

# 三井住友建設技術開発センター報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER OF  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.9 2011

## CD-ROM の内容

本 CD-ROM は、三井住友建設技術開発センター報告 No.9 2011 として論文・報告、および社外発表論文一覧を PDF ファイルとして収録したものです。  
各コンテンツは WEB ブラウザよりご覧いただけます。

### ■動作環境

本 CD-ROM は以下の環境で利用することができます。

#### ○対応 OS

Microsoft Windows 95/98/Me/NT/2000/XP/Vista/7 または Macintosh OS

#### ○対応ブラウザ

Microsoft Internet Explorer 5.0 以上 / Netscape Navigator 4.7 以上

#### ○その他必要なソフトウェア

Adobe Acrobat Reader 4.0 以上

※ Adobe Acrobat Reader は Adobe 社のホームページ <http://www.adobe.co.jp/> 等でダウンロードできます。

### ■使用方法

Microsoft Windows をお使いの方は、WEB ブラウザが自動で起動するようになっています。

自動で起動しない場合、または Macintosh をお使いの方は、CD-ROM 内の index.html ファイルを WEB ブラウザで開いてご覧ください。

本製品は CD-ROM です。音楽用の一般オーディオプレーヤーでは絶対に再生しないでください。大音量による聴覚障害を被ったり、スピーカー等を破損する恐れがあります。本 CD-ROM を使用することによって生じるいかなる結果にも、当社は一切の責任を負わないものとします。  
記載されている会社名・製品名は各社の商標または登録商標です。

# 三井住友建設技術開発センター報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER OF  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.9 2011

複写をご希望の方へ

当社は、本誌掲載著作物の複写に関する権利を一般社団法人学術著作権協会に委託しております。

本誌に掲載された著作物の複写をご希望の方は、(社)学術著作権協会より許諾を受けてください。ただし、企業等法人による社内利用目的の複写については、当該企業等法人が社団法人日本複写権センター（(社)学術著作権協会が社内利用目的複写に関する権利を再委託している団体）と包括複写許諾契約を締結している場合にあっては、その必要はございません（社外頒布目的の複写については、許諾が必要です）。

権利委託先： 一般社団法人学術著作権協会

〒107-0052 東京都港区赤坂 9-6-41 乃木坂ビル 3F

FAX : 03-3475-5619 E-Mail : [info@jaacc.jp](mailto:info@jaacc.jp)

複写以外の許諾（著作物の引用、転載、翻訳等）に関しては、(社)学術著作権協会に委託いたしておりません。直接、本誌発行元へお問い合わせください。

また、アメリカ合衆国において本書を複写したい場合は、次の団体に連絡してください。

Copyright Clearance Center, Inc.

222 Rosewood Drive, Danvers, MA01923 USA

Phone 1-978-750-8400 FAX 1-978-646-8600

## 巻頭言

三井住友建設技術開発センター報告第9号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

昨年度のわが国経済は、円高やデフレ状態が継続する中、内需拡大が続くアジア諸国への輸出増による企業収益の改善など、緩やかな回復の動きが見られました。しかし、本年3月11日に発生した東日本大震災で様相は一変しました。個人消費ならびに企業の生産活動は急速に冷え込み、景気の先行きは極めて不透明な状況となっています。

エネルギー政策の見直しや企業の設備投資の先送りなど、建設市場に与える影響も大きく、市場環境の変化の見極めや柔軟かつ迅速な対応がこれまで以上に求められています。

弊社におきましては、「技術の信頼、受注の拡大、利益の向上を目指し、顧客ニーズに応える技術開発をタイムリーに推進する」を技術開発の基本方針とし、お客様に提供する建造物の「高品質化」・「高機能化」を推進することでこれらを実現することを目指しています。また、PC橋や超高層住宅など得意分野において、材料・構工法・維持管理などあらゆる面での更なる高度化・高付加価値化に資する技術開発を鋭意進めております。

今後も引き続き、市場環境の変化に対応しうる安定的収益基盤に資する技術開発を推進し、弊社経営計画の確実なる実行を目指します。また、東日本大震災により大きく変化した社会情勢を鑑み、減災やBCPに関する震災対応技術を見極め、新たな取り組みを強化するとともに、これまで蓄積してきた耐震・免震・制震技術をさらに高度化し、持続的社會基盤の構築に貢献していく所存です。

なお、今回の報告では、昨年度の研究開発成果報告に加えて、東日本大震災によって生じた現象について、今後の研究開発に有用な資料とすべく、以下の3つのテーマについて、地震後の調査から得られた各現象の解明および分析の結果について報告しています。

- ・東北地方太平洋沖地震における関東地域の免制震建物の挙動
- ・東日本大震災に見られた吊天井の損傷メカニズム
- ・東北地方太平洋沖地震における東京湾岸地域の液状化被害調査

技術開発センター報告を多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2011年10月

常務執行役員

技術研究開発本部長

黒崎 幸夫

# 三井住友建設技術開発センター報告 第9号

## 目 次

※ 論文はCD-ROMに収録しています

### 【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	鋼管充填モルタルジベルを用いた鋼・コンクリート接合工法の開発	浅井 洋 篠崎 裕生 三加 崇 竹之井 勇 西村 一博	1	21
2	等分布荷重を受ける二辺単純支持RC板の耐力に関する実験的研究	篠崎 裕生 三上 浩 武富 幸郎 高田 昭	2	29
3	プレストレストコンクリート部材に使用する早強コンクリートの自己収縮に対する評価	谷口 秀明 佐々木 亘 樋口 正典	3	35
4	収縮低減効果を有する混和剤を用いたコンクリートの特性	谷口 秀明 佐々木 亘 樋口 正典	4	43
5	骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する実験的研究	佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典	5	51
6	コンクリート水平打継ぎ部の耐久性向上に関する検討	斯波 明宏 樋口 正典 佐々木 亘	6	59
7	覆工背面空洞充填状況の調査方法の開発と実際	高橋 直樹 山地 宏志 戸村 豪治	7	65
8	LEDロックボルト変位計の開発と性能試験	戸村 豪治 山地 宏志 高橋 直樹	8	69
9	VOCs微生物分解に用いる有機資材の開発	黒川 幸彦 伊藤 哲郎 河田 浩史	9	75
10	可視光通信を用いた3次元位置計測システムの実用化	三上 博 掛橋 孝夫 永元 直樹 中込 正貴 武富 幸郎	10	79

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
11	複数の矩形大開口を有するプレキャストプレストレストコンクリート小梁の曲げ載荷実験	江頭 寛 小坂 英之 松永 健太郎 平野 秀和	11	85
12	柱に高強度コンクリートを用いた十字形架構の加力実験	新上 浩 松永 健太郎 河上 浩司 小坂 英之	12	93
13	超高強度コンクリート（170～230N/mm <sup>2</sup> ）を使用した鉄筋コンクリート造柱の中心圧縮性状	田野 健治 松田 拓 小田 稔 中野 翔太	13	101
14	桁行き方向に梁が無いスラブの床衝撃音遮断性能に関する検討	小林 秀彰 嶋田 泰 赤尾 伸一 川島 学 平田 裕一	14	109
15	知的生産性向上に寄与する技術の会議室への適用事例	作田 美知子 赤尾 伸一 西尾 新一 丸山 信一郎 手塚 慎一	15	117
16	住宅用ダクトレス熱交換換気扇の適用性検討評価	池原 基博 西尾 新一 酒井 英二 小林 誠	16	121
17	【東日本大震災 調査報告1】 東北地方太平洋沖地震における関東地域の免制震建物の挙動	川島 学 鈴木 亨 徳武 茂隆	17	127
18	【東日本大震災 調査報告2】 東日本大震災に見られた吊天井の損傷メカニズム	川島 学	18	135
19	【東日本大震災 調査報告3】 東北地方太平洋沖地震における東京湾岸地域の液状化被害調査	平田 裕一 高橋 直樹 宮田 勝利 高岡 裕二 瀬藤 慎一	19	139
	【社外発表論文一覧】			147

# 概要



## 鋼管充填モルタルジベルを用いた鋼・コンクリート接合工法の開発

浅井 洋 篠崎 裕生 三加 崇 竹之井 勇 西村 一博

キーワード：鋼管充填モルタルジベル，二面せん断試験，合成桁，曲げ試験

## 研究の目的

鋼とコンクリートとの接合部に用いるジベル数の減少とコンクリートの充填を確実にするために高強度ジベルの開発を行った。円柱状のジベルを高強度モルタルや鋼管充填モルタルで製作し、鋼板に設けた孔内にあらかじめ配置することで接合部に必要な強度と孔内の充填を確実にする工法である。本稿で

は、二面せん断実験で得られた結果をもとにジベルのせん断耐力の算出式を提案する。また、PC 桁と鋼桁とを接合した合成桁の曲げ載荷実験を行い、頭付きスタッドジベルで接合した合成桁と比較して同等以上の性能を有することを確認した。

## 研究の概要

鋼管充填モルタルジベル（図-1）およびモルタルジベルの二面せん断実験を行った。試験方法は板厚 16mm の鋼板に約 50mm の孔を設け、そこに円柱状の鋼管充填モルタルジベルを配置し、周囲にコンクリートを打ち込んで一体化した試験体で、頭付きスタッドジベルのせん断耐力を実験的に評価する方法として用いられる押抜き試験である。

また、実橋の 1/2 モデルで全長 9.5m、桁高 1.1m の試験桁による曲げ試験を行った（図-2）。接合方法はジベルを取り付けた鋼桁を PC 桁に埋め込む構造である。試験桁は頭付きスタッドジベルで接合した桁とこれよりジベル本数を 1/2 にした鋼管充填モルタルジベルで接合した 2 試験体である。載荷方法は接合部が載荷スパン内に位置する二点載荷とした。

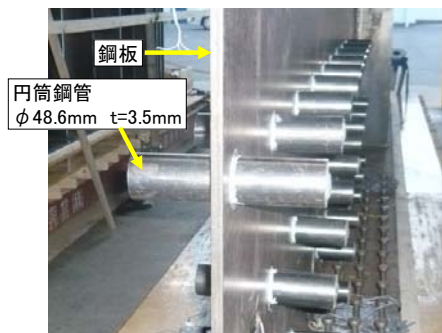


図-1 鋼管充填モルタルジベル

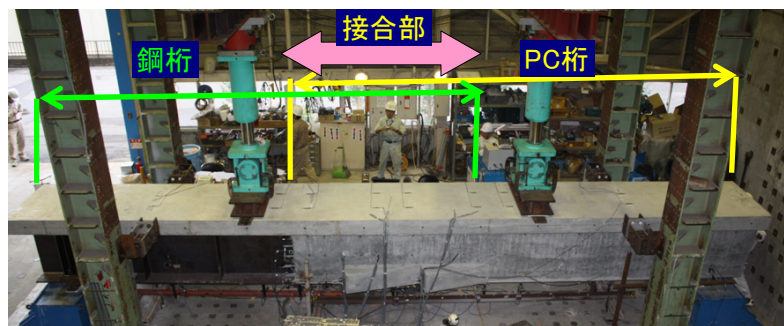


図-2 合成桁の曲げ載荷試験

## 研究の成果

二面せん断載荷試験により、モルタルジベルのせん断耐力をモルタル圧縮強度の 1/3 乗に比例する実験式を示した。鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力は、モルタルジベルのせん断耐力と鋼管のせん断耐力の和で算出する式を提案した。提案式によるジベル耐力計算値と実験値とを比較し、提案式の妥当性を示した。また、鋼板孔と鋼管充填モルタルジベルの間にはわずかな遊間が生じるが、1mm 以下におさえれば、ずれ変位に及ぼす影響は小さいことを示した。次に、PC 桁と鋼桁を接合した試験桁の

曲げ試験では、鋼管充填モルタルジベルを用いた桁の曲げ破壊耐力と頭付きスタッドジベルを用いた桁の耐力は同等であり、いずれの試験体においても鋼桁と PC 桁の間に著しいずれは認められなかった。

φ48.6mm 鋼管充填モルタルジベルは、φ16mm 頭付きスタッドジベルの 1/2 の配置数であっても同等の接合能力を有することが示された。この結果、鋼管充填モルタルジベルは鋼桁と PC 桁の接合部などジベルを多数配置する部位への適用が有効であることが示された。

The Study of Steel-Concrete Joint Method with Mortar filled Steel Tube Connector  
HIROSHI ASAI HIROO SHINOZAKI TAKASHI SANGA ISAMU TAKENOI  
KAZUHIRO NISHIMURA

Key Words : Shear Connector Steel Tube Filling Mortar, Double Shear Test, Composite Girder, Flexural Test

## 等分布荷重を受ける二辺単純支持 RC 梁の耐力に関する実験的研究

篠崎 裕生 三上 浩 武富 幸郎 高田 昭

キーワード：RC 梁, 二辺単純支持, 等分布荷重, せん断耐力

### 研究の目的

地中構造物などの分布荷重を受ける部材の耐力に関する実験研究は少ない。これは等分布荷重の再現が難しいことなどが大きな理由である。一般的には、分布荷重を受ける梁のせん断耐力は、支点付近においてアーチ機構が卓越するため、大きくなることが知られている。しかしながら、現状ではこれを考慮しない不経済な設計が行われている場合が多い。

著者らは、二辺単純支持 RC 板を等分布荷重によりせん断破壊させる実験を実施し、せん断耐力の評

価方法を検討した。等分布荷重は、空気圧で膨張するゴムバッグにより模擬した。実験で得られたせん断耐力は、等分布荷重を多点荷重に置き換えて、個々の荷重に対する耐力評価値を累積する方法により求めた計算値と良く一致することが分かった。また、それぞれの支点から荷重スパン長の 1/4 離れた点に集中荷重があると見なして計算する簡易な方法でも、実用上は十分な精度でせん断耐力を評価できることが分かった。

