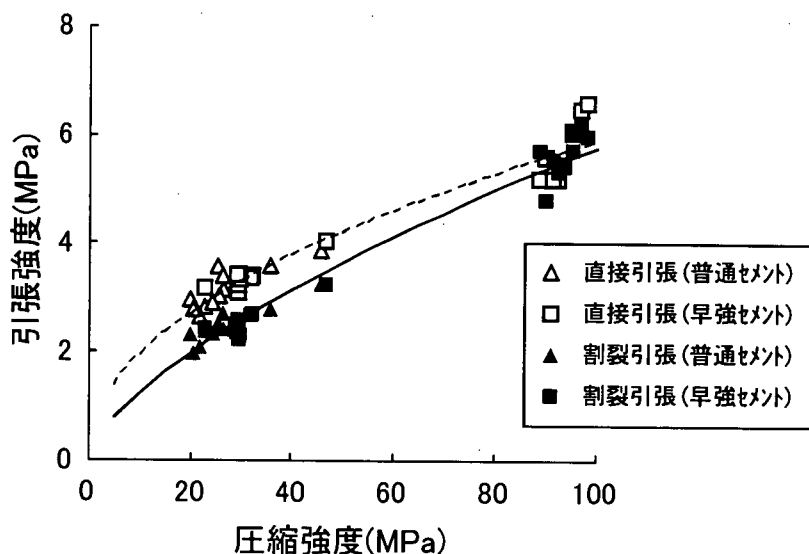


図-4.3.9 引張強度と圧縮強度の関係

コンクリートの圧縮強度の増加に伴い、引張強度の増加程度が鈍っていること、圧縮強度が小さいと直接引張強度のほうが割裂引張強度よりも大きい、圧縮強度が大きくなると両者の差が小さくなっていることがわかる。

(5) 圧縮ヤング係数と直接引張ヤング係数の関係

図-4.3.10に圧縮ヤング係数と直接引張ヤング係数の関係を示す。圧縮ヤング係数は、圧縮強度の1/3の点と圧縮ひずみ 50×10^{-6} の点を結んだときの傾きを結ぶ割線ヤング係数である。直接ヤング係数は最大荷重近くまで応力ひずみ曲線は直線に近いことから、直接引張強度の90%までの応力ひずみの測定結果を1次回帰し算出した。圧縮ヤング係数と直接引張ヤング係数はほぼ等しいことが認められた。

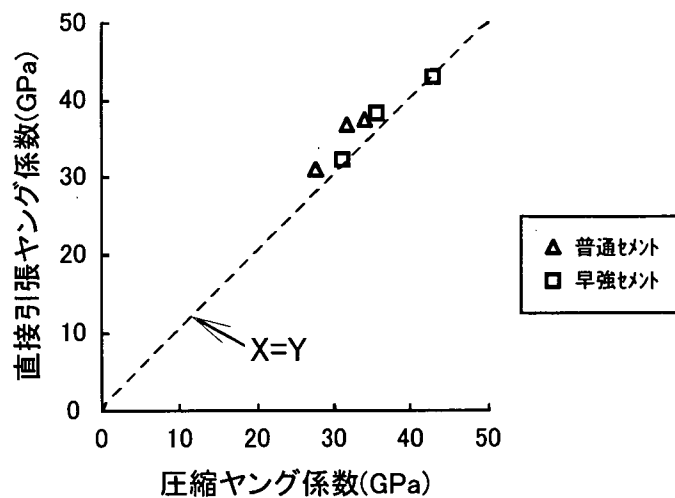


図-4. 3. 10 圧縮ヤング係数と直接引張ヤング係数の関係

(6) 試験区間長の影響

直接引張強度試験から引張強度を求める場合、用いる供試体の断面幅と供試体長さの比によって、試験結果が異なることが知られていて、供試体の長さが長くなるほど小さな引張強度が得られる。ここでは、試験区間長の影響を確認するために、試験区間長を変化させた供試体による直接引張試験を実施し、割裂引張強度に対する直接引張強度の比によって試験区間長の影響について検討する。図-4.3.11に配合強度100MPaにおける試験区間長の影響を示す。ここで、試験区間長は供試体全長から供試体端部に埋め込まれたボルト長を差し引いた長さである。図に示すように試験区間長60mmから160mmにかけて強度比が低下して、160mmから360mmではほぼ横ばいとなる結果を示した。このことから正方形断面の場合においては、試験区間長と断面幅の比が約1.6倍～3.6倍の範囲であればほぼ強度低減がないと考えられる。このことから、以後の直接引張強度試験体は試験区間長を160mmとする、100×100×400mmの供試体を

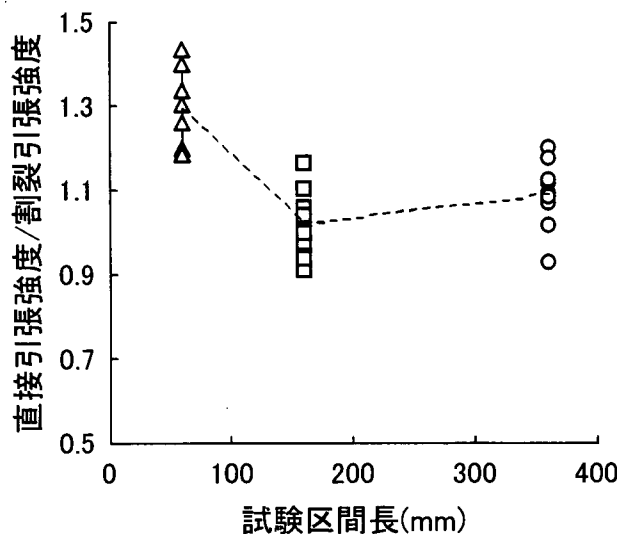


図-4. 3. 11 直接引張強度の供試体長さの影響

製作して検討を行うこととした。

(7) 直接引張試験における破壊性状

直接引張強度の破壊断面を観察すると強度レベルが低いコンクリートについてはおおむね骨材とモルタルのはく離によるものが多く、強度レベルの高いコンクリートについては骨材の破壊がみられた。

(8) まとめ

ここで得られた試験結果をまとめると次の通りである。

- 1) 封緘養生では、圧縮強度90MPaの高強度域では直接引張強度はコンクリートの割裂引張強度とほぼ一致する結果となり、コンクリートの圧縮強度25MPaの低強度域では割裂引張強度より約15%高い値を示した。
- 2) 圧縮ヤング係数と直接ヤング係数はほぼ等しいことが認められた。
- 3) 直接引張試験供試体を正方形断面とした場合については、試験区間長が断面幅の1.6倍から3.6倍の範囲であれば、強度低減がほとんど認められない。一方、試験区間長をこれよりも狭めて、供試体断面幅の0.6倍にすると、得られる引張強度は大きくなる。
- 4) 今回実施した直接引張強度試験では、試験区間長の影響も受けないだけの試験区間長を確保して、得られる引張強度の値も割裂引張強度とほぼ同等であることから、おおむね妥当な引張強度を与えているものと考えられる。よって、以降の載荷速度に関する検討は、直接引張試験を中心として検討を行うこととする。

4. 4 コンクリートの引張強度に及ぼす載荷速度の影響

4. 4. 1 試験条件

本章では、コンクリートの体積変化に起因して実構造物に発生する引張応力の応力速度を想定して、緩速載荷による直接引張試験、割裂引張試験、曲げ強度試験を実施し、検討した結果を示す。表-4.5に試験条件を示す。直接引張試験の応力速度の設定はJIS A 1113のコンクリートの引張強度試験方法(割裂引張強度試験)相当の速度、JIS速度の約1/10倍、および約1/100倍とした。割裂引張試験の応力速度の設定はJIS A 1113の相当の速度、JIS速度の約10倍、JIS速度の約1/10倍、および約1/100倍とした。曲げ強度の応力速度の設定はJIS A 1106のコンクリートの曲げ強度試験方法相当の速度、JIS速度の約10倍、JIS速度の約1/10倍、および約1/100倍とした。

4. 4. 2 試験方法

(1)養生方法

供試体は材齢1日にて脱枠を行った。養生は封緘養生(材齢1日で脱枠後供試体全面にアルミ箔粘着テープ(0.05mm)でシール)とし、温度20℃、相対湿度60%の室内で載荷材齢まで静置した。

(2)直接引張試験

供試体は、100×100×400mmの角柱とし、切欠きを設けたものと設けないものの2パターンとした。図-4.4.1に切欠きのある場合の供試体形状を示す。

直接引張強度の載荷方法は第3章で述べた方法と同様である。ここでは、応力速度を小さくするために、図-4.3.2の載荷状況に示すように、ばね定数の小さいスプリングを介在させた。なお、切欠きのない供試体については供試体側面の中央にワイヤストレーンゲージ(ゲージ長60mm)を1枚ずつ貼付してひずみを測定し、切欠きのある供試体についてはクリップゲージにて切欠き口の開口変位を測定した。

(3)割裂引張強度試験および曲げ強度試験

割裂引張強度試験は15φ×20cmの供試体を、曲げ強度試験は10×10×40cmの供試体を、用いて行った。曲げ強度試験はスパン30cmとし、スパンの3等分点に加力させて行った。

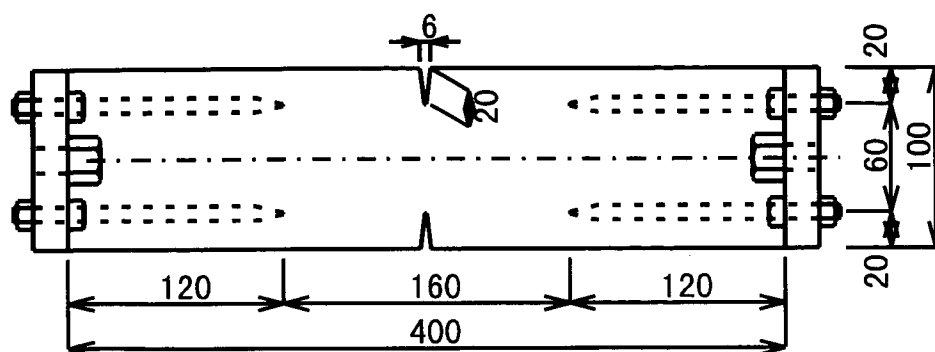


図-4. 4. 1 直接引張試験体形状図

4. 4. 3 試験結果および考察

(1) 切欠きのない直接引張供試体

a) 引張強度について

図-4.2に配合HC20とHC40及びHC100の載荷材齢28日の応力速度と直接引張強度の関係をそれぞれ示す。図中の実線は供試体9本の平均値である。また、()内の数値はJIS応力速度の直接引張強度を基準(1.0)としたときの比率である。図に示すように、配合HC100の場合は、応力速度と引張強度の間に一定の傾向が認められなかったものの、ほとんど応力速度の影響はない(配合HC100の応力速度

29.4kPa/minの強度低い2点を除くと平均5.7MPaとなり他の供試体と同等)と考えられる。これに対し、配合HC20とHC40の場合は、応力速度の減少にともない、引張強度が減少する傾向が認められた。ここで、載荷開始から供試体の破壊に至るまでの時間はW/C=25%で応力速度の一番遅い場合で約1.5日である。このように、載荷開始から終了までに長時間を要していたので、載荷中のセメントの水和の進行による強度変化が生じる可能性が否定できない。しかし、この載荷期間中の直接引張強度の増加は①載荷開始材齢が28日であること、②早強セメントを使用していること、から載荷中の水和反応の進行による影響は、非常に小さいと考えられる。

一方、若材齢時では水和反応が載荷中に進行するため、引張強度が経時的に変化しうる。そこで、載荷中の水和進行の影響を把握するため、載荷開始材齢を3日に設定し検討を行った。図-4.4.3に配合NC40の載荷材齢3日の応力速度と直接引張強度の関係を示す。直接引張強度は応力速度392kPa/minと29.4kPa/minでほぼ同じ結果を示し、応力速度2.45kPa/minでは応力速度392kPa/minと比較して約8%大きい値であった。ここで、載荷開始から供試体破断までの載荷時間はそれぞれ約0.17、1.6、21時

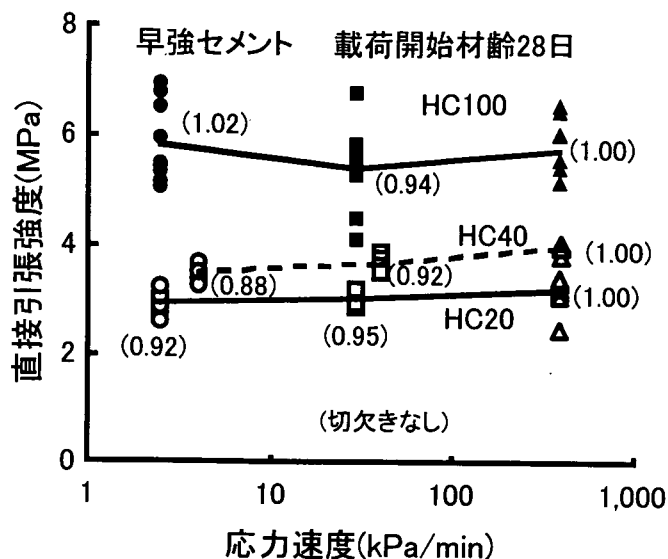


図-4. 4. 2 応力速度と直接引張強度の関係

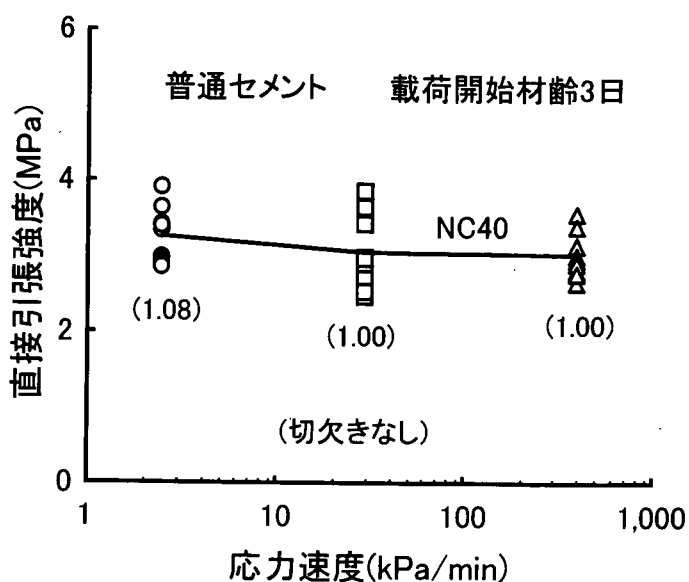


図-4-4. 3 応力速度と直接引張強度の関係

間である。本試験で行った応力速度392kPa/minの材齢3日と材齢7日の直接引張強度はそれぞれ3.02、3.57MPa(増加割合約18%)であった。今回の実験において、材齢4日での直接引張強度試験を行っていないので明確なことはいえないが、少なくとも載荷中の引張強度増加が、応力速度により低減する影響よりも勝っていたために、結果的に応力速度が小さい方が高い直接引張強度になったものと考えられる。

b) 伸び能力について

コンクリートのひび割れ抵抗の評価は、「引張強度と引張応力」あるいは「伸び能力とひずみ」との大小関係で判定される。ここでは、伸び能力について検討を行う。緩速載荷試験においてはコンクリートの引張クリープの増加により伸び能力が増加することが予想される。以下に本試験の応力速度の範囲内での伸び能力の測定結果について述べる。ここでは、伸び能力を直接引張強度の90%応力時の平均ひずみ(供試体の4側面に貼付したワイヤストレインゲージによる測定値の平均)と定義する。図-4.4.4に配合HC100とHC20の載荷材齢28日の応力速度と伸び能力の関係をそれぞれ示す。なお、配合HC100の供試体は引張試験中には自己収縮ひずみが増加することが予想されるので、本来であれば引張載荷開始時点からの自己収縮ひずみを考慮する必要がある。しかし、載荷材齢28日における載荷試験中の自己収縮ひずみの変動はわずかであると考えられることから、ここでは自己収縮ひずみを考慮していない。図-4.4.4に示すように、載荷開始から供試体破壊までの期間中に直接引張強度の増加がない状態では、配合強度によらず、伸び能力は応力速度によりほとんど変化しない結果となった。

図-4.4.5に配合NC40の載荷材齢3日の応力速度と伸び能力の関係をそれぞれ示す。図に示すように、

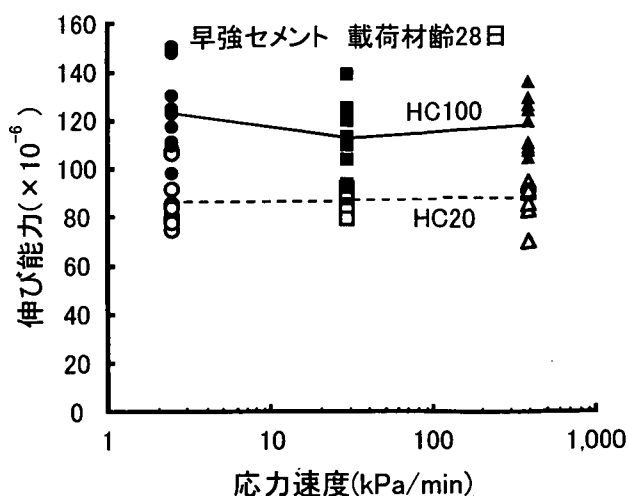


図-4. 4. 4 応力速度と伸び能力の関係

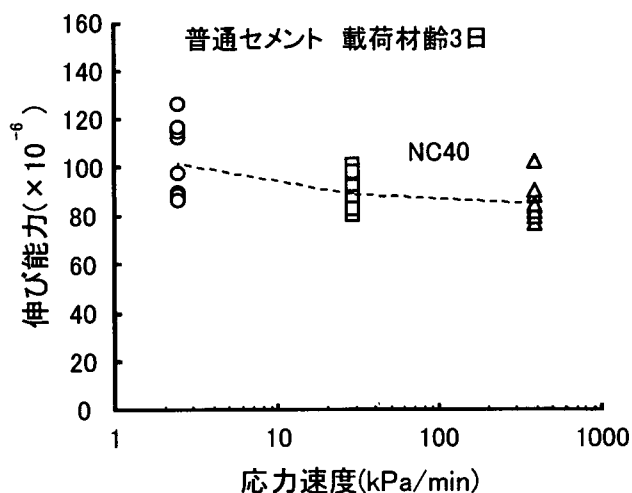


図-4. 4. 5 応力速度と伸び能力の関係

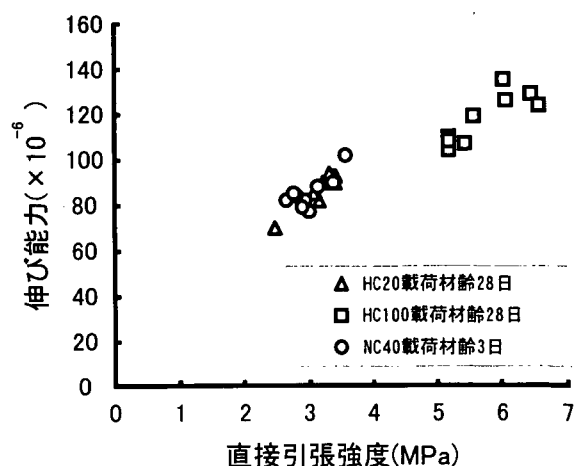


図-4. 4. 6 直接引張強度と伸び能力

材齢3日で緩速載荷試験期間中に直接引張強度に発現が考えられる場合では、応力速度が遅いほど伸び能力が高い結果となった。

ここに示した伸び能力は、コンクリートの弾性変形によるひずみと、クリープによるひずみの双方が含まれたものである。一般に、コンクリートの引張強度が大きくなっても、ヤング係数の値はそれほど大きくならないので、引張破壊時の弾性ひずみは、引張強度が上昇するにつれて大きくなると考えられる。今回の試験結果でも、図-4.4.6に示すように、直接引張強度の増加にともない伸び能力が増加している。このことから、伸び能力に及ぼす弾性ひずみの影響を排除するため、ここでは伸び能力を直接引張強度で除した

「単位応力ひずみ」を用いて検討を行う。図-4.4.7に配合HC20とHC100の載荷材齢28日の応力速度と単位応力ひずみの関係をそれぞれ示す。

図に示すように配合HC100では単位応力ひずみは応力速度によらずほぼ一定であるが、配合HC20については応力速度が遅いほど単位応力ひずみが若干増加した。図-4.4.8に配合NC60の載荷材齢3日の応力速度と単位応力ひずみの関係を示す。単位応力ひずみは遅い応力速度ほど大きくなる結果となった。図-4.4.7と図-4.4.8から若材齢時の供試体や強度レベルの低い供試体についてクリープひ

ずみの発生が考えられる。このため、単位応力ひずみが増加したと考えられる。一方、高強度コンクリートについては、載荷開始からコンクリートの破壊までにいたる時間でのクリープひずみはほとんど発生しなかった可能性が考えられ、今回試験を実施した載荷速度の範囲では伸び能力の増加はほとんどないものと思われる。

(2) 切欠きのある直接引張供試体

a) 直接引張強度について

コンクリートの引張応力は一様に分布するが、わずかな欠陥部により応力集中を起こす可能性がある。ここでは、図-4.4.1に示す切欠きのある供試体を作製して、切欠きのある場合の応力速度の影響について検討する。図-4.4.9に配合HC40とHC100の載荷材齢28日の応力速度と直接引張強度の関係をそれぞれ示す。図中の実線は供試体6本の平均値である。図に示すように、配合HC100のコンクリートでは応力速度の低

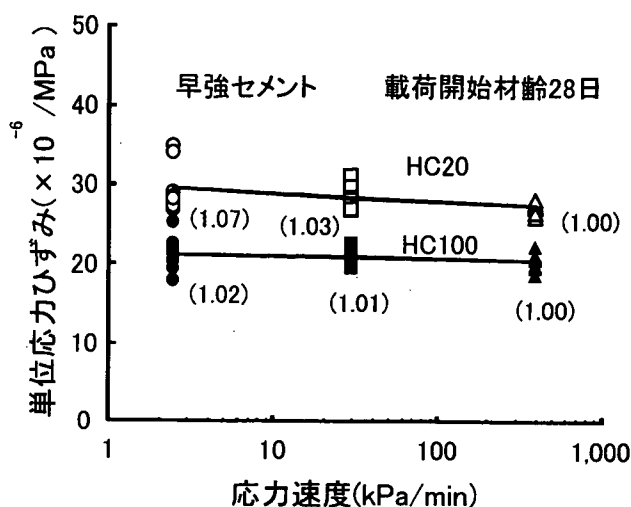


図-4.4.7 応力速度と単位応力ひずみの関係

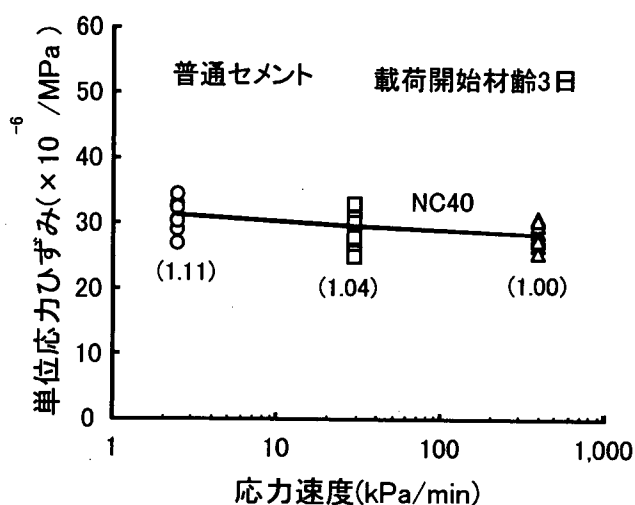


図-4.4.8 応力速度と単位応力ひずみの関係

下に伴う引張強度低下はわずかであるが、配合HC40のコンクリートにおいては応力速度4kPa/minの直接引張強度は応力速度400kPa/minと比較して約14%の低減が認められ、応力速度の遅い試験条件ほど直接引張強度の低下が認められた。このように強度の小さいコンクリートにおいて、応力速度の影響が顕著となる傾向は切欠きのない供試体で得られた結果と同様のものである。

b) 開口変位について

配合HC100およびHC40における開口変位と直接引張応力の関係を図-4.4.10に示す。ここで、開口変位は図-4.4.1の供試体形状図に示す2側面の切欠き部のそれぞれの切欠き口開口変位の平均値である。同一の直接引張強度に対する開口変位を比較すると、W/C=25%および60%ともに応力速度400、40kPa/minと比較してかなり大きい。このことは、切欠き部先端の周辺に応力集中が発生し、局所的にクリープひずみの進行があったことが推定される。このことから、応力速度が直接引張強度に及ぼす影響もさることながら、ひび割れ発生後のひび割れ幅に対する影響も大きく表われる可能性があるものと考えられる。

4. 4. 4 コンクリートの強度と応力速度の影響の相互関連性について

応力速度が引張強度に及ぼす影響の検討は、これまでも検討され、コンクリートの引張強度は応力

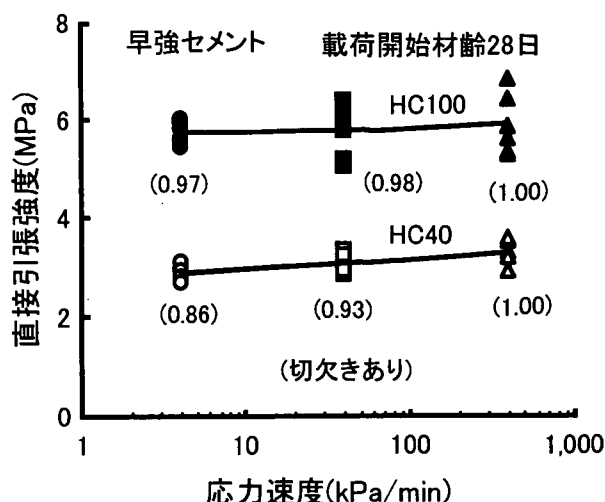


図-4.4.9 応力速度と引張強度の関係
(切り欠きありの場合)

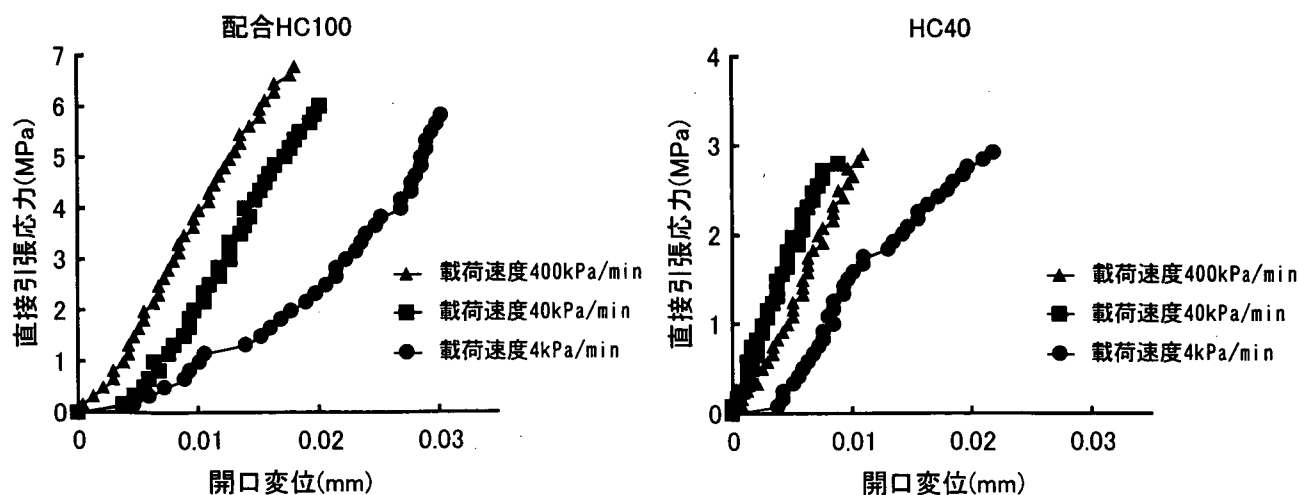


図-4.4.10 開口変位と平均引張応力の関係
(左：配合強度100MPa、右：配合強度40MPa)

速度が大きくなるほど大きくなるとされている。たとえばCEB-FIP MC90(以下MC90)では、コンクリートの引張強度におよぼす応力速度の影響の関係式において、コンクリートの圧縮強度をパラメータとしたものを提案している。すなわち、

$$f_t = f_{t0} \left(\frac{\dot{\sigma}_t}{\dot{\sigma}_0} \right)^\delta \quad (4.1)$$

$$\delta = 1/[10 + 6\{f'_c/f'_{co}(=10\text{MPa})\}] \quad (4.2)$$

ここで、

f_{t0} : 基準となる応力速度 $\dot{\sigma}_0$ での引張強度

f_t : 応力速度 $\dot{\sigma}_t$ での引張強度

δ : 圧縮強度の影響を表す係数で、この値が大きいほど載荷速度の影響は大きくなる

なお、MC90に示されているように、式(4.1)は、本来応力速度が600kPa/min以上のいわゆる衝撃荷重を対象としたものであり、本試験はその対象からはずれるものである。しかし、引張強度の応力速度依存性を定式化した例にはないので、ここでは式(4.1)を比較検討対象とした。図-4.4.11は係数 δ について、コンクリートの圧縮強度との関係を示したものである。図中にプロットした各点は今回の実験で得られた結果である。●は切欠きのない場合、○は切欠きのある場合を示す。△は割裂試験による結果で、詳細については後述する。コンクリートの引張強度に及ぼす応力速度の影響は、MC90による式(4.1)が適用範囲外であるにもかかわらず、今回の実験データから得られるものと比較的良好に一致していることがわかる。これらの結果から、コンクリートの圧縮強度が高まるにつれて、引張強度の載荷速度依存性は小さくなる傾向があり、載荷速度の影響とコンクリート強度の関連性は、MC90を拡張して適用することがおおむね可能であると言える。ただし、詳細に見ると切り欠きの有無により圧縮強度と速度依存性を表す係数 δ の関係は異なっていて、切り欠きのあるほうが圧縮強度の影響は顕著になるといえる。一方、割裂引張強度については、直接引張強度よりも速度依存性は小さく、かつ、引張強度の速度依存性に及ぼす圧縮強度の影響が小さくなる傾向にある。

図-4.4.12は、MC90に従って算定されるコンクリートの引張応力速度と引張強度の関係を、コンクリートの圧縮強度ごとに示したものである。縦軸は、JISの引張強度試験で規定されている応力速度での引張強度を1とし、応力速度の低下にともなう引張強度の低下状況を示している。ここで、コンクリートの引張強度を3N/mm²と仮定し、コンクリートの引張応力が導入されてから3日間で引張応力に達する程度

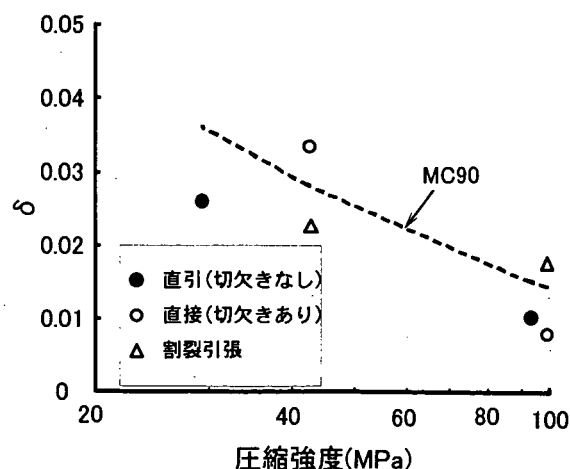


図-4.4.11 コンクリート圧縮強度と係数 δ の関係

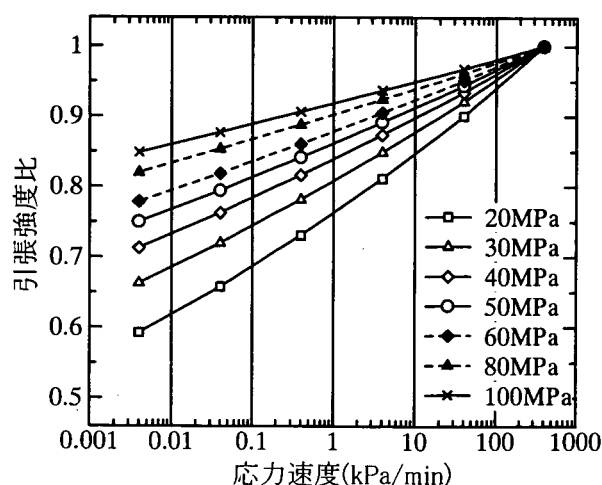


図-4.4.12 応力速度と引張強度の関係の試算

の応力進展を想定すると、コンクリートに作用する引張応力の平均的な応力速度は、41kPa/minとなる。この程度の応力速度での引張強度の低下を図-4.4.12から類推すると、圧縮強度が30N/mm²では約90%に低下するが、圧縮強度が60N/mm²であれば95%程度の引張強度が得られることになる。温度応力の進展速度にもよるが、高強度コンクリートで問題となる温度応力を対象とした場合は、ひび割れ発生材齢が比較的短いので、コンクリートの引張強度の低下をほとんど考慮する必要はないものと考えられる。

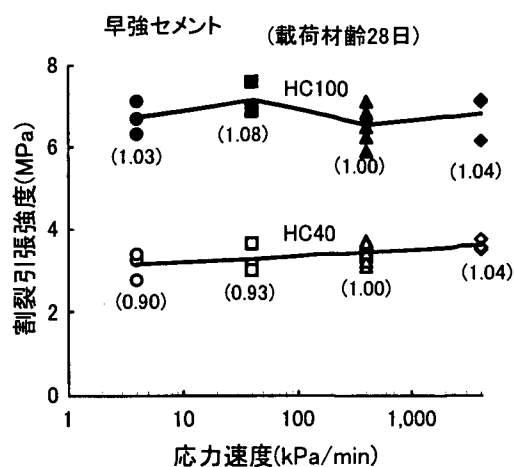


図-4.4.13 応力速度が割裂強度に及ぼす影響

4. 4. 5 割裂強度および曲げ強度に及ぼす応力速度の影響

図-4.4.13に配合HC40とHC100の荷材齢28日の応力速度と割裂引張強度の関係をそれぞれ示す。また、()内の数値は応力速度392kPa/minの割裂引張強度を基準(1.0)としたときの比率である。図に示すように、配合HC100の場合は、応力速度と割裂引張強度の間に一定の関係は認められなかった。これに対して、配合HC40の場合は、応力速度の減少にともない、引張強度が低下する傾向が認められた。この傾向は直接引張強度と

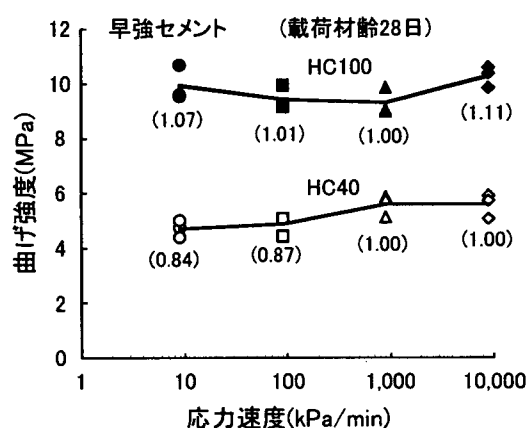


図-4.4.14 応力速度が曲げ強度に及ぼす影響

図-4.4.14に配合HC40とHC100の荷材齢28日の応力速度と曲げ強度の関係をそれぞれ示す。()内の数値は応力速度900kPa/minの曲げ強度を基準(1.0)としたときの比率である。配合HC40の場合は、JIS曲げ強度試験法の応力速度より遅い場合については応力速度の減少にともない、引張強度が低下する傾向が認められ、JISの10倍についてはJISの応力速度と同程度であり、割裂引張強度試験とは異なる傾向を示した。ただし、コンクリートの圧縮強度が高い場合には、曲げ強度が荷速度の影響を受けにくい点は、割裂強度や直接引張強度と同様であった。

4. 5 まとめ

引張強度に関する検討結果をまとめると次の通りである。

1) 封緘養生条件において、今回実施した試験方法による直接引張強度と割裂引張強度を比較すると、配合強度の低い領域(配合強度25MPa)では割裂引張強度の方が約15%大きくなり、配合強度の高い領域(配合強度100MPa)では両者に差はほとんど差が認められなかった。また、正方形断面の直接引張強度は試験区間長により直接引張強度に差が生じると考えられるが、本試験の範囲内では、試験区間長を断面幅の

1.6倍から3.6倍でほとんど直接引張強度に差が生じなかった。このことから、直接引張強度試験を実施するにあたり、試験区間長を断面幅の1.6倍以上とする必要があると考える。

2) 本試験の応力速度の範囲内では、JISに示される引張試験の応力速度約400kPa/min、その約1/100の応力速度における直接引張強度を比較すると、高強度のコンクリートではその差はほとんど認められなかったが、低強度のコンクリートでは応力速度が遅いほど直接引張強度の低下が認められた。このことから、応力速度が引張強度に及ぼす影響度は圧縮強度の大きさにより異なる。この圧縮強度の要因を取り入れたMC90の評価方法(応力速度6MPa/min以上を対象)と同じ傾向となった。また、応力速度が割裂引張強度および曲げ強度に及ぼす影響は直接引張強度と同様の傾向を示した。しかし、緩速载荷による引張強度の低減の度合いは試験方法により異なり、直接引張強度(切欠きあり)と曲げ強度は、直接引張強度(切欠きなし)と割裂引張強度と比較して大きくなる結果となった。

直接引張強度(切欠きなし)の伸び能力は直接引張強度と同様に低強度のコンクリートは緩速载荷により大きくなる傾向を示し、高強度のコンクリートでは応力速度の差が認められなかった。直接引張強度(切欠きあり)の開口変位は強度レベルによらず、応力速度が非常に遅い場合については大きくなる傾向を示した。このことから、応力速度が遅い場合には、ひび割れ発生以後のひび割れ幅に対する影響も大きくでる可能性があると考えられる。

3) 高強度コンクリートの温度ひび割れ照査に用いるコンクリートの引張強度については、応力速度の影響を考慮する必要がない。ただし、強度が40N/mm²程度以下のコンクリートでは、応力速度の低下にともなうコンクリートの引張強度の低下を考慮することが望ましい。

5. 高強度コンクリートの自己収縮ひずみに関する検討

5.1 まえがき

高強度コンクリートでは、硬化時に発生する自己収縮ひずみが大きく、温度変化によるひずみに加え、自己収縮ひずみによる内部応力が発生する可能性がある。従って、高強度コンクリートの温度応力の解析にあたっては、自己収縮ひずみの影響も考慮する必要がある。これまでも、高強度コンクリートに発生する自己収縮ひずみについては、多くの実験的検討がなされ、その重要性についても広く認識されるに至っている。

コンクリートに発生する自己収縮ひずみは、水セメント比が小さくなるにつれて一般に増加することが明らかとなっている。しかし、水セメント比以外にも、セメントの種類や、コンクリートの温度履歴など様々な要因によってその値が変化し、これらの要因をすべて考慮して自己収縮ひずみを精度良く推定することは難しい。このためコンクリートに発生する応力を精度よく推定するためには、試験によってこれを求めざるを得ないと考えられる。ここでは、高強度コンクリート部材で初期材齢に発生する応力を推定するために必要となる自己収縮ひずみについて、配合条件・セメントの種類・コンクリートの温度履歴が与える影響を把握することを目的とした材料試験を実施した。

5.2 自己収縮ひずみの測定試験

5.2.1 実験概要

(1) 実験シリーズ

ここでは、2つのシリーズを設定して、自己収縮ひずみの測定を行っている。シリーズⅠは、コンクリートの水セメント比並びに使用セメントの種類の影響、コンクリート打ち込み後の供試体温度履歴の影響を把握することを目的としている。また、マスブロック供試体での測定も実施している。一方、シリーズⅡでは、使用セメント(早強ポルトランドセメント)・水セメント比を固定し、供試体練混ぜからの温度履歴の影響を把握すること、および、同一条件での供試体本数を増やし自己収縮ひずみ試験結果の再現性についても検討を行うことを目的としている。

(2) 自己収縮ひずみの測定方法

コンクリートの自己収縮ひずみの測定方法は、JCI自己収縮研究委員会によると、試料が始発に達した時点を基長とすること、ダイヤルゲージを用いて長さ変化の測定を行うこと、コンクリート供試体の温度変化に伴う線膨張ひずみの補正として、コンクリートの線膨張係数を $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ とすることが提案されている。凝結始発近傍の極初期材齢におけるコンクリートは、ヤング係数の発現がほとんど認められないため、測定に伴う反力の小さいダイヤルゲージを用いることとされている。しかし、ダイヤルゲージを用いた場合測定の自動化が難しく、測定に際しての誤差も懸念される。従って、ここでは、コンクリート中に埋設するタイプのひずみゲージを用いた測定を実施することとした。

ここで、極初期材齢におけるひずみを埋設型のひずみゲージを用いて測定を行った場合、ひずみゲージの剛性の方がコンクリート供試体の剛性よりも大きくなり、供試体の長さ変化に対してひずみゲージが追従しないため、正確なひずみ測定が行えない懸念がある。この影響をできるだけ小さくするため、低弾性型の埋め込み

型ひずみゲージを用いることとした。

5. 2. 2 実験条件

(1) コンクリートの配合条件

コンクリートの配合条件を表-5.2.1および表-5.2.2に示す。使用したセメントは、普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、および高ビーライトセメントの3種類とした。

使用した粗骨材は笠間産碎石(粗骨材最大寸法20mm、表乾密度 $2.66\text{g}/\text{cm}^3$ 、F. M. = 6.50)、細骨材は浜岡産川砂(表乾密度 $2.62\text{g}/\text{cm}^3$ 、F. M. = 2.99)である。混和剤は高性能AE減水剤(SP-8HS)を使用した。ここでコンクリートの配合条件ならびにフレッシュコンクリートの試験結果を表-5.2.1ならびに表-5.2.2に示す。

(2) 練混ぜ方法

コンクリートの練混ぜは、強制二軸ミキサを用い、加水後2分間でモルタルを練った後、粗骨材を投入しさらに2分間練混ぜを行った。その後5分間練り置きし排出した。

(3) コンクリート供試体の寸法

自己収縮測定用供試体は、原則として $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 40\text{cm}$ の角柱供試体とした。なお、シリーズ I では、マスコンクリート部材での温度履歴を再現するため、 $40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 40\text{cm}$ のマスブロック供試体を作成した。図-5.2.1は供試体の寸法並びに埋設型のひずみゲージ設置位置を示したものである。埋め込みゲージはいずれも供試体中心部に設置している。なお、シリーズ I で作製したマスブロック供試体は供試体の6面をいずれも厚さ40cmの発泡スチロールで覆うことにより、簡易的な保温を行っている。また、シリーズ II では、角柱供試体の側面を発泡スチロールで覆い、温度履歴を与えた場合と、発泡スチロールで覆わずできるだけ室温に近い状態で静置した場合の2ケースとしている。

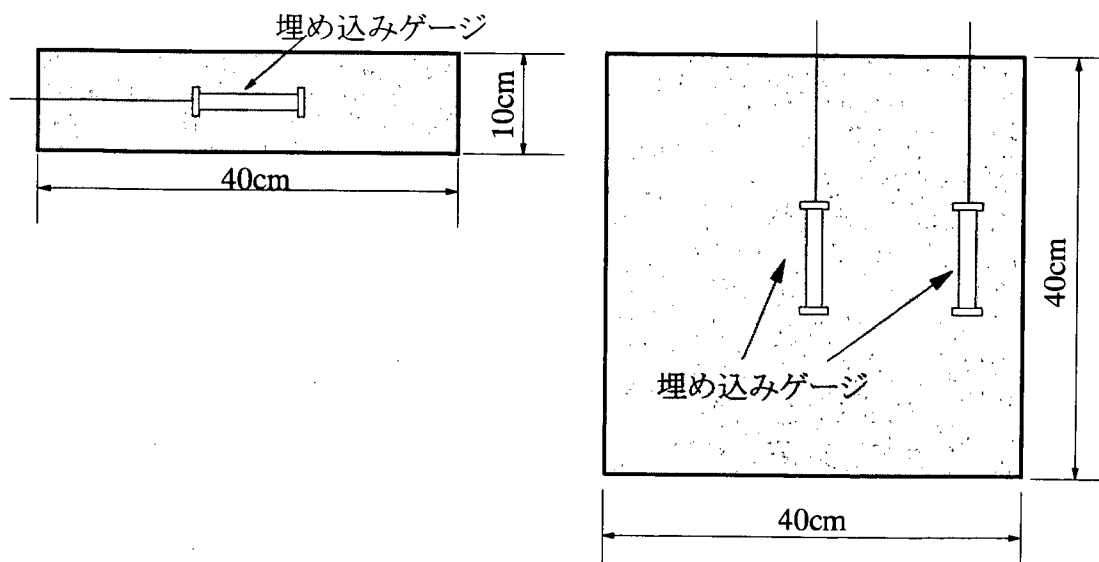


図-5.2.1 供試体寸法

表-5.2.1 コンクリートの配合条件とフレッシュコンクリートの試験結果(シリーズ I)