### 研究の概要

ゴムバッグおよび荷重方法を写真-1 に示す。実験室の床と試験体の間にゴムバッグを複数挿入し、試験体を PC 鋼棒で床に固定した後、ゴムバッグを膨張させることで等分布荷重を作用させた。

試験体は、断面幅 360mm、断面高さ 150mm (有効高さ 120mm)、引張鋼材として D16 を 8 本配置した荷重スパン長 1.5m の S-N 試験体を基本として、荷重スパン長 (S-S)、鉄筋比 (S-R)、鉄筋の有効高さ (S-E)、コンクリート強度 (S-C) を変えた計 6 体とした。いずれの試験体もせん断補強鉄筋は配置していない。コンクリートの圧縮強度は 36.5~43.2N/mm<sup>2</sup> である。試験体はいずれもせん断破壊した。



写真-1 ゴムバッグ (上) と荷重試験状況 (下)

### 研究の成果

本報告ではまず、ゴムバッグにより梁に等分布荷重が作用していることを鉄筋のひずみ分布から確認した。次に、従来法で計算したせん断耐力は実験結果をかなり小さく (概ね半分程度) 評価する傾向があること、そして、等分布荷重を多数の集中荷重に置き換えてせん断耐力を計算する斎藤らの方法により、試験体のせん断耐力を精度良く評価できることを確認した (図-1)。また、この方法では等分布荷重をスパン L の 1/4 点と 3/4 点に作用する 2 点の集中荷重と仮定してもせん断耐力を安全に評価できることを確認した。

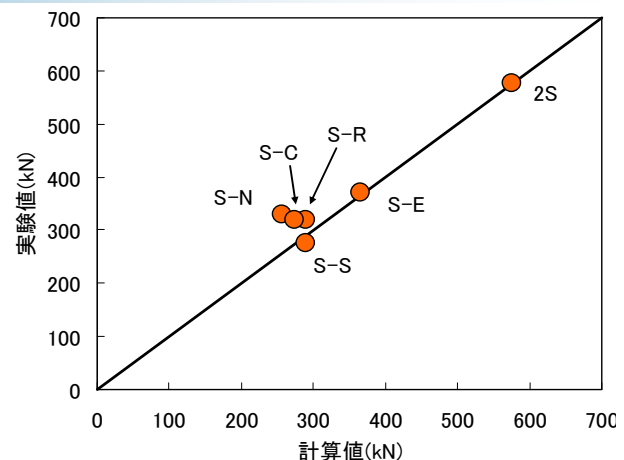


図-1 せん断耐力の計算値との比較

An Experimental study on Ultimate Strength of Two Side Simple Supported RC Beams under Distributed Transverse Load

HIROO SHINOZAKI HIROSHI MIKAMI YUKIO TAKETOMI AKIRA TAKADA

Key Words : RC Beam, Two Side Simple Support, Distributed Load, Shear Strength

# プレストレストコンクリート部材に使用する 早強コンクリートの自己収縮に対する評価

谷口 秀明 佐々木 亘 樋口 正典

キーワード：プレストレストコンクリート，早強コンクリート，自己収縮，乾燥収縮，骨材

## 研究の目的

最近では、天然骨材の品質低下に起因するコンクリートの収縮量の増加が問題になっている。過大な収縮に起因して供用前から想定外のひび割れ・変形などを発生した垂井高架橋では、乾燥収縮ひずみのみならず、自己収縮ひずみも2倍程度大きい。

PC（プレストレストコンクリート）部材には、水セメント比が小さく、早強ポルトランドセメントを使用したコンクリート（以下、早強コンクリート）

が多用されるが、通常のコンクリートと比べて自己収縮ひずみが大きくなる。これに加えて、前述のような骨材の要因が加わった場合には、自己収縮ひずみが相当に大きくなる可能性がある。

そこで、本研究では、レディーミクストコンクリート工場で使用される骨材を収集し、橋梁上部構造のPC部材に使用する早強コンクリートの自己収縮ひずみに影響を及ぼす要因を確認することとした。

## 研究の概要

国内各地のレディーミクストコンクリート工場から収集した骨材を使用してコンクリートを製造した。評価の対象は、設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup> 程度のPC橋上部構造を対象とした早強コンクリートである。コンクリートの品質として、圧縮強度、ヤング係数、乾燥収縮ひずみおよび自己収縮ひずみを確認した。また、骨材の種類以外の要因として、①単位セメント量および粗骨材の単位量、②単位粗骨材量、③水セメント比およびセメントの種類がコンクリートの自己収縮ひずみに及ぼす影響についても確認した。

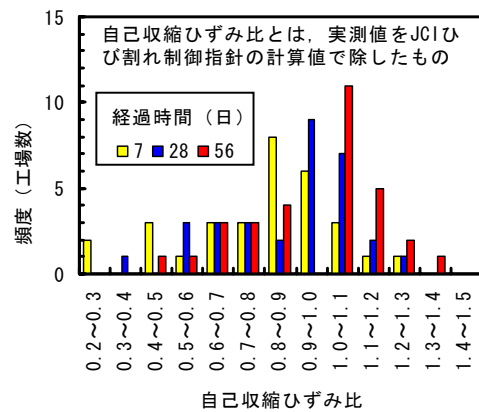


図-1 自己収縮ひずみ比の分布

## 研究の成果

この研究によって、以下のことが明らかになった。

- ① 骨材の相違がコンクリートの自己収縮ひずみに及ぼす影響は乾燥収縮ひずみよりも大きく、材齢が若いほど、骨材によって自己収縮ひずみが大きく異なる。
- ② 自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみは、いずれもヤング係数との相関がある。
- ③ セメントの種類および水セメント比が異なっても、同一骨材を使用した場合には、乾燥期間182日の乾燥収縮ひずみに材齢7日の自己収縮ひずみを加算した収縮ひずみは大幅には異なる場合が多い。

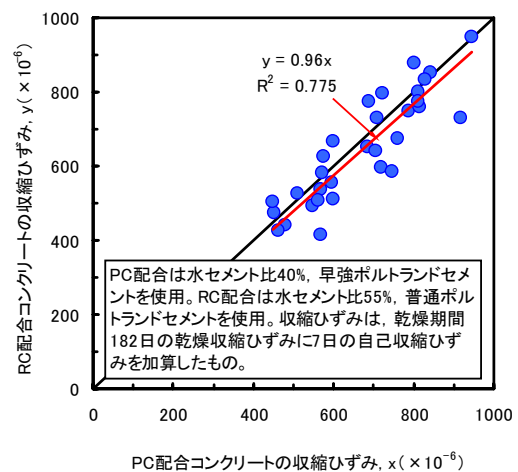


図-1 セメントの種類および水セメント比が異なるコンクリートの収縮ひずみの比較

## Evaluation to Autogenous Shrinkage of High Early Strength Concrete for Prestressed Concrete Members

HIDEAKI TANIGUCHI WATARU SASAKI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Prestressed Concrete, High Early Strength Concrete, Autogenous Shrinkage, Drying Shrinkage,

Aggregate

## 収縮低減効果を有する混和剤を用いたコンクリートの品質

谷口 秀明 佐々木 亘 樋口 正典

キーワード：収縮低減剤，圧縮強度，収縮，凍結融解作用

### 研究の目的

最近では、コンクリートの収縮低減策として、膨張材以外に収縮低減剤が使用されつつある。しかし、収縮低減剤には、その品質を定めた JIS が存在せず、混和剤メーカーが独自の基準により開発している。このため、さまざまなものが流通しており、収縮低減剤およびこれを用いたコンクリートの品質は必ずし

も明確にはなっていない。収縮低減剤をあらかじめ混入した（高性能）AE 減水剤も続々と開発されている。本研究では、複数の混和剤メーカーから収縮低減効果を有する混和剤（以下、収縮低減材料）を入手し、それぞれの混和剤が硬化コンクリートの品質に及ぼす影響を確認した。

### 研究の概要

確認した硬化コンクリートの品質は、圧縮強度、自己収縮、乾燥収縮および凍結融解抵抗性である。

設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup> 程度の PC 部材に使用する配合 (W/C=40% , PC 配合) と、24~27N/mm<sup>2</sup> 程度の RC 部材に使用される配合 (W/C=50, 55%, RC 配合) のコンクリートで評価を行った。

PC 配合では高性能 AE 減水剤を、RC 配合では AE 減水剤または高性能 AE 減水剤を使用した。いずれも収縮低減剤を含むものとそうでないものを使用した。また、収縮低減剤を含まない AE 減水剤または高性能 AE 減水剤を使用したコンクリートでは、収縮低減剤の有無の効果を確認した。

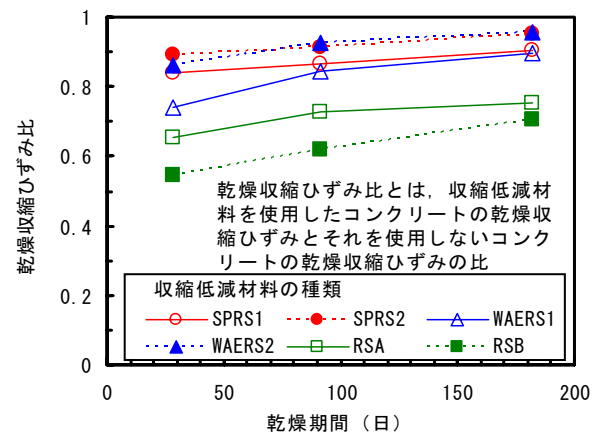


図-1 乾燥期間と乾燥収縮ひずみ比の関係

### 研究の成果

本研究により、市販の混和剤がコンクリートの圧縮強度、収縮および凍結融解に及ぼす影響の度合いは大幅に異なることが明らかになった。このため、コンクリートの要求性能を満足するよう、事前に性能を確かめて使用する必要がある。品質に及ぼす影響の度合いは、以下のとおりである。

- ① 圧縮強度は、ベースコンクリートの圧縮強度に対して 0~20% 程度の範囲で低下する。
- ② 自己収縮ひずみは、ベースコンクリートの 0~37% 程度の範囲で低減される。
- ③ 乾燥期間が短いほど、乾燥収縮ひずみの低減効果は高くなる。
- ④ 収縮低減材料には、凍結融解試験の開始直後

から、相対動弾性係数が急激に低下するものがある。

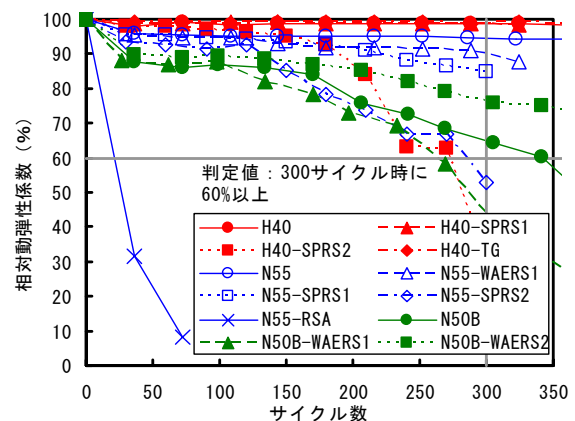


図-2 凍結融解試験の結果

## Quality of the Concrete Mixed with the Chemical Admixture for Reducing Shrinkage

HIDEAKI TANIGUCHI WATARU SASAKI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Shrinkage Reducing Agent, Compressive Strength, Shrinkage, Freezing and Thawing Action

## 骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する実験的研究

佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典

キーワード：アルカリシリカ反応，骨材，化学法，モルタルバー法，コンクリートバー法

### 研究の目的

PC 部材には設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup> 程度の比較的強度域の高いコンクリートが多用され、最近では 50~60N/mm<sup>2</sup> の高強度コンクリートの適用も増加している。一方、高強度コンクリートに対するアルカリシリカ反応についての研究は必ずしも十分とはいえず、コンクリート示方書では高強度コンクリートに対するアルカリシリカ反応対策として、無害と判定された骨材を使用することとしている。

しかし、近年の骨材事情の悪化の中で、無害と判

定される骨材の入手が困難であったり、無害と判定されていても、採取時期や場所の変化により無害でない骨材が混入したりする可能性は否定できない。

筆者らはこれまでに高強度コンクリートを対象とし、そのアルカリシリカ反応性や対策についての検討を行ってきた。本稿では、高強度コンクリートでアルカリシリカ反応を生じる可能性のある骨材を、化学法やモルタルバー法を用いて評価することを目的とした検討を行った。

### 研究の概要

各地のレディーミクストコンクリート工場から実際に使用されている骨材（18 種類）を入手し、それらを用いて化学法、モルタルバー法、コンクリートバー法の各アルカリシリカ反応性試験を実施した。モルタルバー法およびコンクリートバー法は促進養生による試験であり、モルタルバー法には 3 種類の養生方法を実施した。

コンクリートバー法における配合は、用いた骨材の工場の配合を参考とし、設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup> 程度の PC 上部工に用いられるコンクリートを想定

したものである。

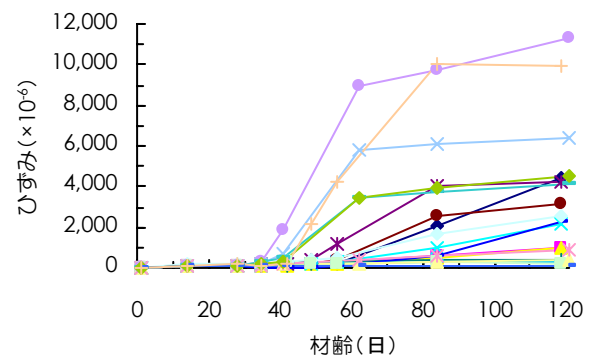


図-1 モルタルバー法による膨張ひずみの一例

### 研究の成果

実験の結果、①化学法で無害と判定された骨材であっても、モルタルバー法やコンクリートバー法で大きな膨張を示すものが存在すること、②外部からアルカリを供給したモルタルバーの膨張ひずみは、