セメント種類	目標		W/C (%)	s/a (%)	混和剤 (C*%)	単位量(kg/m ³)					実測結果		凝結時間	
	スランプ (cm)	空気量 (%)				W	C	S	G	SP	スランプ (cm)	空気量 (%)	始発 h:m	終結 h:m
高ビーライト系 (HF)	23±1.5	2	25	42.1	1.8	160	640	683	956	11.5	23.6	1.3	08:25	11:45
	23±1.5	2	30	45.0	1.3	160	533	770	956	6.9	21.7	2.3	07:40	09:45
	23±1.5	2	40	48.3	1.5	160	400	880	956	6.0	20.6	2.8	08:00	10:35
普通ポルトランド (N)	23±1.5	2	25	41.8	2.6	160	640	675	956	16.6	22.1	1.6	07:35	10:30
	23±1.5	2	30	44.8	1.8	160	533	763	956	9.6	22.0	1.6	09:00	11:45
	23±1.5	2	40	48.2	2.0	160	400	874	956	8.0	20.3	1.4	09:50	12:20

表-5.2.2 コンクリートの配合条件

セメント種類	目標		W/C (%)	s/a (%)	混和剤 (C*%)	単位量 (kg/m ³)			
	スランプ(cm)	空気量(%)				W	C	S	G
早強ポルトランド	23±2.5	2%	25	42.6	2.8%	160	640	687	941

(4) コンクリート供試体の温度履歴

コンクリート供試体の温度履歴の与え方は、シリーズⅠとシリーズⅡで異なったものになっている。

シリーズⅠでは、いずれも室温を20℃で設定した実験室で練混ぜを行い、供試体の成型を行った後、凝結始発時点までそのまま保存し、その後始発時以降に20℃、40℃、60℃の3種類の環境温度に置いた。

一方、シリーズⅡでは、練混ぜを5℃、20℃、40℃の室内で行い、その室温の条件のまま供試体の成型を行い、測定を開始した。ただし、型枠は保温性能を持たせた場合と、持たせない場合の2種類としている。従って、シリーズⅡでは凝結始発前からそれぞれについて温度履歴が異なっている。

図-5.2.2に供試体の温度管理方法を示す。表-5.2.3に実験条件の一覧のそれぞれに対応する記号を示す。

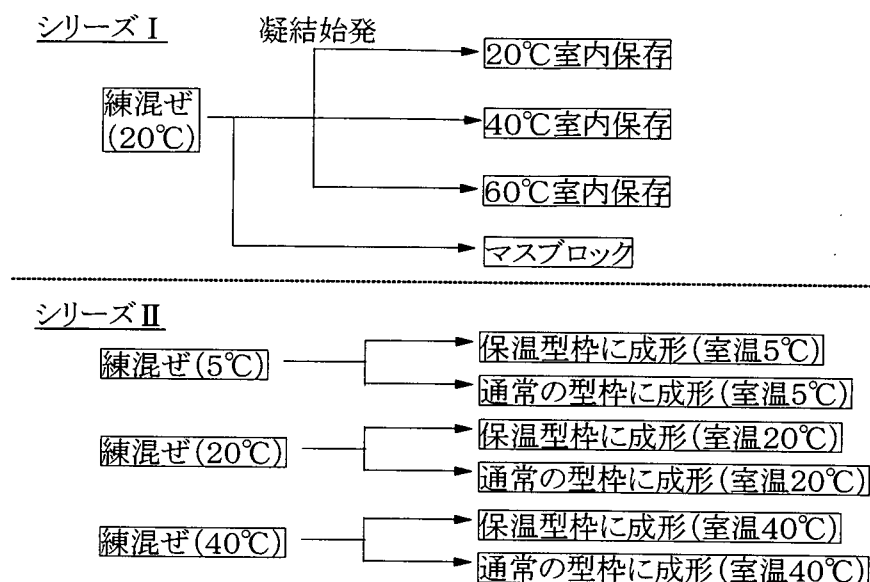


図-5.2.2 供試体の温度履歴条件

(5) 強度試験

コンクリートの強度は、シリーズⅠ・Ⅱとも、各温度に設定された室内に供試体を保存し、極初期材齢から測定を行った。供試体はいずれもφ10cm×20cmの円柱供試体とした。供試体の脱型は、材齢2日で行っているが、それ以前の材齢については、試験前に随時脱型を行って強度試験を実施した。脱型後は、供試体の乾燥を防止するため封緘養生とした。なお、シリーズⅠにおいて、60℃室内養生条件のものは、圧縮強度試験を実施していない。

コンクリートの圧縮ひずみは、いずれも軸方向に2枚つつひずみゲージ(ゲージ長60mm)を貼り付け、2枚のひずみゲージの平均値を圧縮ひずみの測定値としている。

(6) その他試験項目

シリーズⅠについては、断熱温度上昇試験も合わせて実施した。断熱温度上昇試験装置は住友大阪社製で、コンクリートサンプルの量は30リットルである。また、シリーズⅠではコンクリートの線膨張係数の経時変化も測定している。試験方法の詳細は後述する。

表-5.2.3 実験条件と記号の一覧

実験シリーズ	セメントの種類	水セメント比	温度条件	記号*)	供試体本数
I	普通ポルトランド	25%	20℃	I-N-25-20	1
			40℃	I-N-25-40	1
			60℃	I-N-25-60	1
			ブロック	I-N-25-B	1
		30%	20℃	I-N-30-20	1
			40℃	I-N-30-40	1
			60℃	I-N-30-60	1
			ブロック	I-N-30-B	1
		40%	20℃	I-N-40-20	1
			40℃	I-N-40-40	1
			60℃	I-N-40-60	1
			ブロック	I-N-40-B	1
	高ビーライト	25%	20℃	I-HF-25-20	1
			40℃	I-HF-25-40	1
			60℃	I-HF-25-60	1
			ブロック	I-HF-25-B	1
		30%	20℃	I-HF-30-20	1
			40℃	I-HF-30-40	1
			60℃	I-HF-30-60	1
			ブロック	I-HF-30-B	1
		40%	20℃	I-HF-40-20	1
			40℃	I-HF-40-40	1
			60℃	I-HF-40-60	1
			ブロック	I-HF-40-B	1
II	早強	25%	5℃保温**)	II-H-25-5V	3
			5℃一定**)	II-H-25-5C	3
			20℃保温	II-H-25-20V	3
			20℃一定	II-H-25-20C	3
			40℃保温	II-H-25-40V	3
			40℃一定	II-H-25-40C	3

*)記号の順序は、[実験シリーズ]－[セメントの種類]－[水セメント比]－[温度条件]である。

**)5℃保温とは、5℃の恒温室内で練混ぜ後保温措置を施した型枠に打ち込んだものであり、5℃一定とは、保温措置を施していない供試体で、恒温室内の温度に追従させてほぼ一定温度に保たれたものである。

5.3 試験結果

5.3.1 コンクリートひずみの測定結果の信頼性

(1) 初期ひずみの検出結果

コンクリートのひずみ測定には、低弾性型の埋め込み型ひずみゲージを使用した。ひずみゲージの剛性はゼロではないので、極初期材齢におけるコンクリートの長さ変化に対して、ひずみゲージが追従できず、正確なひずみの測定が行えない可能性がある。従って、埋め込み型ひずみゲージを使用した場合、検出されたひずみが有効となるのが、いつの時点からかを、明確にしておく必要があるものと考えられる。

ここでは、マスブロック供試体において、供試体中心と側面位置の2箇所でひずみの測定を行っている。この2箇所での温度履歴は実測結果によるとほぼ同一であったので、内部拘束応力の発生が発生しないと考えられ、本来はひずみ履歴も同一となるはずである。初期ひずみの安定性を確認するため、マスブロック供試体の2箇所で測定されたひずみ履歴の比較を行うこととした。

2箇所の測定位置で測定されたひずみの履歴を図-5.3.1に示す。それぞれの配合条件は、水セメント比を25%に設定した、I-N-25およびI-HF-25である。ひずみ測定の開始時点は、供試体打込み完了時点とし、ここでひずみのイニシャル値(=0)を設定している。この測定結果から、次のことが分かる。

2箇所の位置で測定されたひずみの値は、異なったものになっているが、この差は極初期の時点で発生したものであり、その後の

経時変化は比較的似たものとなっている。図-5.3.2は、中心位置と側面位置で測定されたひずみの相関性を示したものである。両者のひずみ値が、完全に一致するもので有れば、原点を通り傾きが45°の直線上にプロットされるはずであるが、

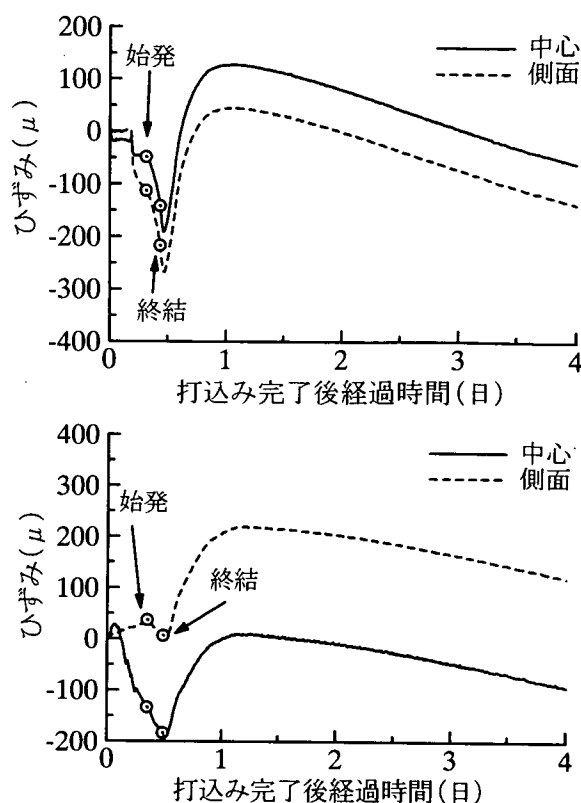


図-5.3.1 マスブロック供試体の2点で測定されたひずみ履歴
(配合条件:上・I-N-25、下・I-HF-25)

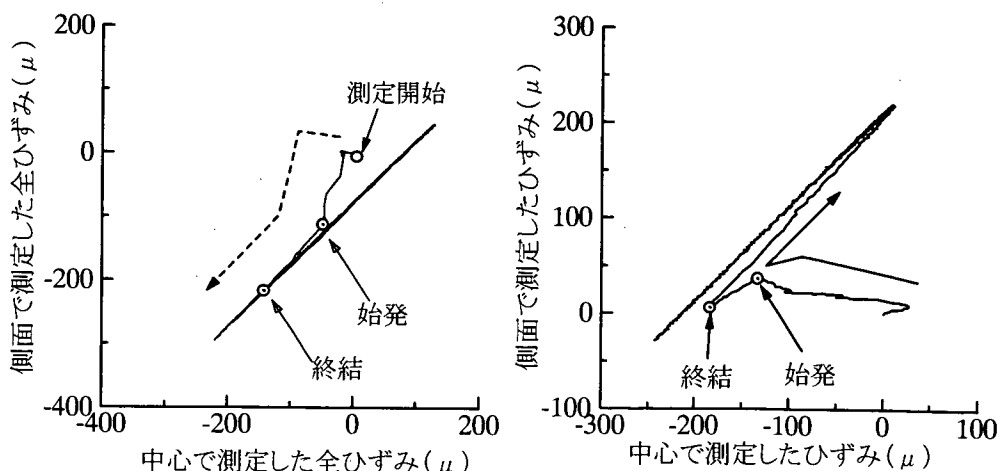


図-3.2 2点のひずみ測定値の相関性(左:I-N-25、右:I-HF-25)

実測結果によると、ドリフトが生じた後、両者のひずみ変化が一致する結果となっていた。ドリフトが生じているのは、測定開始時点から凝結試験で求められる始発時点までである。ドリフトの発生状況については、始発時に収束することはいずれも同じであったが、ドリフトの大きさや、中心位置と側面位置での大小関係などについては、各配合条件についてまちまちであり、一定の傾向は見いだせなかった。

以上の測定結果からすると、埋め込み型ひずみゲージを用いたひずみ測定においては、始発までの測定結果にはばらつきが大きく信頼性に乏しいものであると考えられる。ただし、始発以降に限定すると、コンクリートの長さ変化に追従してコンクリートのひずみを適切に検出できているものと考えられる。

今回の実験においては、6配合条件についてマスブロック供試体の測定を行っていて、6ケース中5ケースまでは、上記の傾向が認められたが、1ケースのみ(I-N-30)異なった結果が得られたものがあった。この場合のひずみ履歴ならびに温度履歴を図-5.3.3に示す。このケースでは、コンクリートの終結以後、コンクリートのひずみが膨張から収縮に転じる付近で2測定地点で測定されたひずみに差が発生している。差が生じている時点では、コンクリートの温度が最高に達した後、降下に転じていた。このような結果が得られた原因については、不明であるが、いずれにしても、コンクリート温度が高く温度ピークから降下に転じる付近でのひずみは、不安定な性状を示す場合があり得ると考えられる。

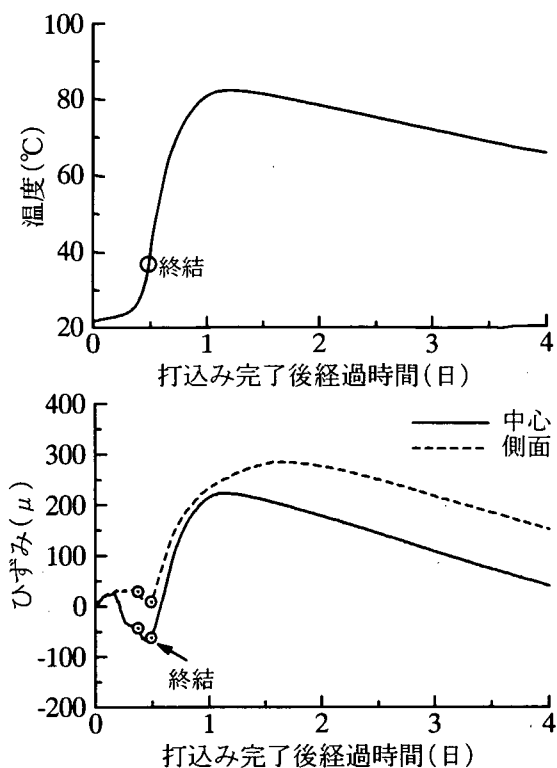


図-5.3.3 I-N-30の温度およびひずみの経時変化

(2) ひずみ測定の再現性

コンクリートのひずみ測定には多少のばらつきを伴うため、正確なひずみ測定結果を得るためには、供試体の本数を多くし、その平均値をとることが望ましい。JCIで提案された自己収縮ひずみの測定方法も、自己収縮ひずみの測定においては、供試体本数を3本以上とすることが望ましいとされている。一方、コンクリートのひずみを埋め込み型ひずみゲージを用いて測定する場合は、使用するひずみゲージが比較的高価であるので、供試体本数を必要以上に増やすことは、試験コスト上困難であると考えられる。ここでは、同一条件で作成した3本の供試体のひずみ測定を行い、3本の供試体間の測定ひずみのばらつきを求め、ひずみ測定結果の再現性について、調査を行った。5.3.1(1)で示したように、供試体打込み完了から始発までのひずみ測定結果の信頼性は乏しいことから、始発時をひずみのイニシャル(=0)とし、これ以降に測定されたひずみを検討対象とする。

図-5.3.4は、3本の供試体で測定されたひずみの最大値、および最小値の経時変化を示したものである。配合条件は、早強セメントを用い水セメント比を25%とし、打込み温度を5、20、40℃としたII-H-25-5V、II-H-25-20V、II-H-25-40Vの3ケースである。なお、打込み温度を5℃とした供試体は、コンクリートの練混ぜ時に若干の温度上昇があり、実質的には打込み時のコンクリート温度が約10℃程度となっていた。

この結果を見ると、打込み温度を5℃、20℃に設定したケースでは、ひずみ測定値の供試体間の開きは非常に小さく、データの再現性は高いものと考えられる。ところが、打込み温度を40℃と設定した場合は、ひずみ測定値の最大値と最小値の開きはやや大きくなっている。

図-5.3.5は打込み温度を40℃に設定したII-H-25-40Vの場合の、供試体の温度履歴を示したものである。コンクリート温度が最高に達した時点での供試体間のひずみ差は $(301 - 161) \mu = 140 \mu$ であり、材齢が5日の時点では、 $(-298 - (-476)) \mu = 178 \mu$ となっていた。従って、供試体間に発生したひずみの差は、その大部分がコンクリート温度が急速に昇温する時点で生じていたことが分かる。

この結果から次のことが言える。すなわち、ひずみの再現性は比較的高く、1本の供試体の測定結果でもおおむね信頼できる測定結果を得ることができるが、コンクリート温度の上昇速度が大きく高温にさらされるような状況では、ばらつきが大きく再現性が小さくなるので、このような場合には、3本程度の供試体の測定を行い、測定結果の再現性を確認することが望ましいと言える。

5.3.2 コンクリートの線膨張係数

測定したコンクリートのひずみは、コンクリートの温度変化による温度ひずみと、コンクリートの自己収縮によるひずみが足しあわされたものであると考えられるので、自己収縮ひずみを取り出すためには、測定ひずみから温度ひずみを差し引く必要がある。

コンクリートの温度ひずみを求めるためには、供試体の温度変化の測定値とともに、コンクリートの線膨張係数が必要となる。

硬化コンクリートの線膨張係数は、これまでの経験からおおよそ $10 \mu / ^\circ\text{C}$ と仮定して差し支えないと考えられるが、硬化過程にあるコンクリートでは、線膨張係数が遙かに大きい自由水の影響を受けるので、これよりも線膨張係数は大きくなると考えられている。従って、凝結の始発からの自己収縮ひずみを適切に求めるためには、コンクリートの材齢の進行に伴う線膨張係数の変化を追跡しておく必要がある。

コンクリートの線膨張係数を求める場合、供試体温度を変化させ、これに伴って発生するひずみを測定することになる

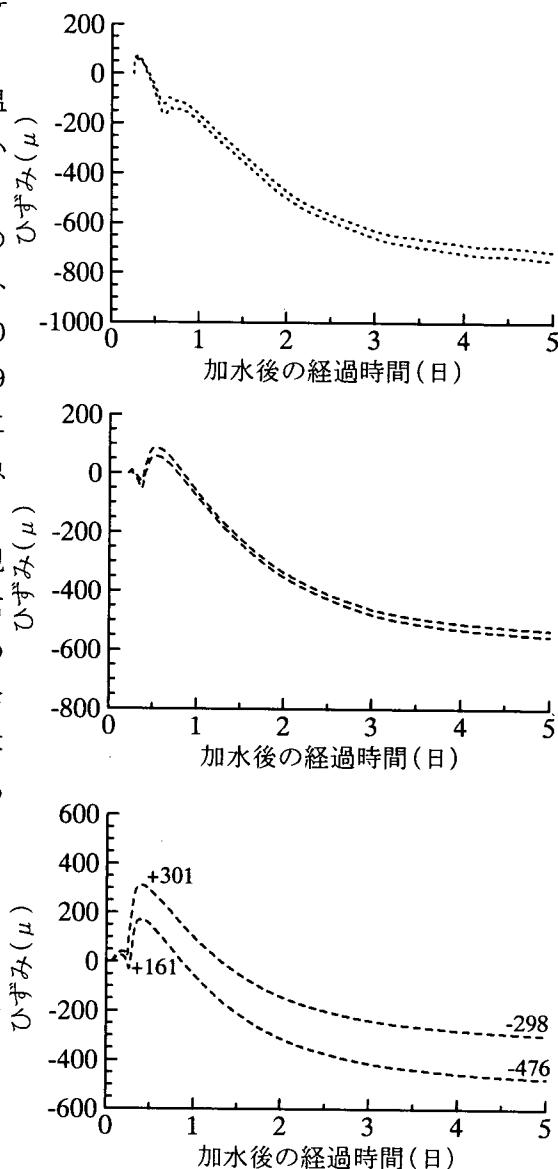


図-5.3.4 測定ひずみのばらつき

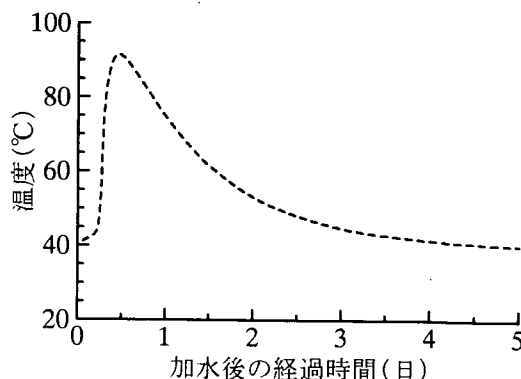


図-5.3.5 打込み温度40℃の場合の温度履歴

が、供試体に温度差が生じるとこれによって内部拘束応力が発生するため、正確な線膨張係数が求められない。従って、供試体に温度差が生じないように、昇温速度を下げ、温度ひずみを測定することが必要となる。しかし、昇温速度を低下させると、高強度コンクリートのように自己収縮ひずみの進展が急速に発生するような場合では、温度ひずみに加えて自己収縮ひずみも加わるため、昇温速度を下げることも好ましくない。

このような問題点を解消するため、ここでは、供試体寸法を5cm×5cm×20cmの小型の角柱供試体を用いて、昇温速度を大きくしても供試体の温度差の影響が小さくなるようにした。この結果、凝結の始発から比較的正確な線膨張係数が求められることとなる。

配合条件は3種類で、それぞれ早強セメント、普通セメント、高ビーライトセメントを用い、水セメント比を25%に設定した。試験によって得られた線膨張係数は、凝結始発時点ではかなり大きく、その後材齢の進行に伴って低下し、材齢1日以降ではほぼ一定値に収束した。

材齢の進行に伴う線膨張係数の変化は次式で表した。線膨張係数を $\alpha(t)$ とすると、

$$\alpha(t) = A + B \cdot \exp\left(-\frac{t-t_0}{C}\right)$$

ここで、 t は材齢(日)、 t_0 は凝結始発時間(日)である。

試験によって得られたA, B, Cの係数は以下の通りであった⁵⁾。

早強セメント: A=9.42, B=15.49, C=0.066(日)

普通セメント: A=8.88, B=22.53, C=0.107(日)

高ビーライトセメント: A=9.53, B=22.17, C=0.124(日)

以下の自己収縮の計算においては、上記の線膨張係数の経時変化を考慮することとした。なお、ここでは、水セメント比が25%の配合について、線膨張係数の試験を行ったが、それ以外の水セメント比の配合条件では線膨張係数の試験を行っていない。この場合は、コンクリートの線膨張係数の収束値を $10 \mu / ^\circ\text{C}$ とし、極初期材齢の線膨張係数の値は、上記関係式と同様の増加率が与えられるような推定値を用いることとした。

5.3.3 自己収縮ひずみに及ぼす配合条件の影響

(1) 水セメント比の影響

水セメント比の違いによる自己収縮ひずみの測定結果について述べる。なお、温度変化が生じた場合については後述することとし、ここでは20℃で温度変化を与えなかった場合について検討する。

図-5.3.6は普通セメントおよび高ビーライトセメントを用いた場合の自己収縮ひずみの測定結果を示したものである。いずれの場合も、水セメント比が小さくなるほど自己収縮ひ

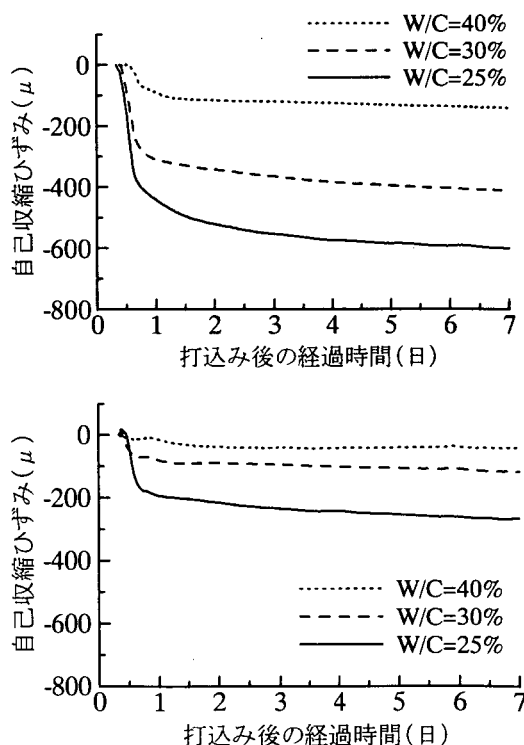


図-5.3.6 自己収縮ひずみ(20℃の場合)
(上:普通セメント、下:高ビーライトセメント)

ずみは大きくなっていることが明らかである。

(2)セメントの種類の影響

図-5.3.7は、水セメント比を25%、供試体温度を20℃とした場合の自己収縮ひずみの測定結果を示したものである。

最も自己収縮ひずみが大きくなったのは、普通ポルトランドセメントの場合であり、高ビーライトセメントを用いた場合は、最も自己収縮ひずみは小さくなった。

早強セメントを用いた場合は、普通セメントよりも水和速度が大きいので、より大きな自己収縮ひずみの発生が予想されたが、実際は普通セメントを用いた場合よりも自己収縮ひずみは小さくなっていた。この理由は明確ではないが、ヤング係数の発現速度が早強セメントの方が大きいことも一因であった可能性がある。

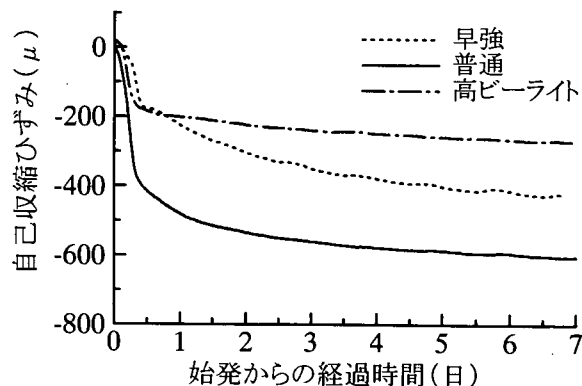


図-5.3.7 W/C=25%の場合の自己収縮ひずみ

5. 3. 4 自己収縮ひずみに及ぼすコンクリートの温度履歴の影響

(1)コンクリートの温度変化について

シリーズ I では、実コンクリート部材に発生する高温履歴の状態を再現するため、コンクリートを発泡スチロールの簡易断熱型枠内に打ち込み、コンクリートの水和発熱による高温履歴を与えるものと、20℃でコンクリート供試体を打ち込み、始発の時点で40℃、60℃の恒温室に供試体を静置した場合の2通りの方法を採用している。コンクリートの水和発熱により温度を上昇させる方法は、コンクリート中のセメントの水和反応が活発化するまでは温度が上昇しないのに対し、高温の恒温室に静置する場合は、コンクリート中のセメントの水和反応に関わらず、供試体外部から熱が供給され供試体温度が上昇することとなる。従って、コンクリートの供試体の昇温のタイミングは両者で異なったものとなる。

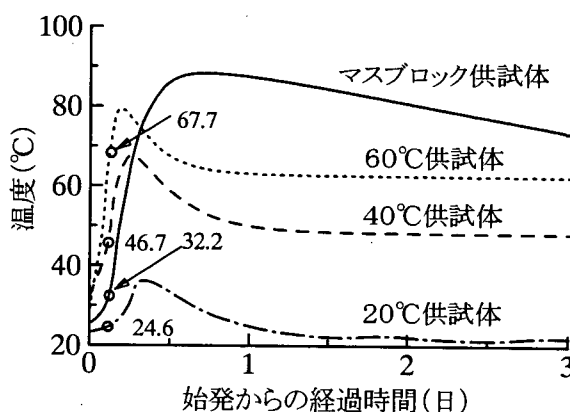


図-5.3.8 コンクリートの温度履歴(W/C=25%)

図-5.3.8は、W/C=25%で普通セメントを用いた供試体の温度履歴の比較を示したものである。図中には、凝結試験で求められた終結時間でのコンクリート温度も示している。供試体温度を40℃、60℃に設定したものについては、始発後恒温室に供試体を移動したため、急速な温度上昇が認められる。マスブロック供試体では、最高到達温度は90℃近くに達しているものの、終結の時点では32℃程度の温度にとどまっている。

(2)コンクリートの自己収縮ひずみの温度依存性について

W/C=25%とし、使用セメントを普通セメントおよび高ビーライトセメントとした場合の自己収縮ひずみの測定結果を図-5.3.9、図-5.3.10に示す。図中の○は終結時点を示している。

普通セメントを用いた場合は、コンクリート温度履歴の高い方が、自己収縮ひずみはやや大きくなり、自己収

縮ひずみの進展速度も速くなっている。ここで、60℃の場合は、コンクリートが終結するまでの間で急速に自己収縮ひずみが進展している。しかし、終結以後の自己収縮ひずみはあまり発生していない。これに対し、供試体温度を20℃と低く設定したものは、終結以後の自己収縮が大きく発生していた。

高ビーライトセメントを用いた場合も、コンクリート温度履歴の高い方が、自己収縮ひずみは大きくなっていた。普通セメントを用いた場合と比べると、20℃、40℃、マスブロックとした場合は、自己収縮ひずみはより小さくなっているが、60℃とした場合に発生する自己収縮ひずみは、普通セメントの場合とほぼ同じとなっている。従って、高温履歴を受ける場合では、高ビーライトセメントであっても普通セメントと同等の自己収縮ひずみが発生する可能性がある。

図-5.3.11は材齢3日における自己収縮ひずみの測定値について、コンクリート温度および水セメント比の影響を示したものである。普通ポルトランドセメントを用いた場合は、20℃の場合水セメント比の影響が大きく現れているが、高温度になると、水セメント比の影響が相対的に小さくなる。すなわち、水セメント比が大きい場合の方が、コンクリート温度の影響がより顕著に現れる結果となっていた。これに対し、高ビーライトセメントを用いた場合は、普通セメントを用いた場合に比べて、温度の影響を受けやすいことが分かる。特に、水セメント比が25%と小さい場合であっても、コンクリート温度の上昇に伴う自己収縮ひずみの増加程度は、水セメント比の40%の場合とほぼ同等であった。この点は、普通ポルトランドセメントと異なった特徴が現れていると考えられる。

上記の試験結果は、いずれも供試体を20℃で打込み、始発時に達した時点で温度変化を与えた場合であるが、供試体作製時からコンクリート温度を変化させた場合(シリーズⅡ)について、以下に述べる。

図-5.3.12は、早強セメントを用いたW/C=25%の配合条件で、保温養生した場合の供試体の温度履歴を

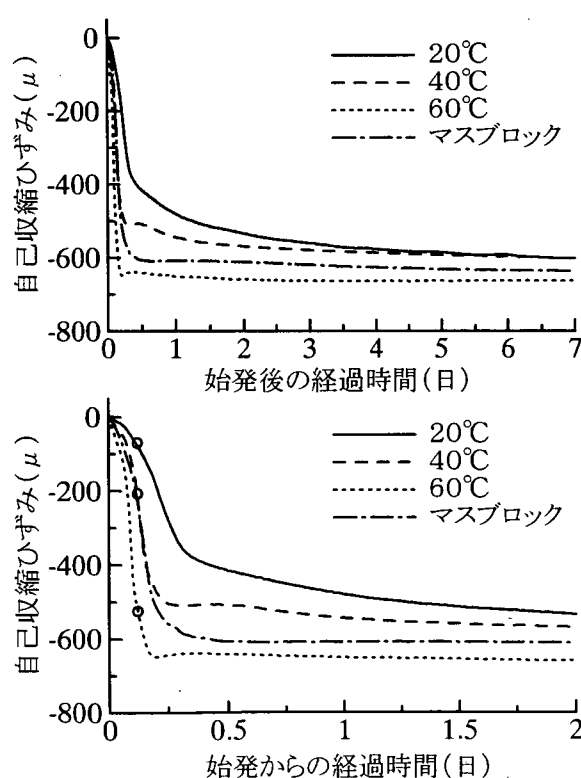


図-5.3.9 普通セメント(W/C=25%)における自己収縮ひずみ(下図は初期材齢部を拡大)

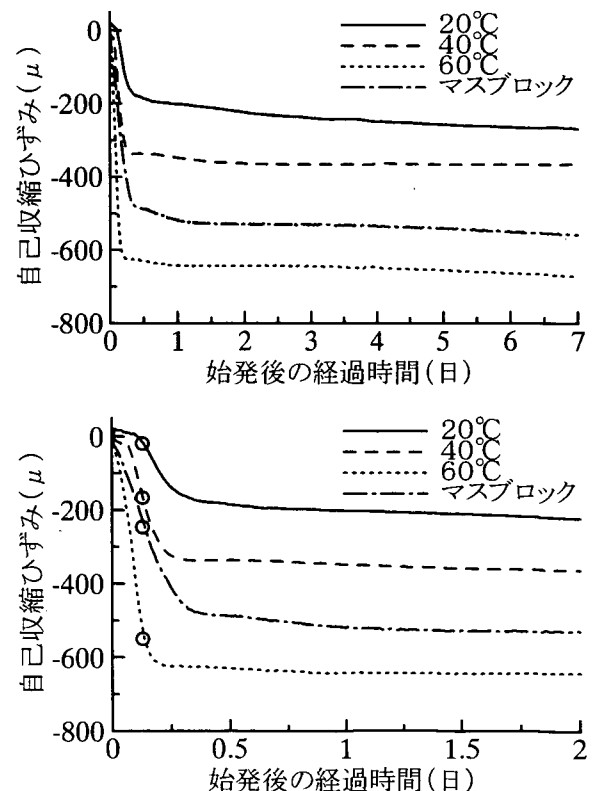


図-5.3.10 高ビーライトセメント(W/C=25%)における自己収縮ひずみ(下図は初期材齢部を拡大)

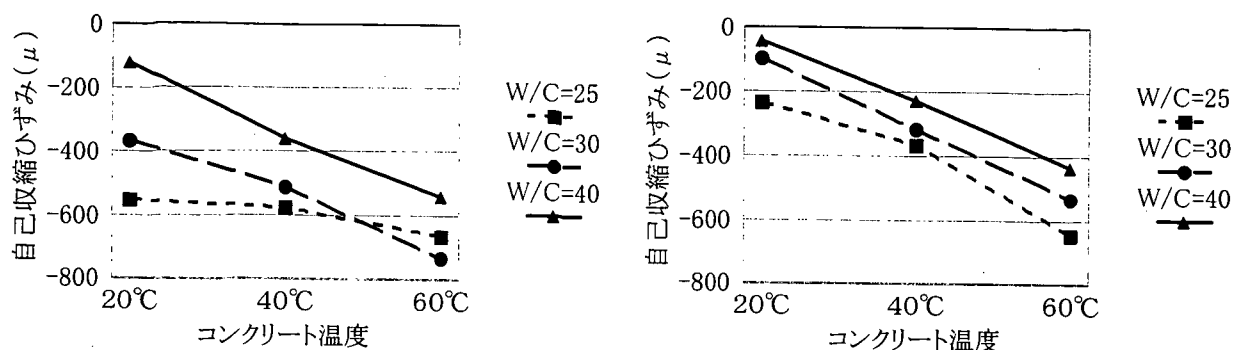


図-5.3.11 材齢3日における自己収縮ひずみの比較
(左: 普通ポルトランドセメント、右: 高ビーライトセメント)

示したものであり、図-5.3.13は、その場合の自己収縮ひずみの測定結果を示したものである。

終結時点までのコンクリートの温度上昇量はわずかであり、終結以後に温度上昇していた。一方、コンクリートの自己収縮ひずみの測定結果をみると、コンクリートの打込み時の温度の低い方が、むしろ大きな自己収縮ひずみが発生していて、図-5.3.9あるいは、図-5.3.10で示した傾向と逆になっていることがわかる。

このように、コンクリートの温度履歴が自己収縮ひずみに及ぼす影響は、コンクリート打込み後の温度履歴の与え方の微妙な違いによって大きく異なっていて、コンクリート温度と自己収縮ひずみの間の関係は一概に定められない。すなわち、コンクリートの始発以降終結までの極初期材齢にコンクリート温度の変化を与えた場合は、この間に急速に自己収縮ひずみが進展し、供試体温度が高い方が自己収縮ひずみが大きくなるが、終結以降に温度変化が生じる場合は、初期の自己収縮ひずみの進展が緩和される結果、高い温度履歴を与えた方が自己収縮ひずみはむしろ小さくなる。

従って、高強度コンクリートを用いた実構造物の自己収縮ひずみを求めるためには、出来るだけコンクリート供試体の温度履歴が、実構造物に想定される温度履歴に近くなるような配慮をする必要があろう。

5. 4 まとめ

以上の検討結果をまとめると次の通りである。

- ①コンクリートの自己収縮ひずみを埋め込み型ひずみ計で測定した場合、始発時点までに測定される

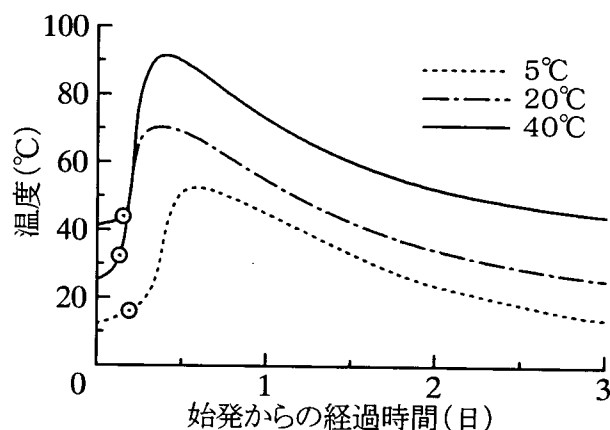


図-5.3.12 供試体の温度履歴
(早強セメント: W/C=25%)

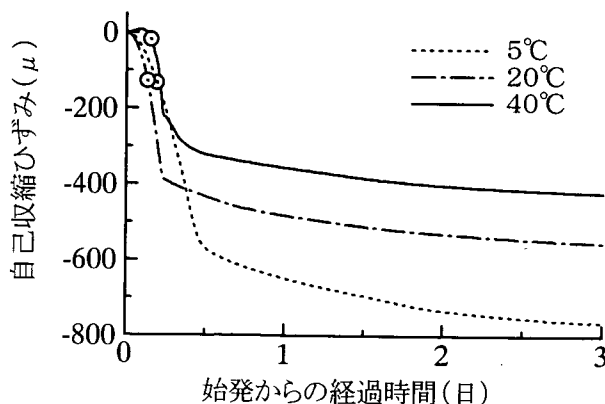


図-5.3.13 自己収縮ひずみの測定結果
(早強セメント: W/C=25%)

ひずみは信頼性に乏しい。少なくとも、始発以降の測定データのみを有効とすべきである。

- ②供試体温度が比較的高温(今回の実験では最高90℃程度まで)になる場合は、自己収縮ひずみの測定結果にばらつきが生じやすいので、供試体本数を3本程度の測定を行うことが望ましい。
- ③コンクリート温度が20℃で一定の場合、普通セメントでは水セメント比の低下にともない、急激に自己収縮ひずみが大きくなるのに対し、高ビーライトセメントでは、水セメント比が小さくなっても、自己収縮ひずみの増大量はかなり抑制される。
- ④コンクリート打込み温度を20℃とし、始発時間まで経過した後に高温履歴を与えると、急激に自己収縮ひずみが生じ、収縮速度は、温度が高い方が大きくなる。高ビーライトセメントを用いた場合は、収縮速度が速くなるだけでなく、自己収縮ひずみの量も、温度上昇にともない急激に増加する。
- ⑤コンクリート打込み温度を変化させ、その後、マスコンクリート部材を想定し保温養生を行って得られた自己収縮ひずみは、打込み温度が小さい方が、むしろ大きな値となった。このように、コンクリート温度履歴と自己収縮ひずみの関係は、温度履歴の与え方によって、異なる結果が得られるため、実際のマスコンクリート部材のひび割れ照査に用いる自己収縮ひずみ曲線は、出来るだけ実際の部材に発生する温度履歴に合わせて、試験を行って決定することが望ましい。

6. 高強度コンクリートの簡易温度応力再現試験

6.1 まえがき

高強度コンクリートの初期応力を推定するにあたり、コンクリートに発生する自己収縮ひずみならびにコンクリートの温度上昇・下降に伴う温度ひずみが必要となるが、これとともに、コンクリートのヤング係数(クリープの影響を考慮した有効ヤング係数)も必要となる。特に、高強度コンクリートにおいては極初期材齢の強度発現速度が大きく、ちょうどこの時期にひずみも大きく変化することから、コンクリートに発生する応力を正確に捉えるためには有効ヤング係数の把握が不可欠となる。

コンクリートの有効ヤング係数を知るためには、コンクリートに発生したひずみを何らかの形で拘束し、拘束によって発生した応力から逆算せざるを得ない。ここで、コンクリートに発生する拘束応力を知るためには、拘束を受けるコンクリート中に有効応力計を設置して直接拘束応力を求める方法と、断面積が既知の拘束鋼材のひずみを測定し、ここから拘束応力を求める方法が考えられる。ここでは、後者の方法により拘束試験を実施し、高強度コンクリートの初期材齢に発生する拘束応力を測定するとともに、その特徴を捉えること、また、コンクリートひずみの測定結果から有効ヤング係数の推定を試みた。

6.2 試験概要

6.2.1 拘束試験方法

(1) 概要

コンクリートの拘束方法は、コンクリート供試体の外部に拘束フレームを設け、拘束フレームにより拘束力を与える方法と、たとえばJCI自己収縮委員会が提案したように、コンクリート中に鋼材を埋め込み、これにより拘束力を与える方法が考えられる。一般に、前者の方法に従えば、拘束鋼材の温度管理が可能になる利点があるが、コンクリート供試体と拘束鋼材の結合方法が難しく、拘束フレームの結合部におけるゆるみの発生を何らかの形で補償しなければ正確な拘束率が確保できない可能性もある。一方、埋め込み鋼材による拘束方法によれば、拘束フレームを必要としないので試験装置の構成が簡略化できるとともに、ゆるみの発生もなくなる。ただし、拘束鋼材とコンクリートの付着が完全であることを確保する必要があるため、供試体長さは長くなる傾向にある。また、拘束鋼材に任意のひずみを与えることが困難となる。

このような理由から、ここでは簡易性に優れる埋め込み鋼材による拘束方式を採用することとし、JCI自己収縮研究委員会で提案されているコンクリートの自己収縮応力試験方法(案)に準拠した。ただし、拘束鋼材として通常の異形鉄筋を用いた場合、コンクリートの線膨張係数と鋼材の線膨張係数がほとんど同じであるため、コンクリートの温度ひずみに起因した拘束応力を捉えられない問題がある。このため、ここでは拘束鋼材として異形鉄筋を用いた場合に加えて、線膨張係数の小さいインバー鋼材を拘束鋼材として用いることとした。

(2) 拘束試験方法の詳細

一軸拘束試験体の形状を図-6.2.1に示す。図-6.2.1はコンクリートに簡易断熱養生を行ったときの状態であり、型枠は厚さ200mmの発泡スチロール製型枠を用いた。温度を一定に保つ供試体については、発泡スチロール型枠を設置していない。なお、試験体コンクリートの自由な変形が拘束されるのを防ぐための処置は自由ひずみ測定試験体と同様とした。

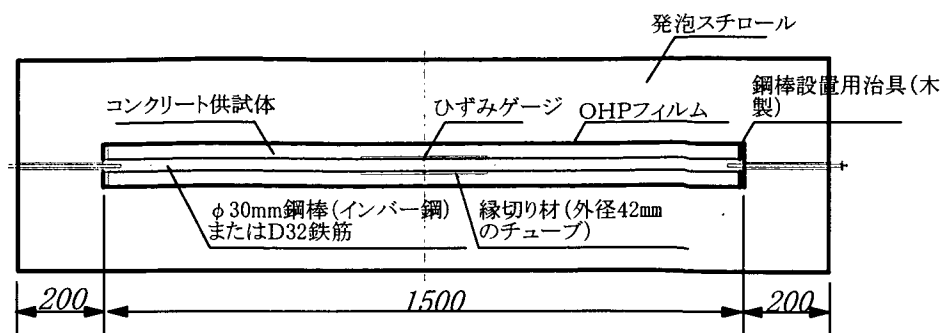


図-6.2.1 拘束試験供試体の諸元(単位:mm)

試験体の測定項目は、拘束鋼材への作用力、コンクリートおよび拘束鋼材の温度とした。拘束鋼材の中心部にワイヤーストレインゲージを4ゲージ法で貼付し、試験

表-6.2.1 拘束鋼材の性質

拘束鋼材の種類	弾性係数(kN/mm ²)	線膨張係数(×10 ⁻⁶ /°C)
異形棒鋼(D32)	212.2	11.4
インバー鋼(φ30)	140.0	1.0