化学法の測定値と相関が見られること(図-2, 図-3)、③モルタルバー法の膨張ひずみからコンクリートバー法の膨張ひずみの傾向が把握できること、などが分かった。

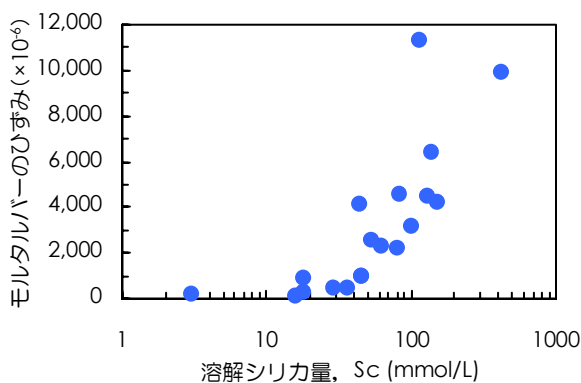


図-2 モルタルバーの膨張ひずみと Sc の関係

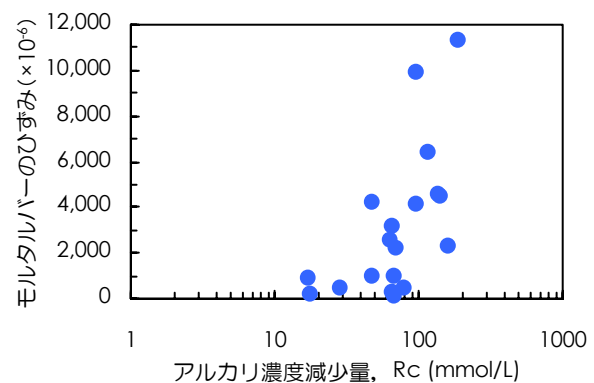


図-3 モルタルバーの膨張ひずみと Rc の関係

## Experimental Study of Evaluation of Alkali-Silica Reactivity of Aggregate

WATARU SASAKI HIDAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Alkali-Silica Reaction, Aggregate, Chemical Method, Mortar Bar Method,

Concrete Bar Method

## コンクリート水平打継ぎ部の耐久性向上に関する検討

斯波 明宏 樋口 正典 佐々木 亘

キーワード：水平打継ぎ，打継ぎ処理材，水密性，中性化，接着強度

### 研究の目的

現在、コンクリートの打継ぎ部について従来の打継ぎ処理方法を改善あるいは補完する打継ぎ処理材が開発されているが、従来の処理方法と比べた効果の程度については明らかになっていないと言いが難い。

本報告では、打継ぎ部の中央に注水穴を設けた試

験体を用いることにより、市販の各種打継ぎ処理材の水密性向上効果について実験的に検討した。また、同様の試験体を用いて打継ぎ部の中性化抵抗性や接着強度についても検討した。

### 研究の概要

試験に使用した打継ぎ処理材を表-1に示す。また、試験体は、写真-1に示すように500mm×500mm×高さ400mmで、1層目コンクリートを200mm打込み、打継ぎ処理を行った後、1週間後に2層目コンクリートを200mm打込んだ。

試験配合は、フリーディングが少し大きくなるよう水セメント比63.7%、スランプ15cmとした。水密性試験は試験体中心にφ100mm孔を削孔し、そこから0.1MPaの水圧をかけ、流入量を測定した。

中性化および接着強度試験も同様の試験体からコア削孔を行い、それぞれの試験を実施した。

表-1 打継ぎ処理材

番号	打継ぎ処理材	備考	使用量 (kg/m <sup>2</sup> )
①	ポリマーエマルジョン系	打込み後散布 (後処理不要)	0.25
②	ポリマーエマルジョン系	打込み後散布 (後処理不要)	0.35
③	水和促進剤	従来処理後塗布	0.20
④	ポリマーセメントモルタル系	従来処理後塗布	2.70
⑤	ポリマーセメントモルタル系	従来処理後塗布	1.25
⑥	エポキシ樹脂系	従来処理後塗布	0.60
⑦	自己治癒型防水材	従来処理後塗布	2.00
⑧	従来処理 (チッピングのみ)	-	-



写真-1 水密性試験状況

### 研究の成果

実験の結果、以下のことが明らかになった。

後処理不要の処理材①、②は漏水が確認され、他と比べて水密性に劣る。処理材③、⑥、⑦は水密性が向上しており、従来処理⑧に比べて流入量を60～80%に抑制する効果が見られた(図-1、⑧との比)。

後処理不要の処理材①、②は他と比べて中性化の程度が大きいが、処理材④～⑦は特に打継ぎ上部(2層目コンクリート)の中性化を抑制しており、耐久性を向上させる結果となった(図-2、⑧との比)。

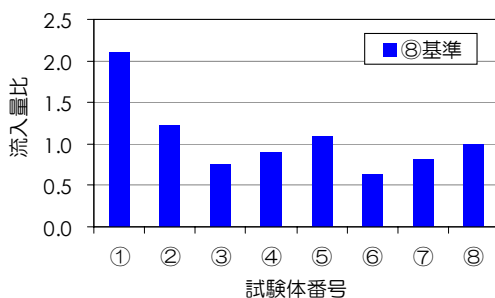


図-1 流入量比の比較

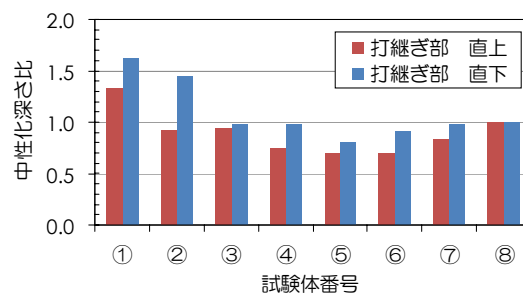


図-2 中性化深さ比の比較

### Study on Durability Improvement for Horizontal Concrete Joint

AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI WATARU SASAKI

Key Words : Horizontal Concrete Joint, Concrete Joint Materials, Water Tightness, Carbonation, Adhesive Strength

## 覆工背面空洞充填状況の調査方法の開発と実際

高橋 直樹 山地 宏志 戸村 豪治

キーワード：小断面トンネル，補修，小口径削孔検査

### 研究の目的

小断面トンネルを対象とした覆工背面充填工法における充填状況の調査方法として、農業用水トンネルでは直径 50mm のボーリング孔を 500m おきに削孔し、採取したコアによる調査を基本としている。しかしながら、①削孔径が 50mm であるため覆工に損傷を与える恐れがある、②検査孔の間隔が 500m おきであるためその間の充填状況が不明であり、詳細な充填状況を把握できないなどの問題がある。一

方、レーダー探査を用いた非破壊検査による方法もあるが、充填材の含水率が高いため、水が存在した場合に充填材と水溜り部の区別が困難な場合があり、充填状況の調査に本手法を用いることは精度の上で疑問が残る。そこで、直径 24.5mm の検査孔を削孔してその内壁を小型の棒形スキャナで撮影し、目視で充填状況を確認できる簡易型充填調査方法（モールスパイグラスシステム）を開発した。

### 研究の概要

検査孔内壁の撮影には、図-1 に示すスティックタイプの棒形スキャナを採用した。本スキャナで画像を読み取る原理は、紙面などを読み取る一般のハンディスキャナと同じ原理を用いており、スキャナ（センサ）の移動距離をローラーを介したエンコーダで計測しながらイメージセンサでスキャンする。

イメージセンサ部の長さは約 300mm であり、実際に画像をスキャンするセンサ長は 210mm である。

撮影した画像データはSDカードに保存される他、スキャナ本体をパソコンと連動させることにより、リアルタイムでスキャン画像をパソコンのモニタ上にて確認することが可能である。

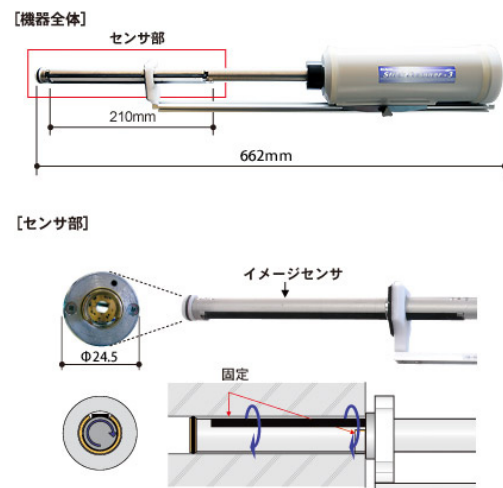


図-1 棒形スキャナ

### 研究の成果

写真-1 および写真-2 は、実施工において撮影した画像である。画像より、岩片や礫が点在しているものの、それらの間隙に至るまで充填材が充填されていることが鮮明にわかる。なお、仮に空洞部が残

されていた場合、その箇所はスキャン画像中では暗部として表示されることになるため、空洞箇所の判別も可能である。これより、充填状況の調査手法として本手法が有効であることを検証した。

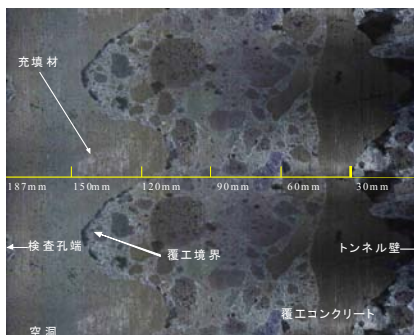


写真-1 検査孔内壁の展開画像（その1）

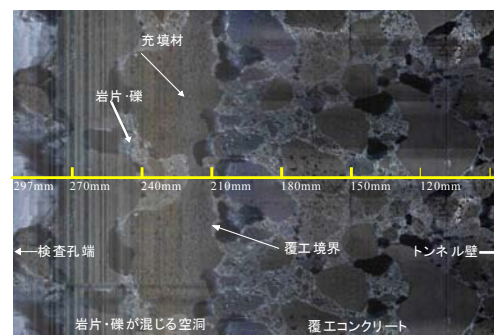


写真-2 検査孔内壁の展開画像（その2）

## Inspection Method of Filling Status in Rear Cavity behind Lining of Small Cross Section Tunnels

NAOKI TAKAHASHI HIROSHI YAMACHI GOJI TOMURA

Key Words : Small cross section tunnel, Rehabilitation, Small drilled hole inspection

## LED ロックボルト変位計の開発と性能試験

戸村 豪治 山地 宏志 高橋 直樹

キーワード：ロックボルト, LED

### 研究の目的

ロックボルトは、NATMにおける最も重要な支保部材であり、その挙動を把握することは、トンネルの安定性を評価するうえで非常に重要となる。しかし、ひずみゲージによる測定は費用対効果の面から実施例が減少傾向にあり、また、測定データの評価においても、不連続面の挙動が卓越する地山においては、その挙動や支保効果を評価することが困難であるなど問題点も多い。このようなロックボルト計測の現状を鑑み、神戸大学芥川真一教授の提唱する

OSV (On-Site data Visualization) の概念と、この概念を実現した光る変位計 LEDS (Light Emitting Displacement Sensor) の機構を援用したロックボルトの計測システムを開発し、その実用性について検証した。なお、開発したロックボルト計は、当社が開発を進める新しい地盤施工管理システム GENESIS (Geo-Engineering Network Sensors and Intelligent System) を構成するセンサーの一つとして GENESIS- RBM(Rock Bolt Measure)と名づけた。

### 研究の概要

実証試験はストレインメータとの比較によって基本性能を把握するためのロックボルト引張試験と、実際の地山において局所的な不連続面挙動を評価できるかどうかを検証するための亀裂挙動模擬実験の

2種類の試験を実施した。亀裂挙動模擬実験の模式図を図-1に、実験状況を写真-1に示す。試験では割れ目のある鋼管内にロックボルトを充填定着し、割れ目部をセンターホールジャッキで押し広げることで、岩盤不連続面の挙動を再現した。

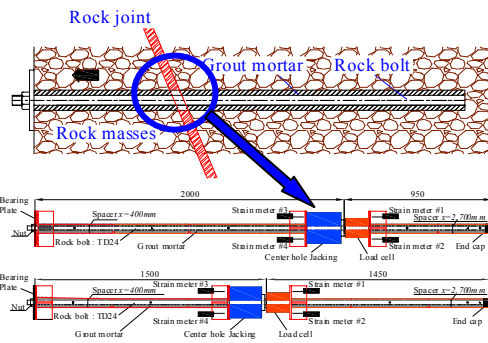


図-1 亀裂挙動模擬実験

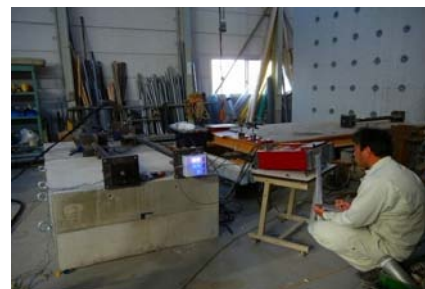


写真-1 実験状況

### 研究の成果

図-2に亀裂挙動模擬実験の Model 1500 (亀裂位置を1,500mmとしたケース)における荷重と相対区間変位の関係を一例として示す。本ケースでは模擬亀裂位置を跨ぐ Point 2と Point 3の相対変位だけが增大しており、不連続面を有する地山におけるロックボルトの挙動を正しく表現しているといえる。

ロックボルト引張試験と亀裂挙動模擬実験のすべての試験結果から、GENESIS-RBMはトンネル計測機器として、十分な精度であること、さらに、局所的な不連続面挙動を示す地山においても正しい挙動

を計測することが可能であることが分かった。

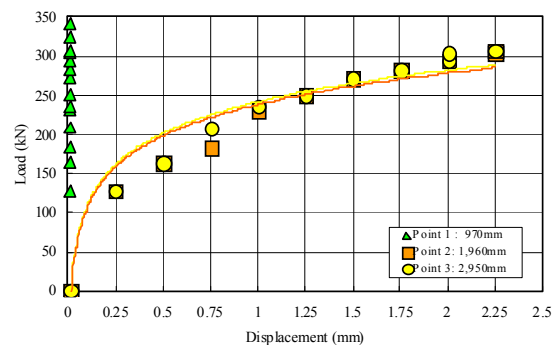


図-2 荷重と相対区間変位 (Model 1500)

## Development and Performance Test of New Rock Bolt Displacement Meter (GENESIS-RBM)

GOJI TOMURA HIROSHI YAMACHI NAOKI TAKAHASHI

Key Words : Rock bolt, LED



## VOCs 微生物分解に用いる有機資材の開発

黒川 幸彦 伊藤 哲郎 河田 浩史

キーワード：VOCs、バイオレメディエーション、有機資材、培養試験

### 研究の目的

汚染土壌の修復技術として、環境負荷が小さく安価な浄化技術であるバイオレメディエーションが普及しはじめている。バイオレメディエーションは、微生物などが持っている化学物質の分解能力などを利用して、有害物質で汚染された土壌や水環境を修復する汚染土壌修復技術である。筆者らは静岡理工科大学との共同研究により、VOCs 汚染土壌を対象

とするバイオレメディエーションに用いる有機資材（SMY 材）を新たに開発した。コストは従来品の 1/3 以下となる材料である。SMY 材と市販品を含め数種類の材料を用いて VOCs 分解促進効果を比較評価する培養試験を行い、SMY 材の効果を確認した結果を報告する。

### 研究の概要

筆者らの開発した SMY 材は酵母抽出液などを成分とする有機資材である。効果の検証のため、数箇所の VOCs 汚染現場より採取した PCE(テトラクロロエチレン) を主とする汚染土あるいは汚染地下水に、SMY 材と市販品を含め 5 種類の材料（表-1）を添加して PCE 分解促進効果を比較評価する培養試験を行った。培養試験は 100mL のバイアル瓶に汚染地下水 10 mL（もしくは汚染土 10 g）ほかを入れたものを用いて行った（図-1、写真-1）。それぞれの材料を添加して培養し、定期的にヘッドスペースからガスを採取して PCE および副生成物（PCE→cis-DCE→VC）の濃度を分析確認した。比較試験の結果から SMY 材と B 材の効果が高いことが確認されたので、SMY 材と B 材単独の場合、それ

ぞれの比率を変えて混合した場合などの比較試験を追加して行った。

表-1 使用した材料

種別	主成分
SMY材	酵母抽出液ほか
A材	乳酸ほか
B材	アミノ酸ほか
C材	リン酸ほか
D材	蟻酸ほか

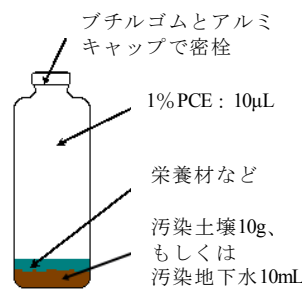


図-1 バイアル瓶



写真-1 培養状況

### 研究の成果

比較試験の結果、各材料の中では B 材が最も効果的であったが、筆者らの開発した SMY 材も同程度の効果がある（PCE の副生成物である cis-DCE が VC にまで分解されている）ことが確認された。

また、SMY 材に B 材を添加した場合により効果が上がることが確認された（図-2）。SMY 材に鉄分を加えた場合にも B 材を加えた場合と同様の分解促進効果が得られており、補助材については今後も研究を進めてゆく予定である。SMY 材は非常に安価な材料で

ありコスト低減に寄与すると考えている。

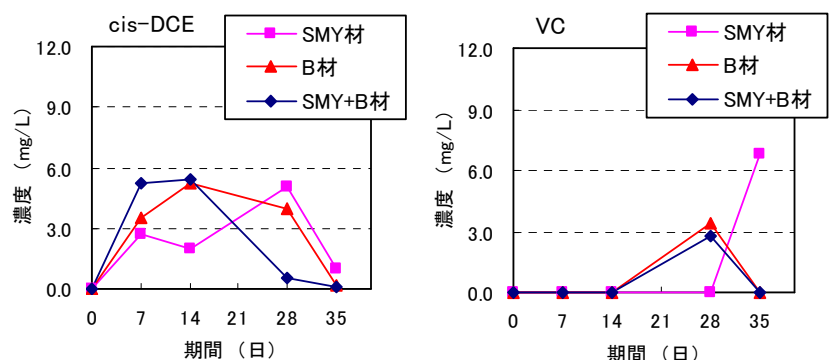


図-2 培養試験結果例

Development of the Organic Material for VOCs Bioremediation

YUKIHIKO KUROKAWA TETSURO ITO HIROSHI KAWATA

Key Words : VOCs, Bioremediation, Organic material, Cultivation test

## 可視光通信を用いた 3 次元位置計測システムの実用化

三上 博 掛橋 孝夫 永元 直樹 中込 正貴 武富 幸郎

キーワード：可視光通信, 写真測量, LED, デジタルカメラ, 橋梁, アルミドーム屋根

### 研究の目的

橋梁, トンネルなどの建設工事では, 施工中の構築物に関する測量を, 精度良く, かつ短時間で行うことが必要不可欠である。また建設工事に伴い, 周辺の近接構造物への影響や, 造成に伴う切土斜面の安定などの把握のため, 即時的かつ継続的な変位計測が求められる機会も多い。

しかしながら, GPS やトータルステーションなどを用いた既存の測量技術は, 測定員による人力作業

を伴う場合が多く, また自動計測化を実施するためには, 計測機器類に多額の費用を要する場合が多い。

筆者らが提案する, 可視光通信 3 次元位置計測システムは, 可視光通信と写真測量を融合することにより, 自動化に優れる 3 次元測量システムを, 経済的に実現するものである。

本技術の実用化を目指し, 実際の建設工事に導入し, 適用性の検証を行った。

### 研究の概要

本システム (図-1) は, 写真測量を行う際の標点に, 独自のパターンで点滅する LED 光源を用いることにより, 異なる視点から撮影された光源の照合作業を自動的に行える。これにより計測点の 3 次元座標を自動的かつ即時的に取得可能である。

今回, 市販のデジタルカメラ, パソコン, LED 光源から構成される自動計測システム (図-2) を橋梁工事, アルミドーム屋根工事 (写真-1) に導入し, 24 時間の計測を行った。導入結果をもとに, 本技術の適用性について考察を加えた。

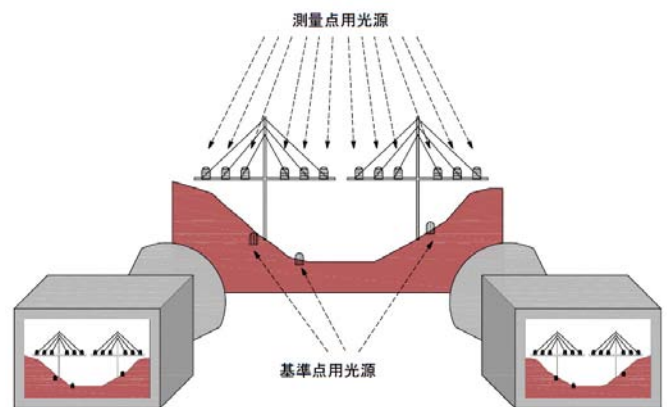


図-1 計測システム概要

### 研究の成果

建設現場での実施結果から, 本システムの実用性について以下の結論を得た。

- ① 約 40m の距離から 1mm 精度の自動変位計測を行うことが可能で, 精度, 操作性, 即時性の面で充分実用性を有していることを確認した。
- ② デジタルカメラ, パソコン, LED 光源のみで

構成されるため, 既存の GPS 測量システムなどと比較して, 機材費が 1/3 程度となり, 経済性に優れる。

- ③ 計測員が測点に立ち入る必要が無いため, 夜間や高所での現場計測作業において, 安全性, 省力化の向上面で利点を有する。

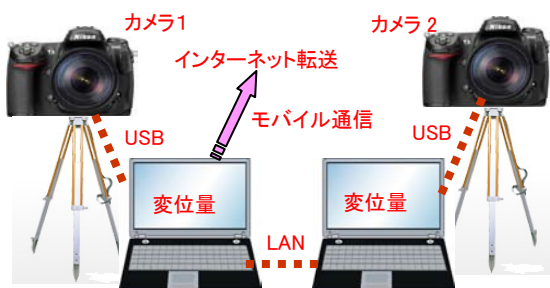


図-2 自動計測システム



写真-1 アルミドーム屋根計測 (夜間)

Practical Applications of 3D Positioning System using Visible Light Communication

HIROSHI MIKAMI TAKAO KAKEHASHI NAOKI NAGAMOTO

MASATAKA NAKAGOMI YUKIO TAKETOMI

Key Words : Visible Light Communication, Photogrammetry, LED, Digital Camera, Bridge

# 複数の矩形大開口を有するプレキャストプレストレスト コンクリート小梁の曲げ載荷実験

江頭 寛 小坂 英之 松永 健太郎 平野 秀和

キーワード：プレキャスト，プレテンション，矩形開口，フィーレンディール，クリープ

## 研究の目的

本プレキャストプレストレストコンクリート（以下、PCaPC）小梁は、事務所建築における各種設備の配管経路に対応するために、材軸方向に合計7つの矩形の大開口を有したフィーレンディール構造の梁である。本研究では小梁の最終破壊性状と最大耐力の確認のために実施した曲げ載荷実験の概要と結果、およびプレストレス導入後1週間の上向きクリープ変形量の計測結果について報告する。



写真-1 試験体の曲げ載荷実験状況

## 研究の概要

試験体は PCaPC 造の梁部と RC 造の床部からなる T 形の合成梁である（写真-1，図-1）。支持点間の内法スパン  $L$  は 9,950mm，梁幅  $b$  は 130mm，全せい  $D$  は 730mm であり，開口せい  $h_0$  の全せい  $D$  に対する比  $h_0/D$  は 0.41，開口長さの合計  $\Sigma L_0$  の内法スパン  $L$  に対する比  $\Sigma L_0/L$  は 0.49 である。小梁左側の I 端は RC 造とし，梁ウェブを斜めに切り欠いたテーパ形状とした。

右側の J 端は一般部のウェブと同一厚さの PC 造とし，梁端から 1 つ目の開口幅を I 端のそれより約 1.3 倍長くした。支持条件は両側の扁平断面部をコンクリートスタブに載せた単純支持とした。

加力是对称配置した静的油圧ジャッキ 2 台を用い，等分布荷重を模擬した 8 点載荷による一方向漸増繰返し加力とした。

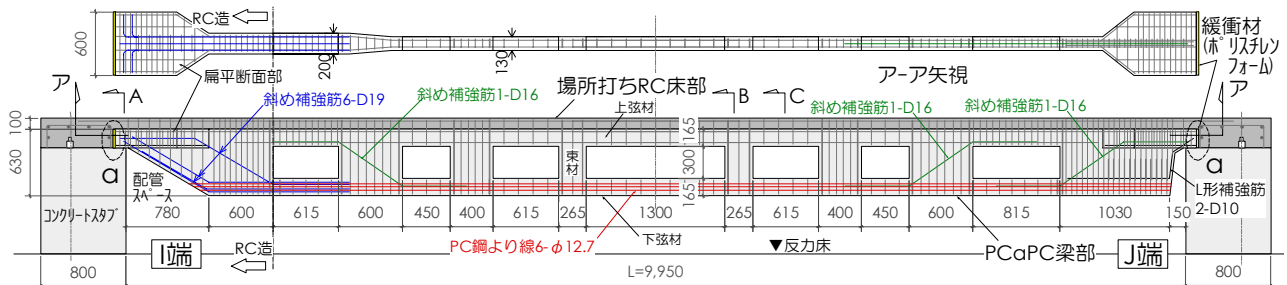


図-1 試験体図

## 研究の成果

本実験結果より以下の知見を得た。

- ① 最終破壊状況は下弦材の PC 鋼線の降伏で 3 ヒンジを形成する曲げ破壊型の崩壊形となった。
- ② 荷重-変形関係は，骨組要素でモデル化した弾塑性増分解析により評価可能である。
- ③ 小梁の曲げ破壊耐力に対する支承部のせん断耐力の余裕率は約 1.2~1.6 の値となった。
- ④ 小梁中央部の最終クリープ変形量の支持点間距離に対する比は  $0.25 \times 10^{-3}$  程度と微小であ

った。

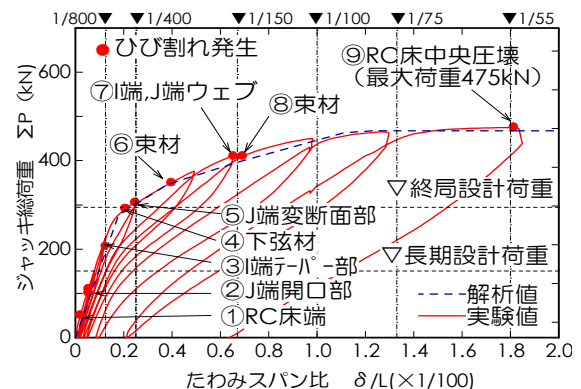


図-2 曲げ載荷実験の荷重-変形関係

Bending Test of Precast Prestressed Concrete Beam with Rectangular Openings

HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA KENTARO MATSUNAGA HIDEKAZU HIRANO

Key Words : Precast, Prestress, Pre-tensioning Construction, Rectangular Opening, Vierendeel girder, Creep