に先立って引張試験によるキャリブレーションを行ない、作用力とゲージのひずみ出力値との関係を求めておいた。これにより、拘束鋼材はロードセルと同様の機能を果たすことになり、拘束鋼材への作用力は、貼付ゲージのひずみ出力から求められる。コンクリートおよび拘束鋼材の温度は熱電対により測定を行った。なお、拘束試験の試験期間は注水時間から材齢7日までとした。拘束鋼材の物理的性質を表-6.2.1に示す。

(3) 付随して実施した試験内容

拘束応力の再現試験に用いられるコンクリートの自己収縮および強度発現を追跡するため、同一バッチのコンクリートに対し自由ひずみ測定、凝結試験、圧縮強度およびヤング係数測定試験などのコンクリートの物性試験を同時に行った。

①凝結試験

恒温養生を行ったコンクリートに対し、JIS A 6204付属書1に準拠した凝結試験を行った。

②圧縮強度試験およびヤング係数測定試験

JIS A 1108 に準拠した圧縮強度試験とJSCE-G 502に準拠したヤング係数の測定試験を行った。材齢1日未満では、1回の試験に用いる円柱供試体の本数を1本とし、凝結試験による凝結終結確認後、2時間程度から開始し、1ないし2時間間隔で試験を行った。材齢1日以降では、1回の試験に対して3本の円柱供試体を使用した。ヤング係数の算定に用いたコンクリートの軸方向ひずみは、円柱供試体側面の軸方向にゲージ長60mmのひずみゲージを相対するように2枚貼付し、それら測定ひずみの平均値を用いた。

③自由ひずみ測定試験

高強度コンクリートの自己収縮および温度変化による自由ひずみの測定に用いた試験体の形状は、10cm×10cm×40cmの角柱供試体であり、コンクリートに簡易断熱養生を行った場合には、型枠として厚さ200mmの発泡スチロール製型枠を用いた。試験体コンクリートの自由な変形が拘束されるのを防ぐために、型枠底板の内側にテフロンシートを敷設し、さらに型枠内側の側面、端面および底面にポリエステ

ルフィルム(OHPフィルム)によってコンクリートを取り囲むようにし、コンクリートと型枠との接触およびコンクリートの水分の散逸を防止するようにした。

測定項目は、試験体中心部に埋設した低ヤング係数型の埋込型ひずみゲージにより、コンクリートの自由ひずみおよび温度とした。なお、試験期間は注水後から材齢7日までとした。

6. 2. 2 コンクリートの温度履歴と試験ケース

コンクリートの練上り温度および養生方法を変化させることにより、6種類の温度履歴をコンクリートに生じさせるものとした。このため、コンクリートの練上り温度は、5℃、20℃および40℃とした。そして、各練上り温度のコンクリートに対し、鋼製型枠にコンクリートを打設し、練上り温度と同一温度の室内で養生を行ったもの(以下、恒温養生という)と発泡スチロール製の型枠内にコンクリートを打設し、水和熱によるコンクリートの温度上昇を保つように養生したもの(以下、簡易断熱養生という)の2種類の方法で養生を行った。

6. 2. 3 コンクリート

(1) 使用材料

セメントは早強ポルトランドセメントを使用した。細骨材は静岡県浜岡産の川砂を使用し、粗骨材には茨城県笠間産の砕石2013と砕石1305を1:1で混合した砕石2005を使用した。混和剤はポリカルボル酸系の高性能AE減水剤標準形(Ⅰ種)(SP8HS)を使用した。

(2) コンクリートの配合

試験に使用した高強度コンクリートの配合を表-6.2.2に示す。配合強度100N/mm²を目標に水セメント比を25%、単位水量を160kg/m³とした。また、目標とするコンクリートの練上り温度を5、20、40℃とすることから、各温度において16cm程度のスランブを確保するため、単位セメント量の2.8～3.2%の範囲で混和剤添加量を調整した。また、試験時に行ったフレッシュコンクリートのコンシステンシー試験結果を表-6.2.3に示す。

表-6.2.2 高強度コンクリートの配合

配合名	SL (cm)	W/C (%)	Air (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)			
					W	C	S	G
H25	16±2.5	25	2	42.6	160	640	687	941

*)混和剤量は、単位セメント量の2.8～3.2%の範囲で添加した。

表-6.2.3 コンシステンシー試験結果

実験名	スランブ(cm)	空気量(%)	コンクリート温度(℃)
05CT	8.5	1.9	9
05VY	4	1.8	8
20CT	16	1.6	22
20VY	17	1.3	23
40CT	9	1.3	39
40VY	15	1.8	41

表中の実験名は、打ち込み温度-温度管理方法を示していてCTは恒温、VYは簡易保温養生を示す。

(3) 練混ぜ方法

コンクリートの練混ぜは50リットルの2軸強制ミキサを用いて行った。1バッチの練混ぜ量は30リットルとした。はじめに細骨材1/2、セメント、細骨材1/2の順に投入し30秒間の空練りを行う。次に混和剤を添加した水を投入しモルタルの状態とする練混ぜを90秒間行う。最後に粗骨材を投入し150秒間の練混ぜを行う。その後、混和剤のスランプ増大効果を高めるため210秒間の練り置きをし、再度、30秒間練混ぜを行い排出した。

表-6.3.1 凝結試験結果

実験名	05CT	20CT	40CT
始発時間(h:m)	5:40	5:00	1:25
終結時間(h:m)	10:20	8:10	5:05

6.3 コンクリートの物性試験結果

6.3.1 コンクリートの凝結時間と諸物性

凝結試験より得られた凝結時間を表-6.3.1に示す。

6.3.2 コンクリートの圧縮強度

コンクリートの圧縮強度試験結果を表-6.3.2に示す。加水後の経過材齢と圧縮強度の関係を図-6.3.1に示す。また、次式で計算される有効材齢 t_e と圧縮強度の関係を図-6.3.2に示す。

ここで、有効材齢 t_e はコンクリートの終結時間以後を有効とし、Ceb-Fip model code 90に示されたアーレニウス則を念頭において、コンクリート温度の影響を加味したものであり、

$$t_e = \Sigma \exp\left(13.65 - \frac{4000}{T + 273}\right) \cdot \Delta t$$

で計算されるものである。ただし、上式の Σ は終結時間以後とした。この結果からわかるとおり、コンクリートの圧縮強度の発現状況は、有効材齢でおおよそ推定が可能であるが、強度の発現が50%程度のところ

表-6.3.2 圧縮強度試験結果

供試体温度(°C)					
5		20		40	
試験材齢 時間	圧縮強度 N/mm ²	試験材齢 時間	圧縮強度 N/mm ²	試験材齢 時間	圧縮強度 N/mm ²
12	1.24	10	4.11	6.25	3.27
13	1.68	10.5	4.28	7	14.1
15	3.03	11	6.24	8	38.1
17	4.73	12	14	9	65.5
19	6.6	12.5	16.1	10.5	67.1
21	10.2	13	19.6	24	83.6
24	17.6	18.5	53	72	88.6
72	75.9	24	67.2		
168	88.1	72	84.9		
		168	94		
		672	97.8		
終結(時間)	10.3	終結(時間)	8.2	終結(時間)	5.1

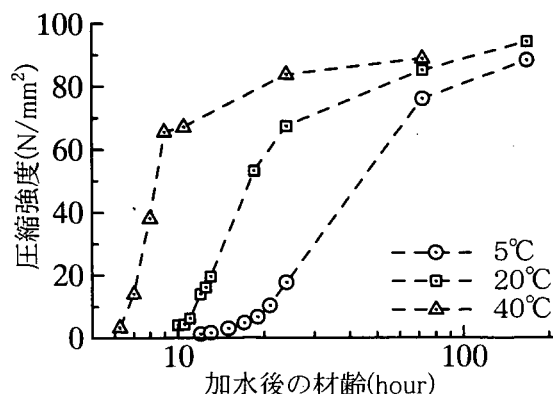


図-6.3.1 加水後の材齢と圧縮強度の関係

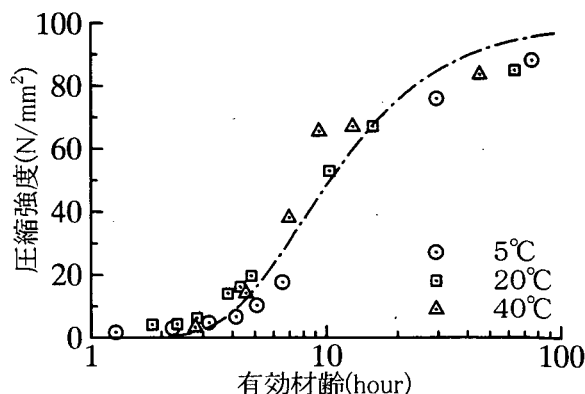


図-6.3.2 有効材齢と圧縮強度の関係

(有効材齢で10h程度のところ)で、温度履歴による差が生じていることがわかる。コンクリートのヤング係数の発現状況を図-6.3.3に示す。

コンクリートのヤング係数も、圧縮強度と同様に、温度履歴の異なった場合でも有効材齢を用いることにより、一意的に推定可能であることがわかる。

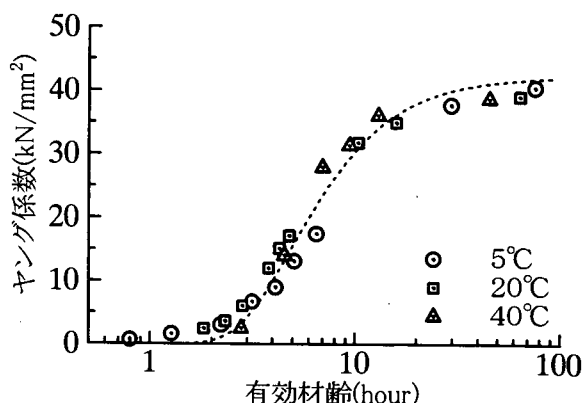


図-6.3.3 コンクリートのヤング係数発現状況

6.4 コンクリートの拘束試験

6.4.1 応力発生状況と温度の影響(恒温養生の場合)

コンクリートを鋼製型枠に打込み、打込み温度と同じ温度に調節された室内で保存した場合について、コンクリートに発生した拘束応力の発生状況を図-6.4.1に示す。使用した拘束鋼材はD32の異形鉄筋である。

縦軸は、拘束鋼材のひずみ測定値から算出したコンクリートに発生している拘束応力(引張が正)を示している。横軸は、コンクリート練混ぜの加水時点を0とした経過時間を示している。

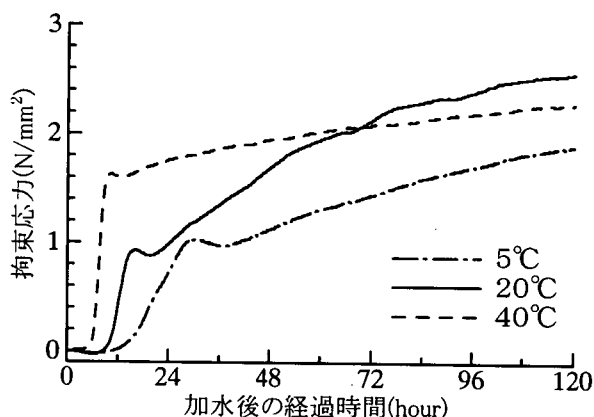


図-6.4.1 拘束応力の時刻歴

この結果によると、コンクリート温度が高い40°Cの場合では、鋼材の拘束によるコンクリートの引張応力が発生していることがわかる。これに対し、温度が低い20°C、5°Cの場合では、初期の応力発生速度が小さくなるとともに、応力の発生開始時間も遅れていることがわかる。ただし、コンクリート温度が20°C、5°Cの場合は、極初期材齢に急速に拘束応力が導入された後の拘束応力の進展は、40°Cの場合よりも大きくなっている。

コンクリートに拘束がない場合に発生するひずみ(自由ひずみ ϵ_f とする)と、鋼材に発生する温度ひずみ(鋼材ひずみ ϵ_s とする)に応じて拘束応力が発生する。

図-6.4.2は拘束を与えない状態で測定したコンクリートの自由ひずみ ϵ_f と、拘束試験での拘束鋼材の温度変化から求められる鋼材ひずみ ϵ_s の差の経時変化と、拘束試験で測定されたコンクリートの拘束応力の経時変化を示したものである。いずれも、終結時より発生し、加

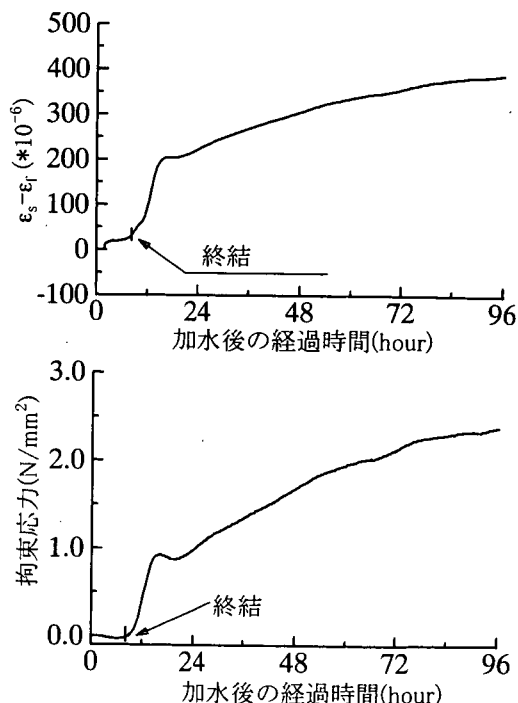


図-6.4.2 コンクリートと拘束鋼材のひずみ差および発生応力(20°C恒温の場合)

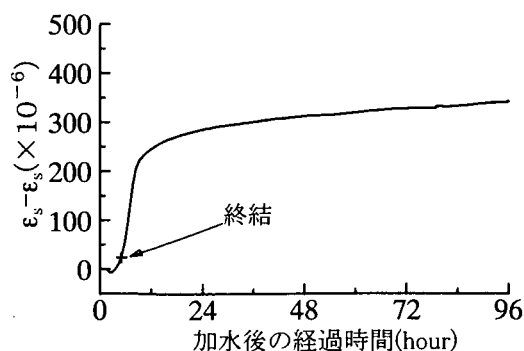


図-6.4.3 コンクリートと拘束鋼材のひずみ差
および発生応力(40℃恒温の場合)

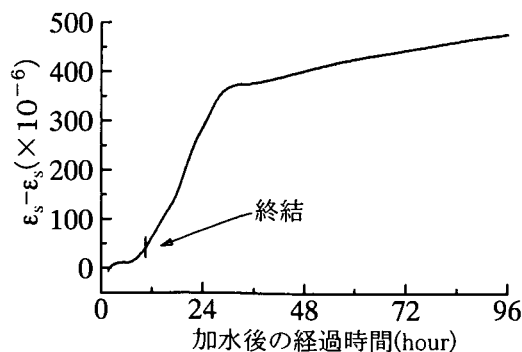


図-6.4.4 コンクリートと拘束鋼材のひずみ差
および発生応力(5℃恒温の場合)

水後14時間程度までの間に急速に増加した後、なだらかに増加傾向を示していることがわかる。

図-6.4.3、図-6.4.4は、それぞれ40℃および5℃の場合について示したものである。温度を変化させた場合の特徴としては、ひずみ差および拘束応力とも、温度が高いほうが立ち上がりが急速であることが上げられる。5℃とした場合が、コンクリートと拘束鋼材のひずみ差がもっとも大きくなっていることがわかるが、コンクリート温度が低くヤング係数の発現が遅れているため、拘束応力は必ずしも大きくはなっていないといえる。

6.4.2 応力発生状況と温度の影響(簡易断熱養生の場合)

型枠に厚さ20cmの発泡スチロールを用いて簡易断熱養生とした場合の、供試体に発生した拘束応力の発生状況について以下に示す。

コンクリート供試体の温度履歴・コンクリートと拘束鋼材のひずみ差・発生応力を図-6.4.5～図-6.4.7に示す。供試体に発生する拘束応力は、拘束鋼材としてD32の異形鉄筋を用いた場合と、インバー鋼材を用いた場合とでは大きく異なっていて、D32の異形鉄筋を用いたほうが拘束応力の発生は早い。すなわち、D32異形鉄筋を拘束鋼材として用いた場合には、コンクリート温度が上昇するときにコンクリートに拘束応力が発生しているのに対し、インバー鋼材を用いた場合にコンクリートに発生する拘束応力は、コンクリート温度が低下する領域で発生している。

コンクリートの打込み温度が40℃で拘束鋼材としてD32異形鉄筋を用いた場合に発生した拘束応力は、途中で応力の減少が認められたが、供試体を観察した結果ひび割れの発生が確認されていて、ひび割れの影響であると考えられる。

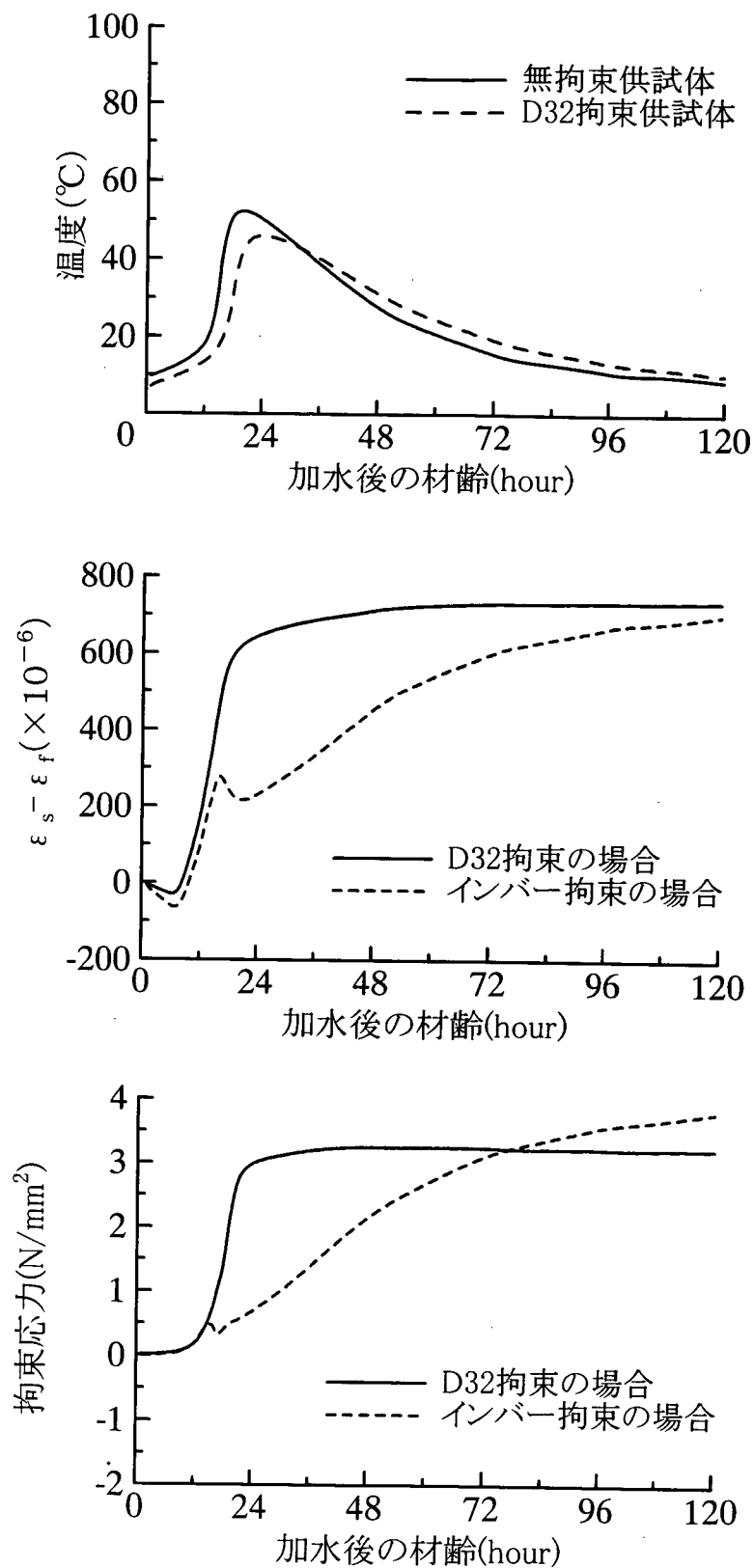


図-6.4.5 供試体の温度・拘束鋼材とコンクリートのひずみ差・拘束応力の履歴
(打込み温度5℃設定の場合)

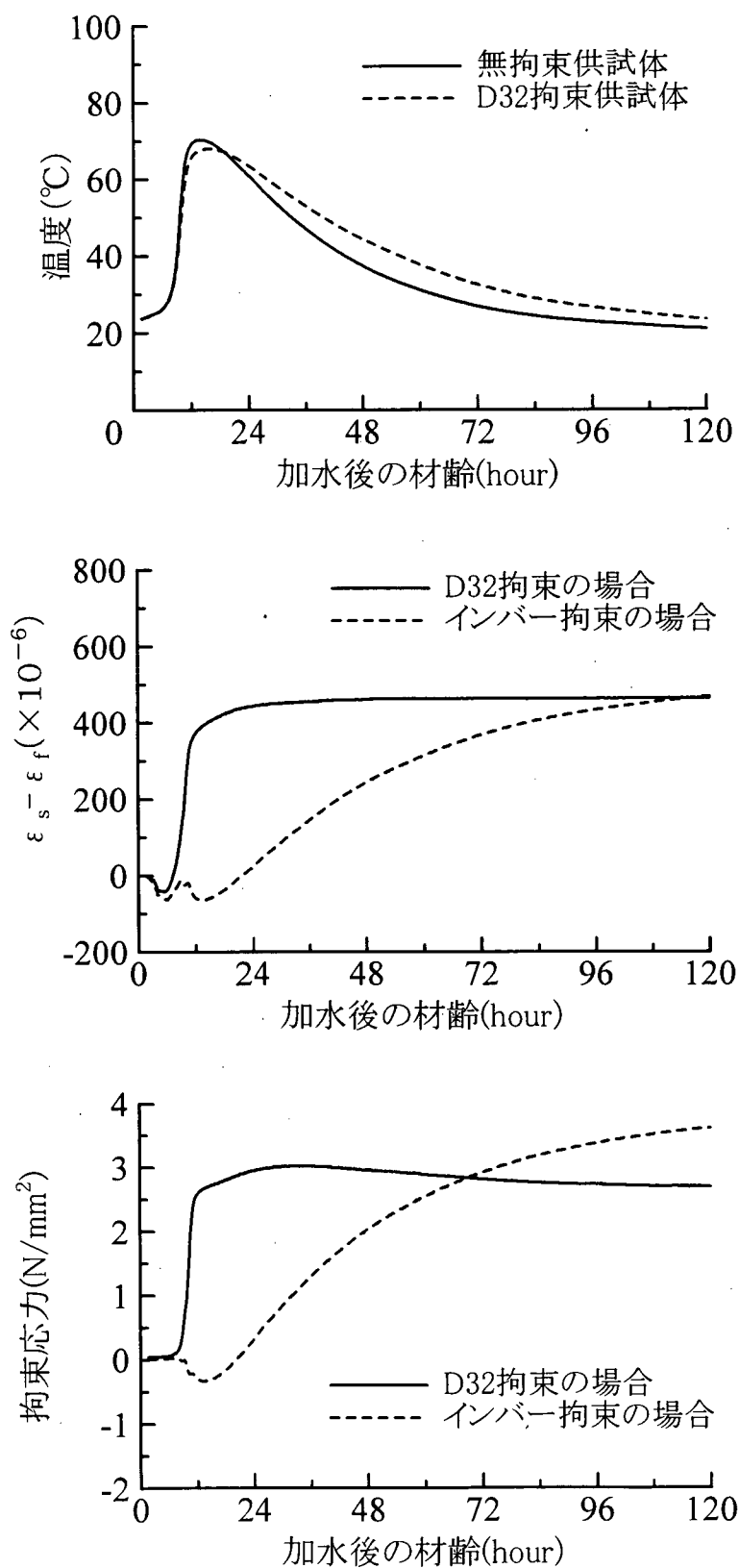


図-6.4.6 供試体の温度・拘束鋼材とコンクリートのひずみ差・拘束応力の履歴
(打込み温度20℃設定の場合)

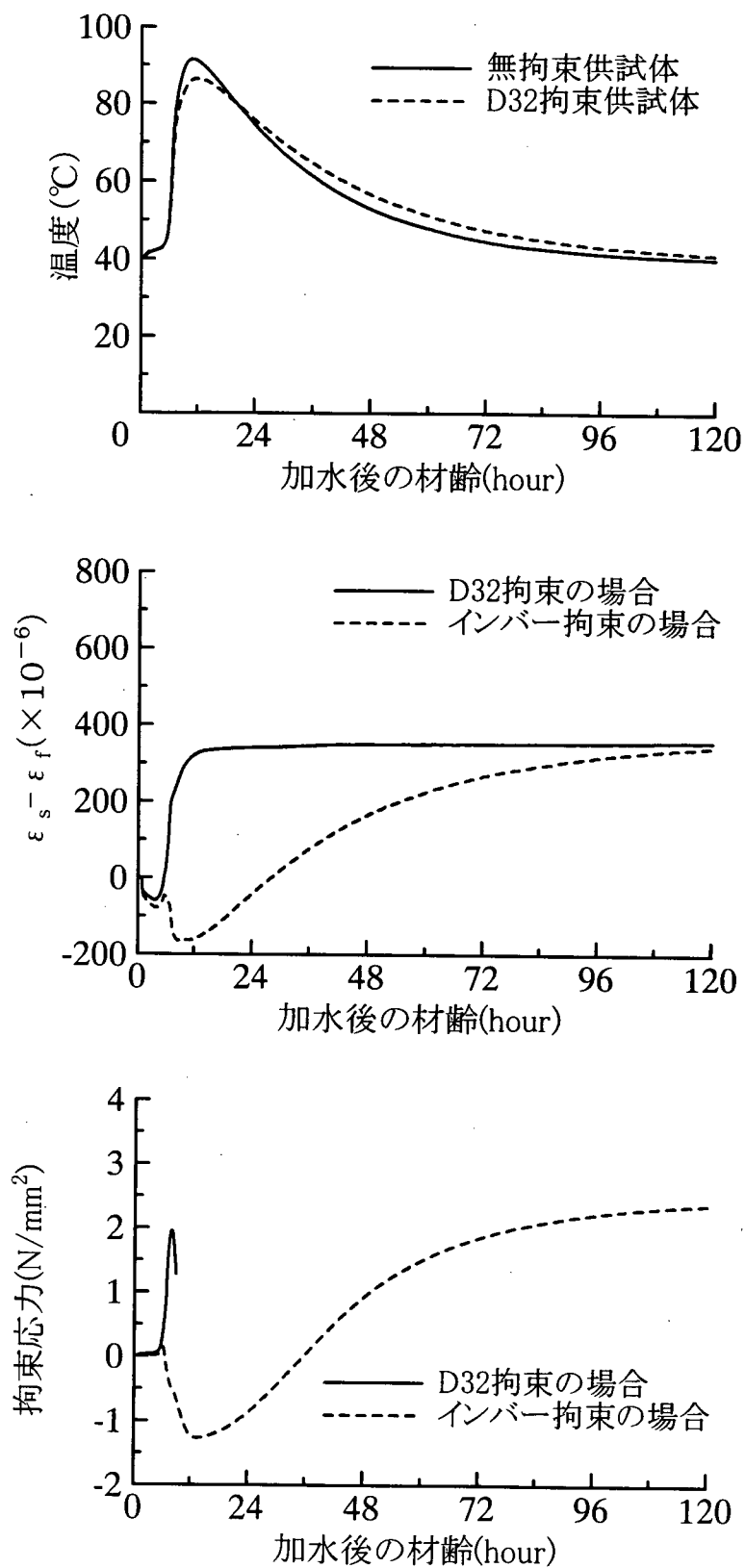


図-6.4.7 供試体の温度・拘束鋼材とコンクリートのひずみ差・拘束応力の履歴
(打込み温度40℃設定の場合)

6.4.3 コンクリートの有効ヤング係数

ここで、拘束試験供試体において、コンクリートと拘束鋼材の付着が完全であり、ひずみの適合条件が成立すると考え、時間 Δt の間に発生する自由ひずみの変化を $\Delta\epsilon_f$ 、拘束鋼材の温度ひずみの変化を $\Delta\epsilon_s$ とすると、拘束時のコンクリートに発生する Δt 間の応力 $\Delta\sigma_c$ は次式で予測できる。

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{n\rho}{1+n\rho} E_{ce} [\Delta\epsilon_s(t) - \Delta\epsilon_f(t)] \quad (\text{式6.2})$$

ここで、

n :コンクリートと拘束鋼材のヤング係数

比($= E_s/E_{ce}$)

ρ :拘束鋼材の断面比率($= A_s/A_c$)

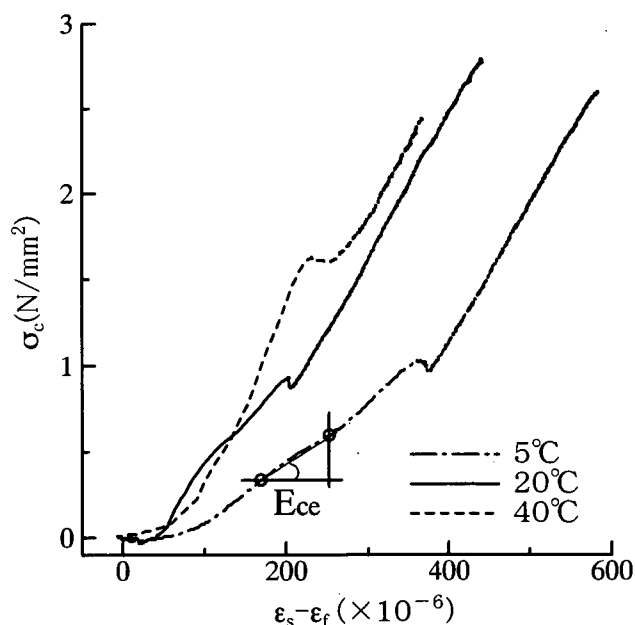


図-6.4.8 ひずみ差と拘束応力の関係

である。上式6.2において、コンクリートのクリープひずみは直接的には考慮しないが、コンクリートのヤング係数を有効ヤング係数 E_{ce} として与えることにより、間接的に考慮している。式6.2を用いれば、時間 t におけるコンクリートと拘束鋼材のひずみ差($\Delta\epsilon_s - \Delta\epsilon_f$)、ならびに拘束応力の測定結果 $\Delta\sigma_c$ から、コンクリートの有効ヤング係数を推定することが可能である。図-6.4.8は、恒温条件で拘束鋼材としてD32異形鉄筋を用いた場合のコンクリートと鋼材のひずみ差と拘束応力の関係を示したものである。ここでは、図-6.4.8中に示したように、2点のひずみ差と応力差の勾配から、有効ヤング係数の値を試算した。その結果を図-6.4.9に示す。図中の実線は、圧縮強度試験結果から求められたヤング係数の回帰曲線を示したものである。

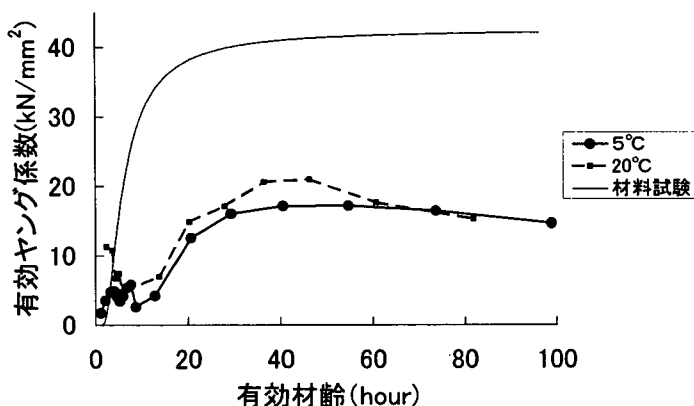


図-6.4.9 有効ヤング係数の試算結果
(恒温養生条件の場合)

この結果から分かるように、拘束試験結果から推定される有効ヤング係数の値は、有効材齢40時間程度で約20kN/mm²となっていた。これは、円柱供試体を用いた圧縮強度試験から得られる値の約50%にとどまっていた、クリープの影響が現れていたものと考えられる。

なお、温度条件を40°Cに設定した場合の有効ヤング係数の推定結果は、非常にばらつきが大きく適切な値が得られなかったため、ここでは図-6.4.9には示していない。この原因として、コンクリートひずみの測定結果に誤差が含まれていたためであると考えられる。

次に、打ち込み温度を20℃とした簡易断熱養生を行った供試体の結果から得られた有効ヤング係数を図-6.4.10に示す。図中の曲線(実線)は、供試体の温度履歴を考慮して有効材齢を元に圧縮強度試験結果から推定されるヤング係数を示している。

D32異形棒鋼を用いて拘束した場合は、ごく初期材齢において圧縮強度試験から予想されるヤング係数とほぼ同等の値が得られている。ところが、ヤング係数が20kN/mm²程度まで上昇した後、急速に値が減少している。

一方、インバー鋼材を用いた場合では、D32異形棒鋼を用いた場合と異なり、供試体が冷却過程にあるところで、応力が発生している。インバー鋼材を用いて拘束した場合に得られる有効ヤング係数は、材齢が36時間程度まで、かなり大きな値になっているが、その後は圧縮強度試験で得られるヤング係数の70%程度の値に低下している。

図-6.4.11は打ち込み温度を5℃とした場合の結果を示している。この場合も、D32異形棒鋼を用いた場合には、当初圧縮強度試験結果に近いヤング係数が得られているものの、その後、有効ヤング係数は低下している。

インバー鋼材を用いて拘束した場合では20kN/mm²

程度の有効ヤング係数が得られていて、圧縮強度試験で得られたヤング係数と比較して、約50%程度の値にとどまっている。

この結果から、インバー鋼材を用いて得られる有効ヤング係数は、圧縮強度試験で得られる値の50～70%程度の値が得られていて、クリープの影響があったものと予想される。一方、D32鋼材で拘束した場合は、ヤング係数の発現し始める時点では、有効ヤング係数は材料試験によって得られた値に近いが、その後急速に減少に転じる。このような急速な、有効ヤング係数の低下として、まず第一にクリープの影響が予想される。しかし、クリープの影響であれば、ある時点から急速に有効ヤング係数が低下する原因としては、考えにくい面もある。もうひとつの原因として考えられるのは、D32異形棒鋼を拘束鋼材として用いた場合、コンクリートに発生する引張応力の発生時点が非常に弱材齢であり、ひび割れが発生していた可能性がある。拘束試験を行った供試体のうちで、目視観察により明らかにひび割れが発生したと認められたのは、打ち込み温度が40℃で異形棒鋼を用いた場合のみであった。しかし、供試体表面には現れていないものの、非常に微細なひび割れが生じていた可能性も否定できず、これが影響していたとも考えられる。

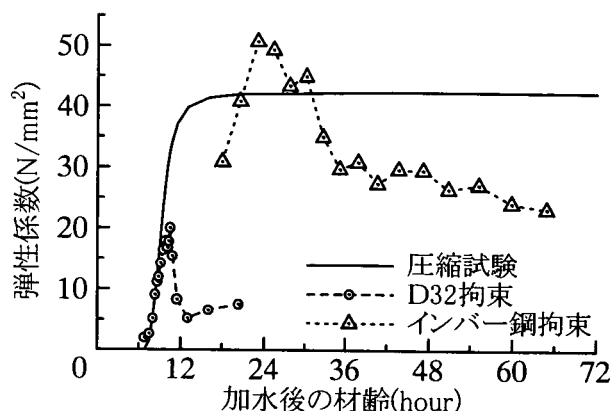


図-6.4.10 有効ヤング係数の推定結果

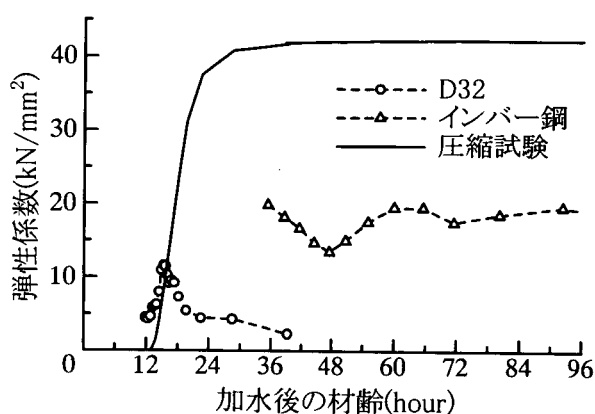


図-6.4.11 有効ヤング係数の推定結果(5℃)

6.5 まとめ

以上の検討結果から、以下の結論が得られた。

- (1) 拘束試験を行う際に用いる拘束鋼材の線膨張係数を変化させることにより、異なったパターンの拘束応力が得られることがわかった。コンクリートに比較的近い線膨張係数を有する異形棒鋼を拘束鋼材に用いた場合では、主に、自己収縮ひずみに起因すると考えられる応力を検出し、線膨張係数の小さいインバー鋼材を用いて拘束する場合は、主として、温度低下時の拘束応力が得られる。
- (2) コンクリートと拘束鋼材の間の、ひずみの適合条件を仮定することにより、コンクリートの有効ヤング係数を推定することができる。
- (3) 異形棒鋼を拘束鋼材に用いた場合、ごく初期の材齢における有効ヤング係数を試算できる。この場合に得られる有効ヤング係数は、最初は材料試験で得られるヤング係数に近い値が得られるが、その後急激にヤング係数は低下する。この原因として、コンクリートのクリープの影響と、コンクリート供試体のひび割れの影響の両者が想定されるが、ここでは明確にできなかった。
- (4) インバー鋼材を用いて拘束試験を行うと、コンクリート温度を変化させた場合、温度低下時の拘束応力に対する有効ヤング係数を求めることができる。ここで得られる有効ヤング係数の値は、材料試験で得られる有効ヤング係数の値と比べて50～70%程度の値となり、クリープの影響があったものと予測される。
- (5) コンクリートの打ち込み時の温度を40℃に設定した場合は、適切な有効ヤング係数の値が得られなかった。この原因として、コンクリートのひずみの測定精度に問題があったもの予想される。具体的には、コンクリートと拘束鋼材の間のひずみ差を求める場合、拘束鋼材を配置しない供試体のひずみの測定結果を用いることとなるが、拘束鋼材を配置していないため、拘束試験供試体との温度履歴に若干の差が生じていた。これを補正する際に、ひずみの推定誤差が生じたのが原因であると思われる。また、温度履歴の差により、コンクリートの自己収縮ひずみの発生速度が異なっていた可能性もあると考えられる。

7. 高強度マスコンクリート部材の温度応力の検討

7.1 概要

高強度コンクリートを用いて部材厚が50cmのマスコンクリート部材を製作し、温度ひび割れの発生状況を観察するとともに、部材に発生したひび割れ状況を解析的に予測し、実部材に発生していたひび割れの予測が可能かどうかの検証を行った。また、高強度コンクリートの初期応力に及ぼす自己収縮の影響ならびに、高ピーライトセメントを用いた場合のひび割れ低減の効果について、試算を行うとともに簡易ひび割れ予測方法についても検討を行った。

7.2 供試体の概要

供試体は、図-7.2.1に示す壁状のもので、拘束体となる旧コンクリート上に被拘束体となる壁状の新コンクリート部材を打ち込んだ。コンクリートの配合条件は、水セメント比25%、単位水

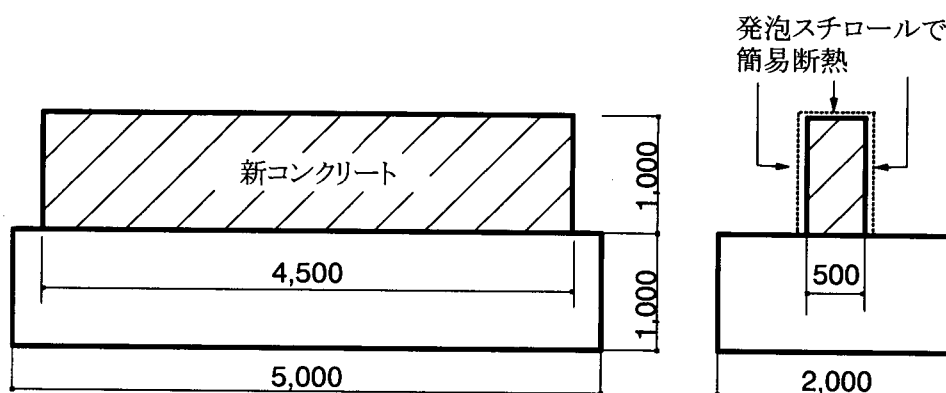


図-7.2.1 供試体寸法 (単位: mm)

量 160kg/m^3 、単位セメント量 640kg/m^3 と富配合のものを用いている。使用したセメントは、PC構造物を想定し早強ポルトランドセメントとした。

新コンクリートを打ち込む際に用いた型枠は、コンクリートの水和熱の逸散を防ぎ、ひび割れが発生しやすいように木製型枠の内側に発泡スチロールを貼り付け、供試体温度が最大に達した時点で、型枠をはずすこととした。

7.3 試験結果

7.3.1 温度分布とひび割れの発生状況

表-7.3.1にコンクリートの打込み後の経過

表-7.3.1 打込み後の経過

日	時	内容
10/13	10:00~12:00	コンクリート打ち込み
"	21:50	採取モルタル始発時
10/14	0:20	採取モルタル終結
"	13:00~14:00	断熱型枠脱型
"	13:00~14:00	脱型時断面下縁付近ひび割れ発生確認
"	14:20~15:40	ひび割れ観察上縁ひび割れ発生確認
10/15	8:30	断面中央部ひび割れ発生確認
10/16	8:30	断面中央部ひび割れ発生確認

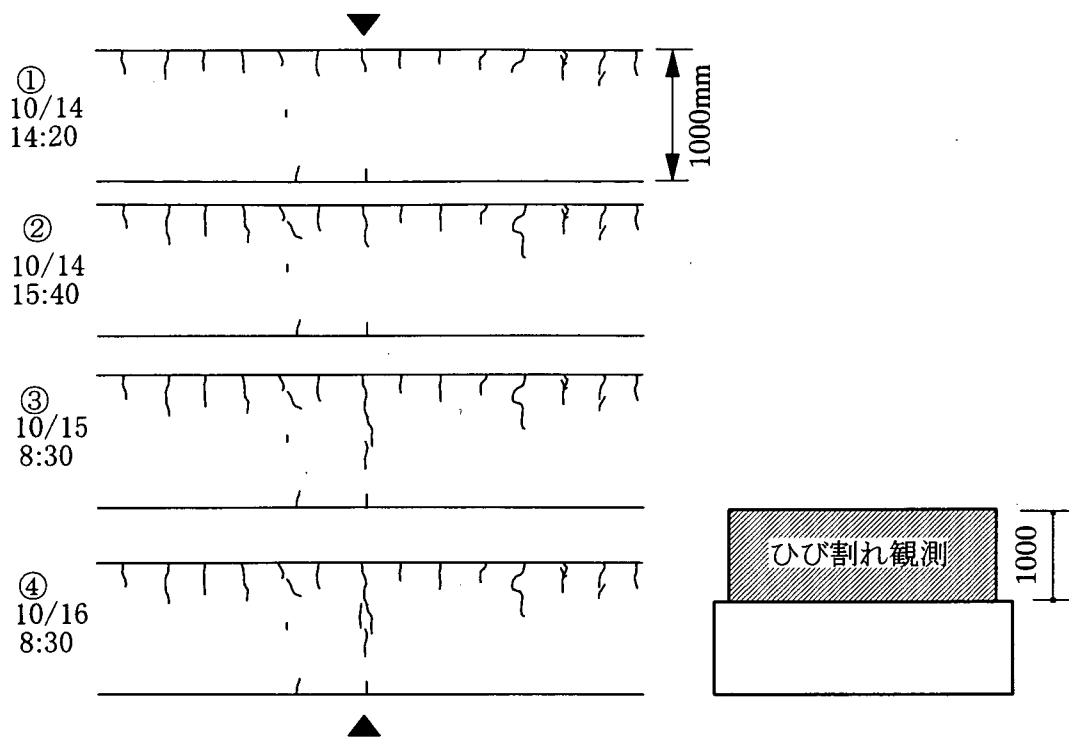


図-7.3.1 ひび割れ観測結果

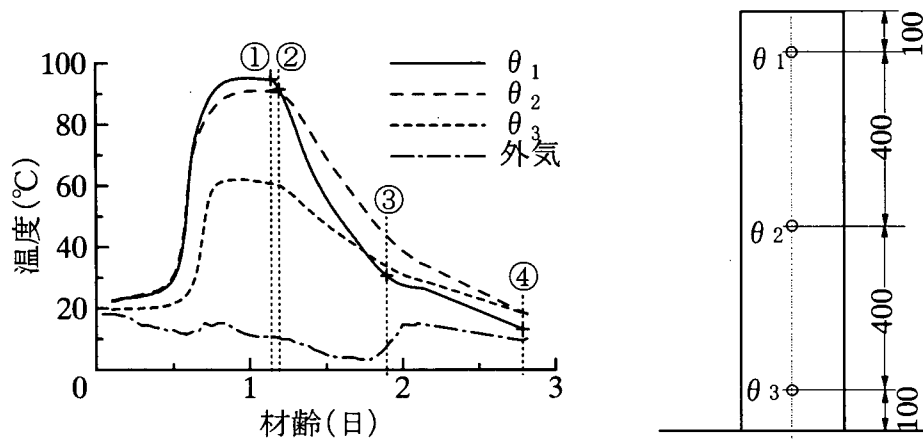


図-7.3.2 供試体温度履歴(右図は温度計測位置を示す)

を示す。供試体コンクリートの温度履歴とひび割れの発生状況については図-7.3.1に示す。図-7.3.2は、供試体の中央の断面位置における温度と外気温の履歴を示したものである。

温度測定結果によると、材齢1日付近で最大温度に達し、その値は約90℃にまで及んでいる。脱型時点で新コンクリートの断面下縁に一部ひび割れの発生が認められた。脱型とともに、断面の上縁に微細なひび割れが多数観測された。その後、温度が低下し、材齢2日弱の時点(③の時点)で、供試体の中央断面で上縁から下縁に向けて大きなひび割れの発生が認められた。この時点では、供試体温度は30～40℃程度まで低下していた。従って、最高温度か

らひび割れ発生時点までの温度降下量は50～60℃となった。

7.3.2 無応力計によるひずみ測定結果

マスコンクリート部材中に埋設した無応力計によるひずみの測定結果を図-7.3.3に示す。ひず

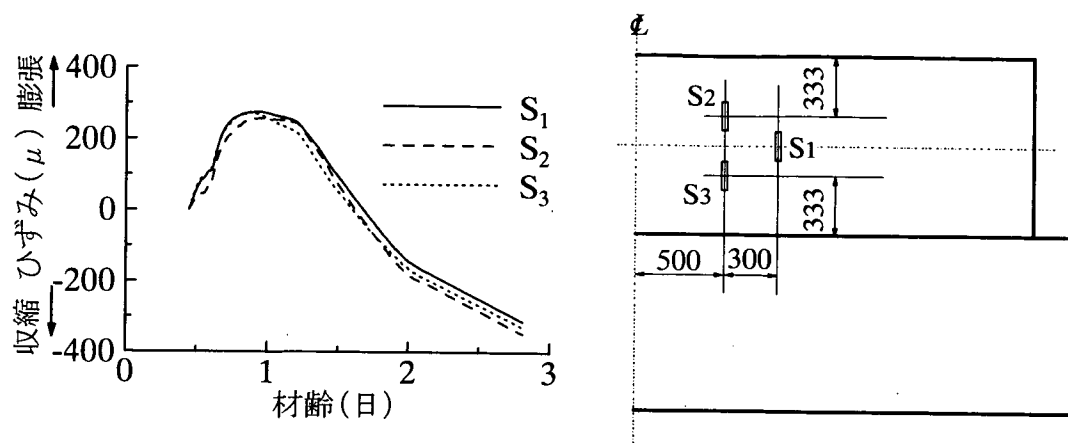


図-7.3.3 無応力計のひずみ測定結果 (右：無応力計設置位置)

みのイニシャル値(=0)は始発時点としている。

この結果から、3カ所でのひずみの測定結果は、ほとんど同一であることがわかる。図-7.3.4は、無応力計S₁で測定した温度とひずみの関係を示したものである。

無応力計で測定されたひずみは、応力の絶縁が完全であると仮定すると、温度変化にともなうひずみ(温度ひずみ)と、コンクリートの自己収縮ひずみの両者の和が測定されているものと考えられる。コンクリートの温度上昇領域では、自己収縮ひずみよりも温度上昇にともなう膨張ひずみが卓越し、全ひずみとしては膨張ひずみが測定されている。

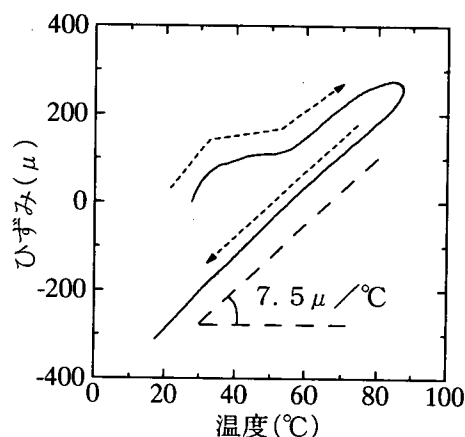


図-7.3.4 温度とひずみの関係

温度下降域では、全ひずみと温度の関係はほぼ直線で表されている。ここでは、この部分の結果を用いて、線膨張係数の概略値を得ることとした。図中には、線膨張係数を7.5 μ/℃と仮定した場合の、温度とひずみの関係を示している。実際の測定結果は、ほぼこの直線と平行であることから、コンクリートの線膨張係数を7.5 μ/℃とした。ただし、コンクリートの線膨張係数は、始発から終結までの間は、これよりもかなり大きな値を示すことが明らかとなっている。ここでは、これをふまえ、コンクリートの線膨張係数を材齢の関数として、次式で与えることとした。

$$\alpha(t) = 7.5 + 15.5 \cdot \exp\left(-\frac{t-t_0}{0.066}\right)$$

ここで、 t : 材齢 (日)、 t_0 : 始発時点の材齢 (日)

上記の線膨張係数の仮定に基づいて、無応力計で測定されたひずみから、温度ひずみを差し引くことにより、自己収縮ひずみが得られると考えられる。このようにして求められた自己収縮ひずみの発生状況を、図-7.3.5に示す。図中には、実測値として、供試体に埋設した3カ所の無応力計の測定結果から求められた自己収縮ひずみを点線で示している。実線は、後述する温度応力解析において、入力として用いた自己収縮ひずみの関数を示している。すなわち、自己収縮ひずみは次の関数で表されるものとした。

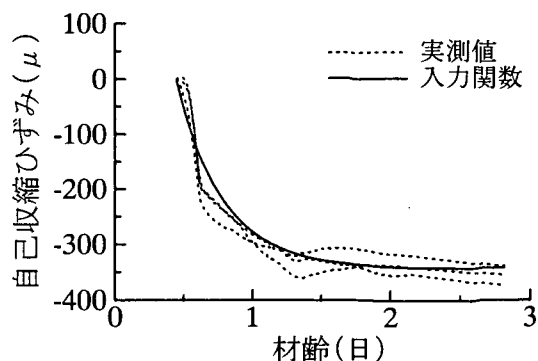


図-7.3.5 自己収縮ひずみ

$$\varepsilon_{auto}(t) = -342 \cdot \{1 - \exp(-3(t - t_0))\}$$

ここで、 $\varepsilon_{auto}(t)$: 自己収縮ひずみ、 t : 材齢 (日)、 t_0 : 始発時点の材齢 (日)

7.3.3 コンクリートの強度発現状況

コンクリートの圧縮強度試験結果を表-7.3.2に示す。

なお、このマス供試体を作成したコンクリートと同一の単位セメント量・単位セメント量・セメントの種類で、使用骨材のみ異なるコンクリートについて、材齢の経過にともなうコンクリートの圧縮強度及びヤング係数の増加を測定した結果を図-7.3.6に示す。

表-7.3.2 圧縮強度試験結果

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
7	85.4	34.4
28	100.1	37.4

図中には、異なる温度で保存された供試体について、横軸として次式で定義した有効材齢を時間軸としてまとめている。有効材齢 t_e は、次式の通りである。ただし、積算は、コンクリートの終結時点から行うこととした。

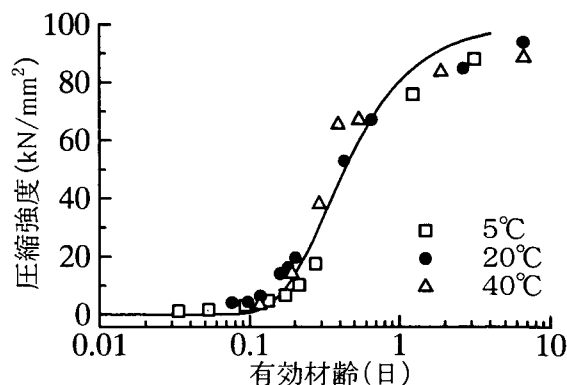
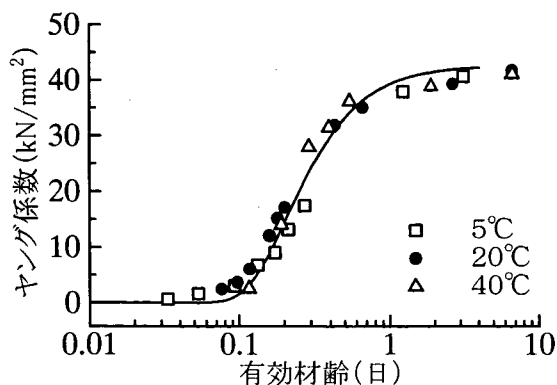


図-7.3.6 ヤング係数・圧縮強度測定結果

$$t_e = \sum \exp\left(13.65 - \frac{4000}{273 + \theta}\right) \cdot \Delta t$$

ここで、 θ はコンクリート温度である。図から判断されるように、コンクリート強度及びヤング係数は、有効材齢を用いることにより表現可能であると考えられる。

図中に示した曲線は、それぞれ次の通りである。

$$E_c(t) = E_c(28) \cdot \exp\left[0.0004 \cdot \left\{1 - \left(\frac{28}{t_e}\right)^{1.6}\right\}\right]$$

$$f'_c(t) = f'_c(28) \cdot \exp\left[0.0025 \cdot \left\{1 - \left(\frac{28}{t_e}\right)^{1.25}\right\}\right]$$

なお、コンクリートの圧縮強度と引張強度の関係を図-7.3.7に示す。図中の実線は土木学会標準示方書〔施工編〕に示されている圧縮強度と引張強度の関係を示す。●は実験に用いたコンクリートでの試験結果を表している。この結果によると、土木学会式ではコンクリートの圧縮強度をやや小さめに評価していると考えられるので、図中の点線に示した関係式を、ひび割れ評価に用いることとした。すなわち、コンクリートの引張強度と圧縮強度の関係は次の通りである。

$$f_t(t) = 1.2 \cdot [f'_c(t)]^{0.3}$$

7. 3. 4 コンクリートの断熱温度上昇

マスコンクリート供試体に用いた材料および配合条件で別途練り混ぜを行って測定した断熱温度上昇試験結果及び、マスコンクリート供試体中で測定したコンクリート温度の経時変化を図-7.3.8に示す。

この結果でも分かるとおり実験室で行った断熱温度上昇試験結果は、断熱条件であったにもかかわらず、マスコンクリート供試体で測定された温度よりも小さな値となっていた。マスコンクリート供試体は、発熱時に発泡スチロール型枠を使用して簡易断熱状態としたが、若干の熱の逸散があったことを考えると、両者の差はさらに大きくなるものと考えられる。

このような結果が得られた原因として、いくつかの理由が考えられるが、断熱試験における断熱条件が完全に再現されていて、かつ、マスコンクリート供試体を作成した現場のバッチャープラントにおける計量誤差がないものとする、1バッチあたりのコンクリート容積の差と

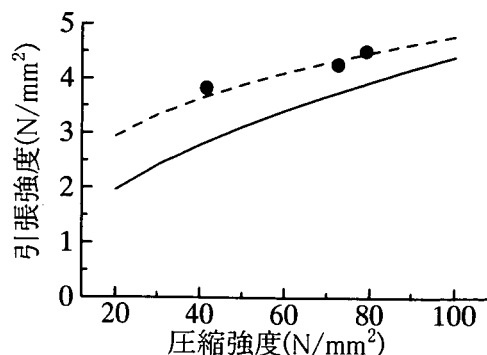


図-7.3.7 圧縮強度と引張強度の関係

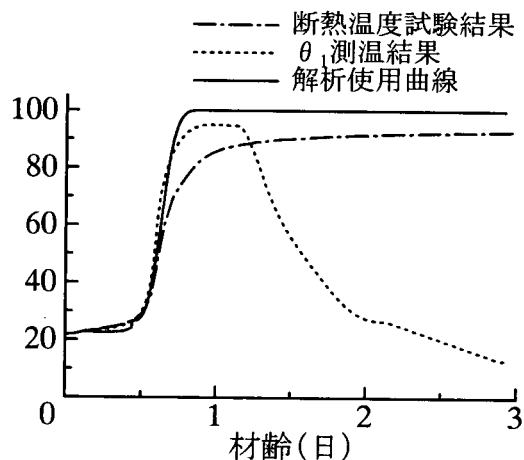


図-7.3.8 断熱温度測定結果

練混ぜ効果の違いが想定される。

ここでは、温度応力の解析を行う際に用いる断熱温度上昇曲線については、断熱温度上昇試験結果を直接を用いるのではなく、銭函供試体で測定された温度履歴を基に、多少の熱の逸散があったと考えて、図-3.9の実線に示すように、やや、温度を高め設定した曲線を用いることとした。

すなわち、コンクリートの断熱温度上昇量は、

$$\theta(t) = 73.5 \cdot [1 - \exp\{-120 \cdot (t - t_0)^{10.5}\}]$$

とした。ここで、 t : 材齢 (日)、 t_0 : 始発時点の材齢 (日) である。

7. 4 マスコンクリート部材の温度応力解析

7. 4. 1 温度解析結果

マスコンクリート部材の温度分布を二次元の F E M 解析で推定を行った結果について述べることとする。図-7.4.1は、中央断面の軸線上の温度測定結果と解析結果を比較したものである。図中の●、▲、■で示した点は、それぞれ供試体に設置した熱電対による測定結果を示している。曲線は解析結果を示している。

コンクリート供試体に発生していた温度分布の実測値と解析値を比較すると、コンクリート温度が上昇している12時間までについては、おおむね実験結果と類似したものとなっているが、6時間経過した時点で、新コンクリートの下縁部分(旧コンクリートとの境界近傍)でコンクリート温度を過剰に高く評価していることがわかる。一方、温度が下降に転じる18時間以降の温度分布についても、おおよそ実測値と解析値は整合しているが、24時間後および36時間後において、新コンクリート部の上側で、温度を実際よりもやや低めに見積もっている。このような差が生じた原因として、一つはコンクリートの断熱温度上昇式の予測精度に問

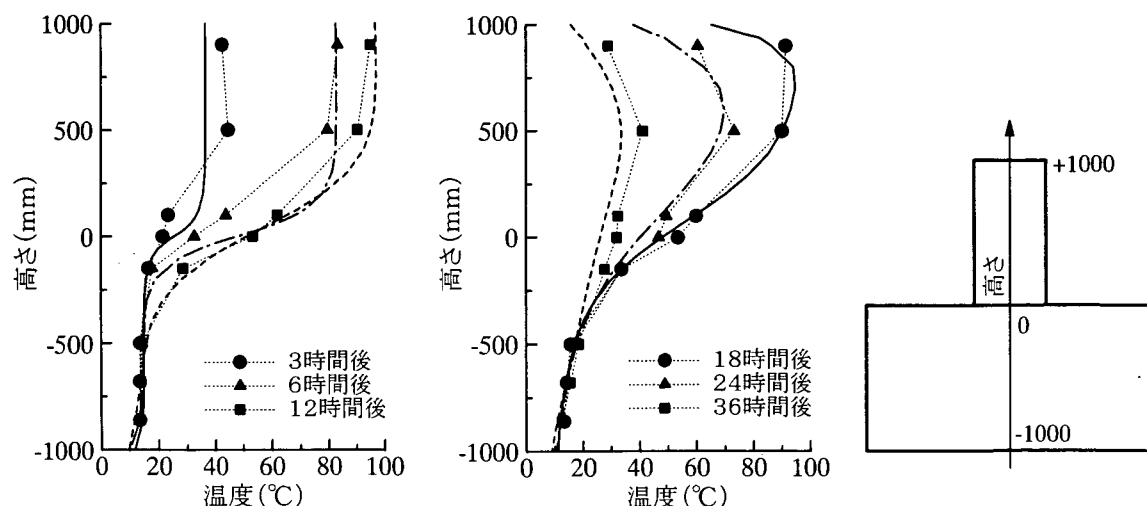
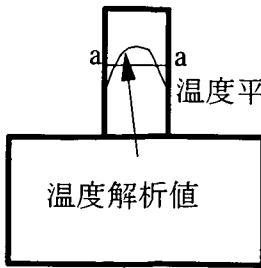


図-7.4.1 温度分布の比較

(左: 3~12時間まで、中: 18時間~36時間、右: 高さに関する座標の取り方)

温度解析対象断面



応力解析対象断面

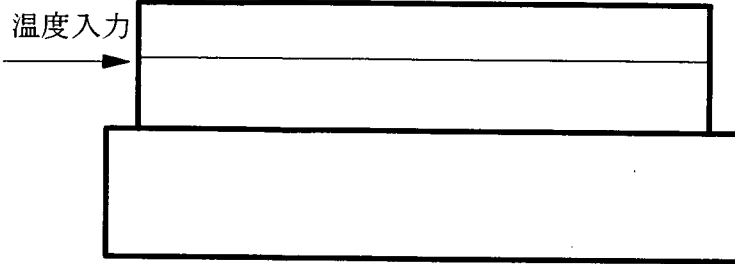


図-7.4.2 解析対象断面

題があったこと、新コンクリートの脱型後のコンクリート表面の熱伝達係数を多少大きく評価していたことが挙げられる。

7. 4. 2 応力解析結果

応力の解析条件として、コンクリートのクリープの影響を無視し、自己収縮ひずみについては、新コンクリート全断面について一律に図-7.3.5に示した曲線を用いることとした。解析対象断面の選択は図-7.4.2に示すとおりであり、ある高さの位置で温度解析により得られた結果の平均値を、同じ高さにおける解析対象断面に与えることとした。従って、a-a断面内に生じる温度差による内部拘束応力を無視したことになる。解析によって得られた中央断面での応力分布を図-7.4.3に示す。図に示した応力分布は、それぞれ、ひび割れ観測結果を示した図-7.3.2中の①～②時点（材齢1. 2日）および、その2時間後、材齢1. 9日（③時点）に相当するものである。図中の縦軸は、図-7.4.1に示す新コンクリートの下縁からの距離を表している。

この結果をみると、材齢1. 2日の時点では、断面下縁での引張応力度の発生が最も大きく、上縁側にもやや大きな引張応力度の発生が認められる。この時点から2時間経過し

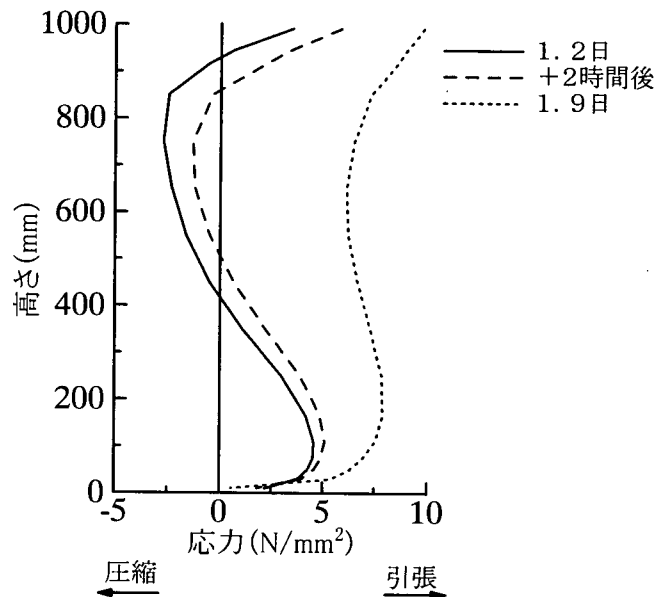


図-7.4.3 応力分布解析結果

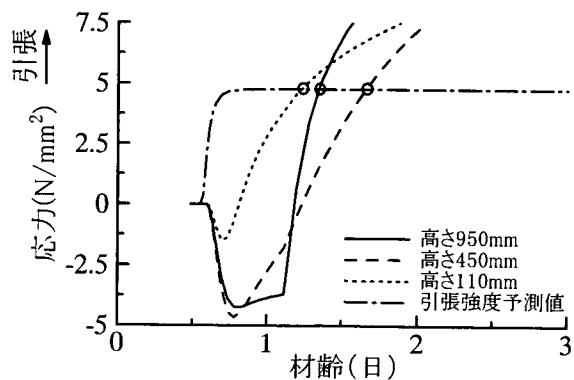


図-7.4.4 応力解析値の経時変化

た後には、下縁側の引張応力度はさほど大きく増加していないが、上縁側の引張応力度は急速に増加している。コンクリートの引張強度がほぼ 4.5N/mm^2 程度と予想されることから、下縁側および上縁側双方ともひび割れの発生する可能性が高いといえる。なお、この時点では、解析の上では断面中央部に圧縮応力が生じることとなっていて、貫通ひび割れが発生する可能性はないものと考えられる。

一方、材齢1.9日の時点では、当初圧縮応力が発生していた中央部にもかなり大きな引張応力の発生が認められ、断面を貫通するひび割れの発生する可能性が高いといえる。

図-7.4.4は高さ950mm、450mm、110mm位置での応力解析値の経時変化と引張強度の発現状況を示したものである。解析結果から得られるひび割れ発生材齢は、下縁付近で1.2日付近、次に断面上縁で材齢1.35日付近、断面中央部で材齢1.7日付近である。

解析結果によるひび割れ発生材齢と、観測により得られたひび割れ発生材齢を比較したものを表-4.1に示す。両者を比較すると、断面上下縁でのひび割れ発生材齢の解析結果は、観測結果と比較して、わずかに遅れていて、断面中央ではやや早めの予想となっていて、断面中央に生じたひび割れに対しては、解析結果は実測結果よりもやや早めの予想となっている。ただし、その差はわずかであり、およそそのひび割れ発生材齢を把握できていたものと考えられる。

7.4.3 入力となる物性値の解析結果に及ぼす影響

(a)自己収縮ひずみの影響

高強度コンクリートの特徴は、コンクリート打込み後の水和が急速に進むことにより、コンクリート温度上昇、強度発現、自己収縮が同時にかつ急速に発生することである。このため、コンクリートの温度応力の予測精度を向上させるためには、解析に用いるコンクリートの温度ひずみと自己収縮ひずみを適切に設定する必要があるが、これらの値については、ある程度の誤差が含まれるのは避けられない。ここで温度ひずみについていえば、温度の予測誤差として 10°C 程度、線膨張係数の誤差として $3\mu/\text{C}$ 程度見込んだとしても、温度ひずみの予測に含まれる誤差は 30μ に過ぎず、コンクリートに発生する自己収縮ひずみの精度はこれよりかなり劣るものと思

表-7.4.1 ひび割れ発生材齢の比較

ひび割れ位置	ひび割れ発生材齢 (日)	
	解析結果	実測結果
断面下縁	1.2	1.08~1.13
断面上縁	1.35	1.13~1.19
断面中央	1.7	1.9

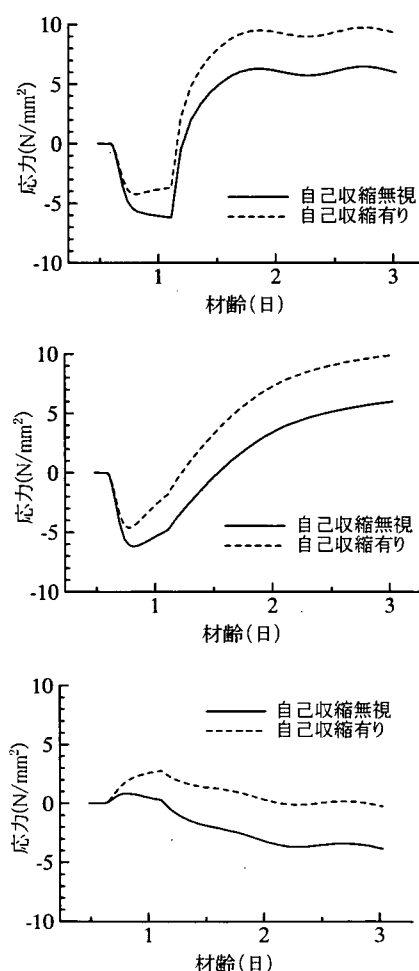


図-7.4.5 自己収縮の影響
(上から上縁付近、中央部、
旧コンクリートの境界近傍)

われる。ここで、コンクリートの温度応力に及ぼす影響が大きくないのであれば、概略値を与えられれば、実用上問題は無いと考えられるが、温度応力に及ぼす自己収縮ひずみの影響が大きいのであれば、これを正確に求めるための試験を行うことが必要となる。ここでは、コンクリートの自己収縮ひずみが発生する温度応力に及ぼす影響について、検討を行うこととした。

図-7.4.5は、先に示したマスコンクリート部材の温度応力解析において、図-7.3.5に示した自己収縮ひずみを与えた場合と、自己収縮ひずみを無視して算定された応力の比較を、供試体上縁付近（上縁から4cm程度）、供試体中央部（上縁から50cm程度）、新旧コンクリートの境界近傍（境界面から上方4cm程度）の各点で示したものである。この結果によると、自己収縮ひずみを考慮しない場合、いずれも発生する引張応力を小さく評価することとなった。その差は 5N/mm^2 にも及んでいる。新コンクリート中央部の応力をみると、材齢0.8日程度で自己収縮を考慮しない場合、かなり大きな圧縮力が作用し、この圧縮応力により、その後の引張応力の進展が小さくなるが、自己収縮ひずみを考慮した場合、新コンクリートの温度上昇にともなう温度膨張が小さくなり、発生する圧縮応力が小さくなる。これが、以降の材齢に発生する応力度にそのまま影響を与えている。

従って、自己収縮ひずみの考慮は重要であり、発生する応力に重大な結果を与えることから、あらかじめ試験によってこれを求めておくことが必要であると考えられる。

(b)断熱温度上昇特性の影響（高ビーライトセメント使用時）

高ビーライトセメントの使用により、コンクリートの断熱温度上昇量の軽減が可能になるとともに、断熱温度上昇速度も低下できる。ここでは、使用するセメントが高ビーライトセメントであった場合を想定して供試体に発生する応力の試算を行った。図-7.4.6は高ビーライトセメント使用時のコンクリートの断熱温度上昇量(単位セメント量 640kg)を示したものである。

解析では、高ビーライトセメントを用いたコンクリートの断熱温度上昇を

$$\theta(t) = 65.5 \cdot [1 - \exp\{-1.6 \cdot (t - t_0)^{0.95}\}]$$

と設定した。また、高ビーライトセメントを用いた場合のコンクリート圧縮強度の強度発現（ 20°C 一定条件）を図-7.4.7に示す。なお、図中には、参考として早強セメントを用いた場合の強度発現状況を点線で示している。

高ビーライトセメントを用いた場合の自己収縮ひずみについては、簡易断熱状態で得られる自己収縮ひずみ量が、早強セメントを用いた場合の約60%であったことから、この値を用いるこ

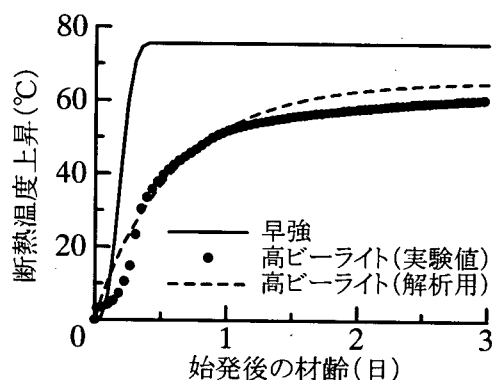


図-7.4.6 高ビーライトセメント使用時の断熱温度上昇

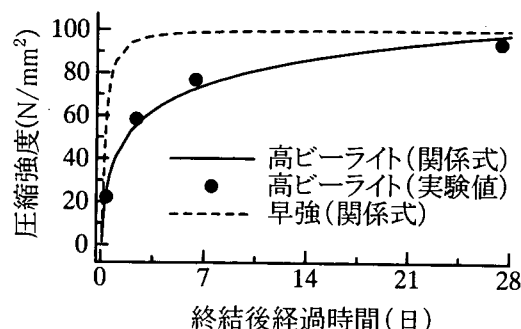


図-7.4.7 高ビーライトセメントを用いた場合の圧縮強度発現

とした。

なお、7.3に示した温度応力再現試験では、コンクリートに発生する温度応力を大きくしひび割れの発生を起しやすくするため、型枠には発泡スチロールを用いて断熱効果を高めたが、ここで行った試算については、通常の木製型枠の使用を想定した温度境界条件を設定した。

図-7.4.8、図-7.4.9は、早強セメントを使用した場合と高ビーライトセメントを使用した場合に想定される、部材の温度履歴と発生応力の履歴を示したものである。これによると、コンクリート温度は、早強セメントの場合は84.3℃まで上昇してしたが、高ビーライトセメントを用いた場合48.5℃に抑制されていた。解析に用いた断熱温度上昇量は、早強セメントを用いた場合で73.5℃に対して、高ビーライトセメントは65.5℃であり、8℃低い値である。このように、部材に想定される温度差は、断熱温度上昇量で予想されるよりも遙かに大きくなっている。この理由としては、高ビーライトセメントを用いた場合、温度上昇速度が小さいため、セメントの水和に

よって発生した熱が、熱伝達境界で発散していたのに対し、早強セメントを用いた場合には、水和熱の発生速度が極めて高く、発熱量が部材表面からの熱の発散を大きく上回ったことが原因であると考えられる。すなわち、高強度コンクリートの場合では、断熱温度上昇量のみではなく、その上昇速度もコンクリート温度に大きな影響を与えられとされる。

一方、温度応力の試算結果によると、早強セメントを用いた場合では、材齢1日以前において圧縮応力の発生が認められるが、高ビーライトセメントを用いた場合は圧縮応力の発生が認められない。極初期材齢時の圧縮応力発生領域については、コンクリートの温度上昇による膨張ひずみと、硬化にともなって発生する自己収縮ひずみの大小関係によって決まるものである。ここで解析を行った例では、早強セメントを使用した場合、温度上昇が急激に発生していて、自己収縮ひずみ量よりも、コンクリート温度上昇による膨張ひずみが上回っていたために、圧縮応力が発生した。これに対し、高ビーライトセメントを用いた場合では、温度上昇量が少なく、膨張ひずみが自己収縮ひずみよりも下回ったため圧縮応力の発生が認められなかった。極初期材齢での応力発生は、自己収縮ひずみの推定方法によって結果が異なると思われるので、実際には拘束試験や実部材の温度履歴を考慮した自己収縮ひずみの測定によって判断することが望ましいと考えられる。

ひび割れ発生の可能性については、早強セメントを用いた場合に想定される引張応力は非常

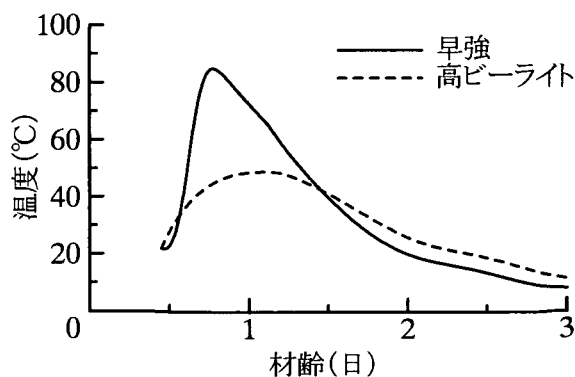


図-7.4.8 コンクリート温度計算結果
(境界面から45cm上方)

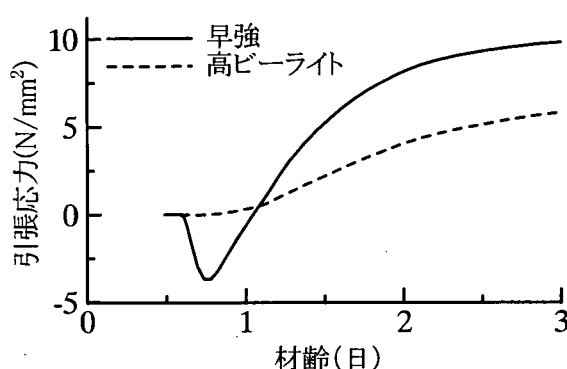


図-7.4.9 コンクリート温度応力計算結果
(境界面から45cm上方)

に大きく、今回用いた配合条件であれば、ひび割れの発生が避けられないものと考えられる。これに対し、高ピーライトセメントを用いた場合では、コンクリートに想定される引張強度は実験結果から類推すると 4.5N/mm^2 程度であり、予測される温度応力が 5N/mm^2 程度で、ひび割れの発生は非常に微妙である。いずれにしても、富配合となる高強度コンクリート部材の温度応力によるひび割れの影響を低減するためには、高ピーライトセメントの使用が望ましいと考えられる。

7.5 マスコンクリート部材の簡易ひび割れ検討方法について

7.5.1 概要

土木学会コンクリート標準示方書の施工編において提案されている温度ひび割れ評価手法は大きく分けて、詳細法と簡易法に分類される。詳細法は、FEMやCP法を用いてコンクリートの温度応力解析を行うものであり、コンクリートに発生する応力の解析結果とコンクリートの引張強度比によって、ひび割れ発生確率が求められるものである。これに対し、簡易法はコンクリートの温度解析のみ実施し、コンクリートの最高温度と外気平衡温度との差からひび割れ確率を求めるものである。詳細法による方が温度応力の解析精度も高いと考えられるので、ひび割れ判定の正確を期するためには詳細法によることが望ましいが、コンクリート温度解析は応力解析に比べて解析にかかる労力も少なく、簡易法からひび割れ危険度をある程度推定できれば、高強度コンクリートの配合条件の目安を得る上で有用であるといえる。ただし、現行のコンクリート標準示方書に定められている簡易法は、幾つかの仮定の下で成り立っていると思われるので、この仮定が当てはまらない場合は、そのままの形で適用することが出来ず、修正が必要となる。この仮定としては、

- ①自己収縮の影響を考慮していない
- ②新旧コンクリートの打継の場合、外部拘束率を0.6
- ③コンクリートの線膨張係数は $10\mu/\text{℃}$ であり、引張破断ひずみは 100μ

としているので、この条件に当てはまらない場合は、正確を期すために、実際に用いるコンクリートの材料試験から係数を求めるとともに、部材の形状・拘束状況を考慮した拘束率を設定することが望ましい。

ここでは、7.3に示すひび割れ試験結果に基づき、拘束試験を利用した簡易ひび割れ照査法について検討を行った。

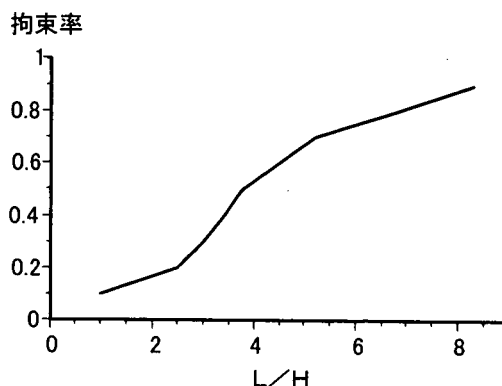


図-7.5.1 軸拘束率

7.5.2 拘束率について

被拘束側のコンクリートに発生した自由変形を、拘束側コンクリートで拘束した場合に発生する応力は、両コンクリート間のヤング係数比や、被拘束側コンクリートの形状比によって変化する。この拘束程度が拘束率であり、先にも

示したとおり簡易法では0.6の値を用いることとなっている。一方、コンペンセーション法で用いられる軸拘束率（壁状）は拘束側のコンクリートと被拘束側のコンクリートのヤング係数が同じとした場合、 L/H の関数として図-7.5.1のように与えられている。今回ひび割れ再現試験を実施したマスコンクリート供試体は、 $L/H=4.5/1.0=4.5$ であり、拘束率はおおよそ0.6である。有限要素法による解析結果によると、被拘束体に拘束が全く生じないと仮定した自由変形時のひずみと、解析によって得られた応力の関係は、図-7.5.2の通りである。ここで、自由変形ひずみが+400 μ に達した後収縮し、これにともない圧縮応力が減少し引張応力に転じているが、コンクリートのヤング係数を37.2GPa（試験値）であるので、拘束率を逆算するとおおよそ0.6となっていて、図-7.5.1から推定される値と同じ結果になっていた。

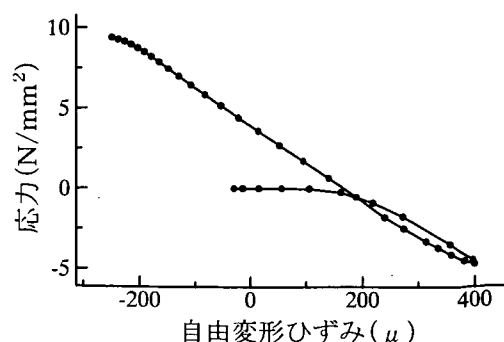


図-7.5.2 自由変形時のひずみと
応力の関係

一方、6章で示した拘束試験での供試体寸法および鋼材比率からすると、コンクリートのヤング率を37.2GPであるとした場合、拘束率は異形棒鋼使用時に0.30、インバー鋼材使用時に0.22となっている。マスコンクリート供試体での拘束率を0.6と考えると、異形棒鋼を用いた拘束試験の場合で50%、インバー鋼材を用いた拘束試験の場合で37%の拘束率に過ぎない。従って、拘束試験から得られた拘束応力から、実際のマスコンクリート供試体の拘束応力を推定するためには、大まかに言えば、異形棒鋼を用いた試験では2.0倍、インバー鋼材を用いた場合には2.7倍としなければならないこととなる。

7. 5. 3 温度変化と発生応力の検討(拘束試験の応用方法)

コンクリートの温度履歴から簡易的にひび割れを判定する方法では、拘束率とともに重要なのがコンクリートの温度変化量の解釈であると考えられる。一般的に、コンクリートの温度低下に伴い収縮ひずみが生じ、拘束体とのひずみ差によって引張応力が発生する。このとき、ひずみ差の変化量として、最大温度から外気温から定まる平衡温度までの温度変化に見合ったひずみが採用されている。しかし、これ以外にもコンクリートの自己収縮ひずみ加わるので、実際には、これよりも大きな収縮ひずみを考慮しなければならないといえる。一方、被拘束体コンクリートが最大温度に達した時点で、温度膨張ひずみが発生しているとすれば、この膨張ひずみを拘束することにより圧縮応力が発生しているはずであり、この圧縮応力がコンクリートの収縮に伴って発生する引張応力によって開放されてからの収縮ひずみを考慮すべきであるとも考えられる。すなわち、コンクリートの最大温度から平衡温度までのひずみを考慮した場合、安全側に過ぎる判断を下す恐れがあり、応力ゼロ点でのコンクリート温度から、平衡温度までに発生するひずみを採用するほうが妥当であるとも言える。ここでは、マスコンクリート供試体での応力解析結果と温度変化量、ならびにインバー鋼材を用いた拘束試験から得られた、供試体の温度変化量と発生応力の関係から、簡易温度ひび割れ判定法における温度変化量のとり方について検討を行った。

図-7.3.2に示すように、マスコンクリート供試体にひび割れが発生したのは、材齢1.9日であり、マス供試体の温度履歴としては、最高温度が90.9℃に達した後43.6℃にまで低下した時点、すなわち、47.3℃の温度変化によりひび割れが発生したことになる。ここでは、この点でのひび割れ指数を1.0と考えて考察を行う。

土木学会コンクリート標準示方書に示されている、温度変化のみから簡易的に算出されるひび割れ発生時点での温度ひび割れ指数は、

$$\frac{10}{0.6 \times 47.3} = 0.35$$

となり、1.0をはるかに下回るものとなっている。すなわち、この方法で温度ひび割れ指数を判断することは、かなり安全側の値を与えることとなる。ここで、今回のマスコンクリート供試体に用いたコンクリートの線膨張係数の実測値が7.5であること、コンクリートの引張破壊時のひずみが、引張強度とヤング係数から求められる限界ひずみ（120 μ ）を踏まえると、

$$\frac{120}{0.6 \times 7.5 \times 47.3} = 0.56$$

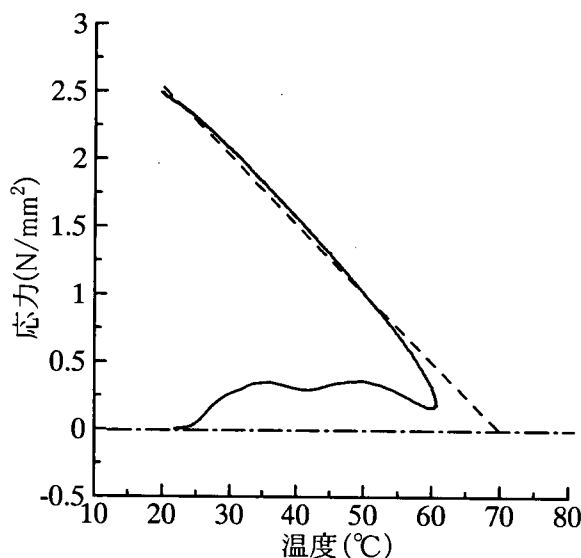


図-7.5.3 温度と拘束応力の関係

となりやはり、1.77程度の安全率を与えていることになる。この理由として、最高温度からの温度変化量を用いて温度ひび割れ指数の計算を行っているが、実際には最高温度到達時点では、図-7.3.3に示した無応力計によるひずみ測定結果からもわかるとおり、膨張ひずみによる圧縮応力が発生していると考えられ、この部分を無視しているためであると考えられる。従って、温度ひび割れ指数によるひび割れ予測の精度を上げるためには、初期材齢に発生している圧縮応力の影響を考慮したひび割れ指数の算定が必要になると考えられる。ちなみに、応力解析結果によると、最高温度が90.3℃に達した後、45.5℃まで低下した時点で、断面中央に発生する引張応力が引張強度を超過し、ひび割れが発生したとみなせる。ただし、最高温度に到達した時点では、断面中央部では圧縮応力が発生していて、応力解析値が圧縮から引張に転ずる時点でのコンクリート温度は74.2℃となっていた。したがって、応力ゼロの状態からひび割れが発生するまでに生じた温度変化は28.7℃となる。この場合、計算上のひび割れ発生時点での温度ひび割れ指数を、引張応力が発生した時点からひび割れ発生までに生じる温度変化から計算すると、（ただし、コンクリートの線膨張係数を7.5 μ /℃、引張破壊時のひずみを120 μ とする）

$$\frac{12}{0.6 \times 0.75 \times 28.7} = 0.93$$

となり、ひび割れ発生時の温度ひび割れ指数がほぼ1になっている。すなわち、コンクリート温度から簡易的にひび割れ指数を求める際、応力ゼロ点からの温度変化量を採用すれば、簡易温度ひび割れ指数の精度が向上するといえる。

次に、マスコンクリート供試体と同じ材料を用いて6章に示した簡易拘束試験（インバー鋼材を拘束鋼棒として使用）を行って得られた拘束応力から、ひび割れ可能性の推定を試みる。

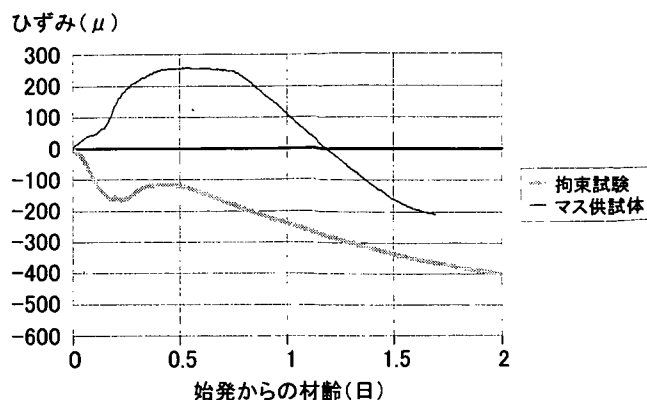


図-7.5.4 無拘束供試体のひずみ

図-7.5.3はインバー鋼棒による拘束を行った供試体の温度と拘束によってコンクリートに発生した応力の関係を示したものである。また、図-7.5.4は拘束用のインバー鋼を設置しない供試体で測定したひずみを示している。ひずみは埋め込み型ひずみ計を用いて測定したものである。比較のため、マスコンクリート供試体の無応力計で測定したひずみもプロットしている。

拘束試験供試体では、コンクリート打ち込み後ごく初期材齢での温度上昇時に圧縮応力は発生せず、引張応力が発生している。供試体温度がピークに達した後、低下するにつれて、供試体のコンクリートに引張応力が大きくなってゆく。すなわち、マスコンクリート供試体で見られたような、初期材齢の昇温時期での圧縮応力の発生は認められず、応力ゼロ点を実験から求めることができない。このため、便宜的に温度低下に伴う応力発生区間の回帰直線が、応力ゼロの点と交わるところを、応力ゼロ点での温度と仮定する。このようにして求められた応力ゼロ点での温度は、69.8℃となった。次に、インバー鋼材での拘束の場合の拘束率とマスコンクリート供試体での拘束率から定まる応力倍率を2.7（7.5.2参照）とし、引張強度を実験値である4.5N/mm²とすると、インバー鋼材による拘束試験では、発生応力が1.67N/mm²の時点でひび割れが発生すると考えられる。この時点での供試体温度は38.0℃であった。従って、インバー鋼材による拘束試験において、マス供試体のひび割れ発生時点相当でのひび割れ指数は

$$\frac{12}{0.6 \times 0.75 \times 31.8} = 0.84$$

と算定される。本来であれば、ひび割れ発生時点であるので1となるべきところを、0.84と算定されたものであり、やや安全側の判断を与えているものの、安全率は1.2であり、まずまずの結果を与えていると考えられる。