## 柱に高強度コンクリートを用いた十字形架構の加力実験

新上 浩 松永 健太郎 河上 浩司 小坂 英之

キーワード：高強度コンクリート、柱梁接合部、せん断強度、降伏ヒンジ、塑性変形

### 研究の目的

居住スペースの拡張を目的として、断面寸法を小さくした柱に高強度コンクリートを用いることは、高強度コンクリートの有効利用の一つであると考えられる。この場合は、柱梁接合部の有効せい、有効体積の減少を伴うので、柱梁接合部におけるせん断性能や梁主筋の定着性能に対して十分な配慮が必要になる。そこで本研究では、柱に高強度コンクリートを用いた標準的な断面寸法の柱、梁からなる試験体による、柱梁接合部の基本特性を把握するための実験（Ⅰシリーズ）と、鉛直荷重の支持を主目的とする断面寸法の小さい柱と、曲げ降伏位置を柱際からスパンの中央寄りに変えた梁からなる試験体による、細柱架構の基本性能を確認するための実験（Ⅱシリーズ）の2シリーズの十字形架構の加力実験結果を報告する。

### 研究の概要

試験体は約 1/2 縮尺の 5 体であり、Ⅰシリーズは梁の曲げ耐力を変えることによって異なる破壊形式を想定した 3 体 (B-1, J-1, BJ-1)、ⅡシリーズはⅠシリーズより柱寸法を小さくした 2 体 (断面積比 B-2R12 : 65%, B-2R06 : 77%) で構成される。Ⅱシリーズの破壊形式は梁の曲げ降伏を想定し、降伏位置を柱際からスパン中央寄りに梁せい分離れた位置となるように梁端部と中央部で主筋量を変えた。



写真-1 試験体加力状況

### 研究の成果

柱に高強度コンクリートを用いた十字形架構の加力実験の結果、標準的な断面寸法の柱梁接合部の復元力特性は、既往の評価式とよく対応することが分かった。また、梁の曲げ降伏位置を柱際からスパン中央寄りに設ける方法は、梁曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断変形の抑制に有効であり、架構の塑性変形能力が高くなることが分かった。

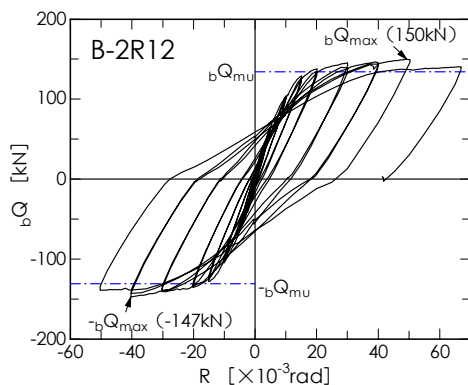


図-1 荷重—変形角関係

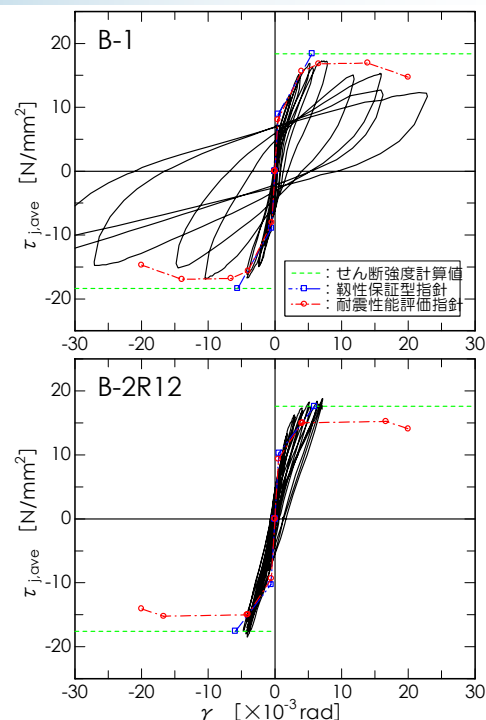


図-2 柱梁接合部のせん断応力度とせん断変形角

Loading Tests of RC Beam-column Joint Using High-strength Concrete

HIROSHI SHINJO KENTARO MATSUNAGA HIROSHI KAWAKAMI HIDEYUKI KOSAKA

Key Words : High-strength Concrete, Beam-column Joint, Shear Strength, Yield Hinge, Plastic Deformation

# 超高強度コンクリート（170～230N/mm<sup>2</sup>）を使用した鉄筋コンクリート造柱の中心圧縮性状

田野 健治 松田 拓 小田 稔 中野 翔太

キーワード：RC 柱，中心圧縮実験，超高強度コンクリート，靱性，拘束効果

## 研究の目的

近年、高層住宅の需要の高まりとともに高強度鉄筋コンクリート造が増加し、大きな軸力を負担する柱部材には、より強度の高いコンクリートが採用されはじめています。

一方、より高強度のコンクリートの柱部材への適用は、圧縮域における圧縮靱性能が低くなるとの報告がある。また他方、圧縮域に適量の横補強筋を配することにより、圧縮靱性能が改善され曲げ変形性能が向上するとの報告もある。本報告で扱う超高

強度コンクリートの領域においては、これらの検討が不十分であり、実現化の妨げとなっている。

そこで本研究では、超高強度コンクリートの実用化に向けた基礎資料の取得を目的として、設計基準強度が 170～230N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを異形 PC 鋼棒によって拘束した超高強度 RC 柱試験体の中心圧縮実験を行い、横補強筋による拘束効果および圧縮靱性の改善効果を確認した。

## 研究の概要

試験体は、縮尺 1/3 を想定した計 8 体である。断面寸法は、かぶりのない断面（245mm 角）と実際の柱を想定したかぶりのある断面（300mm 角）の 2 種類である。横補強筋には直径 5.1, 6.2mm の異形 PC 鋼棒（ $\sigma_y=1275\text{N/mm}^2$ ），主筋には D16 の高強度鉄筋（ $\sigma_y=980\text{N/mm}^2$ ）を使用している。実験因子は、コンクリートの設計基準強度と横補強筋比である。

加力は、24MN 圧縮試験機を用いて単調一軸圧縮载荷にて行った。試験区間は、試験体中央の 245mm

とし、変位は 4 面に設置した変位計により計測を行った。

表-1 試験体一覧

試験体	正方形断面 (1辺) mm	コンクリート設計基準強度 $F_c$ N/mm <sup>2</sup>	横補強筋		
			配筋	$p_w$ %	$\rho_s$ %
No.1	245	170	4-φ5.1@40	0.67	2.15
No.2			4-φ6.1@40	1.00	3.24
No.3	300	170	4-φ6.1@25	1.60	5.19
No.4					
No.5	245	230	4-φ5.1@40	0.67	2.15
No.6			4-φ6.1@40	1.00	3.24
No.7	300	230	4-φ6.1@25	1.60	5.19
No.8					

\*：かぶりコンクリートのある試験体  
 $p_w$ ：想定したかぶりを含む断面で求めた主筋比  
 主筋 16-D16 (SD980)， $p_g=3.54\%$   
 $p_w$ ：想定したかぶりを含む断面で求めた横補強筋比  
 $\rho_s$ ：拘束された断面（コア断面）で求めた体積比

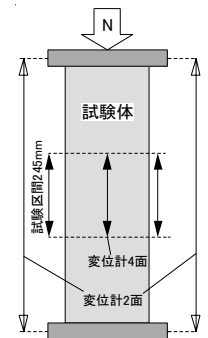


図-1 加力・計測状況

## 研究の成果

円柱供試体（TP）と試験体からコア抜きした円柱供試体（コア TP）の圧縮強度を用いて、最大軸応力を基準化した値と横補強筋比の関係を示す。

コンクリート強度の違いによらず、横補強筋比の増加に伴い最大軸応力および最大軸応力時のひずみが大きくなる傾向を示しており、超高強度コンクリートを柱部材に適用しても、横補強筋による横拘束を十分に行うことによって、拘束効果が得られることが判明した。しかし、コンクリート強度の増加やかぶりコンクリートの存在により、拘束効果が小さくなる傾向であることが分かった。

また、かぶりのある試験体は、かぶりのない試験

体に比べて基準化した値が大きく下回っており、かぶりコンクリートが早期に剥落し、最大荷重に寄与していないことが分かった。

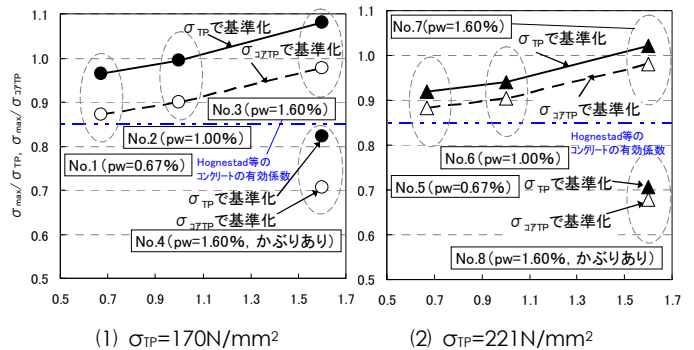


図-2 最大応力の基準化実験値と横補強筋比の関係

Compressive Properties of RC Columns Using High Strength Concrete

KENJI TANO TAKU MATSUDA MINORU ODA SYOUTA NAKANO

Key Words : RC Column, Uniaxial Compression Test, High Strength Concrete, Ductility, Confined effect

# 桁行き方向に梁が無いスラブの重量床衝撃音遮断性能に関する検討

小林 秀彰 嶋田 泰 赤尾 伸一 川島 学 平田 裕一

キーワード：重量床衝撃音レベル，インピーダンスレベル，有限要素法

## 研究の目的

近年の集合住宅では、設計自由度の高さを考慮して部分的に梁の無いスラブが設計される場合がある。

現在、重量床衝撃音レベルの予測手法として日本建築学会により「インピーダンス法 2009」が策定されている。しかしこの手法は梁を有するスラブを対象としており、梁が無いスラブについての予測手法についてはまだ十分に整備されていない。また既往

研究においては、梁の無いスラブにおける重量床衝撃音遮断性能についての検討例が少ない状況である。

本研究では、桁行き方向の梁の有無が重量床衝撃音遮断性能に与える影響について、実建物で測定した結果を報告する。また予測手法として有限要素法（以下 FEM）に着目し、測定結果との比較による解析精度の検証を行った結果についても報告する。

## 研究の概要

実建物における測定では、施工途中の梁が有るスラブを対象とした。測定したスラブの種類は、①桁行き方向の両側に梁が無いスラブ（以下、梁無しスラブ、図-1）、②桁行き方向の片側に梁が有るスラブ（以下、片側梁有りスラブ）、③桁行き方向の両側に梁が有るスラブ（以下、梁有りスラブ）の3種類とした。測定は駆動点インピーダンスレベルと重量床衝撃音レベルについて行った。また FEM 解析では、実建物での測定結果と比較して解析精度の検証を行った。

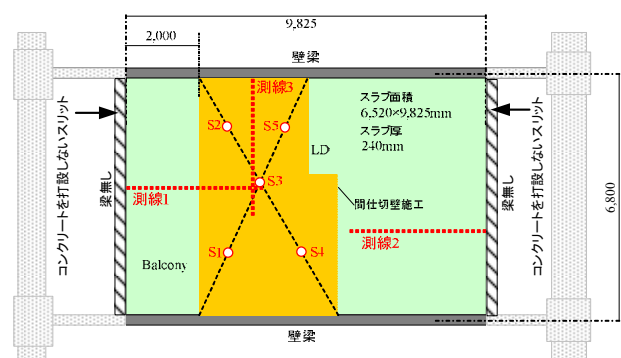


図-1 桁行き方向の両側に梁が無いスラブ

## 研究の成果

測定結果より、梁が無いスラブの端部ではインピーダンスレベルが低下するが、スラブ端部から 2m 程度離れた場所では梁の有無でインピーダンスレベルに差異が無いことがわかった（図-2，図-3）。

また、FEM 解析は、測定結果とほぼ同様の解析結果となったことから（図-4）、桁行き方向に梁が無いスラブに対する予測手法として有効であると考えられる。

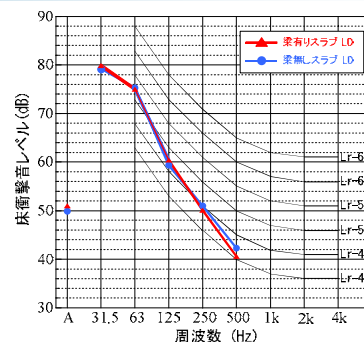


図-3 梁の有無による重量床衝撃音レベルの差異

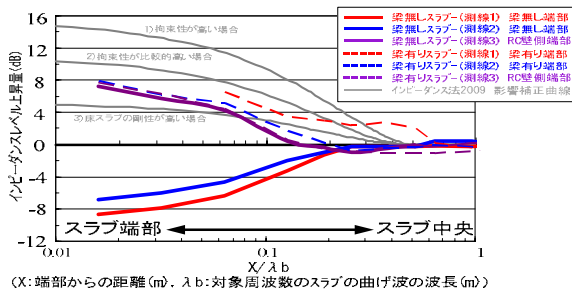


図-2 スラブ端部のインピーダンスレベル上昇

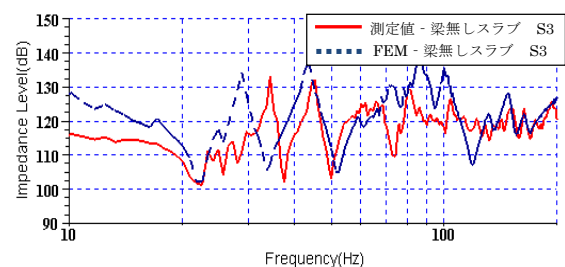


図-4 FEMと測定値の比較（梁無しスラブ）

## Study of Heavy Floor Impact Sound Level Insulation on Non-Beam-Slab in Ridge Direction

HIDEAKI KOBAYASHI YASUSHI SHIMADA TAKESHI IWAMOTO SHIN-ICHI AKAO  
MANABU KAWASHIMA YUICHI HIRATA

Key Words : Heavy Weight Floor Impact Sound Level, Impedance Level, FEM

## 知的生産性向上に寄与する技術の会議室への適用事例

作田 美知子 赤尾 伸一 西尾 新一 丸山 信一郎 手塚 慎一

キーワード：知的生産性, 会議室, 映像, 照明色温度, サウンドマスキング

### 研究の目的

組織の知的生産性を考えた場合、グループでのコミュニケーションや情報共有を図る場所として会議室は重要な空間だが、現状の会議室は画一的で変化のない閉鎖的な空間であることが多い。ここでは、