ちなみに、細骨材・粗骨材についてマス供試体と異なっているが、配合条件（単位セメント量ならびに水セメント比）は同じコンクリートを用いた場合について、インバー鋼材を用いて供試体温度および拘束応力を測定した結果を図-4.13に示す。ただし、この場合は、コンクリートの線膨張係数は9.42μ/℃であり、温度降下域で発生する収縮ひずみはマス供試体の場合と比

べて $9.42/7.5=1.26$ 倍となっている。この場合は、ゼロ応力点が観測できていて 66.3°C であった。一方、発生応力がマスコンクリート供試体ひび割れ発生に相当する 1.67N/mm^2 時点での温度は 48.3°C となっていた。この場合、ひび割れ発生相当時のひび割れ指数は

$$\frac{12}{0.6 \times 0.94 \times 18} = 1.18$$

であり、ひび割れ発生がないと考えられる判断となっていた。本供試体では、使用骨材が異なっていたためにヤング係数が若干異なっていたため、あくまでも参考程度の値であるが、やや危険側に判断する結果となっていた。

上記の検討結果から、インバー鋼材を用いた拘束試験について、実部材の拘束率と拘束試験での拘束率の違いをふまえたうえで、コンクリートの線膨張係数・ゼロ応力点での温度・引張ひび割れ時のひずみを試験から求めることにより、およそそのひび割れ発生予測が可能であると考えられる。

7.6 まとめ

マスコンクリート供試体を施工し、ひび割れの観測を行うとともに供試体に発生する温度ならびにひずみを測定した。また、コンクリートの発熱や自己収縮を考慮したFEMによる温度応力解析を行い、マスコンクリート供試体の解析から想定されるひび割れ発生時点と、実際にひび割れが観測された時点の比較を行った。この結果、マスコンクリート供試体の温度解析結果はおおよそ実測値と一致していることが確認された。また、ひび割れ発生時点についても解析結果は比較的妥当な予測を与えることがわかった。

一方、マスコンクリート供試体と同じ材料を用いてインバー鋼材を用いた拘束試験結果に基づき、マス供試体のひび割れの簡易予測手法について検討を行った。この結果から、拘束試験を行うことにより、およそそのひび割れの判定が可能と考えられた。

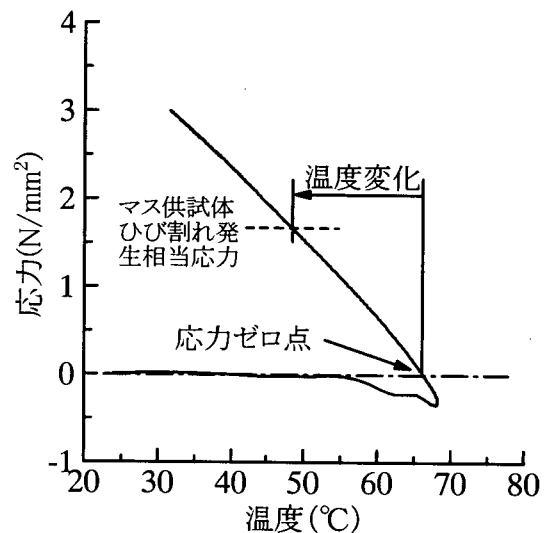


図-7.5.5 インバー拘束試験での
温度・応力の関係

7.7 簡易ひび割れ検討手法の試案

7.7.1 概略

ここでは、高強度コンクリートを用いた部材の温度ひび割れ予測手法について述べることにする。ひび割れ予測手法は、すでに土木学会コンクリート標準示方書に示されていて、これに準拠して照査を行うことが望ましい。この場合、コンクリートの断熱温度上昇、コンクリートの強度発現特性、コンクリートの自己収縮ひずみ、有効ヤング係数、コンクリートの始発・終

結時間などの凝結特性といった、発生応力を大きく左右する諸物性については、できる限り実際に構造物に用いる材料と同一のもので試験を行うことが望ましい。これらの諸特性をコンクリートの温度応力解析に反映させてひび割れを予測することが現時点では最も精度よいものであると考えられる。

非常に大規模で重要度の高い構造物では、このような詳細な検討を実施することが可能であるが、すべての場合について、このような理想的な検討が実施できるとは限らないと考えられる。限られた範囲内でひび割れ発生予測精度を向上させる上で重要なことは、高強度コンクリートの特性をできる限り把握することであると考えられる。

単位セメント量が多い高強度コンクリートの特徴は、発熱・自己収縮・強度発現が非常に早期にかつ同時に発生することである。また、硬化後の物性は比較的単純であり、自己収縮の収斂も早く、引張強度の速度依存性も小さい。この特徴を考慮した上で、コンクリートのひずみの変化に伴って発生する拘束応力を、拘束試験によって測定することが有効であると考えられる。以下に、ひび割れの検討方法を示す。

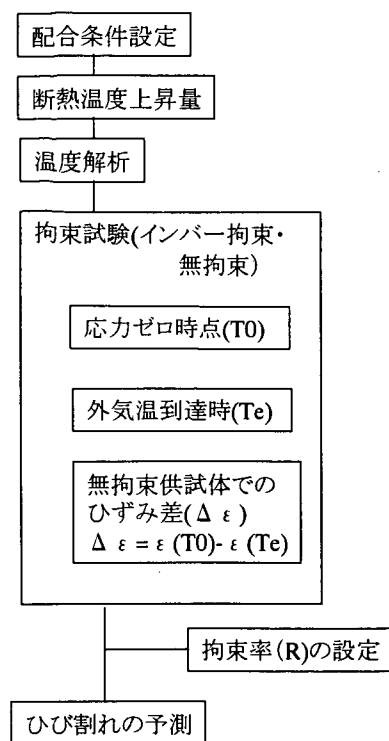


図-7.7.1 簡易温度ひび割れ予測手法

7.7.2 検討の流れ

検討の流れを図-7.7.1に示す。

7.7.3 拘束試験方法

拘束試験方法は、6章に示すものを参考にする。ここで、コンクリートの拘束に用いる鋼棒は、できるだけ線膨張係数の小さなインバー鋼材が望ましい。ここで用いたインバー鋼材は、線膨張係数が $1.0\mu/\text{℃}$ である。

供試体の内訳は、インバー鋼材を埋め込みコンクリートの変形を拘束する供試体と、インバー鋼材を埋め込まない無拘束供試体の2種類を用意する。コンクリートの配合条件から、あらかじめコンクリートの断熱温度上昇特性を予測し、この結果に基づいてコンクリート部材の温度履歴の推定を行っておく。

次に、供試体の温度履歴ができるだけ実コンクリート部材の温度履歴に近くなるように温度管理し、拘束用のインバー鋼材の応力を測定するとともに、無拘束供試体のひずみ測定もあわせて行うこととする。

ここで、インバー鋼材の応力は、ごく初期材齢においては引張（言い換えると、拘束されるコンクリートの応力は圧縮）から圧縮に転ずる時点が現れる。この時点をと T_0 とする。その後供試体の温度を下げ、外気との平衡温度に戻った時点をと T_e とする。それぞれの時間で測定された無拘束供試体のひずみを $\varepsilon(T_0)$ と $\varepsilon(T_e)$ とする。

次に、実コンクリート部材での拘束率を R とする。 R としては、外部拘束を考慮し、土木学会

コンクリート標準示方書に掲載されている値を採用する。ここで、曲率の発生が無視できるような場合では、たとえば、図-7.5.1の値を用いる。また、別途コンクリートの強度試験を行い、ヤング係数 E_c と引張強度 f_t を求め、これよりひび割れ発生に関する限界ひずみ $\varepsilon_{tu}=f_t/E_c$ を求めておく。

ひび割れ発生の判断は、温度ひび割れ指数 I_{cr} として次式で推定できる。

$$I_{cr} = \frac{\varepsilon_{tu}}{R \cdot \Delta\varepsilon}$$

ここで、 $\Delta\varepsilon = \varepsilon(T_0) - \varepsilon(T_e)$ である。

7.7.4 今後の問題点

今回の検討ケースは1通りのみであり、今後検討ケースを増やし、本方法によるひび割れ判断の制度を向上する必要があるだろう。ひび割れ予測精度上の問題としては、コンクリート拘束試験において、コンクリート拘束試験供試体の温度履歴と、実構造物に想定される温度履歴を如何に近づけるかが挙げられよう。可変温度管理の可能な環境試験槽が準備できれば、比較的容易にこれを実現することは可能であるが、環境試験槽が準備できない場合は、温度制御の精度が低下し、試験供試体の温度履歴と、実供試体の温度履歴に乖離が生じ、ひいてはひび割れ予測精度の低下につながる。また、コンクリートの断熱温度上昇特性は、あらかじめ試験を行ってこれを求めることが望ましいが、配合条件が同じであっても実機プラントと、試験室で練り混ぜられたコンクリートとでは、温度上昇量が異なる場合があるので、供試体の温度履歴制御以外の問題点もあると考えられる。

次に、拘束を受けるコンクリートの拘束率の算定の困難さも問題点の一つと考えられる。ここで行った、マス供試体での温度ひび割れ再現試験によると、供試体上縁と下縁に局所的なひび割れが発生していたが、これらは自己収縮および内部拘束によるひび割れであったと考えられる。ここに示した簡易ひび割れ解析では、コンクリートの内部拘束を無視するとともに、インバー鋼材による拘束試験を基本としていて、拘束体側の温度変化によるひずみを考慮していない。しかし、新旧コンクリートの打ち継ぎ近傍では、拘束体となる側のコンクリートも、被拘束体となる新コンクリートの水和発熱による温度上昇（膨張）が発生し、結果的に新旧コンクリートの自己収縮ひずみの差によるひび割れが発生するものと考えられる。観測結果によると、これらのひび割れは、ヘアクラック程度であり、ひび割れ幅が外部拘束によって発生したひび割れよりも小さかったことを根拠として、これらの影響を無視したが、実構造物においては、構造物の緒元によっては、このような家庭が妥当でない場合もありえるものと考えられる。

これまで、拘束試験はいくつかの方法が提案されてきたにもかかわらず、ひび割れ発生の絶対的な評価に用いてきた実績はなく、あくまでも異なった使用材料間の相対的なひび割れ危険率の評価にとどまってきた。しかし、拘束試験そのものは、コンクリートの物性を適切に反映した結果が得られるものであり、これを有効に活用すれば、ひび割れ発生の危険度も比較的容易に実施できるものと考えられたので、ここでは、あえて試案としてコンクリートの拘束試験

結果に基づく簡易的なひび割れ評価試験方法を提案した。今後、実績を積み重ねることにより、ひび割れ予測の精度向上を図る予定である。

8. まとめ

初期温度ひび割れに関する検討結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) コンクリートの断熱温度上昇量は、単位セメント量の増加に伴い大きくなるが、その増加程度は次第に鈍くなる。特に単位セメント量が 400kg/m^3 を超えると、セメント量の増加に伴う断熱温度上昇量の増加は単位セメント量の一次式で予測するよりも小さくなる傾向にある。発泡スチロールなどの簡易断熱型枠でも、逸散熱量を適切に把握することができれば、ある程度の精度で断熱温度上昇量を予測できる。
- 2) コンクリートの引張強度は、コンクリートに生じる引張応力の応力速度が小さくなるにつれて小さくなるが、高強度コンクリートほど、応力速度の影響は小さくなる。ここで検討対象としているような高強度コンクリートでは、応力速度の低下による引張強度の減少はほぼ考慮する必要はないといえる。
- 3) 自己収縮ひずみは、水セメント比が小さくなるにつれて大きくなる。ただし、高ビーライトセメント使用時は、自己収縮ひずみは抑制される。埋め込みゲージを用いて自己収縮ひずみを測定する場合、凝結試験の始発に相当する時点までの測定結果は信頼性が乏しいが、始発以降は、ゲージごとのばらつきは小さくなる。コンクリートに温度履歴を与えた場合の自己収縮ひずみの進行は、今回の試験結果によると必ずしも有効材齢を用いて表現できるとは限らない。したがって、実際の構造物に生じる自己収縮ひずみを予測するには、実構造物に近い温度履歴を与えた供試体により収縮ひずみの測定を行う必要がある。
- 4) 鉄筋を用いてコンクリートのひずみを拘束すれば、ごく初期材齢の有効ヤング係数の目安を知ることができる。一方、線膨張係数の小さいインバー鋼材を拘束棒に用いることにより温度低下域での有効ヤング係数を求めることができる。
- 5) 大型供試体を用いて温度ひび割れの予測精度の確認を行った。コンクリートの熱特性、収縮特性を用いて応力解析を行った結果、やや実際よりも早くひび割れが生じる予測結果が得られた。この原因として、有効ヤング係数の設定などに問題があったものと考えられ、拘束試験で得られる有効ヤング係数を温度応力解析に反映する必要があると考えられる。

参考文献

- 1)建設省土木研究所コンクリート研究室・(社)プレストレストコンクリート建設業協会：現場打ち高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書224号(1999年)
- 2)土木学会：コンクリート技術シリーズ14、最新のマスコンクリート技術、平成8年
- 3)日本コンクリート工学協会：品質評価試験方法研究委員会報告書、1998年
- 4)吉本彰、長谷川博、兼行啓治、白土博明：純引張強度試験用コンクリート供試体に関する研

究、セメント技術年報32、1978

- 5) 丁海文、河野広隆、渡辺博志、佐藤重人：高強度コンクリートの線膨張係数に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.22, No.2, 2000

高強度コンクリートの塩害耐久性に関する検討

1. まえがき

道路用コンクリート構造物の耐久性を確保するための対策はこれまでも講じられてきたところであり、例えば、塩害については昭和59年に策定された塩害対策指針に則った設計・施工が実施されてきた。塩害対策指針の施行によりコンクリート構造物の塩害の被害はかなり軽減されてきたと考えられる。しかし、近年コンクリート構造物のストックが膨大な数に上り、今後の構造物の維持管理負担を軽減する必要性が高まる状況にあり、新設構造物については、その長寿命化が一層重要になってきた。

コンクリート構造物の耐久性の確保に関しては、これまで、いわゆる仕様規定に準拠する形で実施されてきたが、現在では耐久性の予測を行い、あらかじめ設定された耐久性能を直接照査する手法に移行しつつある。このような照査手法を導入することにより、これまで曖昧にされてきた構造物の寿命に対して、明確な目標が設定されるとともに、これを満足するための手段として、仕様で拘束されることなく、自由度の高い選択が可能となりつつある。さらに、ライフサイクルコストの概念の導入により、初期コストの増加により採用が見合わされてきたものについても、維持管理コストを含めたトータルコストに優れるものであれば、これを用いることが可能な状況になりつつある。

高強度コンクリートは、力学的な特性だけではなく、塩分などの透過性が小さいため、耐久性にも優れたものとなることが予想される。しかし、あくまでも定性的な評価にとどまっていた、定量的な評価がなされなければ、耐久性を考慮した設計として高強度コンクリートの採用が可能になるわけではない。すなわち、高強度コンクリートについて、塩分透過性などの物性を定量化し、耐久性能を照査できるものとしなければ、耐久性の面から高強度コンクリートを実用化するまでには至らないと考えられる。

ここでは、高強度コンクリートの耐塩害性能に着目し、暴露試験や塩分浸透性試験を実施し、高強度コンクリートの耐久性能を定量的に把握することとした。

試験内容は、以下の通りである。

①暴露試験

飛来塩分量調査、コンクリート中の塩分分布、RC供試体の鉄筋腐食調査

②室内塩分浸透試験

塩水浸せき試験

2. 使用材料

2.1 配合

単位ペースト量、水セメント比W/Cをパラメータとして設定した。細骨材率はいずれの配合も40%で一定とした。配合条件は表-2.1に示す6種類の配合とした。その際、W/C=30%の配合を基準とし配合選定を行うことにより全ての配合を決定した。以下に使用したコンクリートの配合を示す。

表-2.1 配合一覧表

配合	W/C (%)	s/a (%)	単位容積質量(kg/m ³)				SP-8S (%)	775-S (%)	ペースト量 (l/m ³)
			W	C	S	G			
No.1	30	40	150	500	669	1,031	1.8	0.006	310
No.2	40	40	173	433	669	1,031	1.2	0.006	310
No.3	55	40	196	356	669	1,031	0.5	0.006	310
No.4	30	40	130	433	711	1,096	2.5	0.006	268
No.5	30	40	173	577	620	956	1.5	0.006	357
No.6	25	40	173	692	583	898	2.3	0.006	393

セメント：早強ポルトランドセメント

細骨材：鬼怒川産川砂

粗骨材：岩瀬産碎石2005

混和剤：高性能AE減水剤(SP-8S)

空気量調整剤(775S)

2.2 圧縮強度試験結果

標準養生と気中養生(大型ブロックまたはRC部材と同じ環境)で養生を行った2種類の供試体につき圧縮強度(材齢28日)、弾性係数の測定を行った。フレッシュコンクリートの物性を表-2.3、圧縮強度試験結果を表-2.2に示す。

表-2.2 圧縮強度試験結果

配合番号	水セメント比 W/C(%)	単位水量 W(kg/m ³)	標準養生(N/mm ²)			気中養生(N/mm ²)		
			圧縮強度		弾性係数	圧縮強度		弾性係数
No.1	30	150	68.1	67.2	3.40E+04	59.1	60.5	3.22E+04
			65.0			59.2		
			68.5			63.2		
No.2	40	173	49.6	52.4	3.01E+04	45.3	45.7	3.01E+04
			53.1			45.6		
			54.6			46.1		
No.3	55	196	39.8	39.6	3.37E+04	34.7	34.1	2.88E+04
			40.2			32.5		
			38.9			35.1		
No.4	30	130	58.8	60.2	3.44E+04	52.2	53.4	3.52E+04
			60.1			54.1		
			61.7			53.8		
No.5	30	173	74.5	75.3	3.58E+04	69.8	68.1	3.39E+04
			79.3			66.8		
			72.1			67.6		
No.6	25	173	84.4	86.6	3.43E+04	74.4	74.4	3.29E+04
			84.2			70.2		
			91.1			78.5		

表-2.3 フレッシュコンクリートの試験結果

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
スランプ(cm)	23	23	18.5	23	18	—
スランプフロー(cm)	46*46	42*43	—	42*42	—	57*55
空気量(%)	6	6	4.5	9 ^{注)}	5.2	5.5
練り上がり温度 (℃)	25.5	25.5	23	26	25	26

注) バイブレータによる振動後の空気量は6.6%

3. 暴露試験

3.1 暴露試験を行った地点

本試験は地域区分Bの対策区分Iの区域である建設省北陸地方建設局信濃川下流工事事務所関屋出張所周辺の空き地(図-3.1)にて、平成9年11月5日より暴露試験を開始した。

3.2 飛来塩分量調査

土研式塩分捕集器により、飛来塩分の測定を行った。飛来塩分の測定を行った時期はH9.11(暴露開始)～H11.10までで、1ヶ月毎に採集器の回収を行った。暴露開始から平成11年10月までの測定結果を図-3.2に示す。縦軸の単位は日平均飛来塩分量($\text{mdd}=\text{mg}/\text{dm}^2/\text{day}; \text{NaCl}$)である。月毎の日平均飛来塩分量は、平成9,10年度ともに冬期である12月、1月に多くなり、平成10,11年度ともに春から夏にかけて少なくなり7月で最低値を記録した。

参考として表-3.1および表-3.2に新潟県の気象データを示す。この気象データより12月、1月は風速10m/s以上の日数が多く、1月の風向は北西である一方、7月は風速10m/s以上の日数が0日と

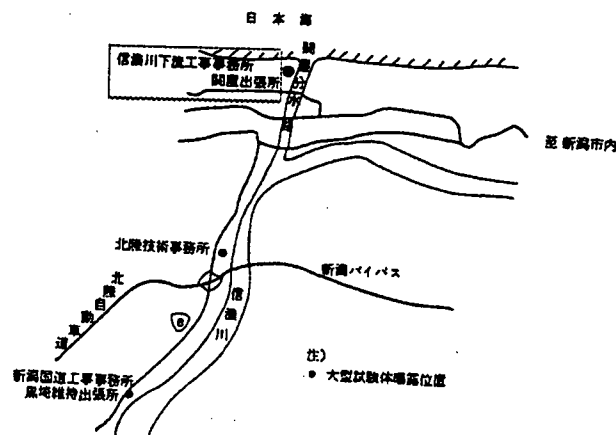


図-3.1 暴露試験場

最低であることがわかる。これより、冬期である12月、1月は北西である海からの強い風が吹くため飛来塩分量が増加し、4月～7月は比較的風が弱いため飛来塩分量が少なかったと考えられる。

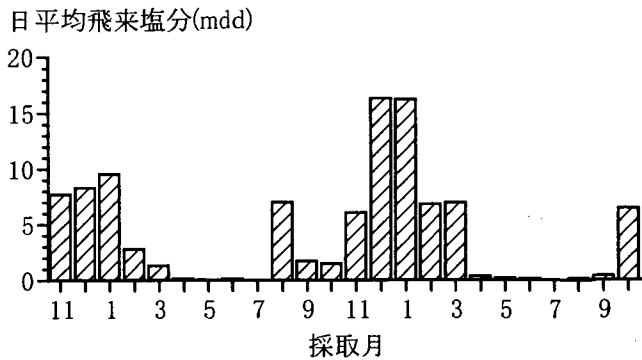


表-3.1 月別最多風向（16方位）

月	1	4	7	10
風向	NW	S	NNE	S

図-3.2 月別日平均飛来塩分量

表-3.2 日最大風速の階級別日数

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
風速10m/s以上の日数	12	7	5	3	2	1	0	1	1	3	7	10
風速15m/s以上の日数	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1

3.3 表面付着塩分量

厚さ10mmにスライスしたコンクリート供試体及びステンレス板による表面付着塩分量調査を行った(図-3.3)。コンクリート供試体は厚さ1cmにスライスした直径10cmの円盤状で、配合条件はNo.2のものである。コンクリートの円盤供試体の側面と底面は塩分の浸透を防止するため、エポキシ樹脂を塗布した。コンクリートおよびステンレス板の表面に海からの潮風が吹き付ける形で安置した。表面付着塩分測定方法は（社）日本道路協会『鋼道路橋塗装便覧』に準拠し

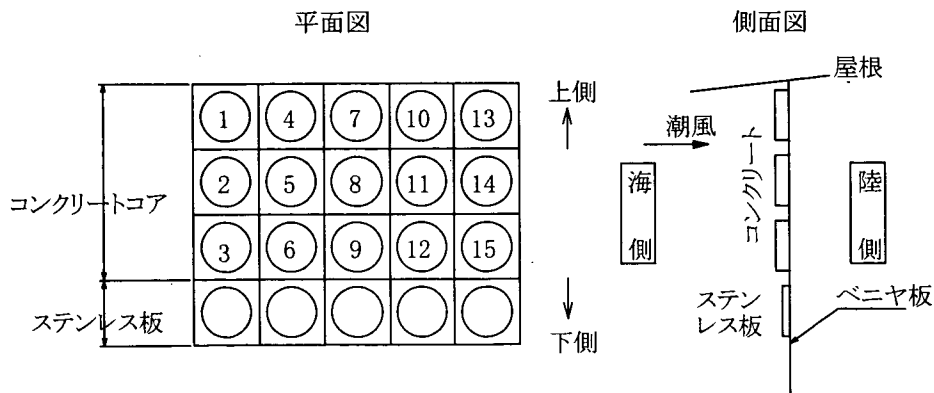


図-3.3 表面付着塩分量調査（供試体の配列）

た。暴露開始1,2年後の調査結果を表-3.3に示す。暴露開始1年後、2年後ともに最も付着塩分量が多いのはサンプル番号1,4で、最も少ないのはサンプル番号3,6であった。この原因としては、図-3.3に示すよう

に、屋根の影響により上側の方が保護されやすく、風雨による洗い流しがされにくかったためであると考えられる。

表-3.3 表面付着塩分量調査結果 (mg : NaCl)

サンプル番号	暴露開始 1 年	サンプル番号	暴露開始 2 年
1	4,723	4	3,482
2	3,269	5	3,008
3	1,800	6	1,760
ステンレス板	2,212	ステンレス板	3,405

3. 4 含有塩分量調査・中性化深さの測定

3. 4. 1 調査内容

コンクリートの塩分浸食状況を見るための試験体は、大型ブロックからコア抜きした円柱供試体について全塩分量の測定、中性化深さの測定を行った。コアの採取位置を図-3.4,図-3.6に示す。円柱供試体は暴露開始1年後に18本(6配合×3本)、2年後に12本(6配合×2本)採取した。

a)含有塩分量調査

[暴露開始1年後]

採取した円柱供試体3本のうち3段目の1本については海側および小屋側の両表面から50mmまで10mm間隔に切断し、それぞれ試料調整を行った後、全塩分量を測定した。また、残りの2本

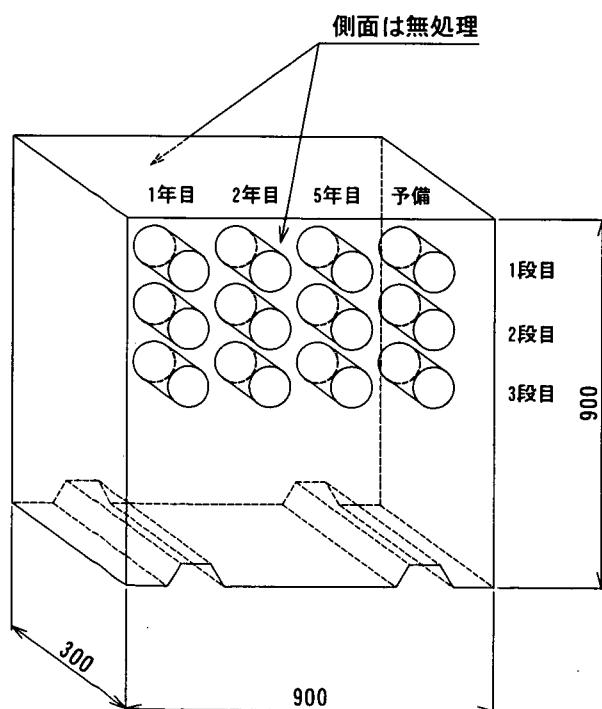


図-3.4 大型ブロック供試体

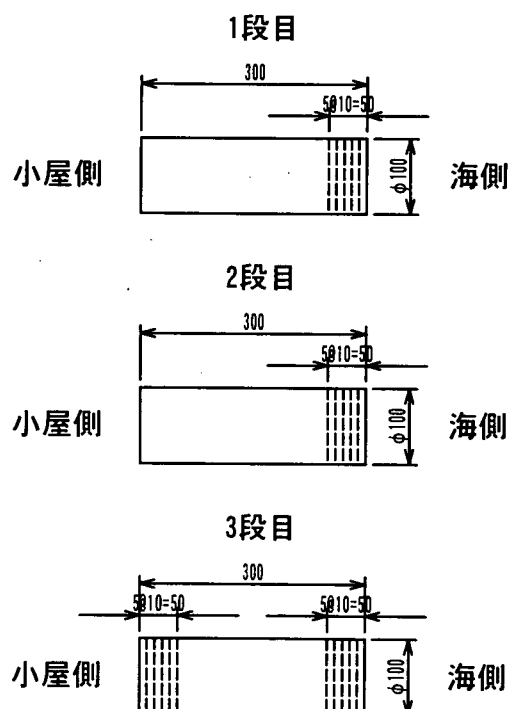


図-3.5 円柱供試体のスライス方法

については海側のみ表面から50mmまで10mm間隔に切断(図-3.5)し、それぞれ試料調整を行った後、全塩分量を測定し単位塩化物イオン量を求めた。試験方法は、JCI-SC4(全塩分量方法塩化物イオン選択性電極を用いた電位差滴定法)に準拠し測定した。

[暴露開始2年後]

採取した円柱供試体全数について海側および小屋側の両表面から50mmまで10mm間隔に切断(図-3.7)し、それぞれ試料調整を行った後、全塩分量を測定した。

試験方法は、「コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに基準(案) (社)日本コンクリート工学協会」を参考とした。

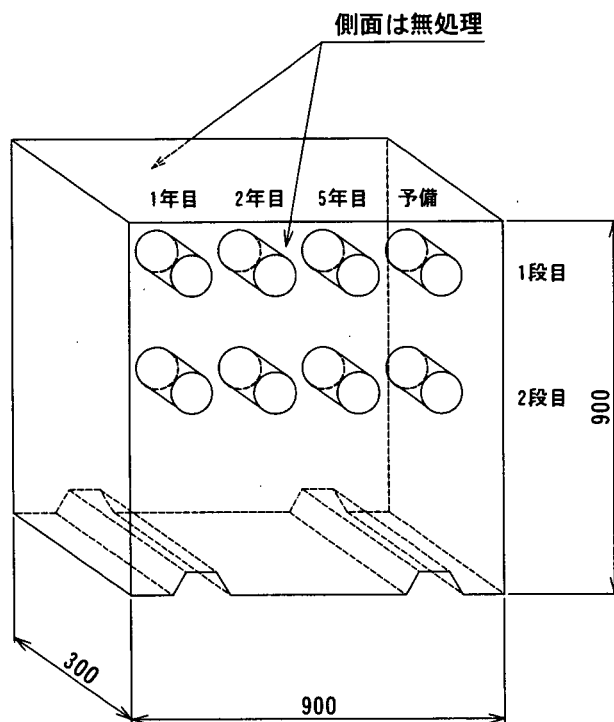


図-3.6 大型ブロック供試体

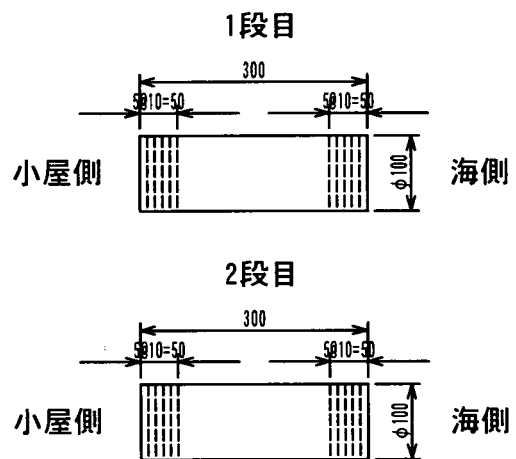


図-3.7 円柱供試体のスライス方法

b) 中性化深さの測定

コア抜きした円柱供試体の表面に、フェノールフタレイン1%エタノール溶液を噴霧する。供試体表面から紅色の発色点までトレースし、最大・最小の中性化深さ、非着色部分の面積を測定し、下式により平均の中性化深さを求めた。

$$\text{平均中性化深さ} = \frac{\text{中性化部分の面積(mm}^2\text{)}}{\text{供試体表面の長さ(mm)}}$$

3. 4. 2 コンクリート中の塩分浸透状況

暴露試験供試体に浸透した塩分の測定結果について表-3.4 (暴露一年後) および表-3.5 (暴露二年後) に示す。

暴露開始1年後、2年後、1年後と2年後の比較より以下のことが確認された。

表-3.4 含有塩分量調査結果(暴露開始1年後) ($\text{Cl}^- \text{ kg/m}^3$)

配合	調査位置	表面からの距離(区間) (cm)				
		0~1	1~2	2~3	3~4	4~5
No. 1	海-1段目	1.185	0.150	0.143	0.147	0.135
	海-2段目	1.498	0.157	0.154	0.098	0.137
	海-3段目	0.911	0.167	0.080	0.149	0.147
	海側平均	1.198	0.158	0.126	0.131	0.139
	小屋-3段目	3.073	0.195	0.151	0.133	0.063
No. 2	海-1段目	0.916	0.122	0.071	0.147	0.130
	海-2段目	0.998	0.176	0.141	0.141	0.105
	海-3段目	0.967	0.168	0.067	0.152	0.144
	海側平均	0.960	0.155	0.093	0.147	0.126
	小屋-3段目	3.001	0.373	0.148	0.088	0.145
No. 3	海-1段目	1.011	0.254	0.146	0.153	0.152
	海-2段目	0.813	0.175	0.150	0.154	0.143
	海-3段目	1.142	0.226	0.077	0.077	0.137
	海側平均	0.989	0.218	0.124	0.128	0.144
	小屋-3段目	2.703	1.590	0.204	0.147	0.107
No. 4	海-1段目	0.824	0.144	0.135	0.074	0.154
	海-2段目	1.029	0.146	0.074	0.081	0.099
	海-3段目	0.838	0.116	0.111	0.141	0.133
	海側平均	0.897	0.135	0.107	0.099	0.129
	小屋-3段目	3.367	0.146	0.120	0.145	0.079
No. 5	海-1段目	1.290	0.190	0.150	0.083	0.157
	海-2段目	0.717	0.138	0.154	0.155	0.153
	海-3段目	1.028	0.254	0.158	0.152	0.157
	海側平均	1.012	0.194	0.154	0.130	0.155
	小屋-3段目	3.276	0.184	0.109	0.106	0.164
No. 6	海-1段目	1.765	0.185	0.166	0.168	0.102
	海-2段目	1.127	0.222	0.142	0.122	0.201
	海-3段目	0.848	0.235	0.145	0.152	0.151
	海側平均	1.247	0.214	0.151	0.147	0.151
	小屋-3段目	2.743	0.184	0.095	0.167	0.083

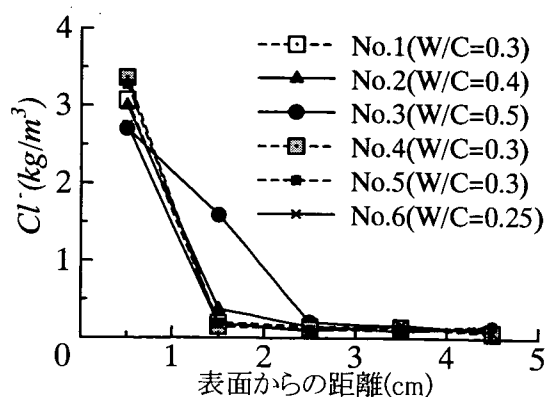
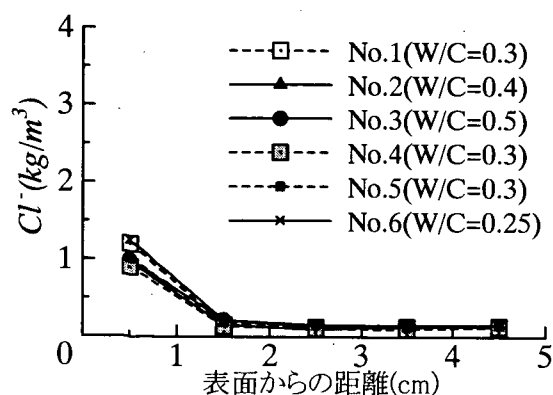


図-3.8 コンクリート供試体中の塩分分布 (暴露1年、左：海側、右：小屋側)

表-3.5 含有塩分量調査結果(暴露開始2年後) ($\text{Cl}^- \text{ kg/m}^3$)

配合	調査位置	表面からの距離(区間) (cm)				
		0.5(0~1)	1.5(1~2)	2.5(2~3)	3.5(3~4)	4.5(4~5)
No. 1	海-1段目	2.304	0.135	0.073	0.108	0.076
	海-2段目	2.056	0.101	0.071	0.070	0.086
	海側平均	2.180	0.118	0.072	0.089	0.081
	小屋-1段目	8.560	0.596	0.100	0.097	0.095
	小屋-2段目	7.306	0.127	0.077	0.088	0.059
	小屋側平均	7.933	0.362	0.089	0.093	0.077
No. 2	海-1段目	2.019	0.082	0.081	0.055	0.060
	海-2段目	1.888	0.132	0.082	0.147	0.081
	海側平均	1.954	0.107	0.082	0.101	0.071
	小屋-1段目	8.793	2.793	0.066	0.098	0.075
	小屋-2段目	8.313	2.789	0.117	0.064	0.004
	小屋側平均	8.553	2.791	0.092	0.081	0.039
No. 3	海-1段目	1.006	0.289	0.048	0.081	0.084
	海-2段目	1.250	0.202	0.100	0.064	0.068
	海側平均	1.128	0.246	0.074	0.073	0.076
	小屋-1段目	5.184	4.192	0.990	0.047	0.039
	小屋-2段目	6.331	4.939	1.585	0.153	0.083
	小屋側平均	5.758	4.566	1.288	0.100	0.061
No. 4	海-1段目	1.732	0.087	0.065	0.065	0.045
	海-2段目	1.499	0.093	0.065	0.098	0.069
	海側平均	1.616	0.090	0.065	0.082	0.057
	小屋-1段目	5.419	0.253	0.069	0.062	0.075
	小屋-2段目	5.603	0.307	0.062	0.075	0.041
	小屋側平均	5.511	0.280	0.066	0.069	0.058
No. 5	海-1段目	1.908	0.075	0.066	0.065	0.075
	海-2段目	1.354	0.134	0.058	0.040	0.053
	海側平均	1.631	0.105	0.062	0.053	0.064
	小屋-1段目	6.552	0.228	0.063	0.076	0.075
	小屋-2段目	5.185	0.132	0.093	0.064	0.096
	小屋側平均	5.869	0.180	0.078	0.070	0.086
No. 6	海-1段目	1.793	0.121	0.110	0.043	0.070
	海-2段目	1.583	0.109	0.103	0.124	0.097
	海側平均	1.688	0.115	0.107	0.084	0.084
	小屋-1段目	5.633	0.101	0.044	0.061	0.094
	小屋-2段目	4.117	0.099	0.058	0.090	0.096
	小屋側平均	4.875	0.100	0.051	0.076	0.095

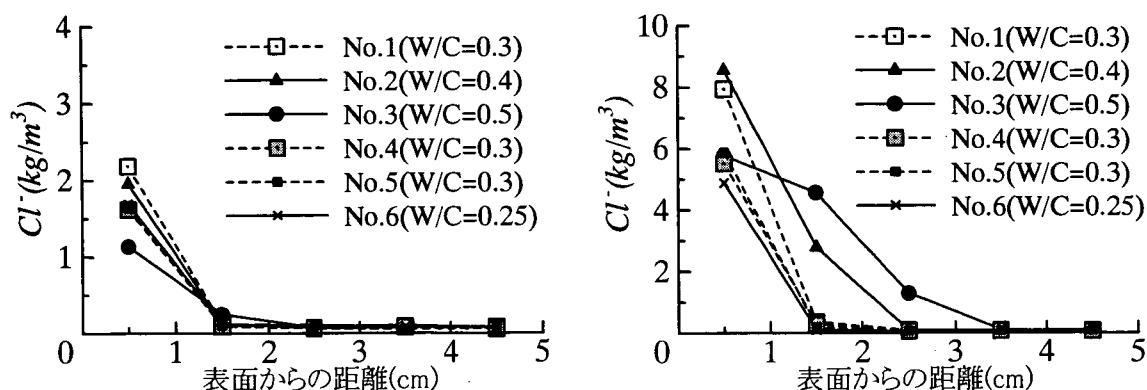


図-3.9 コンクリート供試体中の塩分分布 (暴露2年、左:海側、右:小屋側)

表面から1～2cm位置の小屋側に着目すると含有塩分量が最も多い配合はNo.3であることがわかる。また、配合No.3ほどではないが配合No.2の含有塩分量は配合No.1,4～6と比較して若干多めである。そして、配合No.2,3以外については表面から1cm以上の位置で海側、小屋側の含有塩分量の値はほとんど変わらず低値を示している。

同一W/Cで単位ペースト量が異なる供試体No.1, No.4, No.5の間には明確な差が認められなかった。

暴露面の違いについて言えば、表面から1cmまでの位置では、いずれの配合でも小屋側の含有塩分量は海側の約3倍である結果となった。従って、ここで行っている暴露試験では、供試体表面が海岸に面しているよりもむしろ、背面の小屋に面している側のほうが、塩分供給量が多いと考えられる。

(暴露開始2年後)

表面から1～2cm、2～3cm位置の小屋側に着目すると含有塩分量が最も多い配合はNo.3である。また、配合No.2は表面から1～2cmの位置で含有塩分量が多めである。そして、配合No.2,3以外の配合では表面から1cm以上の位置で海側、小屋側の含有塩分量の値はほとんど変わらず低値を示している。

一方、海側については表面から1～2cmの位置で配合No.3の塩分含有量が他配合と比較して若干多めであるものの全体的に表面から0～1cmの位置での塩分浸透が目立つ。

なお、暴露開始1年後同様海側より小屋側の方が含有塩分量が多い結果となった。

(暴露開始1年後と2年後の比較)

海側、小屋側ともに表面から0～1cmの位置で含有塩分量が増加している。しかし、海側では表面から1cm以上の位置で1年後と2年後の含有塩分量はほとんど変わらないが、小屋側では配合No.2,3では1年後よりも深い位置まで塩分浸透が進行していることがわかる。

以上のことより以下のことが推測される。

- ・水セメント比の最も高い(W/C=55%)配合No.3が最も塩分浸透が進んでおり、次いで水セメント比の高い(W/C=40%)配合No.2が塩分浸透が進んでいる。これより水セメント比の高い配合ほど塩分浸透が進行しやすいと考えられる。
- ・暴露開始1,2年後ともに海側より小屋側の方が塩分浸透が進行していた。この原因として、海側では風雨により表面に付着した塩分が洗い流されやすいが、小屋側は風雨の影響を受けにくいためであると考えられる。

なお、中性化の進行はいずれの供試体についても認められなかった。

3.5 鋼材腐食調査

3.5.1 調査内容

防食性能を見るため、かぶり厚を変え鉄筋(D13)を配置した試験体を用意した。供試体の形状を図-3.10に示す。供試体の養生方法は、材令1日で脱型し、材令3日まで湿潤養生、以後材令28日まで気中養生(温度：20℃ 湿度：60%)とした。そして、材令36日(平成9年11月5日)からの屋

外暴露開始とした。

エポキシ樹脂の塗布及びひび割れの導入は、材令21日から材令28日までの1週間の間に行った。ひび割れの導入は、荷重を除去した後、土木学会コンクリート標準示方書設計編に準拠し許容ひび割れ幅(特に厳しい腐食性環境 0.0035c)となるように曲げ载荷を行い、ひび割れを入れた。試験体種類を表-3.6に、暴露開始1,2年後の調査項目を表-3.7示す。供試体に導入したひび割れ幅の目標値と実測値を表-3.8に示す。

なお、試験体の回収解体調査は暴露開始後2年、5年、10年目を予定している。

3.5.2 外観調査結果

供試体の外観調査は、劣化程度、剥離、鋼材に沿うひび割れ及び錆汁などの変状の有無を主たる項目とし、必要に応じてひび割れ部の位置や長さ、幅などを記録した。また、あらかじめひび割れを導入してある試験体の場合には、その試験の目的に応じて該当する個所を観察・測

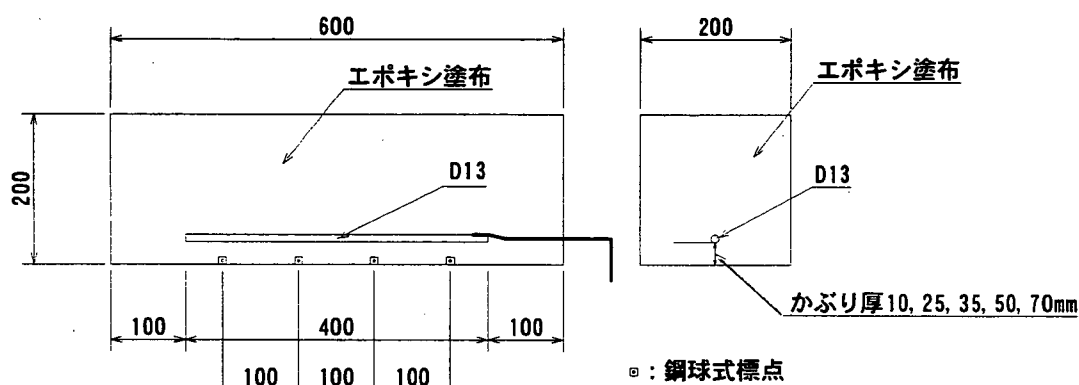


図-3.10 供試体図

表-3.6 供試体種類

配合条件	かぶり(mm)	供試体本数	供試体番号	ひび割れ供試体
No.1	10	1	No.1-10-1	なし
	25	4	No.1-25-1～No.1-25-4	No.1-25-4
	35	4	No.1-35-1～No.1-35-4	No.1-35-4
	50	4	No.1-50-1～No.1-50-4	No.1-50-4
	70	2	No.1-70-1～No.1-70-2	No.1-70-2
No.2	10	1	No.2-10-1	なし
	25	3	No.2-25-1～No.2-25-3	なし
	35	3	No.2-35-1～No.2-35-3	なし
	50	3	No.2-50-1～No.2-50-3	なし
	70	1	No.2-70-1	なし
No.3	10	1	No.3-10-1	なし
	25	3	No.3-25-1～No.3-25-3	なし
	35	3	No.3-35-1～No.3-35-3	なし
	50	3	No.3-50-1～No.3-50-3	なし
	70	1	No.3-70-1	なし

表-3.7 調査項目

調査項目	初年度	暴露一年後	暴露二年後
外観調査	—	実施	実施
ひび割れ幅測定	実施	実施	—
自然電位測定	実施	実施	—
分極抵抗測定	実施	実施	—
回収後調査	—	—	実施

表-3.8 供試体のひび割れ幅

供試体	No.1-70-2	No.1-50-4	No.1-35-4	No.1-25-4
目標ひび割れ幅(mm)	0.245	0.175	0.123	0.088
導入ひび割れ幅(mm)	0.256	0.18	0.135	0.098

定対象とした。

暴露開始1,2年後とも各試験体でひび割れ及び錆汁などの変状は見られなかった。

3. 5. 3 自然電位の測定

自然電位測定法は、コンクリート中の鋼材の腐食現象に対する情報を得るための電気化学的手法であり、電位の変化から鋼材の腐食性を判定する方法である。測定箇所を図-3.11に示す。

本試験では、埋設されている鉄筋に取り付けたリード線と電位差計の端子を接続させ、コンクリート表面に鉛照合電極を当て高入力抵抗電圧計により鉛照合電極と鉄筋との間の電位差を測定した。測定電圧は飽和硫酸銅電極による電位(CSE)

に換算した。なお、測定範囲は横15cm×縦60cmとし、測定面は十分に湿潤させてから測定を行った。測定材齢は、暴露時及び暴露後1年目である。測定された自然電位の値からは、腐食は生じていないと考えられるが、一部の供試体では、ASTM規準によると不確定な領域に達している結果となった。

[試験体No.1-35-3]

36測点中4測点で、 $-350 \leq E \leq -200$ ：不確定であった。

[試験体No.3-50-1]

36測点中3測点で、 $-350 \leq E \leq -200$ ：不確定であった。

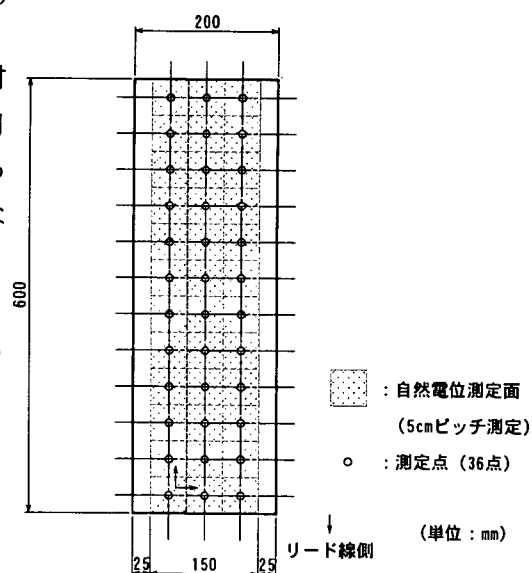


図-3.11 自然電位測定箇所

3. 5. 4 分極抵抗(交流インピーダンス)の測定

分極抵抗法は、コンクリート中の鋼材の腐食速度に対する情報を得るための電気化学的手法である。測定箇所を図-3.12に示す。

本試験では、埋設されている鉄筋に取り付けたリード線と腐食計の端子を接続させ、コンクリート表面に腐食センサーを当て以下に示した測定条件で分極抵抗を測定した。測定面は十分に湿潤させてから測定した。

[測定条件]

周波数：0.01Hz(パルス周期100秒)

電流レンジ：10 μ A(液抵抗測定用パルス周波数1.7kHz)

測定気温：20℃

自然電位および分極抵抗測定結果を資料集にまとめて示す。

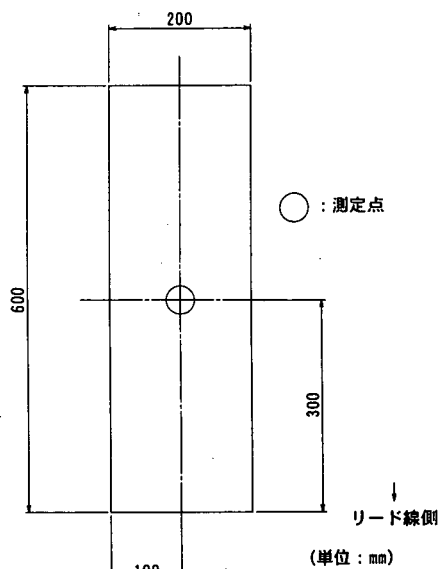


図-3.12 分極抵抗の測定位置

3.5.5 回収後調査

暴露開始2年後に9体の試験体を回収した。なお、当初はNo.1-50-3、No.2-50-1、No.3-50-1も回収する予定であったが、今回この3体については回収していない。調査項目を以下に示す。

- ・鋼材周辺塩分量の測定
- ・鋼材の外観観察
- ・鋼材径の測定
- ・重量変化率の測定
- ・腐食度の測定
- ・侵食度の測定

なお、腐食生成物の除去は以下の方法により行った。

クエン酸二アンモニウム水溶液10wt%中にインヒビター0.3%添加し、液温60 $\pm$ 5℃で15分間の処理を行い、錆が浮き上がってきた状態で鋼材表面をワイヤーブラシでこすり、錆を丁寧に除去した。但し、15分間で錆が除去出来ない場合は、上記の操作を繰り返し行った。

錆落としの一連の流れを図-3.13に示す。

a) 鋼材周辺塩分量の測定

測定位置を図-3.14に示す。試験体中央において、鋼材両側のコンクリートをコア抜き(図中の破線部)し、鋼材位置の中心より上下10mmの部分(図中の斜線部)について全塩分量の測定を行う

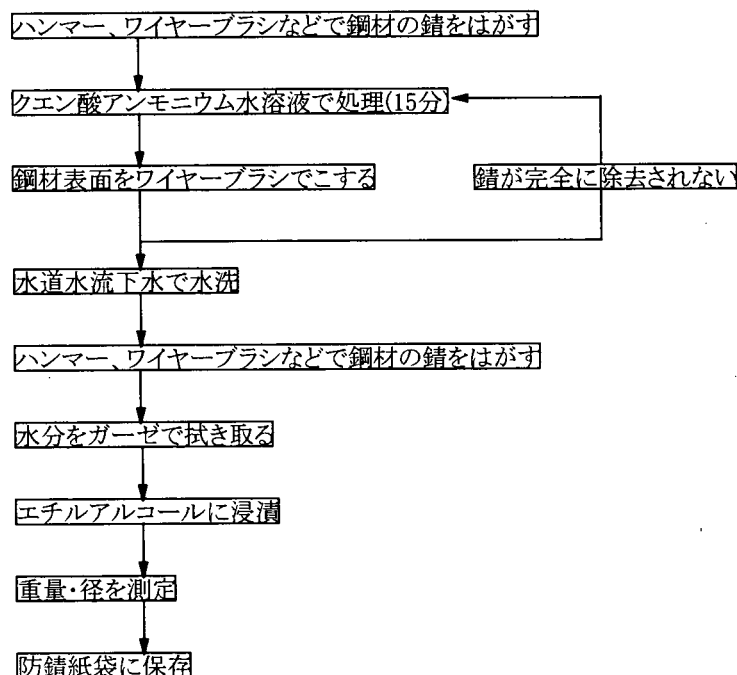


図-3.13 錆落とし

た。サンプリング位置を表-3.9に示す。測定方法は、含有塩分量調査と同じ方法をとった。なお、コアの高さは十分に資料採取が行える範囲とする。

表-3.9 サンプリング位置

供試体 No.	配合		かぶり(cm)	ひび割れ	サンプリング位置 表面より(mm)
	W/C(%)	W(kg/m ³)			
1-10-1	30	150	1.0	無し	6.5~26.5
1-25-1			2.5		21.5~41.5
1-35-1			3.5		31.5~51.5
2-10-1	40	173	1.0		6.5~26.5
2-25-1			2.5		21.5~41.5
2-35-1			3.5		31.5~51.5
3-10-1	55	196	1.0		6.5~26.5
3-25-1			2.5		21.5~41.5
3-35-1			3.5		31.5~51.5

コンクリート中の全塩分量の測定結果を表-3.10に示す。最も水セメント比の高い配合(W/C=55%)No.3が、どのかぶりにおいても最も含有塩分量が多い結果となった。配合No.1,2に着目するとかぶり1.0cmでは配合No.2が配合No.1より含有塩分量が多い結果となったが、かぶり2.5cm、3.0cmでは含有塩分量はほとんど差が見られなかった。これより、水セメント比の高い配合ほど塩分浸透が進行しやすいと考えられる。

コンクリート中の鋼材の発錆限界は、一般的に全塩分量で1.2kg/m³程度とされている。今回の

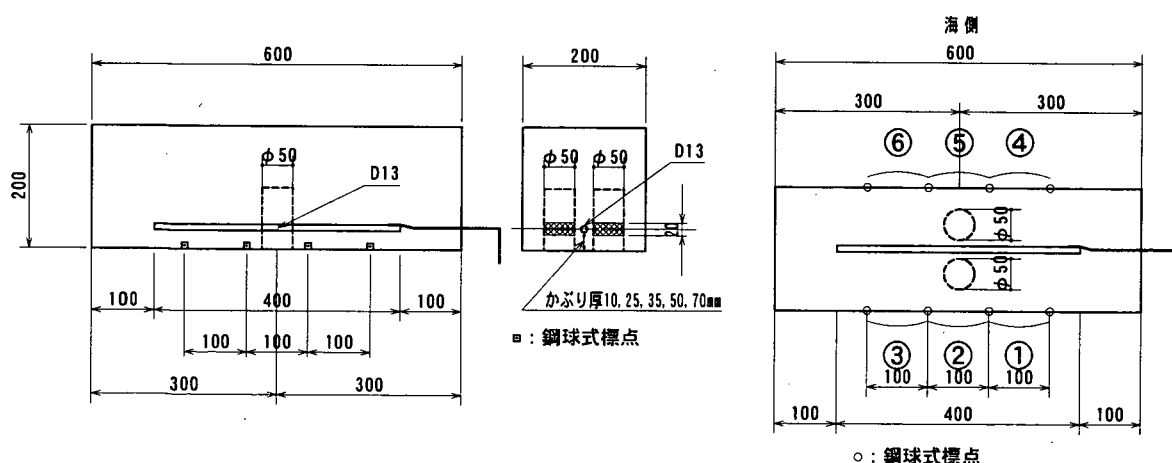


図-3.14 供試体かぶり位置でのサンプル採取

測定結果によると、供試体の配合条件No.3のものでは1cmかぶり程度の位置で1.7kg/m³の塩分が浸透していて、この供試体のみ発錆限界を超えていることが分かる。

b) 鋼材の外観観察結果

鋼材取り出し直後の外観観察を図-3.14

に示す。図では供試体の下面を中心としている。各供試体の発錆状況を表-3.17に示す。鋼材の腐食が最も進行していたのは供試体No.3-10-1であり、リード線口から約170mm位置付近、下面の小屋側よりに黒、茶、赤茶色などの複数の色が混ざっている状態の発錆が認められ、リード線口より約420mm位置でも茶色の薄い錆層が確認された。錆による最大侵食深さは0.15mmであった。その他の供試体については、発錆していないか、発錆していたとしてもごくわずかな黄色または茶色の点錆程度であった。錆による侵食深さは0.05mm以下であった。

c) 鋼材の腐食量の測定

供試体中に埋め込まれている鉄筋の腐食状況を定量的に把握するために、鉄筋径、鉄筋重量変化率、腐食度、侵食度を測定した。

径については鋼材に付着した腐食生成物の除去前後の鋼材径をノギスで測定した。測定箇所は、鋼材が異型なためリブ部、節部、凹部それぞれにつき数箇所測定し平均値を求めた。

重量変化率は、腐食生成物を除去した後の重量と当初の重量との差から、重量変化率を次式により計算した。

表-3.10 鋼材周辺塩分量結果Cl⁻ kg/m³

配合	かぶり(cm)		
	1.0	2.5	3.5
No.1	0.24	0.03	0.04
No.2	0.65	0.03	0.05
No.3	1.71	0.1	0.07

表-3.11 供試体中の鉄筋の発錆状況

供試体No.	発錆状況
1-10-1	発錆なし
1-25-1	発錆なし
1-35-1	リード線側から約100mm、下面位置に薄いわずかな点錆(2箇所)
2-10-1	リード線側から約220mm、海側位置に薄いわずかな点錆(1箇所)
2-25-1	リード線側から約220mm、小屋側位置に薄いわずかな点錆(1箇所)
2-35-1	発錆なし
3-10-1	・ リード線側から約100mm、下面位置に薄いわずかな点錆(2箇所) ・ リード線口から約170mm、下面小屋側よりに黒、茶、赤茶色などの複数の色が混ざっている状態の発錆 ・ リード線口より約420mm、下面小屋側よりに茶色の薄い錆層
3-25-1	発錆なし
3-35-1	・ リード線側から約230mm、上面海側よりに薄いわずかな点錆(4箇所) ・ リード線側から約250mm、下面海側よりに薄いわずかな点錆(1箇所) ・ リード線側から約270mm、海側よりに薄いわずかな点錆(2箇所)

$$\text{重量変化率(\%)} = \frac{\text{当初の重量}(mg) - \text{腐食生成物除去後の重量}(mg)}{\text{当初の重量}(mg)} \times 100$$

腐食度については腐食生成物を除去した鋼材の重量より、次式により計算した。

$$\text{腐食度}(mdd) = \frac{\text{試験前の重量}(mg) - \text{腐食生成物除去後の重量}(mg)}{\text{鋼材の表面積}(dm^2) \times \text{試験日数}(day)}$$

ここで、腐食度の単位であるmddは、ミリグラムで表した1平方デシメートル($1dm^2=100cm^2$)の表面積あたりの1日間の腐食量($mg/dm^2/day$)である。

侵食度は、鋼材表面が腐食によって失われてゆく単位時間当たりの深さであり、次式により計算した。ここで、鋼材の密度は $7.85g/cm^3$ である。

$$\text{侵食度}(mm/年) = \frac{\text{腐食度}(mdd) \times 365 \times 10^{-4}}{\text{鋼材の密度}(g/cm^3)}$$

以上の測定結果を表-3.12に供試体中の鉄筋の腐食による重量変化率・腐食度・侵食度の測定結果を示す。表-3.13に鋼材径の変化を示す。2年間の暴露によりわずかに鋼材腐食が進行していたが、重量変化率はきわめて小さく、腐食生成物の重量や鉄筋径の減少について、供試体間に際立った差は認められなかった。ただし、水セメント比の大きい供試体No.3のシリーズでは、やや重量変化が大きくなっていると思われる。

今回、暴露開始後2年目にコンクリート中の鉄筋をはつり出し、重量減少率や径の変化を測定したが、鉄筋の腐食状況はいずれも軽微であり、供試体間の差については言及できない状態であった。今後も引き続き暴露試験は継続する予定であり、データが得られた段階で報告したい。

表-3.12 コンクリート中の鉄筋の腐食程度

供試体No.	当初の重量(g)	腐食生成物除去後の重量(g)	腐食生成物重量(g)	重量変化率(%)	腐食度(mdd)	侵食度(mm/年)
No. 1-10-1	476.53	474.62	1.91	0.402	1.285	0.060
No. 1-25-1	476.47	474.81	1.66	0.348	1.125	0.052
No. 1-35-1	477.39	475.80	1.59	0.334	1.076	0.050
No. 2-10-1	476.28	475.21	1.07	0.225	0.726	0.034
No. 2-25-1	477.47	476.31	1.16	0.244	0.789	0.037
No. 2-35-1	473.85	473.61	0.24	0.051	0.164	0.008
No. 3-10-1	474.50	471.73	2.77	0.584	1.861	0.086
No. 3-25-1	477.78	473.97	3.81	0.798	2.591	0.120
No. 3-35-1	477.15	474.48	2.67	0.560	1.803	0.084

表-3.13 腐食生成物の除去前後の鋼材径の測定結果 (単位:mm)

供試体No.	測定箇所	腐食生成物除去前	腐食生成物除去後	錆除去前後の差
No. 1-10-1	凹部	12. 4	12. 1	0. 3
	節部	12. 9	12. 7	0. 2
	リブ部	13. 3	13. 2	0. 1
No. 1-25-1	凹部	12. 2	12. 0	0. 2
	節部	12. 8	12. 8	0. 1
	リブ部	13. 2	13. 3	-0. 1
No. 1-35-1	凹部	12. 2	12. 0	0. 2
	節部	12. 4	12. 4	0. 0
	リブ部	13. 4	13. 2	0. 2
No. 2-10-1	凹部	12. 3	12. 3	0. 0
	節部	12. 7	12. 7	0. 0
	リブ部	13. 2	13. 2	0. 0
No. 2-25-1	凹部	12. 2	12. 0	0. 2
	節部	12. 9	12. 9	0. 1
	リブ部	13. 3	13. 1	0. 2
No. 2-35-1	凹部	12. 1	12. 2	-0. 1
	節部	12. 8	12. 6	0. 2
	リブ部	13. 3	13. 3	0. 0
No. 3-10-1	凹部	12. 1	12. 1	0. 0
	節部	12. 8	12. 5	0. 3
	リブ部	13. 6	13. 3	0. 3
No. 3-25-1	凹部	12. 1	12. 1	0. 0
	節部	12. 8	12. 7	0. 2
	リブ部	13. 3	13. 1	0. 2
No. 3-35-1	凹部	12. 2	12. 2	0. 0
	節部	12. 8	12. 6	0. 2
	リブ部	13. 4	13. 3	0. 1

3. 6 室内試験

コンクリートの塩分浸透性について、実構造物での塩分浸透予測データを得るには、屋外の飛来塩分の多い環境で暴露試験を実施することが望ましいが、実環境における暴露試験では、塩分の浸透速度が遅いとともに、局所的な塩分供給量に差が生じるため、コンクリートの配合条件の違いによる塩分浸透性を相対的に比較することが難しくなる。

ここでは、コンクリートの配合条件の差が塩分浸透性に与える影響を比較的短期間のうちに相対的に比較するため、5%塩水中に供試体を浸せきし、塩分浸透状況の測定を行った。浸せき開始材齢は、コンクリート打込み後約2ヶ月後（55日材齢）とした。

測定項目は、コンクリート供試体の単位堆積質量、および、浸せき開始後4週、13週、52週目にコンクリート中の塩分量の分析を行った。

3. 6. 1 単位容積質量試験

材令4,13,52週に単位容積質量試験を行った。

試験結果を表-3.14に示す。

表-3.14 単位容積質量試験結果

材 齢	試料 名	単位 ペースト量 (l/m^3)	W/C (%)	水中 質量 (g)	表乾 質量 (g)	絶乾 質量 (g)	表乾単位 容積質量 (kg/m^3)	絶乾単位 容積質量 (kg/m^3)	吸水率 (%)
4 週	No.1	310	30	689.2	1220	1167	2299	2199	4.6
	No.2	310	40	661.9	1190	1118	2254	2118	6.4
	No.3	310	55	714.0	1243	1171	2349	2213	6.2
	No.4	268	30	658.6	1171	1121	2287	2191	4.4
	No.5	357	30	727.4	1260	1208	2366	2267	4.3
	No.6	393	25	734.2	1265	1218	2384	2296	3.8
13 週	No.1	310	30	910.8	1597	1533	2327	2233	4.2
	No.2	310	40	903.6	1599	1513	2300	2178	5.6
	No.3	310	55	1008.5	1755	1656	2352	2220	5.9
	No.4	268	30	968.7	1722	1652	2286	2194	4.2
	No.5	357	30	1029.8	1779	1710	2374	2282	4.0
	No.6	393	25	1010.2	1753	1689	2361	2275	3.8
52 週	No.1	310	30	1042.0	1819	1750	2341	2253	3.9
	No.2	310	40	851.1	1507	1427	2298	2176	5.6
	No.3	310	55	888.0	1536	1457	2370	2247	5.5
	No.4	268	30	911.2	1609	1545	2305	2213	4.1
	No.5	357	30	1022.2	1766	1699	2374	2284	4.0
	No.6	393	25	945.9	1627	1571	2390	2307	3.6

3. 6. 2 塩分浸透性試験方法と結果の概要

底面から1次元方向の塩分浸透量を把握するため、側面は全てエポキシ樹脂を塗布し、塩分濃度5%の塩化ナトリウム溶液に長軸方向に1/2浸漬した(図-3.16)。塩分量の測定は浸漬期間4,13,52週後に下面から50mmまで厚さ10mm毎に試料を採取し電位差滴定法により行った。

可溶性塩化物イオン量測定結果を図-3.17および表-3.15に、全塩化物イオン量測定結果を図-3.18、表-3.16に示す。

表層に近い部分での、コンクリート中の塩化物イオン量は、配合条件が異なってもあまり大きな変化は認められない。しかし、表層から1cm以上深い位置での塩化物イオン量は、各材齢とも水セメント比が小さい配合ほど小さく、塩分浸透量が減少している傾向にある。特に材齢52週では、その傾向が明確に現れている。通常のプレストレストコンクリートで使用されている設計基準強度40N/mm²レベルを想定した配合No.2よりも高強度で水セメント比が小さい配合の方が、塩分浸透を低減することができ、耐久性に優れていることが確認できた。

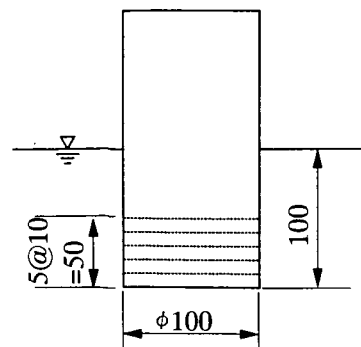


図-3.15 浸せき方法とスライス位置
(単位:mm)

表-3.15 可溶性塩化物イオン量測定結果

材 齢	試 料 名	可溶性塩化物イオン量 (%)					単位可溶性塩化物イオン量 (kg/m ³)				
		測 定 位 置 (cm)					測 定 位 置 (cm)				
		0~1 0.5	1~2 1.5	2~3 2.5	3~4 3.5	4~5 4.5	0~1 0.5	1~2 1.5	2~3 2.5	3~4 3.5	4~5 4.5
4週	No. 1	0.238	0.011	0.002	0.001	0.004	5.23	0.24	0.04	0.02	0.09
	No. 2	0.371	0.014	0.004	0.006	0.003	7.86	0.30	0.08	0.13	0.06
	No. 3	0.330	0.076	0.036	0.030	0.028	7.30	1.68	0.80	0.66	0.62
	No. 4	0.308	0.006	0.004	0.002	0.003	6.75	0.13	0.09	0.04	0.07
	No. 5	0.305	0.009	0.006	0.007	0.007	6.91	0.20	0.14	0.16	0.16
	No. 6	0.266	0.004	0.002	0.002	0.001	6.11	0.09	0.05	0.05	0.02
13週	No. 1	0.562	0.019	0.004	0.003	0.007	12.55	0.42	0.09	0.07	0.16
	No. 2	0.594	0.083	0.006	0.006	0.002	12.94	1.81	0.13	0.13	0.04
	No. 3	0.445	0.172	0.050	0.021	0.014	9.88	3.82	1.11	0.47	0.31
	No. 4	0.523	0.017	0.003	0.006	0.005	11.47	0.37	0.07	0.13	0.11
	No. 5	0.416	0.014	0.001	0.005	0.008	9.49	0.32	0.02	0.11	0.18
	No. 6	0.441	0.017	0.001	0.001	0.001	10.03	0.39	0.02	0.02	0.02
52週	No. 1	0.840	0.197	0.006	0.003	0.003	18.93	4.44	0.14	0.07	0.07
	No. 2	0.840	0.371	0.130	0.009	0.018	18.28	8.07	2.83	0.20	0.39
	No. 3	0.714	0.327	0.186	0.073	0.013	16.04	7.35	4.18	1.64	0.29
	No. 4	0.761	0.180	0.014	0.004	0.006	16.84	3.98	0.31	0.09	0.13
	No. 5	0.807	0.144	0.005	0.019	0.003	18.43	3.29	0.11	0.43	0.07
	No. 6	0.764	0.066	0.006	0.002	0.003	17.63	1.52	0.14	0.05	0.07

単位可溶性塩化物イオン量 (kg/m³) =

絶乾単位容積質量 × 可溶性塩化物イオン量 (%)

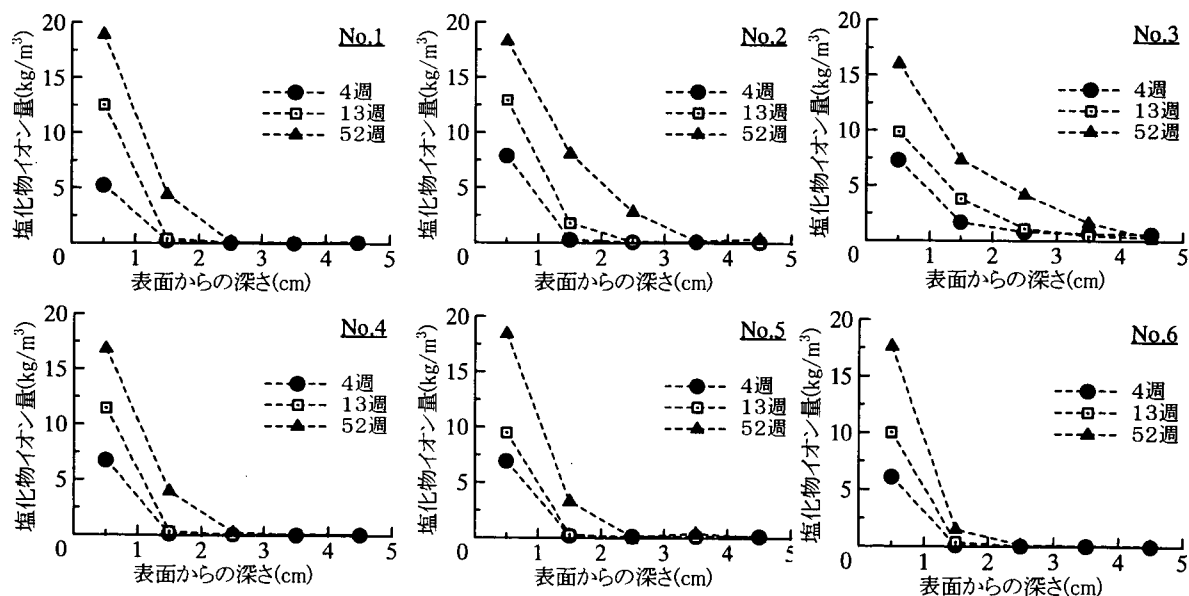


図-3.17 コンクリート中の可溶性塩化物イオン量

表-3.16 全塩化物イオン量測定結果

材 齢	試 料 名	全塩化物イオン量 (%)					単位全塩化物イオン量 (kg/m ³)				
		測 定 位 置 (cm)					測 定 位 置 (cm)				
		0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5
		0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5
4週	No. 1	0.283	0.016	0.003	0.002	0.005	6.22	0.35	0.07	0.04	0.11
	No. 2	0.439	0.015	0.005	0.009	0.004	9.30	0.32	0.11	0.19	0.08
	No. 3	0.380	0.092	0.042	0.033	0.029	8.41	2.04	0.93	0.73	0.64
	No. 4	0.356	0.007	0.005	0.003	0.004	7.80	0.15	0.11	0.07	0.09
	No. 5	0.351	0.012	0.010	0.008	0.008	7.96	0.27	0.23	0.18	0.18
	No. 6	0.304	0.005	0.003	0.003	0.002	6.98	0.11	0.07	0.07	0.05
13週	No. 1	0.632	0.028	0.010	0.014	0.011	14.11	0.63	0.22	0.31	0.25
	No. 2	0.655	0.097	0.010	0.006	0.004	14.27	2.11	0.22	0.13	0.09
	No. 3	0.493	0.220	0.067	0.029	0.023	10.94	4.88	1.49	0.64	0.51
	No. 4	0.573	0.026	0.005	0.011	0.010	12.57	0.57	0.11	0.24	0.22
	No. 5	0.454	0.023	0.004	0.010	0.014	10.36	0.52	0.09	0.23	0.32
	No. 6	0.488	0.026	0.004	0.009	0.004	11.10	0.59	0.09	0.20	0.09
52週	No. 1	0.945	0.248	0.008	0.005	0.004	21.29	5.59	0.18	0.17	0.09
	No. 2	0.921	0.447	0.172	0.015	0.023	20.04	9.73	3.74	0.33	0.50
	No. 3	0.787	0.382	0.241	0.100	0.017	17.57	8.58	5.42	2.25	0.35
	No. 4	0.814	0.224	0.019	0.005	0.010	18.01	4.96	0.42	0.11	0.22
	No. 5	0.889	0.185	0.013	0.025	0.004	20.30	4.23	0.30	0.59	0.09
	No. 6	0.849	0.082	0.009	0.005	0.004	19.59	1.80	0.21	0.12	0.09

単位全塩化物イオン量 (kg/m³) =

絶対単位容積質量 × 全塩化物イオン量 (%)

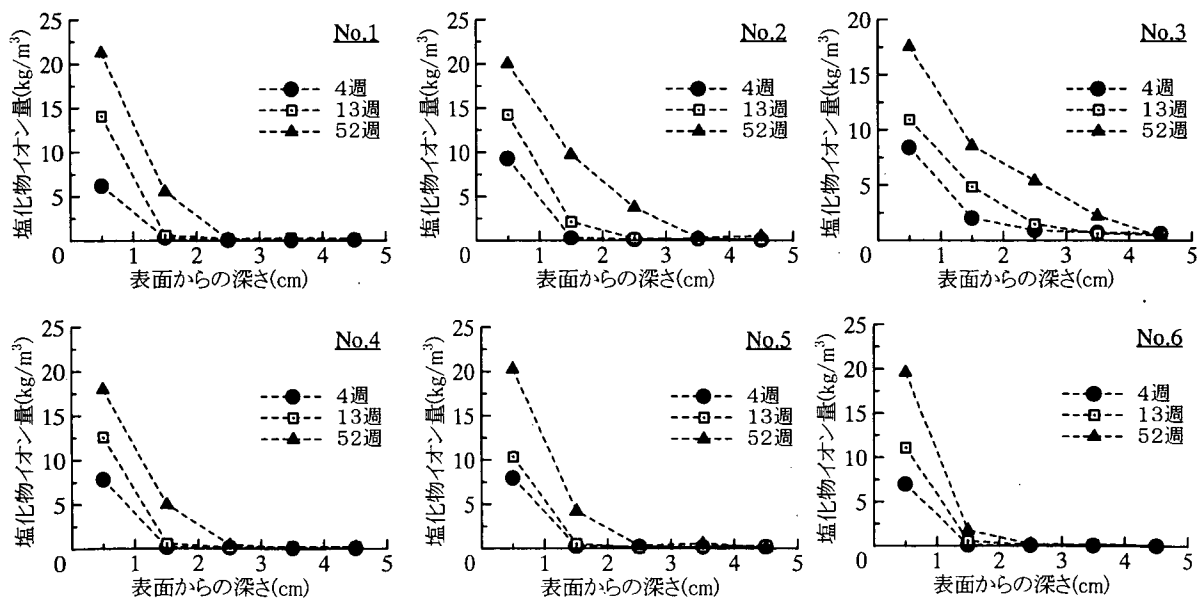


図-3.18 コンクリート中の全塩化物イオン量

3. 6. 3 浸漬試験結果から導かれる見かけの塩分拡散係数

コンクリート中の塩化物イオン量の測定結果から、コンクリートの見かけの塩分拡散係数を求めた。見かけの塩分拡散係数の推定方法は、境界条件の改定の仕方を変えて、次の二通りの方法により行った。

一般的に、コンクリート中の塩分の浸透は、Fickの拡散式に従うと考え、コンクリート表面での塩分量を C_0 として、次式で与えられる。

$$C(x, t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \quad (\text{式3.1})$$

ここで、 $C(x, t)$ は、時刻 t 、深さ x における塩分量を表していて、 D_c は見掛けの塩分拡散係数を表す。これまでの研究結果によると、式(3.1)を当てはめて得られる D_c や C_0 は、時間とともに変動するといわれている。ここで、これらの係数について時間の関数であると考えると、解の形は式(3.1)とは異なってくる。しかしここでは、 D_c や C_0 は時間によって変化しない係数と考え、浸漬材齢13週および52週での塩分分布の測定結果から、それぞれ個別に算定した。

一方、境界条件の与え方として、コンクリート表面での塩分濃度 C_0 を与えるのではなく、表面での流束の大きさを与える方法も考えられる。流束の与え方についてはさまざまな方法が考えられるが、ここでは、式(3.2)で表現されるような境界条件を与えることとした。

$$-D_c \frac{\partial C}{\partial x} = a(C(x, t) - \bar{C}) \quad \text{on } x = 0 \quad (\text{式3.2})$$

ここで、 $\bar{C}$ は浸漬した塩水の濃度などによって定まる塩分量であり、浸漬時間が無限大となったときに到達する塩分量となる。

式(3.1)をあてはめることによって得られる D_c および C_0 の算出結果を表-3.17に示す。用いた塩分分布のデータは、浸漬後13週および52週目で測定した全塩分量の測定値である。また、

表-3.17 式(3.1)を当てはめて得られる見かけの拡散係数と表面の塩分量

配合番号	浸漬13週		浸漬52週	
	D_c	C_0	D_c	C_0
No.1	4.31	21.2	1.66	31.7
No.2	5.22	21.4	4.19	25.6
No.3	9.86	15.6	6.34	20.8
No.4	4.31	18.8	1.75	26.5
No.5	4.31	15.5	1.49	30.0
No.6	4.37	16.6	1.18	29.4

注) D_c の単位は $\times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{sec}$ 、 C_0 の単位は kg/m^3

塩分量の測定値は、各区間での平均値であると考えた。たとえば、1cm～2cmの区間で測定された塩分量に対応する解析値は、深さ1.5cmでの塩分量と考えるのではなく、式(3.1)の1cm～2cmまでの積分値を区間の長さ(=1cm)で除して得られる平均値に対応するものと考えた。図-3.17は水セメント比と見かけの拡散係数の関係を示したものである。

見かけの拡散係数は水セメント比が小さくなるにつれて小さくなっていることがわかる。ただし、水セメント比の減少に伴う見かけの拡散係数の低下の程度は、浸漬期間によって異なっていて、52週間浸漬したほうが減少の程度は大きい。また、13週から52週までの間に見かけの拡散係数が低下していることも明らかである。一方、同一水セメント比(=30%)で単位ペースト量の異なる配合No.1, No.4, No.5を比較すると、見かけの拡散係数はほとんど同じ値であり、単位ペースト量の影響は認められなかった。

次に、コンクリート表面での塩分量と水セメント比の関係を図-3.18に示す。この結果を見ると、水セメント比の小さいほうが C_0 の算出結果は大きくなる傾向が見られる。

一方、式(3.2)で境界条件を与えた場合の解析結果による見かけの拡散係数の推定結果を以下に示す。ここで、式(3.2)の境界条件の元で解析解を求める際、コンクリートの見かけの拡散係数や、平衡状態に達したときの塩分量 $\bar{C}$ については、時間に依存しない一定の値を仮定した。解析解と実測値の対比を行い、その差がもっとも小さくなる時のパラメータの組み合わせを求めた。なお、式(3.1)による当てはめにおいては、浸漬期間を13週と52週のデータをそれぞれ個別に用いて当てはめを行ったが、ここでは、 D_c および $\bar{C}$ は時間に依存せず一定であると仮定しているため、2材齢の浸漬期間のデータを合わせて用

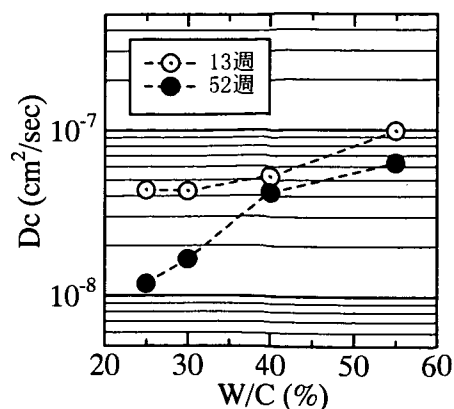


図-3.19 W/Cと D_c の関係

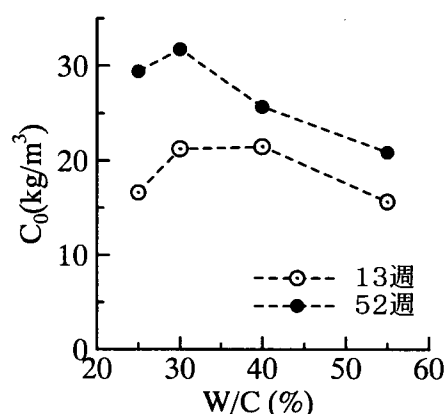


図-3.20 W/Cと C_0 の関係

表-3.18 式(3.2)の境界条件を仮定してえられた結果

配合番号	D_c (*10⁻⁸cm²/sec)	$\bar{C}$ (kg/m³)	α (cm/sec)
No.1	1.78	33.2	5.01E-02
No.2	4.17	26.6	1.20E-06
No.3	7.08	20.5	7.08E-07
No.4	2.00	27.6	7.94E-03
No.5	1.59	37.3	1.12E-07
No.6	0.81	38.0	1.00E-04

いることとした。配合No.1のコンクリート中の塩化物イオン分布について、浸漬13週および52週での実測値と当てはめによって得られる解析結果の比較図を図-3.21に示す。

この結果からもわかるとおり、コンクリートの拡散係数を時間に依存しないと仮定しても、十分な精度でコンクリート中の塩化物イオン分布を拡散方程式による解で表現できる。

次に、式(3.1)をあてはめることによって得られる見かけの拡散係数と、式(3.2)の境界条件のもとで得られる見かけの

拡散係数を比較した結果を図-3.22に示す。なお、式(3.1)を当てはめて得られる見かけの拡散係数は、浸漬52週の塩化物イオン分布から求められたものを用いた。この結果から、両方法から推定される見かけの拡散係数はほぼ同じ値となっていることがわかる。

図-3.23は $\bar{C}$ の推定結果と各配合の単位セメント量の関係を示したものである。 $\bar{C}$ は平衡状態でコンクリート中の塩化物イオン量の最大値を表すものであるが、単位セメント量の増加とともに、増大する傾向にある。ただし、単位セメント量が約 600kg/m^3 を超えると $\bar{C}$ はほとんど増加していない。

このように、一定の濃度の塩水中に浸漬した場合であっても、単位セメント量に応じて、到達する塩化物イオン量の大きさは変化することが予想される。

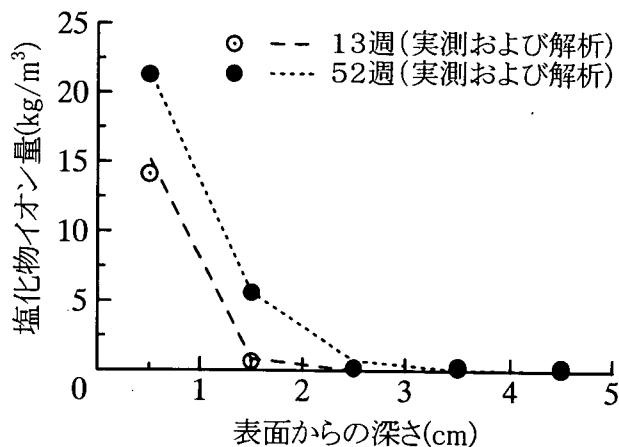


図-3.21 解析結果と実測結果の比較（配合No.1）

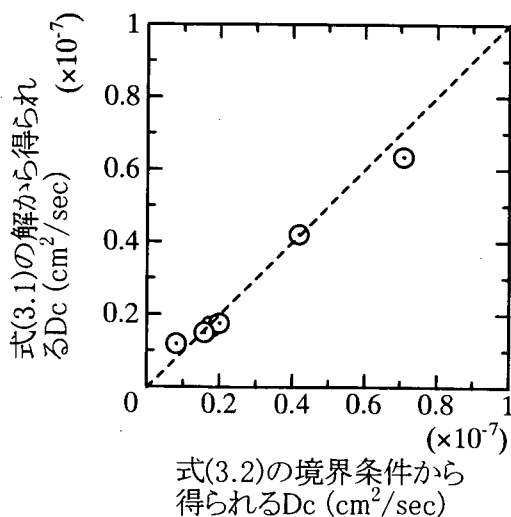


図-3.22 見かけの拡散係数の比較

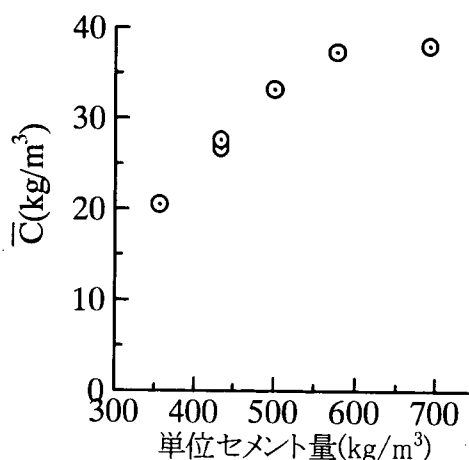


図-3.23 単位セメント量と $\bar{C}$ の関係

4. まとめ

以上の試験結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 海洋環境での暴露試験を実施し、コンクリート表面に供給される飛来塩分量およびコンクリート中の塩化物イオン量の測定を行った。今回実施している暴露試験は、新潟県の海岸線付近で行っているが、冬期は海からの風が強く飛来塩分量は多いが、夏期は飛来塩分量が少ない。
- (2) コンクリート中の塩化物イオン量は、水セメント比が大きいほどより深くまで浸透している結果となり、水セメント比の低下により塩化物イオンの浸透量を低減できることが確認された。
- (3) 鉄筋を所定のかぶりに設置した供試体について、暴露開始後2年目に解体調査を行い、鉄筋の腐食状況を観測した。この結果によると、暴露開始からの経過年数が少ないこともあって、あまり顕著な腐食は認められなかった。ただし、腐食生成量は、水セメント比のもっとも大きいNo.3配合 (W/C=55%)のものがもっとも大きくなっていて、今後配合条件の差の影響が現れると考えられる。
- (4) 室内試験により、コンクリート中の塩分浸透状況を確認したところ、水セメント比の大きい配合では、見かけの塩分拡散係数が大きく、遮塩性に劣ることが確認できた。また、塩分の浸透状況を拡散方程式によりモデル化し、測定データとの比較を行ったが、境界条件の与え方により、見かけの拡散係数の経時変化が異なって評価される可能性があることが明らかとなった。

謝辞

屋外暴露試験にご協力頂いている国土交通省北陸地方整備局信濃川下流工事事務所、同関屋出張所の関係各位にこの場を借りて感謝の意を表します。

参考資料

表-1.1 ～表-1.2	自然電位測定結果
表-2.1 ～表-2.2	分極抵抗測定結果

参考表-1.1 自然電位測定結果(初年度)

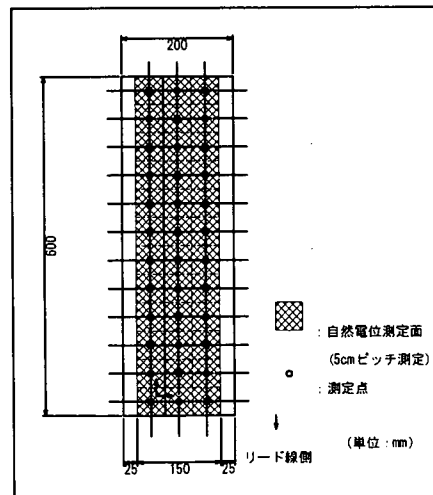
(測定気温:20℃)

供試体No.	電位最大値 (mV)	電位最小値 (mV)	腐食評価		
			90%以上の確率 で腐食無し $E > -200$	不確定 $-350 \leq E \leq -200$	90%以上の確率で 腐食あり $E < -350$
No. 1-10-1	-93	-113	36 点		
No. 1-25-1	-98	-137	36 点		
No. 1-25-2	-108	-137	36 点		
No. 1-25-3	-108	-133	36 点		
No. 1-25-4	-93	-142	36 点		
No. 1-35-1	-108	-133	36 点		
No. 1-35-2	-98	-128	36 点		
No. 1-35-3	-93	-118	36 点		
No. 1-35-4	-98	-123	36 点		
No. 1-50-1	-98	-128	36 点		
No. 1-50-2	-103	-133	36 点		
No. 1-50-3	-103	-142	36 点		
No. 1-50-4	-93	-313	34 点	2 点	
No. 1-70-1	-108	-191	36 点		
No. 1-70-2	-93	-137	36 点		
No. 2-10-1	-89	-113	36 点		
No. 2-25-1	-123	-163	36 点		
No. 2-25-2	-98	-186	36 点		
No. 2-25-3	-98	-128	36 点		
No. 2-35-1	-98	-372	34 点	1 点	1 点
No. 2-35-2	-93	-128	36 点		
No. 2-35-3	-98	-172	36 点		
No. 2-50-1	-98	-123	36 点		
No. 2-50-2	-79	-128	36 点		
No. 2-50-3	-123	-142	36 点		
No. 2-70-1	-98	-123	36 点		
No. 3-10-1	-98	-123	36 点		
No. 3-25-1	-93	-118	36 点		
No. 3-25-2	-98	-133	36 点		
No. 3-25-3	-98	-128	36 点		
No. 3-35-1	-113	-142	36 点		
No. 3-35-2	-93	-113	36 点		
No. 3-35-3	-98	-118	36 点		
No. 3-50-1	-118	-172	36 点		
No. 3-50-2	-98	-118	36 点		
No. 3-50-3	-108	-142	36 点		
No. 3-70-1	-108	-128	36 点		