会議室における知的生産性向上を図ることを目的として、実際に利用している会議室に3つの技術を試験的に導入し、会議室利用者へのアンケートを行い、効果を検証した。

### 研究の概要

会議室に導入した技術は以下の3つとした。

#### ①映像絵画システム

ディスプレイに映像を投影し、窓のない閉鎖的な会議室に開放感やリラックス感を与えることを試みた。映像は、あらかじめ撮影した定視線の動画映像とした。ディスプレイに投影した映像の一例を写真-1に示す。

の3つの色温度を設定した。

#### ③サウンドマスキングシステム

音を付加することで周囲の音を聞こえにくくするサウンドマスキングの技術を用い、会議や議論に集中しやすい会議室を目指した。付加する音は、空調が運転している状況を再現した音とした。

#### ②照明システム

会議室利用者が好みや会議の目的にあわせて、照明の色温度を選択する。照明は電球色と昼光色の2種類の蛍光灯を組み合わせ、3000K、4500K、6000K



写真-1 投影した映像の一例

### 研究の成果

アンケート結果の一例として、映像絵画システムから得られる効果を図-1に、選択した照明の色温度を図-2に、付加した音（マスキング音）が気になったかを図-3にそれぞれ示す。図-1から、開放感やリラックス効果を「得られた」、「やや得られた」と半数以上が回答し、環境改善の効果が得られているといえる。図-2から、一般的にオフィスで使われている白色以外の色温度を半数以上の会議で選択しており、会議室において白色以外の色温度が使用できることが示唆された。図-3から、会議中にマスキング音が「気になった」、「やや気になった」と回答したのは約10%であり、サウンドマスキングのために会議室に音を付加することが可能であることが確認できた。

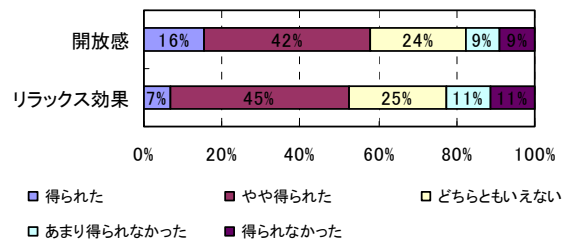


図-1 映像絵画システムの効果

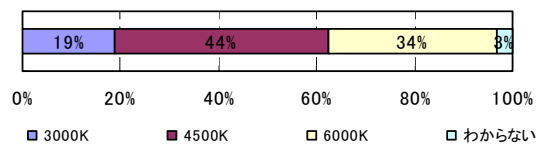


図-2 選択した照明の色温度

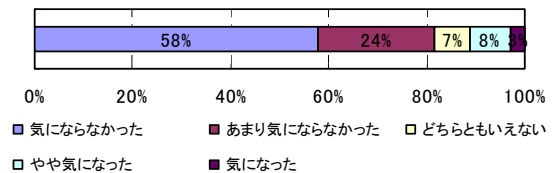


図-3 マスキング音が気になったか

Application of the Technologies Contributing to Productivity to Conference Room

MICHIKO SAKUTA SHIN-ICHI AKAO SHIN-ICHI NISHIO SHIN-ICHIRO MARUYAMA

SHIN-ICHI TEZUKA

Key Words : Productivity, Conference Room, Projection, Color Temperature, Sound Masking

## 住宅用ダクトレス熱交換換気の適用性検討評価

池原 基博 西尾 新一 酒井 英二 小林 誠

キーワード：ダクトレス、熱交換、結露、換気、熱負荷

### 研究の目的

本研究で検討した住宅用ダクトレス熱交換換気（以下、ダクトレス熱交換換気）には、天井内ダクトが不要であるという点と高い熱交換効率で熱負荷

を低減できる点に特徴がある。本論文では、ダクトレス熱交換換気の熱負荷低減効果、防露効果、省エネ効果について述べる。

### 研究の概要

ダクトレス熱交換換気は、換気ファンと蓄熱材で構成される換気ユニットを2台1組として設置して行く。運転においては、片方の換気ユニットが給気、もう片方が排気として運転し、図-1 に示すように、一定間隔で、給気と排気が切り替わる。排気運転の際に、温熱・冷熱を蓄熱材に蓄えるため、暖房負荷、冷房負荷を低減する。今回実験に使用した製品は、セラミック蓄熱エレメント・換気ファン・スリーブ（塩ビ管）から構成され、70秒ごとに給気と排気が切り替わる（図-2）。

ダクトレス熱交換換気の性能確認を目的として、マンション模擬住戸に換気ユニットを設置し、「夏季熱負荷低減効果確認実験」、「夏季結露確認実験」、「冬季エアコン電力負荷低減効果確認実験」を行った。

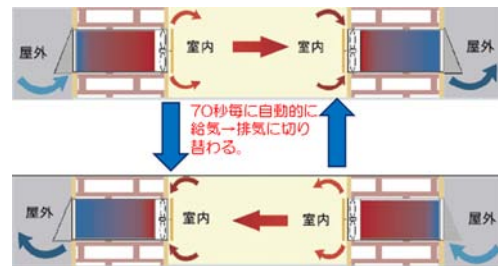


図-1 ダクトレス熱交換換気の仕組み



図-2 ダクトレス熱交換換気ユニット

### 研究の成果

「夏季熱負荷低減効果確認実験」において、換気ユニット室内側および室外側の温度を測定した。通常の換気システムの場合、外気が直接室内に流入するため、室内側の温度と外気温は等しくなり、外気温と室内温度の差が熱負荷となる（図-3）。ダクトレス熱交換換気を使用した場合、ダクトレス熱交換換気ユニット室内側および室外側の温度変化は、給排気の切り替えにより波形となる。また、「外気温>室外側温度>室内側温度>室内温度」となり、ダクトレス熱交換換気ユニット室内側温度と室内温度の差が熱負荷となる。つまり、図-3の斜線部が熱負荷低減量を示す。また、同時に夏季結露確認を行い、今回の実験環境では、結露がおこらないことを確認した。

「冬季エアコン電力負荷低減効果確認実験」では、エアコンの電流を測定し、消費電力の比較を行った。

ダクトレス熱交換換気ユニット、通常の換気システムのそれぞれについて、同等の気象条件と考えられる5日分のデータを用いて比較を行った。今回の実験では、ダクトレス熱交換換気ユニットを用いることで、平均19Wの消費電力低減効果が得られた。

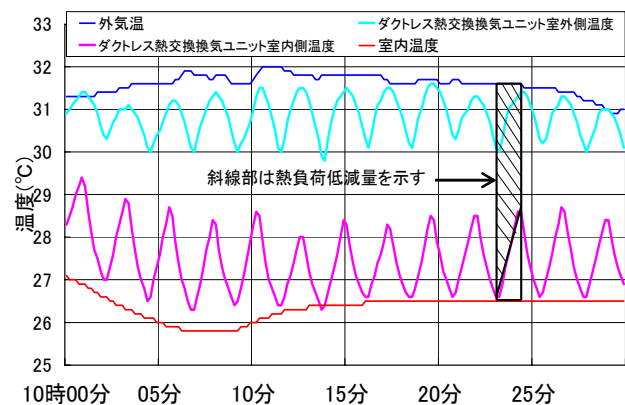


図-3 夏季温度測定結果

## Evaluation of the Applicability of the Residential Ductless Heat Exchange Ventilation System

MOTOHIRO IKEHARA SHIN-ICHI NISHIO EIZI SAKAI MAKOTO KOBAYASHI

Key Words : Ductless, Heat Recovery, Condensation, Ventilation, Thermal Load



【東日本大震災 調査報告1】

## 東北地方太平洋沖地震における関東地域の免制震建物の挙動

川島 学 鈴木 亨 徳武 茂隆

キーワード：東北地方太平洋沖地震, 地震観測, 免震, 制震, システム同定, シミュレーション解析

平成 23 年東北地方太平洋沖地震は、 $M_w=9.0$  という我が国の観測史上最大の規模であり、破壊開始点より遠く離れた関東地域においても、広い範囲で強い揺れが観測された。

本報では、本震時に当社の運用する地震観測システムで観測された記録を分析し、3 棟の免制震建物の地震時挙動について示すとともに、シミュレーション解析により制震効果を検証した。図-1 に分析対象建物の概要を示す。A 建物は基礎免震建物、B 建物は免震改修による中間階（2 階）免震建物、C 建物は高層制震建物である。

図-2 に免震建物である A 建物、B 建物の最大加速

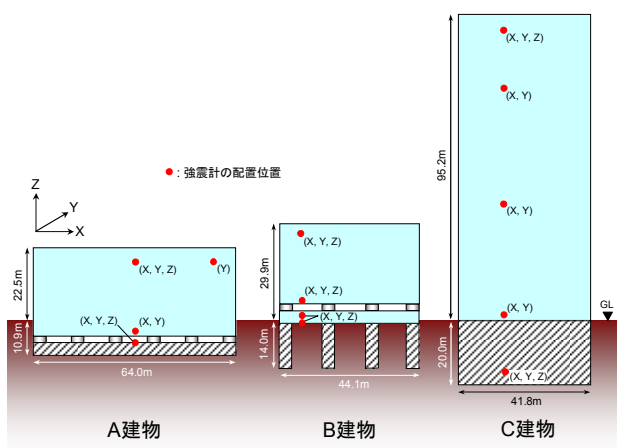


図-1 分析対象建物の概要

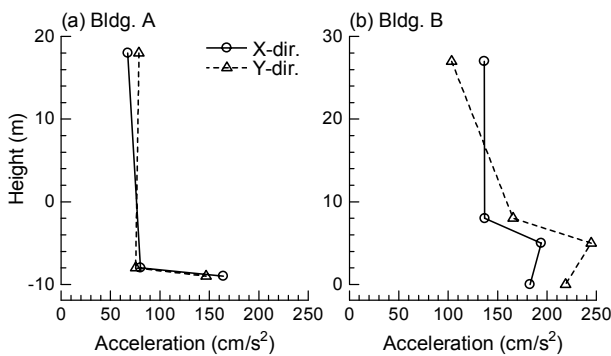


図-2 観測記録の最大加速度分布

度分布を示す。図より、免震層において加速度が大きく低減され、建物上部での増幅は見られない。

図-3 には、主要動部分の免震層の変位軌跡を示しており、A 建物では約 5cm、B 建物では約 3cm 免震層が変形している。両建物において、本震時に免震効果が発揮されたことが確認された。

C 建物について、制震装置（粘性制震壁）の有無による応答の違いを、シミュレーション解析により検討した結果を図-4 に示す。制震装置の設置により、C 建物の最大応答値は 7 割程度に低減された。また、長周期地震動に特有の継続時間の長い後揺れを効果的に抑制できることなどが分かった。

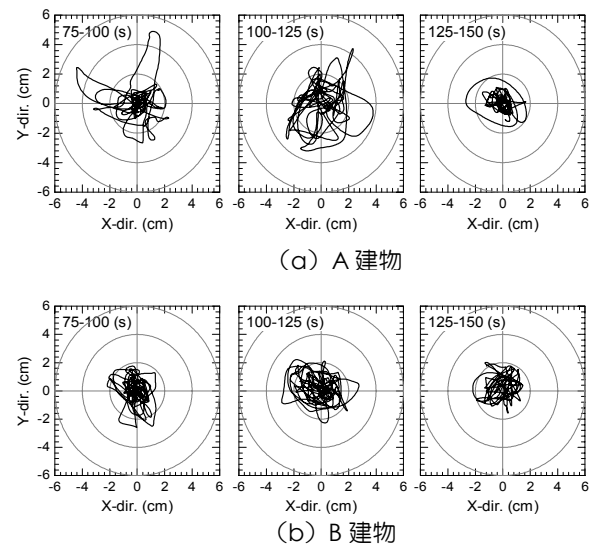


図-3 免震層の変位軌跡（主要動部分）

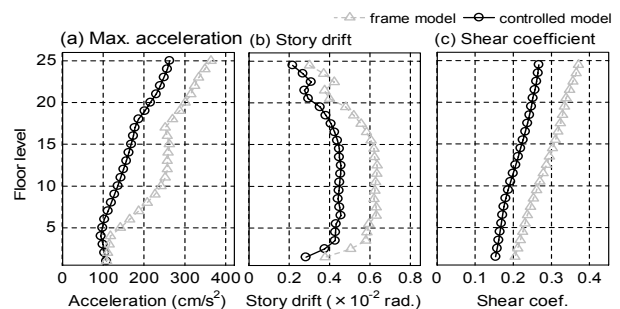


図-4 シミュレーション解析による制震効果の検証

Dynamic Behavior of Response-Controlled Buildings in the Kanto Region during the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

MANABU KAWASHIMA TORU SUZUKI SHIGETAKA TOKUTAKE

Key Words : The 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, earthquake observation, Seismic

isolated building, vibration controlled building, system identification, vibration simulation analysis