※

: 初期ひび割れ導入試験体

(測定点 36点)



参考表-1.2 自然電位測定結果(暴露開始1年後)

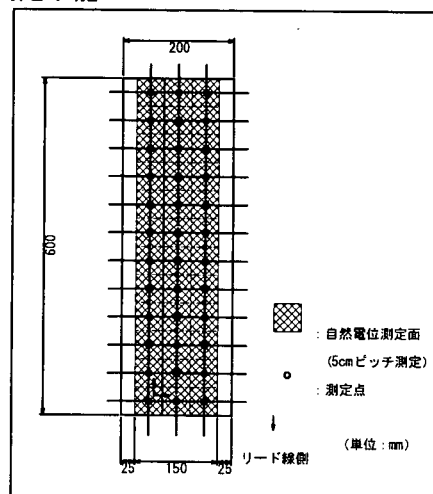
(測定気温:16℃)

供試体No.	電位最大値 (mV)	電位最小値 (mV)	腐食評価		
			90%以上の確率 で腐食無し $E > -200$	不確定 $-350 \leq E \leq -200$	90%以上の確率で 腐食あり $E < -350$
No. 1-10-1	-2	-85	36 点		
No. 1-25-1	-12	-75	36 点		
No. 1-25-2	-70	-168	36 点		
No. 1-25-3	-80	-148	36 点		
No. 1-25-4	-80	-158	36 点		
No. 1-35-1	-95	-153	36 点		
No. 1-35-2	-56	-153	36 点		
No. 1-35-3	-141	-241	30 点	6 点	
No. 1-35-4	-41	-114	36 点		
No. 1-50-1	13	-70	36 点		
No. 1-50-2	-153	-197	36 点		
No. 1-50-3	-	-	-	-	-
No. 1-50-4	-114	-178	36 点		
No. 1-70-1	-139	-188	36 点		
No. 1-70-2	42	-26	36 点		
No. 2-10-1	-22	-80	36 点		
No. 2-25-1	-56	-100	36 点		
No. 2-25-2	-75	-129	36 点		
No. 2-25-3	-2	-134	36 点		
No. 2-35-1	-41	-110	36 点		
No. 2-35-2	-61	-134	36 点		
No. 2-35-3	-11	-46	36 点		
No. 2-50-1	8	-46	36 点		
No. 2-50-2	-75	-153	36 点		
No. 2-50-3	-2	-80	36 点		
No. 2-70-1	8	-36	36 点		
No. 3-10-1	-36	-90	36 点		
No. 3-25-1	-90	-158	36 点		
No. 3-25-2	-27	-90	36 点		
No. 3-25-3	-51	-168	36 点		
No. 3-35-1	-46	-109	36 点		
No. 3-35-2	-61	-139	36 点		
No. 3-35-3	-46	-109	36 点		
No. 3-50-1	-114	-217	28 点	8 点	
No. 3-50-2	-31	-110	36 点		
No. 3-50-3	-11	-100	36 点		
No. 3-70-1	-16	-75	36 点		

※ : 初期ひび割れ導入試験体

(測定点 36点)

- : 測定不能



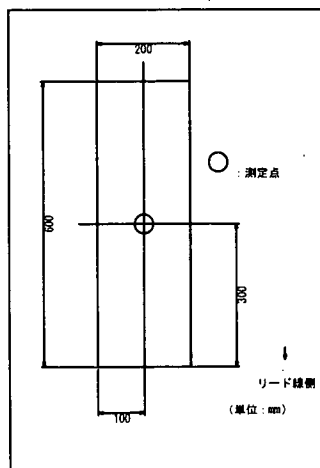
参考表-2.1 分極抵抗測定結果(初年度)

(測定気温:20℃)

供試体No.	分極抵抗実測値 R_p ($k\Omega$)	分極抵抗 R_c ($k\Omega \cdot cm^2$)	腐食評価		
			腐食無し ≥ 80	腐食軽微 $>50 \& < 80$	腐食大 ≤ 50
No. 1-10-1	2.66	240	○		
No. 1-25-1	2.11	410	○		
No. 1-25-2	2.24	460	○		
No. 1-25-3	2.81	654	○		
No. 1-25-4	2.25	460	○		
No. 1-35-1	2.30	700	○		
No. 1-35-2	1.83	480	○		
No. 1-35-3	1.99	550	○		
No. 1-35-4	1.92	520	○		
No. 1-50-1	1.90	710	○		
No. 1-50-2	1.68	590	○		
No. 1-50-3	2.40	1030	○		
No. 1-50-4	2.63	1190	○		
No. 1-70-1	1.84	950	○		
No. 1-70-2	2.16	1230	○		
No. 2-10-1	2.78	2240	○		
No. 2-25-1	2.06	400	○		
No. 2-25-2	1.99	380	○		
No. 2-25-3	2.19	440	○		
No. 2-35-1	1.65	410	○		
No. 2-35-2	2.40	750	○		
No. 2-35-3	2.30	700	○		
No. 2-50-1	1.77	640	○		
No. 2-50-2	1.81	660	○		
No. 2-50-3	2.46	1070	○		
No. 2-70-1	1.78	900	○		
No. 3-10-1	2.75	260	○		
No. 3-25-1	2.13	420	○		
No. 3-25-2	2.14	420	○		
No. 3-25-3	2.28	470	○		
No. 3-35-1	2.25	670	○		
No. 3-35-2	1.56	380	○		
No. 3-35-3	2.10	600	○		
No. 3-50-1	2.43	1050	○		
No. 3-50-2	2.47	1080	○		
No. 3-50-3	1.51	490	○		
No. 3-70-1	2.40	1450	○		

※

: 初期ひび割れ導入試験体



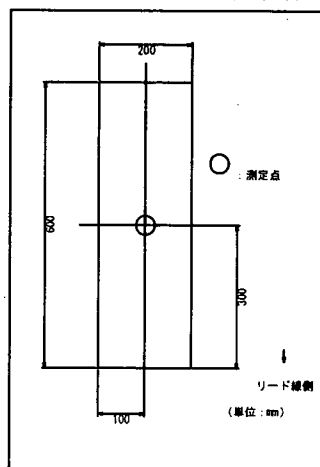
参考表-2.2 分極抵抗測定結果(暴露開始1年後)

(測定気温:16°C)

供試体No.	分極抵抗実測値 R_p ($k\Omega$)	分極抵抗 R_c ($k\Omega \cdot cm^2$)	腐食評価		
			腐食無し ≥ 80	腐食軽微 >50 & <80	腐食大 ≤ 50
No. 1-10-1	4.56	159	○		
No. 1-25-1	3.46	268	○		
No. 1-25-2	3.97	333	○		
No. 1-25-3	4.09	350	○		
No. 1-25-4	3.20	237	○		
No. 1-35-1	2.98	324	○		
No. 1-35-2	3.87	491	○		
No. 1-35-3	2.39	228	○		
No. 1-35-4	2.26	208	○		
No. 1-50-1	3.75	674	○		
No. 1-50-2	2.47	346	○		
No. 1-50-3	測定不可(導通していないものと推定される。)				
No. 1-50-4	2.37	324	○		
No. 1-70-1	2.63	559	○		
No. 1-70-2	2.65	565	○		
No. 2-10-1	2.78	2240	○		
No. 2-25-1	2.06	400	○		
No. 2-25-2	1.99	380	○		
No. 2-25-3	2.19	440	○		
No. 2-35-1	1.65	410	○		
No. 2-35-2	2.40	750	○		
No. 2-35-3	2.30	700	○		
No. 2-50-1	1.77	640	○		
No. 2-50-2	1.81	660	○		
No. 2-50-3	2.46	1070	○		
No. 2-70-1	1.78	900	○		
No. 3-10-1	2.75	260	○		
No. 3-25-1	2.13	420	○		
No. 3-25-2	2.14	420	○		
No. 3-25-3	2.28	470	○		
No. 3-35-1	2.25	670	○		
No. 3-35-2	1.56	380	○		
No. 3-35-3	2.10	600	○		
No. 3-50-1	2.43	1050	○		
No. 3-50-2	2.47	1080	○		
No. 3-50-3	1.51	490	○		
No. 3-70-1	2.40	1450	○		

※

: 初期ひび割れ導入試験体



プレテンション部材における鋼材あきの低減に関する検討

プレテンション部材における 鋼材あきの低減に関する実験報告

1. 概要

プレテンション部材では、施工の省力化を目的として太径のPC鋼より線が利用されるようになってきた。鋼材のあきに関しては、コンクリート標準示方書〔平成8年制定〕において水平方向、鉛直方向ともに直径の3倍以上、かつ水平方向は粗骨材の最大寸法の4/3倍以上と規定されている。このため、太径の鋼材を利用する場合は直径の3倍以上が適用されることになる。しかしながら、この規定では鋼材の径が大きくなるにしたがって間隔が広がるため、限られた部材断面に鋼材を配置するには多段となりやすく、鋼材効率の低下を招くことになる。特に、高強度コンクリート部材においては、断面の縮小化を図る観点からこの傾向は強くなる。

Cousinsら¹⁾によれば、直径15.2mmの鋼材で鋼材あきが29mm(1.9d、dは直径)と36mm(2.4d)に配置した供試体を用いて、プレストレス導入試験および曲げ載荷試験を行った結果、特に異常はみられず、実用的なあきには36mm(2.4d)を推奨している。

ここでは、高強度コンクリートおよび普通強度コンクリートを用いたプレテンション方式によるプレストレストコンクリート橋桁の鋼材あきの低減の可能性を検討するため、あきを規定最小値3.0d、低減した2.5d、2.0dの3水準に変化させたT型はりの載荷試験を実施し、プレストレス導入の伝達長および曲げ破壊挙動を比較検討した。その結果、高強度コンクリートおよび普通強度コンクリート共に、あきが3.0dから2.0dの変化の影響は認められなかった。

本実験結果およびCousinsらの報告¹⁾から、太径鋼材（ここでは直径15.2mmの鋼材）をプレテンション部材に適用する場合の鋼材のあきは、直径の3倍以上という規定を低減し、2.5倍とすることは十分可能であると考えられる。

2. 実験概要

2. 1 供試体

実験は、図-1および図-2に示すようなPC鋼材のあきを3.0d(d:鋼材径)、2.5d、2.0dと変化したT形のプレテンションはり供試体6体を対象として、プレストレス導入時の伝達長の測定、曲げ載荷試験による鋼材および近傍のコンクリートのひずみ分布、変形性状等を測定することによってPC鋼材のあきの影響を調べた。部材断面はかぶりを一定として鋼材のあきを変化させているため、ウェブ厚が各供試体によって変化している。PC鋼材の初期緊張力を一定としたため、プレストレスによるコンクリート応力度は供試体によって異なっている。鋼材位置はプレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度を高強度コンクリートが420kgf/cm²、普通強度コンクリートを300kgf/cm²とし、導入直後の圧縮応力度がコンクリート強度の1/1.7倍を越えないように決めている。コンクリート強度の影響をみるためには、高強度コンクリート供試体と普通強度コンクリート供試体とで同一断面にして、コンクリート強度の違いを比較することが望ましいが、高強度コンクリート供試体と普通強度コンクリート供試体を同一断面にした場合、コンクリート強度の低い普通強度コンクリートではプレストレス導入直後のコンクリート応力度が許容値を超えるため桁高と鋼材の位置を変えている。

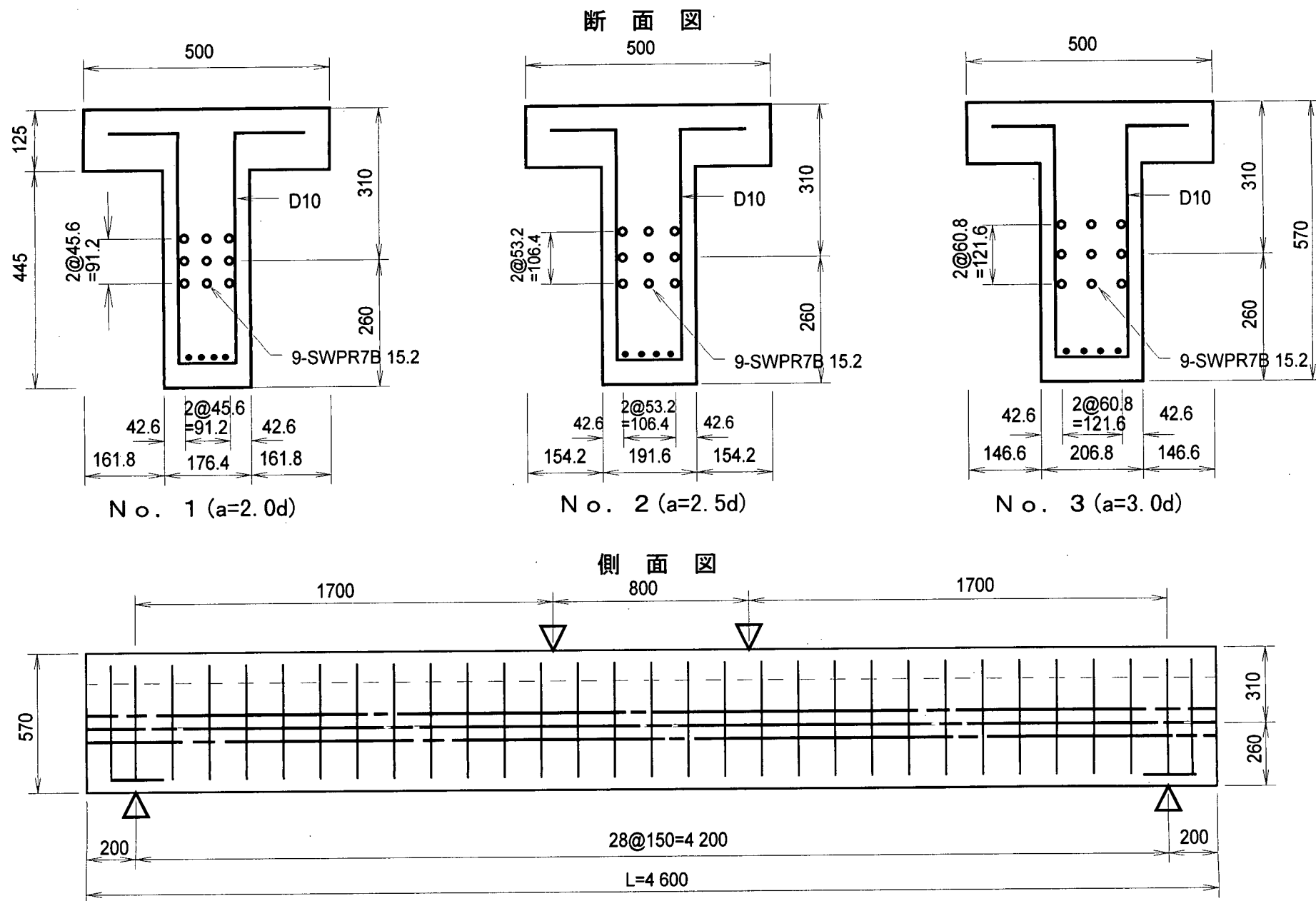


図-1 高強度コンクリート 形状図

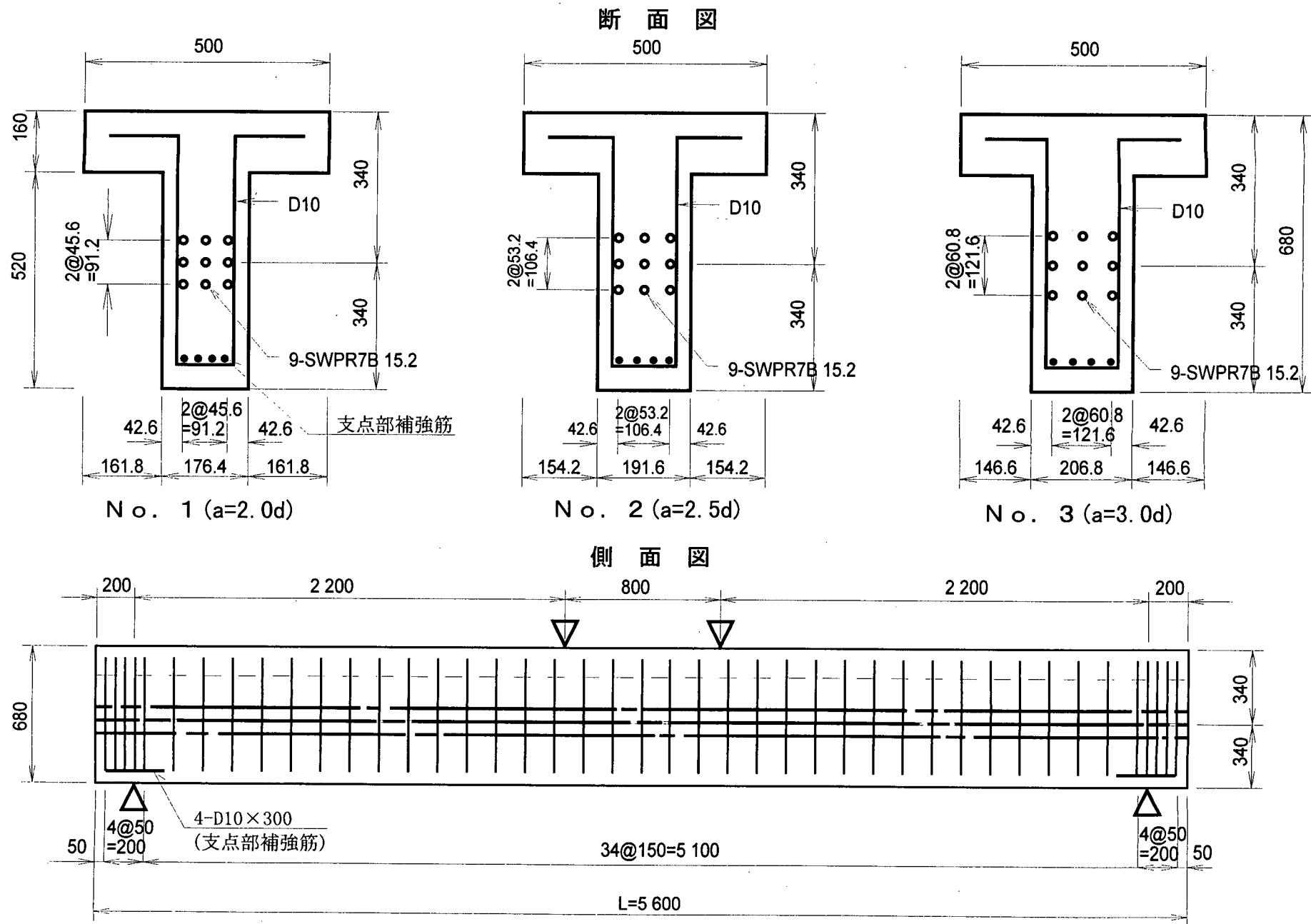


図-2 普通強度コンクリート 形状図

2. 2 使用材料

供試体に用いたコンクリートの配合および強度試験結果を表-1に示す。また、P C鋼材は、JIS G 3536 のP C鋼より線に規定するSWPR7BN 7本より15.2mmとし、強度試験結果を表-2に示す。表-1によれば、載荷試験前強度と載荷試験後強度は、普通強度コンクリートではほとんど差はなく、高強度コンクリートでは差があるものの、この強度差が曲げ破壊挙動に及ぼす影響は小さいと思われる。

表-1 コンクリートの配合および強度試験結果

	配 合				プレ導入時強度		載荷試験前強度		載荷試験後強度	
	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位水量 W (kg/m ³)	単位セメント量 C (kg/m ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
高強度	32	39	157	491	52.8	27.8	77.9	32.2	84.5	32.5
普通	55	46	165	300	28.8	25.7	41.6	27.3	41.8	28.1

表-2 P C鋼より線の強度試験結果

強度	寸法 (mm)	断面積 (mm ²)	引張荷重 (kN)	降伏荷重 (kN)	伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)
高強度	15.3	138.6	274	249	7.4	195
普通	15.4	138.7	272	241	7.8	199

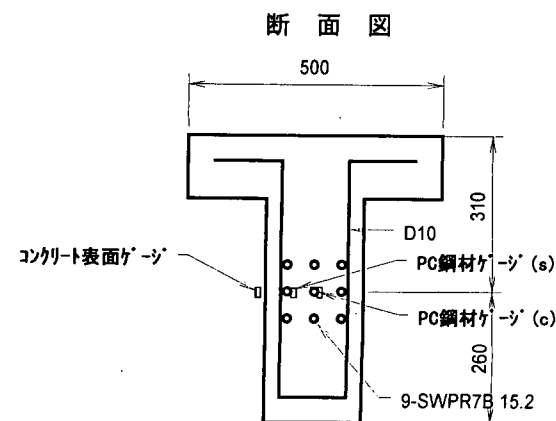
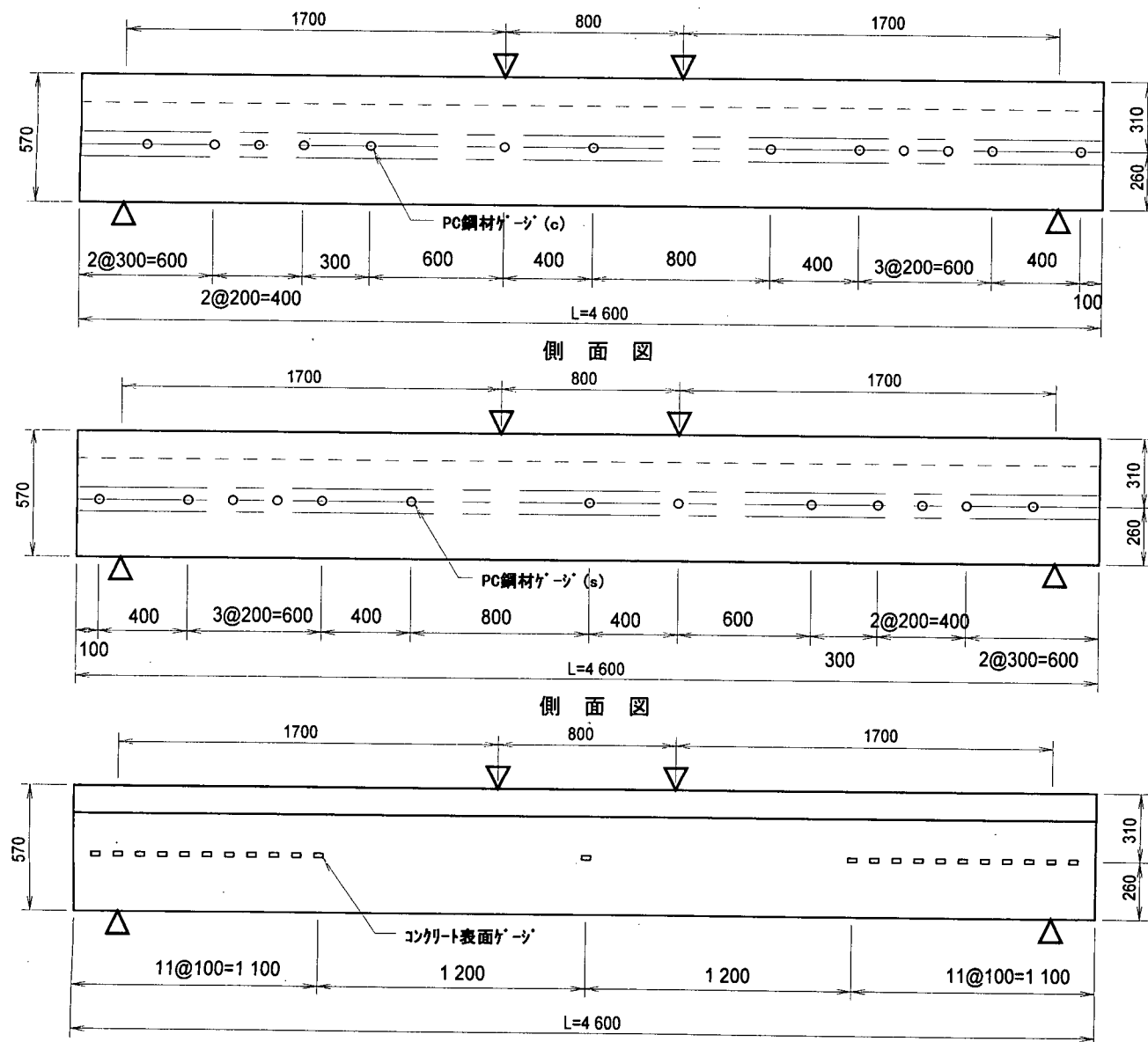
2. 3 測定項目

1) プレストレス導入時

プレストレス導入時のひずみゲージ位置を図-3および図-4に示す。

2) 曲げ載荷試験時

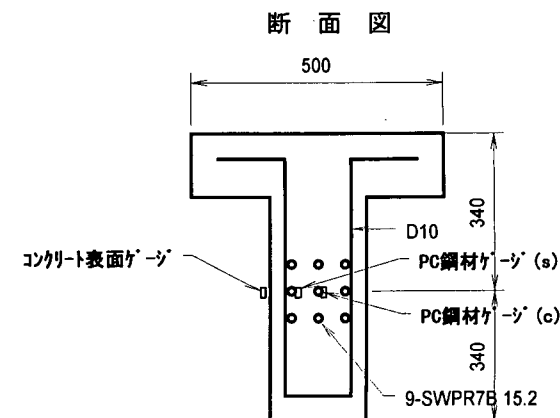
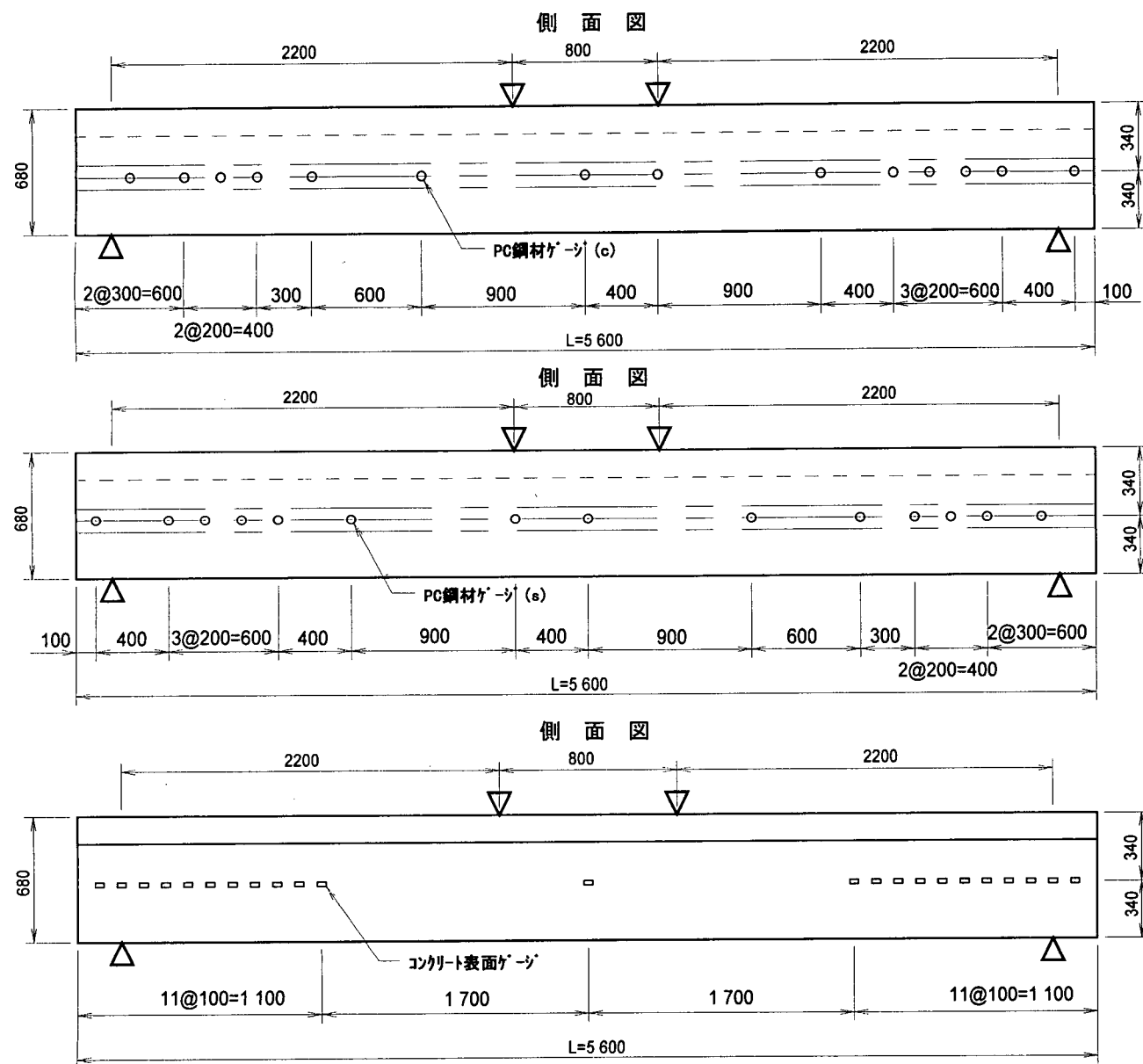
曲げ載荷試験時の荷重載荷位置および測定位置を図-5および図-6に示す。



プレストレス導入時測定点

コンクリート表面	23点
PC鋼材 (s)	13点
PC鋼材 (c)	13点
計	49点

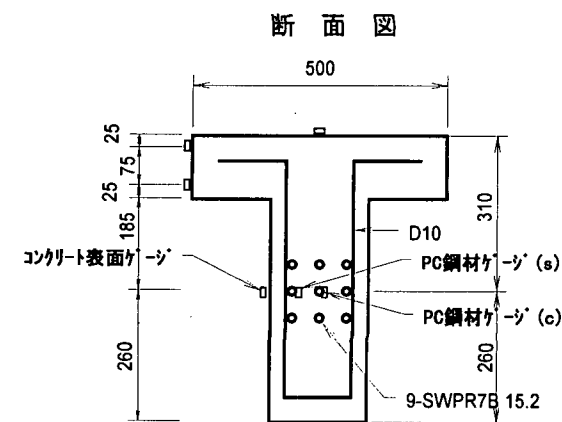
図-3 高強度コンクリート プレストレス導入時ひずみ測定位置



プレストレス導入時測定点

コンクリート表面	23点
PC鋼材 (s)	14点
PC鋼材 (c)	14点
計	51点

図-4 普通強度コンクリート プレストレス導入時ひずみ測定位置



コンクリート表面	5	点
PC鋼材 (s)	1	3点
PC鋼材 (c)	1	3点
変位計	7	点
鋼材めり込み量	2	点
計	4	0点

図-5 高強度コンクリート 載荷試験時測定点

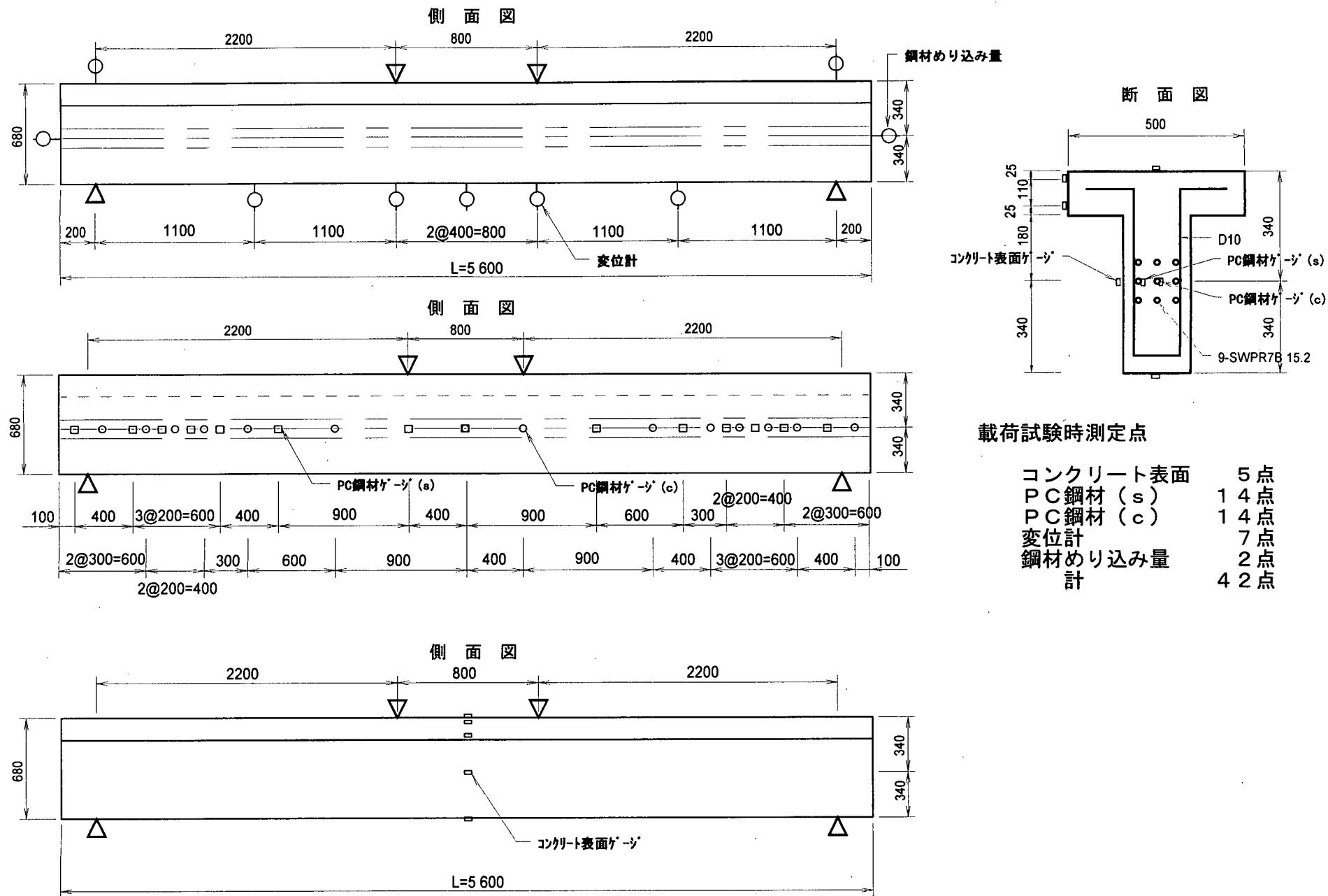


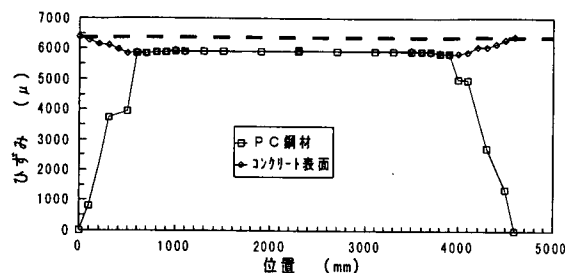
図-6 普通強度コンクリート 載荷試験時測定点

3. 実験結果および考察

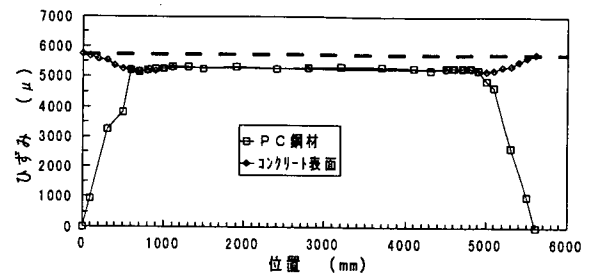
3. 1 伝達長

1) PC鋼材とコンクリート表面のひずみの関係

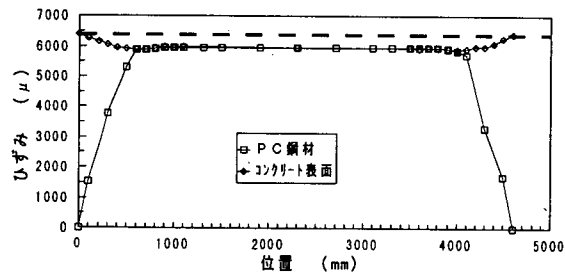
図-7および図-8にそれぞれ高強度コンクリートおよび普通強度コンクリートのプレストレス導入直後のPC鋼材とコンクリート表面のひずみ分布を示す。PC鋼材ひずみはプレストレス導入後のひずみを示し、コンクリートひずみはPC鋼材の初期引張ひずみを基準として、コンクリートひずみの増加をマイナスとして示している。PC鋼材とコンクリートのひずみが一致しているところはPC鋼材とコンクリートの付着が完全であり、すべりが生じていない状態といえる。高強度コンクリートは、No. 1供試体が桁端より600~700mm、No. 2供試体が600mm、No. 3供試体が700mmの位置でPC鋼材とコンクリート表面のひずみが一致している。これから、伝達長は鋼材のあきによる影響は見られず、600~700mmであることがわかる。普通強度コンクリートは、全供試体について桁端より600~700mmの位置で一致しており、これから、伝達長は3つの供試体ともに600~700mmであることがわかる。



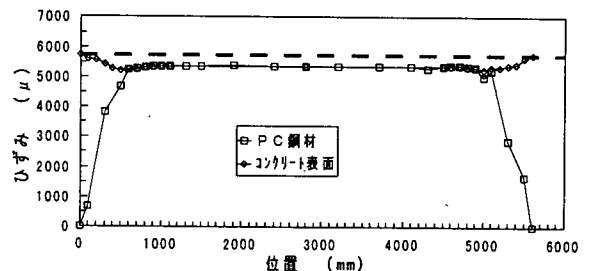
プレストレス導入後のひずみ分布
No. 1 (a=2.0d) 供試体



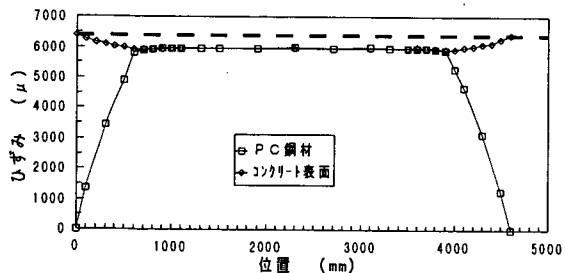
プレストレス導入後のひずみ分布
No. 1 (a=2.0d) 供試体



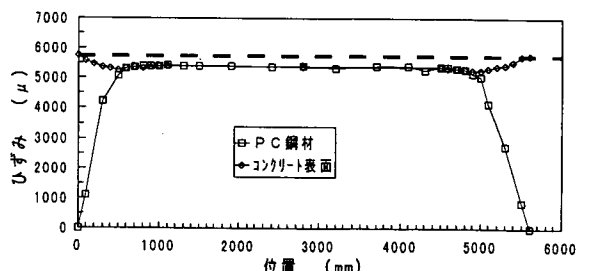
プレストレス導入後のひずみ分布
No. 2 (a=2.5d) 供試体



プレストレス導入後のひずみ分布
No. 2 (a=2.5d) 供試体



プレストレス導入後のひずみ分布
No. 3 (a=3.0d) 供試体



プレストレス導入後のひずみ分布
No. 3 (a=3.0d) 供試体

図-7 高強度コンクリート
プレストレス導入時ひずみ分布

図-8 普通強度コンクリート
プレストレス導入時ひずみ分布

2) コンクリートのひずみ分布

図-9および図-10にそれぞれ高強度コンクリートおよび普通強度コンクリートのプレストレス導入前を0としてプレストレス導入時のコンクリートひずみ変化を導入レベル4段階について示す。支間中央で下側から1段階、2段階として、一番上にあるグラフが導入直後を示す。最初は支点側でひずみが大きくなっているが、プレストレスの導入が進むにつれて、中央側のひずみが大きく、端部ではひずみが小さくなっている。これは導入応力の増加に伴って端部から徐々にすべりが生じていたものと考えられる。

図-11および図-12にそれぞれ図-9および図-10の両端のデータを材端からの距離として1つにまとめたものを示す。高強度コンクリートは、ほぼ左右対称であるが、普通強度コンクリートは若干の差が見られた。

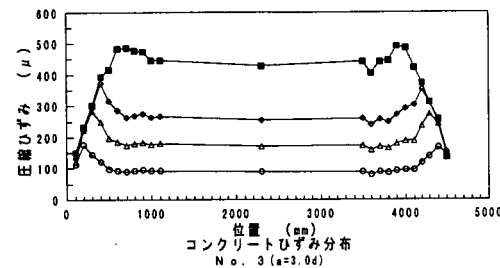
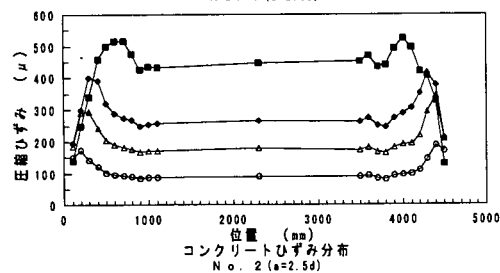
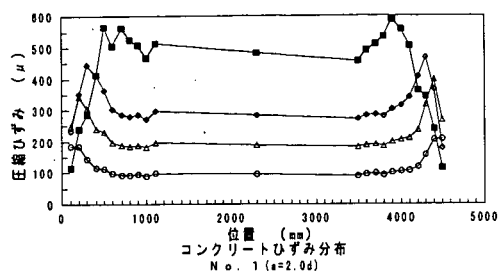


図-9 高強度コンクリート
コンクリートひずみ分布

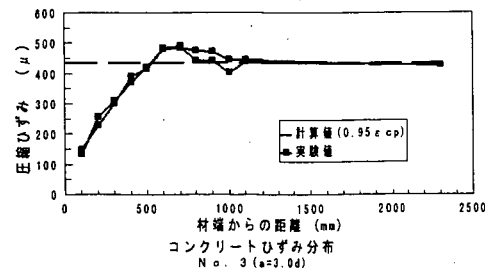
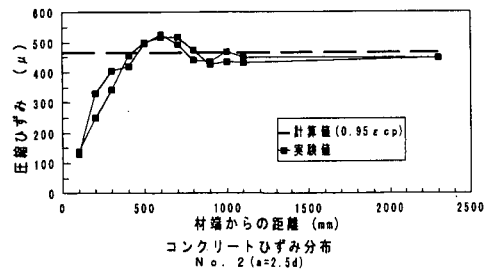
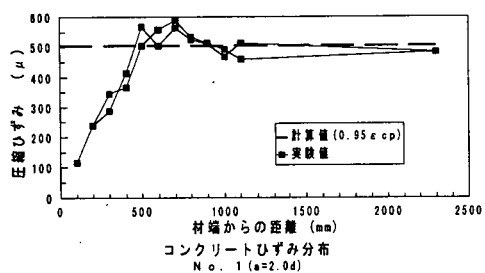


図-11 高強度コンクリート
コンクリートひずみ分布

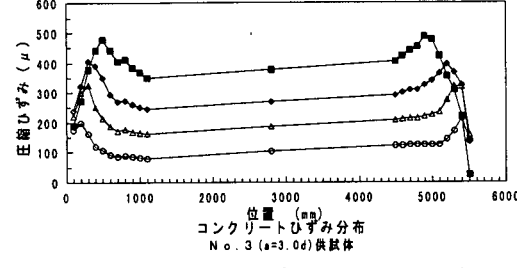
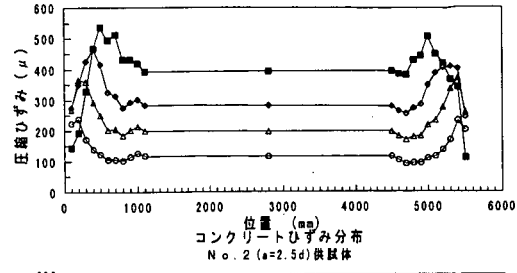
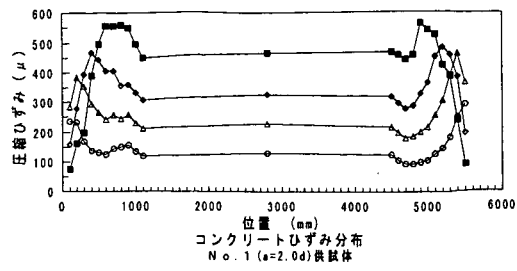