## 東日本大震災に見られた吊天井の損傷メカニズム

川島 学

キーワード：東日本大震災，吊天井

東日本大震災において多く見られた「非構造部材」の被害の中から、吊天井の損傷を取り上げ、そのメカニズムを検討した結果について報告する。

写真-1 は、大空間の天井が脱落した事例である。天井の脱落防止が、直下にいる人の安全性確保のために極めて重要であることが分かる。写真-2 は、吊天井の端部に生じた損傷例である。柱・壁との取り付け部において、振れ止め補強のなされていない吊天井にこの種の被害が多く見られた。

吊天井の損傷メカニズムの検討は、図-1 に示す解析方法により行った。図-2 は、東日本大震災本震時に損傷を生じた吊天井の応答推定値であり、最大変位は 200mm に達したと推定された。これより、吊天井の過大な変位により、取り付け部に損傷が生じるメカニズムが推定された。

本検討により、損傷メカニズムに応じた吊天井の耐震性確保・向上の重要性が示された。



写真-1 大空間の天井脱落被害



写真-2 吊天井と外壁取り付け部の損傷

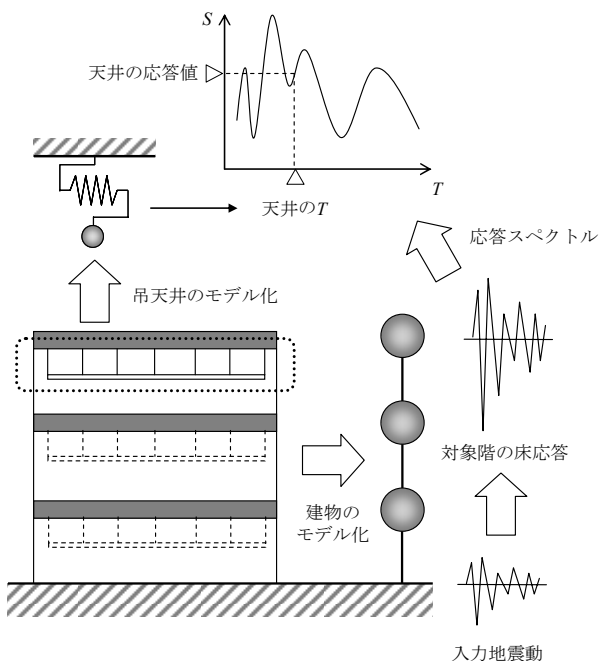


図-1 解析方法の概要

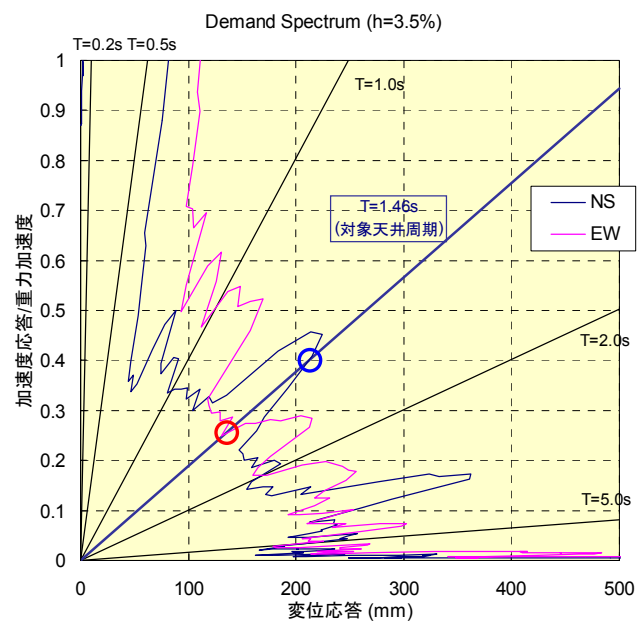


図-2 吊天井の応答推定値

## Damage Mechanisms of Suspension Ceilings during Higashi-Nihon Great Earthquake

MANABU KAWASHIMA

Key Words : Higashi-Nihon Great Earthquake, suspension ceiling

【東日本大震災 調査報告3】

## 東北地方太平洋沖地震における東京湾岸地域の液状化被害調査

平田 裕一 高橋 直樹 宮田 勝利 高岡 裕二 瀬藤 慎一

キーワード：東北地方太平洋沖地震，東京湾岸地域，液状化，液状化対策工法，有効応力解析

本報告は、東北地方太平洋沖地震における、東京湾岸地域の液状化被害調査およびその分析結果をまとめたものである。

### 1. 液状化被害調査概要

調査項目は、主に以下の3項目である。

- ① 本地震による液状化現象の状況の把握
- ② 当社施工物件の被害状況の把握
- ③ 液状化対策工法の効果の確認

調査範囲は、東京湾岸地域（千葉、海浜幕張、市川、新浦安、舞浜、新木場、有明、豊洲、東京）で、全調査建物数は、25棟である。

調査の結果、一部の物件においては外構設備やライフラインなどに被害が生じたが、本体基礎における損傷などの大きな被害はなかった。地盤改良範囲にある本体構造物に対しては、対策効果が確認できたものの、改良範囲と未改良範囲の境界における地表面沈下の問題などが指摘される（写真-1、写真-2）。

### 2. 液状化被害状況の分析

#### (1) 液状化対策工法の効果

被害調査した建物で採用された液状化対策工法は、静的締固め工法である。液状化対策範囲は、敷地内の住棟直下のみである。地盤改良後 N 値は、10以上増加しており、液状化対策工法の有効性が認められる（図-1）。

#### (2) 液状化・残留変形解析

被害状況の分析 2次元液状化解析プログラム FLIP を用いた解析によれば、過剰間隙水圧比は深度 6m～10mの砂層において1近くなっており、これらの層は液状化に至っている。また、地表面沈下量は、自由地盤で 19.7cm、構造物近傍地盤で 0.3cmであった。この値は、実際の観測状況と調和的であった（図-2）。

今後は、直接基礎に対する液状化の特性評価や設計法の確立が課題である。



液状化による地盤沈下 マンホールの浮上り  
写真-1 新浦安地区での被害



駐車場での噴砂と亀裂 改良・未改良範囲の境界での地盤沈下  
写真-2 マンション敷地内での被害

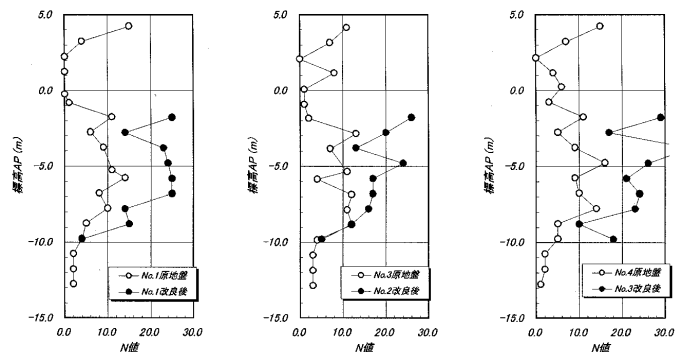


図-1 改良前後でのN値の比較

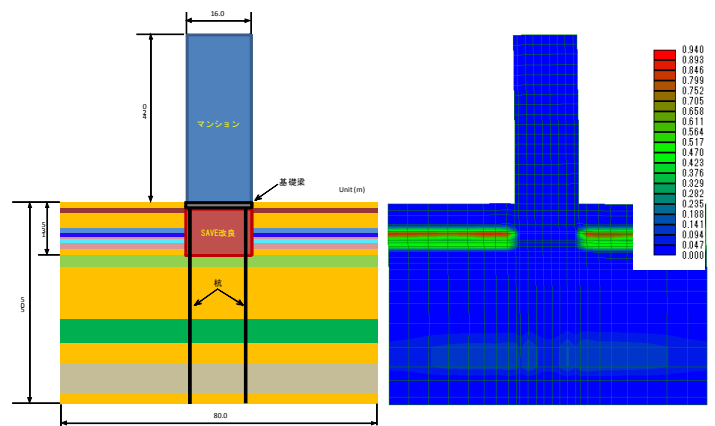


図-2 有効応力解析のモデルと過剰感水圧比のコンター

## Damage Investigation of Liquefaction in Tokyo Bay Area after the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

YUICHI HIRATA NAOKI TAKAHASHI KATSUTOSHI MIYATA YUJI TAKAOKA SHINICHI SETO

Key Words : The 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake, Tokyo bay area, liquefaction, countermeasures, effective stress analysis

# 論文・報告

# 鋼管充填モルタルジベルを用いた鋼・コンクリート 接合工法の開発

The Study of Steel-Concrete Joint Method with Mortar filled Steel Tube Connector

浅井 洋 HIROSHI ASAI

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三加 崇 TAKASHI SANGA

中部支店 竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

土木設計部 西村 一博 KAZUHIRO NISHIMURA

本工法は、あらかじめ高強度モルタルや鋼管充填モルタルを用いた円柱状ジベルを製作し、鋼板に設けた孔内に配置して周囲にコンクリートを打ち込んで一体化する接合方法である。本稿は、鋼管充填モルタルジベルを中心に実施した二面せん断試験結果をもとに、ジベル耐力に対する評価式を提案した。また、鋼桁とPC桁を接合した大型試験桁の曲げ試験を行い、本開発ジベルを使用すれば、頭付きスタッドによる接合に対して、ジベル本数を大幅に減少しても同等の耐力を有することを確認した。

**キーワード：**鋼管充填モルタルジベル、二面せん断試験、合成桁、曲げ試験

This paper describes about performance of steel-concrete joint method with mortar filled steel tube connectors. The authors developed the equation that evaluates the shear strength of the high strength connectors based on the double shear tests. And the flexural strength of the joint part of PC-girder and steel girder with this joint method was examined by the flexural tests. As the result, the proposed joint method which has less number of connectors than usual stud joint showed the same capacity as usual stud joint.

**Key Words:** Shear Connector Steel Tube Filling Mortar, Double Shear Test, Composite Girder

Flexural Test

## 1. はじめに

合理的な橋梁形式の追求において、波形鋼板ウェブ橋や複合トラス橋などの複合構造が採用されている。複合構造では、鋼とコンクリートとの接合部が重要であり、頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベルなどの接合方法が多く用いられている。頭付きスタッドは、せん断耐力の約1/5程度の強度で使用されている。大きなせん断力が作用する部位では大量のスタッドを溶植する必要があり、コンクリートの充填性の低下が懸念される。孔あき鋼板ジベルは、鋼板に設けた孔に鉄筋を貫通し、周囲にコンクリートを打ち込んで一体化する接合方法である。せん断力が大きくジベル数が多くなると貫通鉄筋によって複雑な配筋になる恐れがある。ジベル強度を高めるためには高強度コンクリートの使用が考えられるが、粘性の高

いコンクリートを貫通鉄筋が配置された鋼板孔内に充填することは容易ではない。そこで、著者らは高強度モルタルや鋼管充填モルタルで形成した円柱体を鋼部材に設けた孔にあらかじめ設置し、コンクリートに埋め込む接合方法を開発した。この方法では、接合部にのみ高い強度の材料を使用することができ、鋼板孔内の充填を事前に目視確認できる利点がある。高強度モルタルジベルや鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力については二面せん断試験によって検証してきた<sup>1), 2), 3)</sup>。

本稿では、ジベル径の影響や遊間の影響について検討するとともに、二面せん断試験で得られた結果をもとにジベルのせん断耐力の算出式を提案する。また、PC桁と鋼桁とを接合した合成桁の曲げ載荷実験を行い、頭付きスタッドで接合した合成桁と比較して同等以上の性能を有することを検証した。

表-1 試験体および試験結果一覧

記号	ジベルの形状	直径 (mm)	モルタル強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼管厚 (mm)	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考/参考文献	最大せん断力 Vuex (kN)	
N	無	—	—	—	50	鋼板孔無 <sup>1)</sup>	48	
ST	スタッドジベル	軸径 16	—	—	43	頭付きスタッドジベル	273	
NC	モルタル	52	73	—	43	普通強度	188	
HC1		52	115	—	50	高強度 <sup>1)</sup>	236	
HC2		34	120	—	43	小径ジベル	125	
HFC		52	142	—	50	繊維補強 <sup>1)</sup>	189	
HCS1		52	115	—	50	D10鉄筋配置 <sup>1)</sup>	293	
HCS2		52	129	—	39	D22鉄筋配置 <sup>2)</sup>	267	
HC+SP		52	115	—	50	周囲スパイラル補強 <sup>1)</sup>	259	
HC+B		52	115	—	50	周囲支圧補強 <sup>1)</sup>	303	
UFC1		52	223	—	35	超高強度繊維補強 <sup>1)</sup>	331	
UFC2		52	213	—	39	超高強度繊維補強 <sup>2)</sup>	305	
UFC3		52	213	—	39	ジベル長100mm	311	
UFC4		34	193	—	43	小径ジベル	182	
UFC+SP		52	213	—	50	周囲スパイラル補強 <sup>1)</sup>	256	
UFC+G		52	213	—	50	周囲グリッド筋補強 <sup>1)</sup>	312	
CFT1		鋼管充填モルタル	49	115	2.3	50	薄肉鋼管 <sup>1)</sup>	358
CFT2			49	129	3.5	39	厚肉鋼管 <sup>2)</sup>	461
CFT3	49		129	3.5	39	ジベル長100mm	456	
CFT4	61		129	3.2	39	大径ジベル <sup>2)</sup>	491	
CFT5	34		101	2.3	38	小径ジベル	249	
CFT6	49		73	3.5	41	普通強度	443	
CFT7	49		129	3.5	39	隙間0.2mm	458	
CFT8	49		129	3.5	39	隙間1.0mm	445	
CFT9	49		129	3.5	39	隙間2.0mm	447	
CFT2S	49		129	3.5	39	D16鉄筋配置 <sup>2)</sup>	463	
CFT2PC	49	129	3.5	39	PC導入 <sup>2)</sup>	459		
CFT+SP	49	115	2.3	50	周囲スパイラル補強 <sup>1)</sup>	408		