図-10 普通強度コンクリート
コンクリートひずみ分布

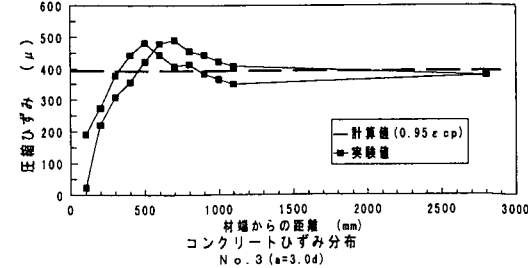
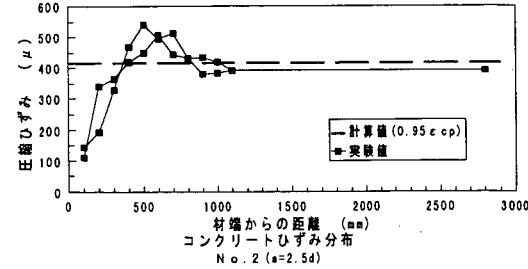
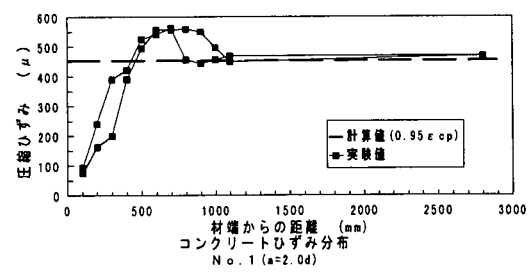


図-12 普通強度コンクリート
コンクリートひずみ分布

3) 伝達長に及ぼす影響

図-13は、それぞれ図-11、12をx軸は材端からの距離を鋼材の径の倍数をとり、y軸は計算上の全プレストレスひずみの95%に対する割合をとって1つにまとめたものを示す。高強度および普通強度コンクリート共に、各供試体の差は見られるもののその差は僅かであり、鋼材のあきによる影響は少ないと思われる。

図-14は図-13をコンクリート別に平均したものを、図-15は鋼材のあき別に高強度コンクリートと普通強度コンクリートを比較したものである。高強度コンクリートにおける伝達長は桁端から30~35dであり、普通強度コンクリートは25~30dであった。幾分、普通強度コンクリートの方が付着が大きい傾向にみられるが、これは、おそらく桁端部に配置したスターラップのピッチを、普通強度コンクリートの方が小さくしているため、その拘束効果によるものと考えられる。

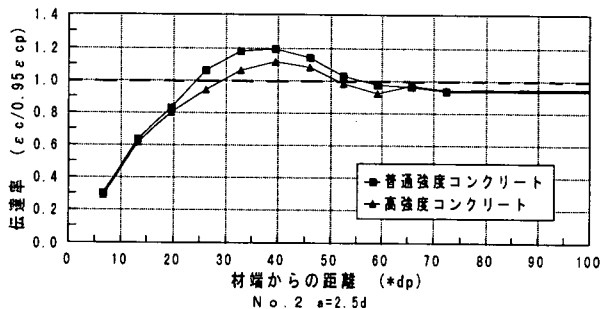
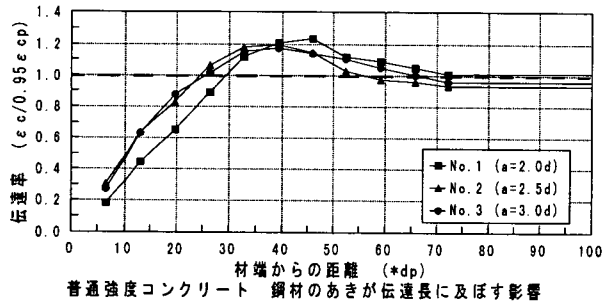
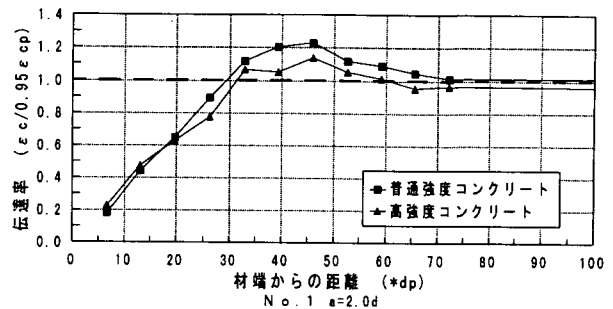
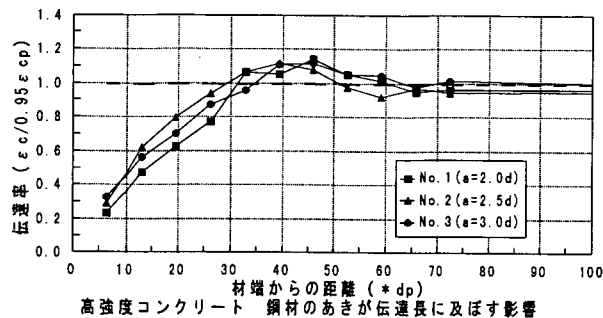


図-13 鋼材のあきが伝達長に及ぼす影響

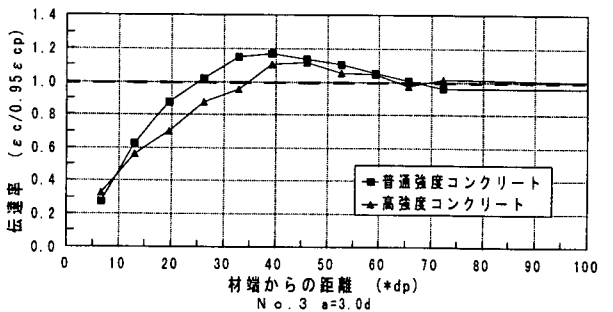
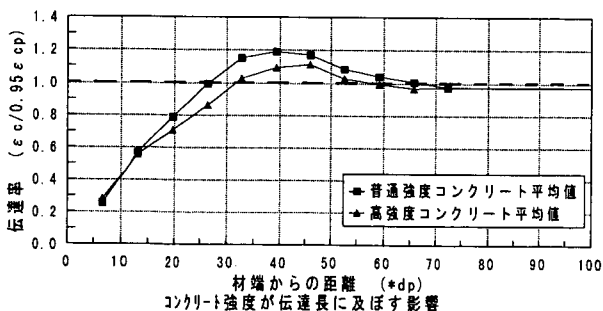
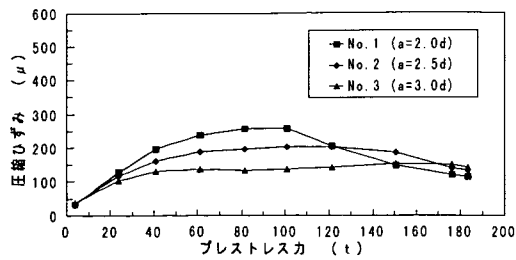


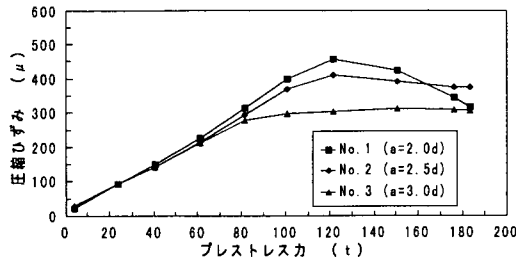
図-15 コンクリート強度が伝達長に及ぼす影響

図-14 コンクリート強度が伝達長に及ぼす影響

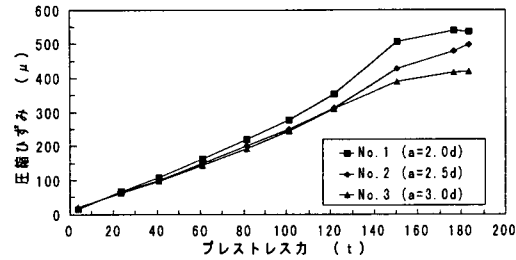
図-16、17は桁端から100mm~600mmの各測定点のプレストレス導入時のコンクリートひずみの変化を示す。高強度、普通強度ともに桁端から100mm~400mmの間のNo. 1がすべりによる減少量が大いだが、No. 2とNo. 3はプレストレスによる応力度の違いからひずみの値に差はあるものの、ほぼ同じ形状を示している。桁端から500mm~600mmの間は各供試体共に同じ形状を示し、すべりによる減少はほとんど見られず、このことからこのあたりからP C鋼材とコンクリートは完全に付着しているものと思われる。



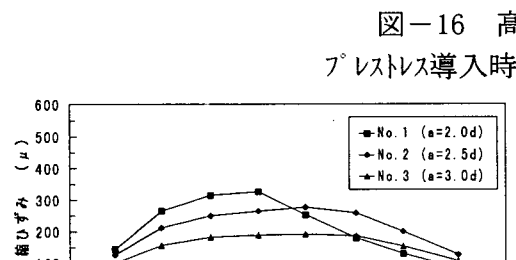
コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=100mm)



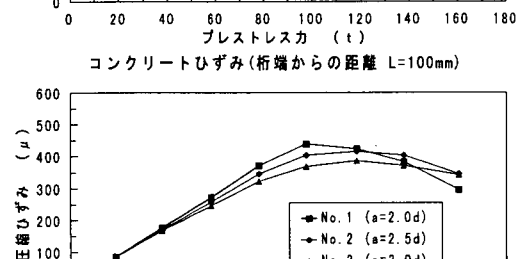
コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=200mm)



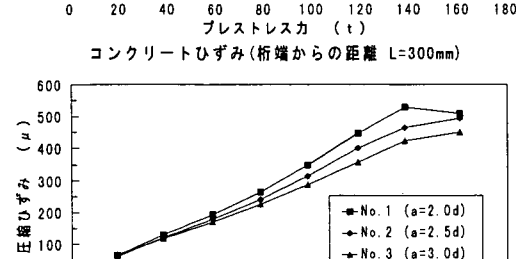
コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=300mm)



コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=400mm)

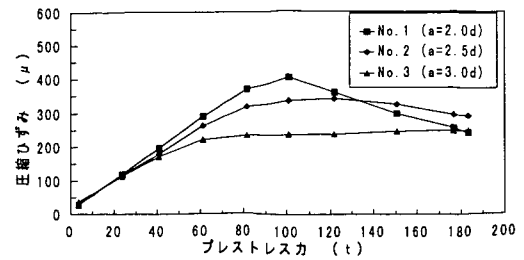


コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=500mm)

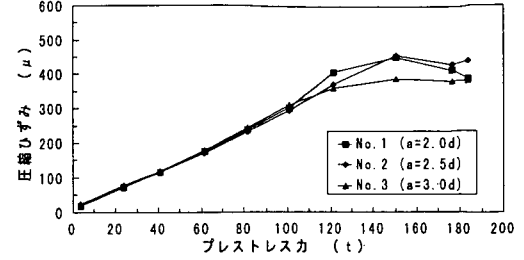


コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=600mm)

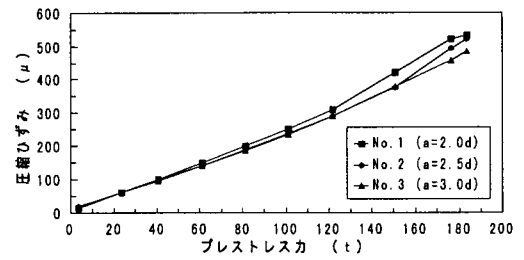
図-16 高強度コンクリート
プレストレス導入時のコンクリートのひずみ変化



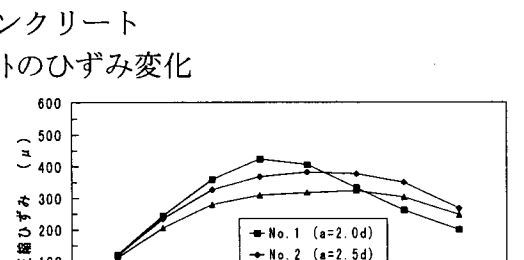
コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=100mm)



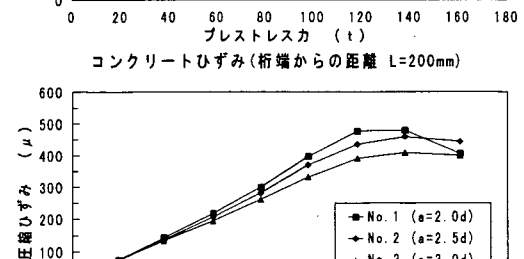
コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=200mm)



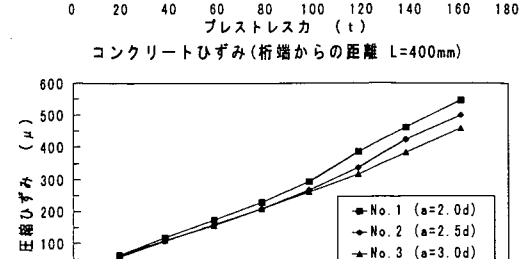
コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=300mm)



コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=400mm)



コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=500mm)



コンクリートひずみ(桁端からの距離 L=600mm)

図-17 普通強度コンクリート
プレストレス導入時のコンクリートのひずみ変化

3. 2 曲げ破壊挙動

図-18、19はそれぞれ高強度および普通強度コンクリートの支間中央の荷重による曲げモーメントと変位の関係を各供試体および解析値と比較したものを示している。解析に用いた材料の仮定は、断面の平面保持の法則が成立し、圧縮を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係はコンクリート標準示方書の関係式を用いている。引張を受けるコンクリートの引張抵抗は無視している。解析結果は現在のあきの規定値であるNo. 3の断面を用いた計算結果を示している。高強度、普通強度共に鋼材のあきの影響による差は見られず、同一変位に対する曲げモーメントは高強度は計算値より大きい値となり、普通強度はほぼ計算値と一致する結果となった。なお、載荷試験において、普通強度コンクリートの場合は圧壊までの挙動を示すが、高強度コンクリートの場合は、コンクリートの上縁ひずみが 3200μ 程度までの挙動を示している。終局時の変位が高強度コンクリートよりも普通強度コンクリートの方が大きいのは、高強度に比べて普通強度の方が支間が長いこと、および、ヤング係数が小さいことが考えられる。図-20、21は支間中央の曲げモーメントと曲率の関係を各供試体および解析値と比較したものを示している。試験値の曲率はコンクリート上縁のひずみと中央のPC鋼材のひずみの差を上縁から鋼材図心までの距離で除算した値を示し、解析値はコンクリート上縁のひずみを中立軸までの距離で除算した値を示している。同一曲率に対する曲げモーメントの値は、高強度コンクリートは鋼材のあきによる影響は見られず、解析値より大きい値となり、普通強度コンクリートは、鋼材のあきによる差は見られず、ほぼ計算値と同じ値となった。図-22、23は高強度、普通強度コンクリートの支間中央の曲げモーメントとコンクリート上縁ひずみの関係を各供試体および解析値と比較したものを示している。コンクリート上縁ひずみは、載荷試験前

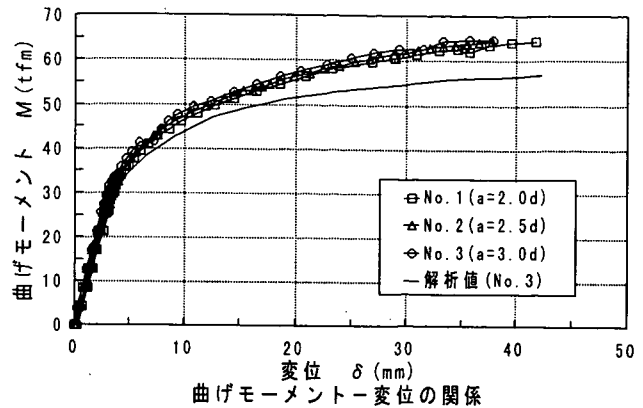


図-18 高強度 曲げモーメント-変位の関係

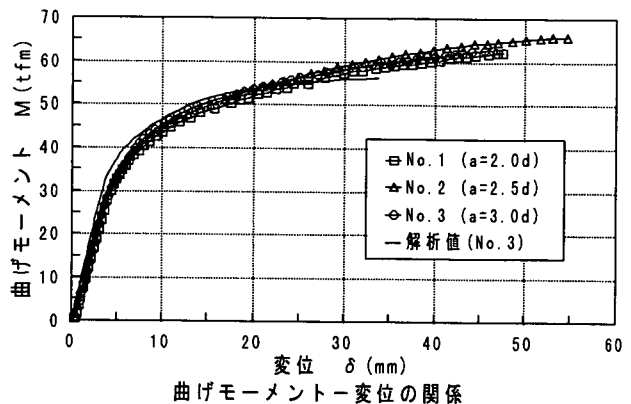


図-19 普通強度 曲げモーメント-変位の関係

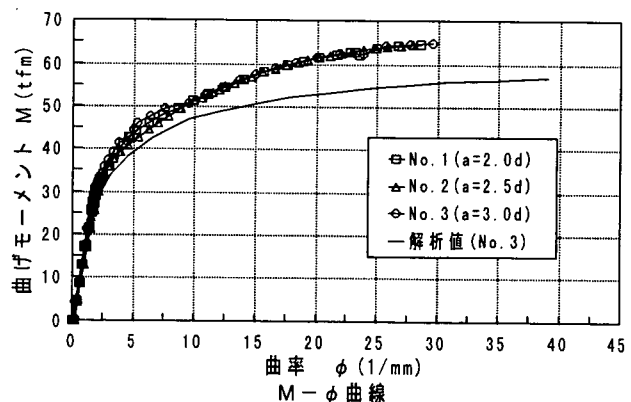


図-20 高強度コンクリート M-φ曲線

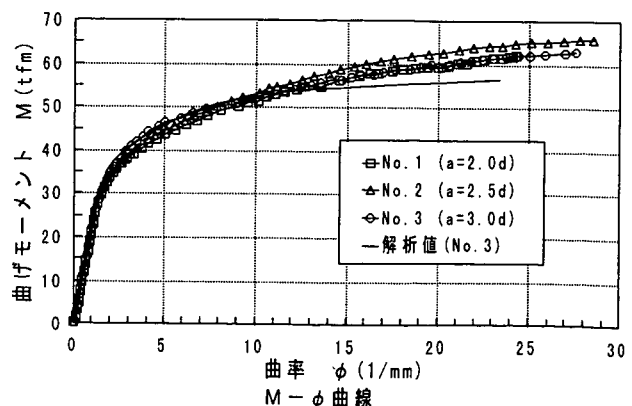


図-21 普通強度コンクリート M-φ曲線

を0として、荷重載荷による増加量を示している。高強度コンクリートは鋼材のあきによる差は見られず計算値より大きい値となり、普通強度コンクリートはNo. 2供試体が若干大きい値を示したものの、その差は小さく、解析値とほぼ同等の値となった。図-24、25は高強度、普通強度コンクリートの支間中央の曲げモーメントとPC鋼材ひずみの関係を示したものである。PC鋼材のひずみは載荷試験前を0とした値を示している。高強度、普通強度共に、一部差はあるものの全体的には一致しており鋼材のあきによる差は無いと思われる。図-26、27は高強度、普通強度コンクリートの各供試体の荷重載荷時のPC鋼材の応力度を示す。PC鋼材の応力度は載荷試験前を0として、曲げ耐力(M_u)までの3段階の増加量を示したものである。高強度、普通強度コンクリート共に支間中央付近において、 $2/3M_u$ から M_u の間で、ひび割れ発生による鋼材の応力増加がはっきりと現れている。図-28、29は高強度、普通強度コンクリートの曲げ耐力時のPC鋼材の応力度を示している。鋼材応力度は曲げ耐力時の鋼材ひずみを測定し、その値を鋼材の引張試験から求めた荷重-伸び曲線を使用して応力度に換算している。これより、全供試体において鋼材が降伏に達していることがわかる。この図の荷重載荷位置から桁端に向かって水平区間開始までの距離を曲げ付着長(Flexural Bond Length)とし、高強度コンクリートはNo. 1供試体が支点部付近のせん断ひび割れの影響により明確ではないが、その他はおおむね800mm程度となり、普通強度コンクリートはおおむね900mm程度となった。高強度コンクリートにおいて、鋼材のあきによる影響がわずかにみられたが、部材の曲げ破壊挙動に影響を与える程の差ではなく、鋼材の降伏付近まで応力度が増加しても、鋼材のあきによる耐力への影響はないと思われる。

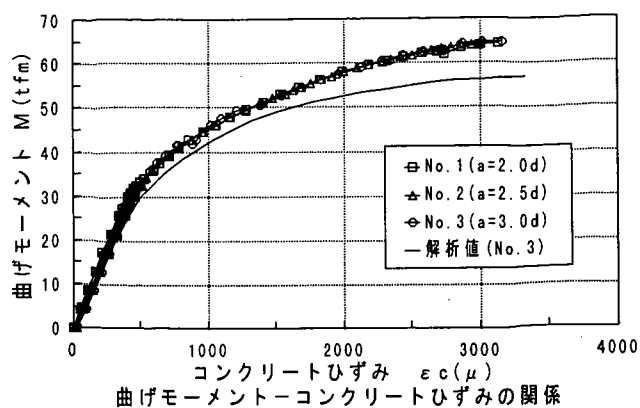


図-22 高強度 曲げモーメント-コンクリートひずみの関係

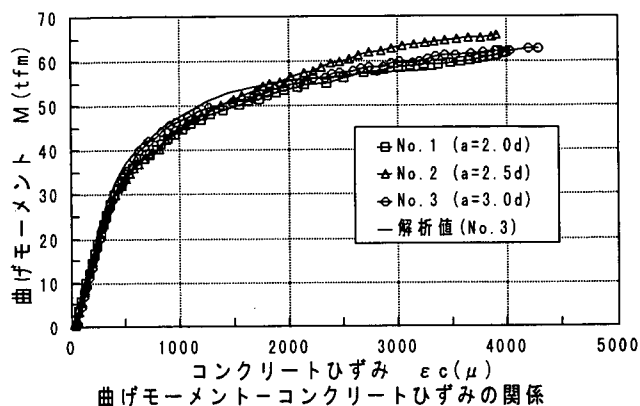


図-23 普通強度 曲げモーメント-コンクリートひずみの関係

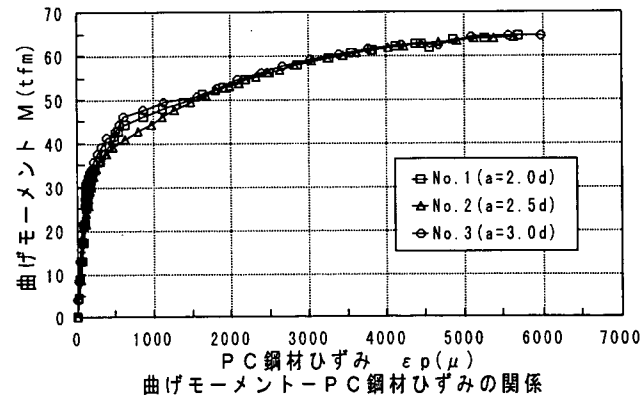


図-24 高強度 曲げモーメント-PC鋼材ひずみの関係

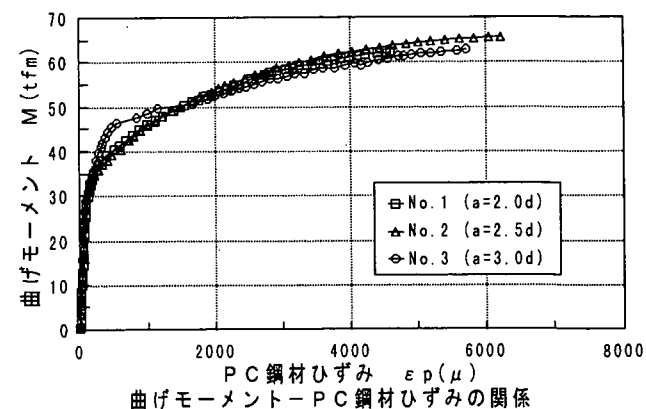


図-25 普通強度 曲げモーメント-PC鋼材ひずみの関係

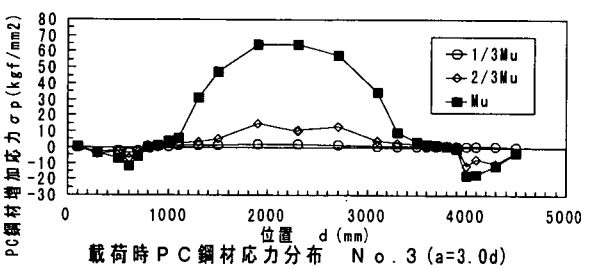
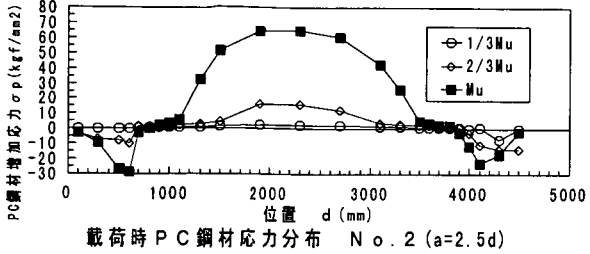
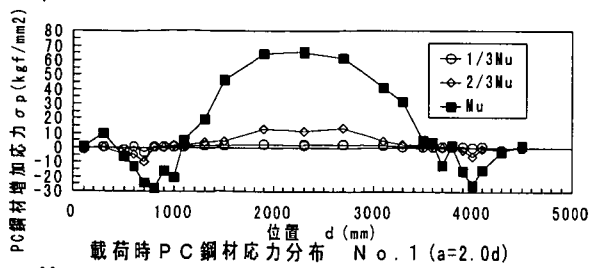


図-26 高強度コンクリート
PC 鋼材応力分布

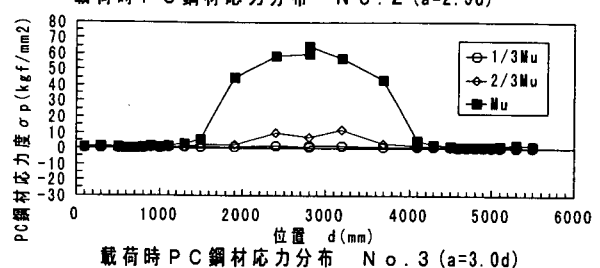
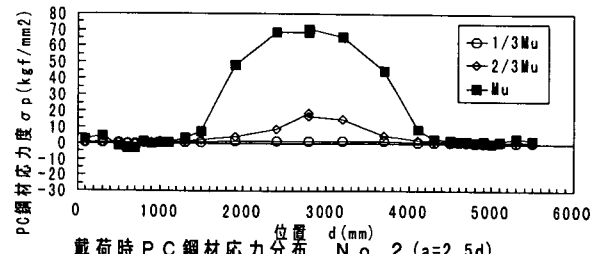
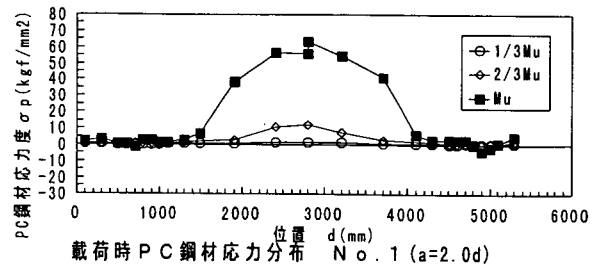


図-27 普通強度コンクリート
PC 鋼材応力分布

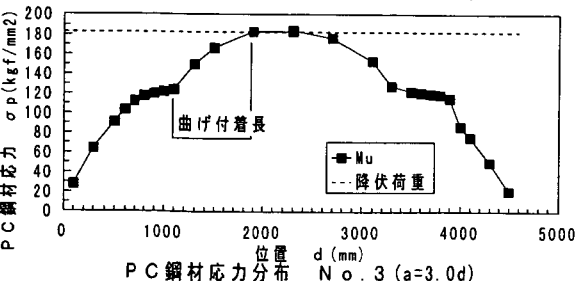
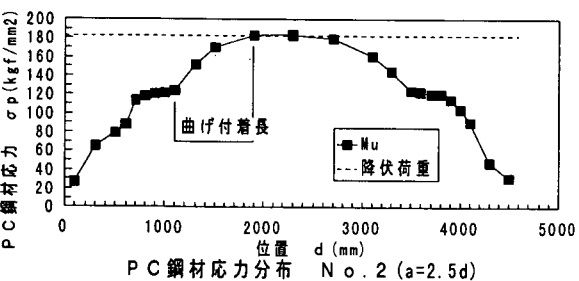
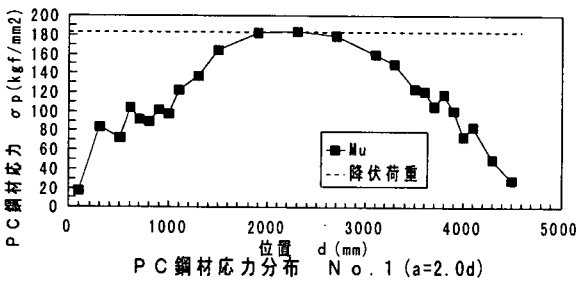


図-28 高強度コンクリート
PC 鋼材応力分布

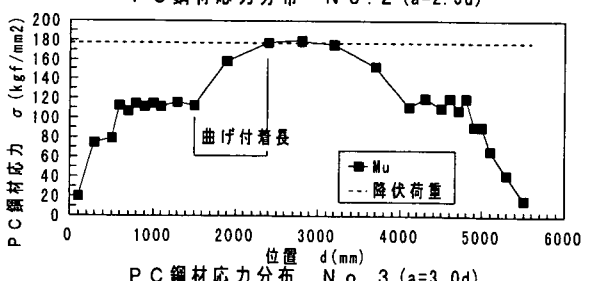
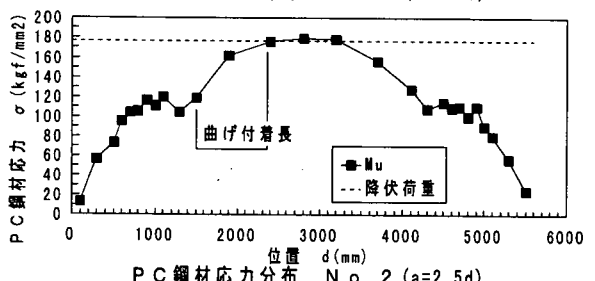
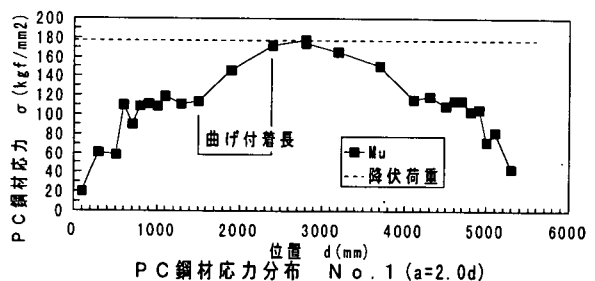
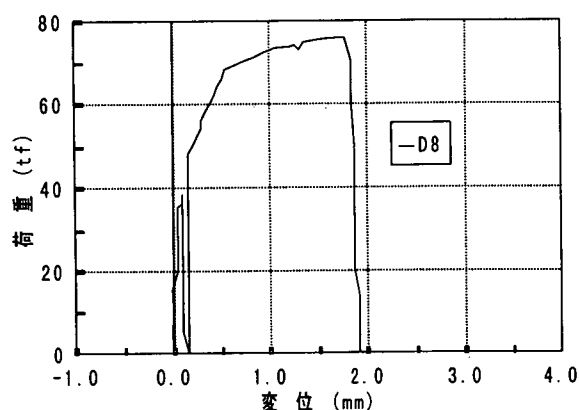
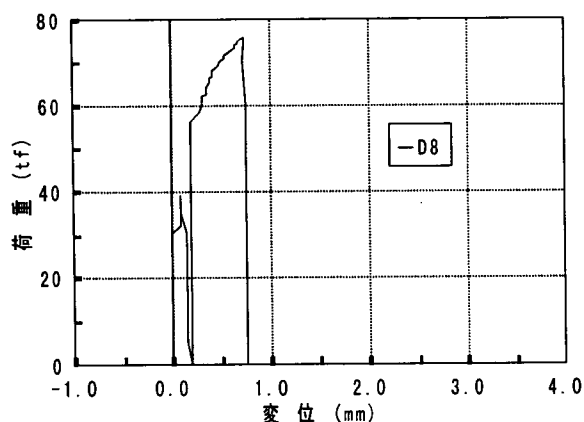


図-29 普通強度コンクリート
PC 鋼材応力分布

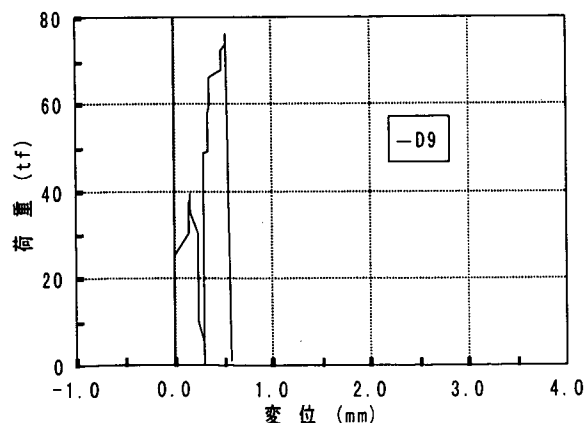
図-30、31は高強度、普通強度コンクリートの荷重と鋼材めり込み量の関係を示している。鋼材めり込み量は9本の鋼材の内、中央の鋼材を桁端から3cm程度出し、そこに変位計をあてて桁端からの相対距離を測った。高強度コンクリートは、No. 1供試体において他の供試体の2倍のめり込みがみられた。これは、あきの影響による差と思われるが、部材の曲げ破壊挙動に影響を与える程の差ではなかったと言える。普通強度コンクリートにおいては、めり込みはほとんど見られなかった。高強度コンクリートより普通強度コンクリートのほうがめり込み量が少ないのは、より線ピッチの違いによる付着性状が異なること、および支点部のスターラップによる拘束の違いによるものと思われる。なおグラフは、両桁端においてめり込み量の大きい側の値を表示している。



荷重と鋼線めり込み量の関係 No. 1 (a=2.0d)

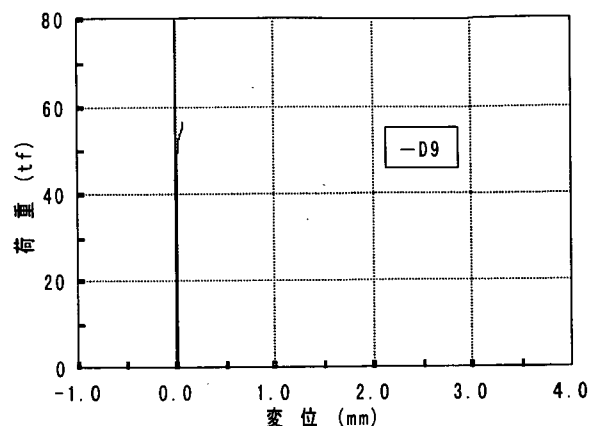


荷重と鋼線めり込み量の関係 No. 2 (a=2.5d)

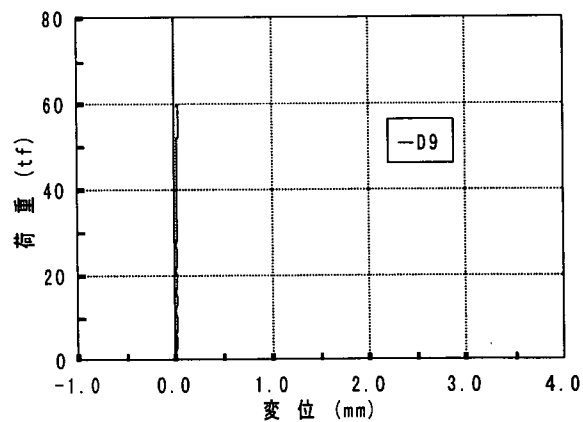


荷重と鋼線めり込み量の関係 No. 3 (a=3.0d)

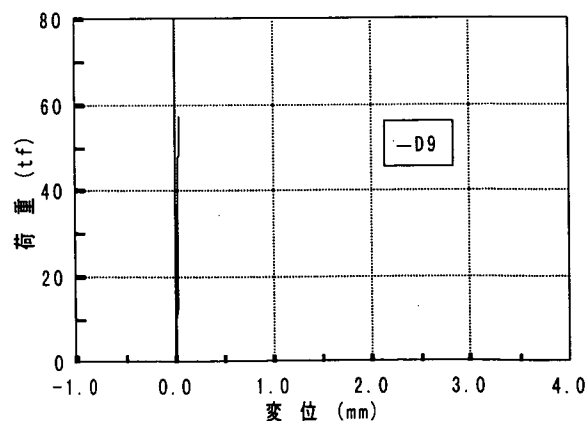
図-30 高強度コンクリート
鋼材めり込み量



荷重と鋼線めり込み量の関係 No. 1 (a=2.0d)



荷重と鋼線めり込み量の関係 No. 2 (a=2.5d)



荷重と鋼線めり込み量の関係 No. 3 (a=3.0d)

図-31 普通強度コンクリート
鋼材めり込み量

図-32、33は高強度、普通強度コンクリートのひび割れ観察図を示す。図-33において、白抜き線はプレストレス導入時に発生したクラックを示し、黒太線は載荷時に発生したクラックを示している。破線のメッシュは1マス10cmで表示している。高強度コンクリートと普通強度コンクリートを比べると、高強度コンクリートの方が斜めひび割れの発生が顕著になっているが、これは高強度コンクリート部材の方がせん断スパンが短く、供試体に作用するせん断力も大きいためと思われる。

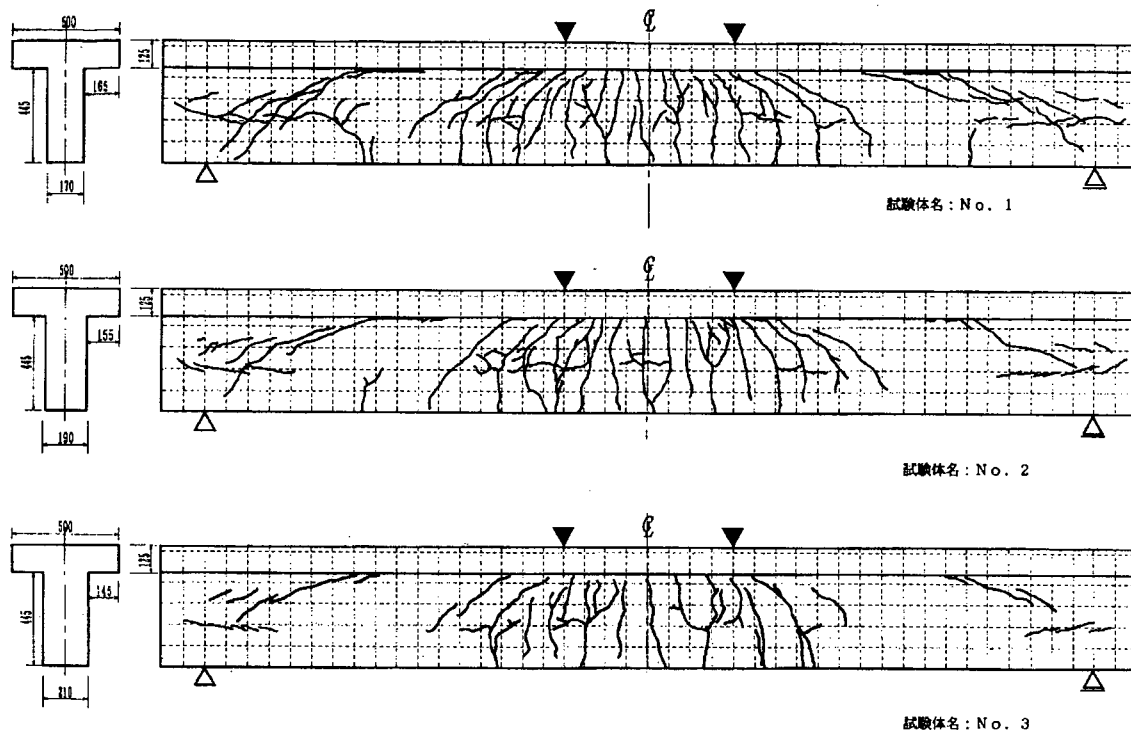


図-32 高強度コンクリート ひび割れ観察図

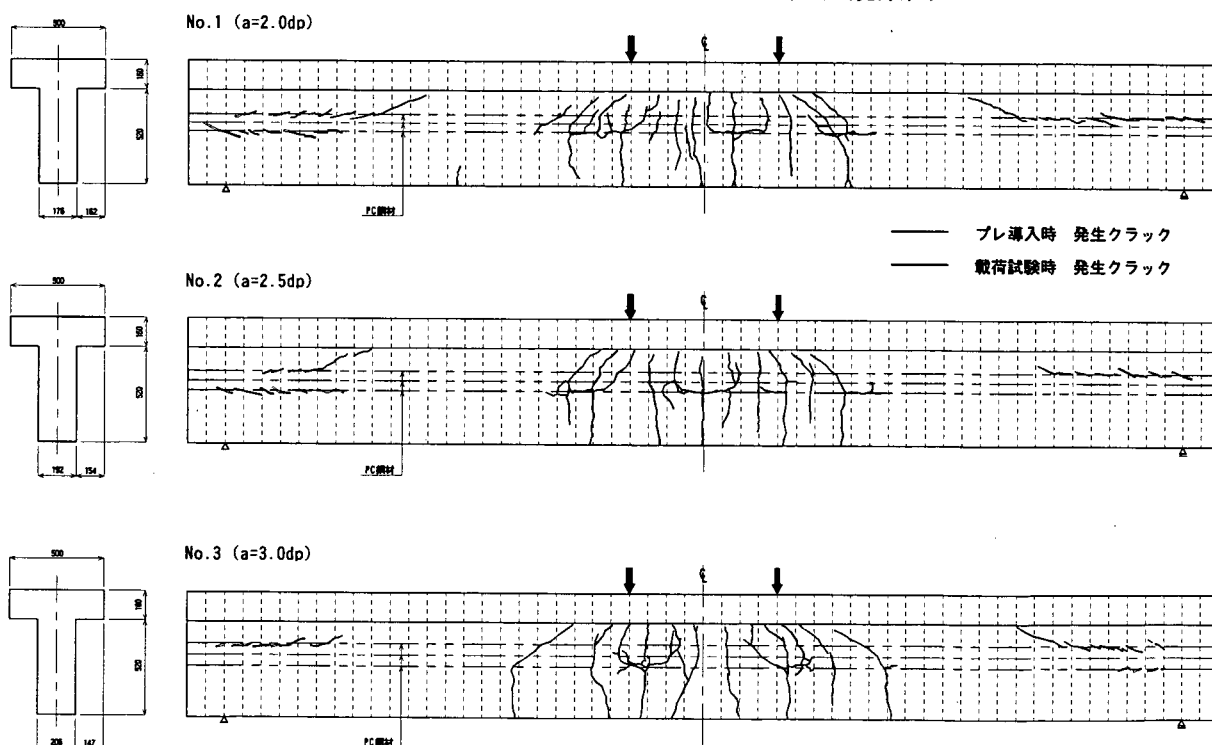


図-33 普通強度コンクリート ひび割れ観察図

4. まとめ

本実験の範囲において、結果をまとめると以下ようになる。

①プレストレスト導入時については、高強度コンクリートおよび普通強度コンクリート共に伝達長（示方書では定着長）に及ぼす鋼材のあきの影響は $2.0 \sim 3.0d$ の範囲ではみられず、コンクリートひずみと計算値の比較では概ね $25 \sim 35d$ ($380 \sim 530\text{mm}$)であり、コンクリートひずみと鋼材ひずみの変化が一致するのは $39 \sim 46d$ ($600 \sim 700\text{mm}$)であった。いずれの結果においても、示方書で示される定着長 $65d$ は十分に安全側を評価している結果となった。

②曲げ破壊挙動についても、耐力、変形、スパン中央部のひずみ挙動に及ぼす鋼材あきの影響はみられず、耐力実験値は高強度コンクリートの場合には3供試体とも計算値を10%程度上回り、普通強度コンクリートの場合には、計算値とほぼ同じ結果となった。

③曲げ载荷における端部の鋼材のめり込みについては、高強度コンクリートの場合には载荷途中に発生した支点部付近のせん断ひび割れの影響により生じる結果となったが、普通強度コンクリートの場合にはめり込みはほとんど無かった。

④曲げ付着長 (Flexural Bond Length) は、高強度コンクリートの場合には規定最小値 $3.0d$ および $2.5d$ 供試体において差はなく概ね 800mm 程度であった。 $2.0d$ 供試体については支点部付近のせん断ひび割れの影響により明確な測定はできなかった。普通強度コンクリートの場合には鋼材のあきの影響はみられず概ね 900mm 程度であった。

以上本実験結果およびCousinsらの結果から、高強度コンクリートおよび普通強度コンクリート共にプレテンション方式によるプレストレストコンクリート橋桁の鋼材のあきは、安全性を考慮して $2.5d$ まで低減できるものと考えられる。

参考文献

- (1) Thomas E. Cousins, J. Michael Stallings, and Michael B. Simmons: Reduced Strand Spacing in Pretensioned, Prestressed Members, ACI Structural Journal, May-June 1994, pp. 277-286