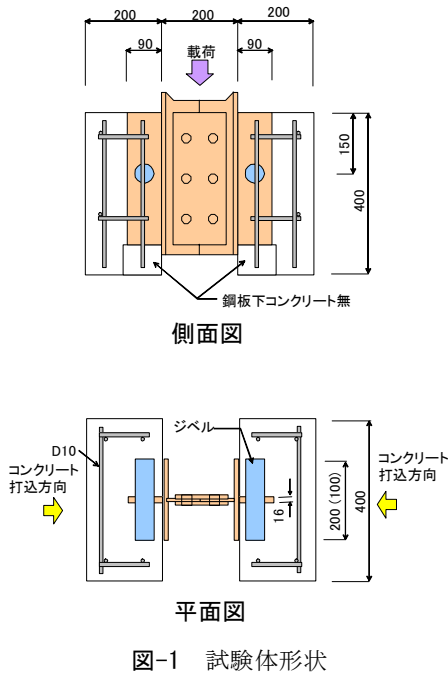


図-1 試験体形状

## 2. 二面せん断実験概要

ジベルのせん断耐力評価方法は、図-1 に示す頭付きスタッドのせん断耐力を実験的に評価する方法として用いられる押抜き試験<sup>4)</sup>によった。φ53mmの孔を設けた厚さ16mmの鋼板に円柱状のジベルを挿入して周囲にコンクリートを打ち込み一体化する。コンクリートと鋼板との付着の影響を最小限に抑える目的でコンクリートに埋め込まれる鋼板表面にグリースを塗布した。脆弱なコンクリートがジベルの荷重方向の表面に生じ、試験結果の判定が複雑にならないように、コンクリートの打ち込みは荷重と直角する方向とした。周囲コンクリートの圧縮強度は38~50N/mm<sup>2</sup>であり、D10鉄筋で補強している。ジベルの種類を表-1に示す。Nは鋼板に孔を設けずジベルを配置していない試験体である。モルタルジベルは直径52mm、長さ200mmを標準とした円柱体である。鋼管充填モルタルジベルは、直径49mm、長さ200mmの鋼管内にモルタルを充填したジベルである。著者らは、モルタルの高強度化や短繊維の混入、ジベル周囲コンクリートの補強、ジベル内への鉄筋やPC鋼材の配置がジベルのせん断耐力に及ぼす影響について検討を行った<sup>1), 2)</sup>。今回の実験では、ジベル長さを100mmとした影響(UFC3, CFT3)やジベル径の影響(HC2, UFC4, CFT4, CFT5)、鋼板孔とジベルとのすき間(以下、遊間)の影響(CFT7, CFT8, CFT9)について比較した。鋼板孔とジベルとの遊間はずれ変位に影響を及

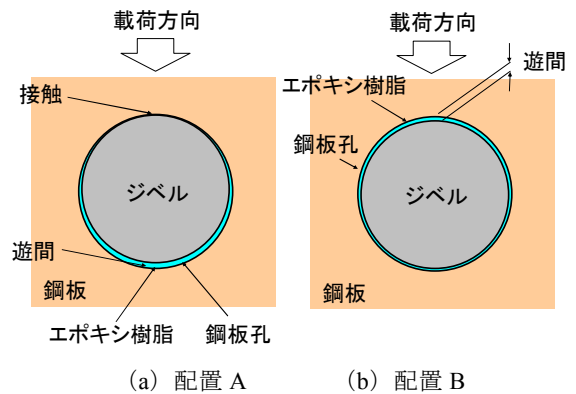


図-2 ジベル位置詳細図

ぼす可能性があるため、遊間の検討以外の試験体は図-2 (a) に示すようにジベルを孔内面の荷重側に接触するように配置した。遊間の検討では図-2 (b) に示すように孔内のジベルの位置を調整して荷重側に0.2~2mmの遊間を設けて設置した。鋼板孔とジベルとの遊間はコンクリート打ち込み時にジベルが移動しないようにエポキシ樹脂を充填した。

## 3. 試験結果および考察

### (1) モルタルジベルの最大せん断荷重

直径52mmのモルタルジベルの圧縮強度と最大せん断荷重の関係を図-3に示す。HFCジベルは、HC1ジベルに用いた高強度モルタルに長さ22mm、径0.2mmの

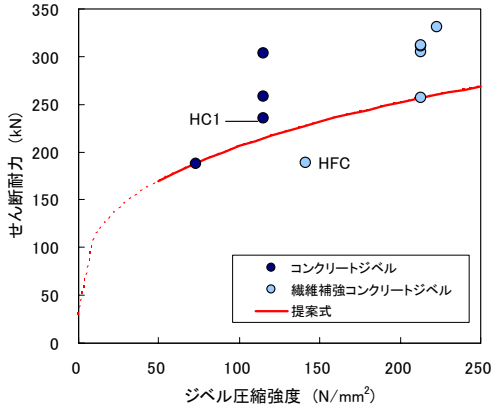


図-3 圧縮強度とせん断耐力の関係

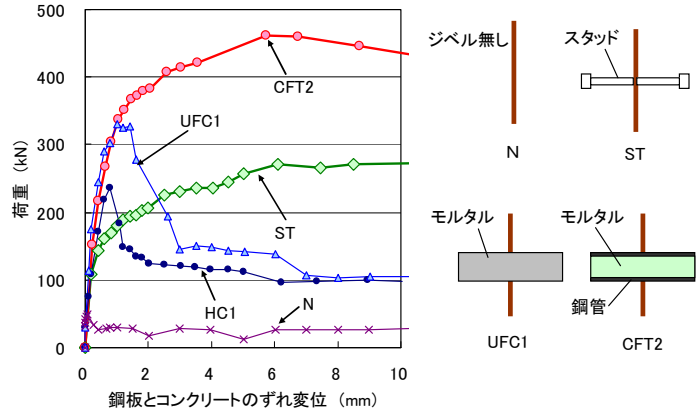


図-4 荷重—ずれ曲線の比較

鋼繊維を混入した繊維補強モルタルを使用している。

HFC の圧縮強度は HC1 の 1.2 倍以上であるが、せん断耐力は 0.8 倍であった。4 箇所測定した鉛直変位から判断すると、片側の変位が先行して増加しており、偏載によってジベル耐力が低下したものと考えられる。計算値ははりのせん断耐力式<sup>5)</sup>を参考にしてコンクリートの圧縮強度の 1/3 乗とジベル断面積との積に比例するとし、HFC を除く全ての試験体を満足するように式(1)を決定した。

$$V_u = (9.0A_c \cdot \sqrt[3]{f_c}) \times 2 + V_{fr} \quad (1)$$

ここに、 $V_u$  : ジベルのせん断耐力 (N)  
 $A_c$  : モルタルジベルの断面積 ( $\text{mm}^2$ )  
 $f_c$  : ジベルのモルタル強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )  
 $V_{fr}$  : 鋼板とコンクリートとの摩擦力

モルタルジベルは鋼板の表面と裏面の 2 断面で破壊しており、せん断力に対して 2 断面で抵抗もするものとした。モルタルジベルの最大荷重は、ずれ変位が 1mm 程度で生じるため、以下の検討では鋼板とコンクリートとの摩擦力  $V_{fr}$  は、N 試験体のずれ変位が約 1mm に達した時の荷重 (30kN) とした。

(2) 鋼管充填モルタルジベルの最大せん断荷重

図-4 に代表的なジベルの荷重とずれ変位の関係を示す。N 試験体は、ずれ変位 0.07mm で鋼板との付着が切れ、その後は鋼板との摩擦力で約 30kN で推移する。ST は、後述する接合桁に用いる頭付きスタッド (φ16mm, 全高 80mm) である。他のジベルに比べて低荷重からずれ変位が生じ、変位 10.3mm で最大せん断耐力に至った。

HC1 は普通強度のモルタルジベルで、最大耐力に至ると耐力の低下が著しい。UFC1 は、超高強度繊維補強モルタルを使用したモルタルジベルで、圧縮強度の高い材料の使用は高いせん断耐力を示すことが分かる。

CFT2 は鋼管に高強度モルタルを充填したジベルで、せん断耐力が大幅に増加し、ずれ変位 0.5mm で ST と比較すると約 2 倍の荷重を示している。モルタルジベルが約 1mm のずれ変位で破壊しているのに対して、鋼管充填モルタルジベルは、ずれ変位が 1mm に達しても荷重とずれ変位の関係に大きな変化は認められない。モルタルは鋼管に拘束されることにより、鋼管充填モルタルジベルが最大耐力を示す約 4mm まで荷重を維持していると考えられる。この結果より、鋼管充填モルタルジベルの最大耐力は、モルタルのせん断耐力と鋼管のせん断耐力の和として式(2)で表した。

$$V_u = \left( 9.0A_c \cdot \sqrt[3]{f_c} + \frac{A_{st} \cdot f_{stu}}{\sqrt{3}} \right) \times 2 + V_{fr} \quad (2)$$

ここに、 $A_{st}$  : 鋼管断面積、 $f_{stu}$  : 鋼管引張強度

計算式によるせん断耐力と実験値との比較を図-5 に示す。HFC および CFT4 を除いて計算値はジベルの最大荷重とよく一致している。HFC は先に述べた理由により算定式より小さい結果となっている。CFT4 はジベル寸法の影響が考えられ、次節で検討する。

(3) ジベル寸法の影響

図-5 では、ジベル径が 34mm (CFT5)、および 49mm (CFT2) では計算値と一致しているが、ジベル径が大きい CFT4 の実験値は計算値より小さい。これは、ジベル径が大きくなると載荷荷重も大きくなり、周囲コンクリートのひび割れの影響が考えられる。また、鋼管径が大きくなると内部モルタルの拘束効果が低下することも考えられる。鋼管がモルタルを拘束する効果は、鋼管径が大きくなるほど小さくなり、鋼管厚が厚くなるほど大きくなると考えられる。鋼管直径  $D$  と鋼管厚  $t_f$  との比 ( $D/t_f$ ) と実験値と計算値の耐力比 ( $V_{uex}/V_u$ ) の関係を図-6 に示す。 $D/t_f$  が CFT4 より大きな CFT1 でも計算値

を満足しており、拘束効果が主要因とは考え難い。ジベル径が約 50mm より大きい場合については、今後さらに検討する必要がある。また、表-1 よりジベルの長さを 100mm とした試験体 UFC3 および CFT3 の耐力は、ジベル長 200mm の UFC2 および CFT2 と同等であり、ジベル長を 100mm に短くできると考えられる。

(4) 鋼板孔とジベルの遊間の影響

ジベルは鋼板孔に後挿入するため、鋼板孔と鋼管充填モルタルジベルの間には遊間が生じる。遊間はジベルのずれ変位に影響を及ぼすことが考えられるため、二面せん断実験ではジベルを載荷側に接触して遊間の影響を排除して検討を行った。実施工ではジベルを鋼板孔の中央に配置するため、いずれの方向にも遊間が生じる。CFT7~9 では、遊間がずれ変位やせん断耐力に及ぼす影響について比較した。遊間の異なる試験体の荷重とずれ変位の関係を図-7 に示す。遊間が 1.0mm 以下ではずれ変位に大きな差はなく、ずれ変位に及ぼす影響は小さい。遊間 2.0mm は荷重に対するずれ変位の増加が大きい。載荷初期に遊間相当のずれ変位が生じるのではなく、荷重に比例して増加しており、遊間に充填したエポキシ樹脂が抵抗しながら変形していると推測される。この結果より、鋼管と鋼板孔との遊間は 1.0mm 以下に抑えることがずれ変位を小さく抑えるために有効な方法と考えられる。また、周囲のコンクリート打設の際に遊間に密実なコンクリートを充填することは困難である。コンクリート打込み前に鋼板孔内の充填を目視確認できることは本ジベルの利点であり、これを活かすためにも遊間にはエポキシ樹脂や密実なセメントペーストで充填するのが望ましいと考える。

4. 合成桁と PC 桁接合構造の概要

(1) 埋込み構造の概要

主要道路を跨ぐ高架橋の施工では、短時間の架設が可能な鋼主桁とコンクリート床版の合成桁が採用される場合が多い。また、橋梁の多スパン連続化構造の増加により合成桁と PC 桁の連続化が増加している。接合には多様な接合部構造が採用されているが、一般には接合部に鋼殻を形成し、内部にコンクリートを充填するとともにプレストレスを導入して一体化を図っている。多量の鋼材を用いる鋼殻内に確実にコンクリートを充填する必要があるなど、施工性やコスト面で課題が残る工法と言える。近年、少数主桁の橋梁が増加し、PC 桁と鋼桁が同数主桁であれば、図-8 に示す鋼桁を PC 桁内に直接埋め込んで接合する工法が考えられる。このような接合構造

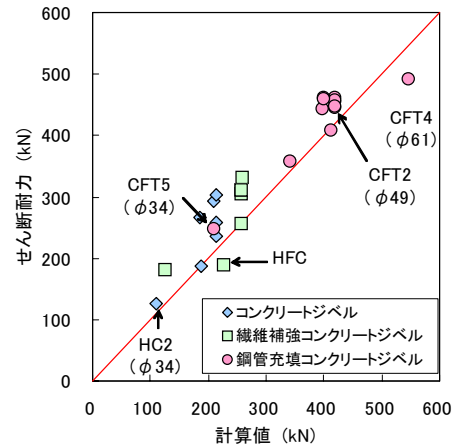


図-5 最大荷重計算値と実験値との比較

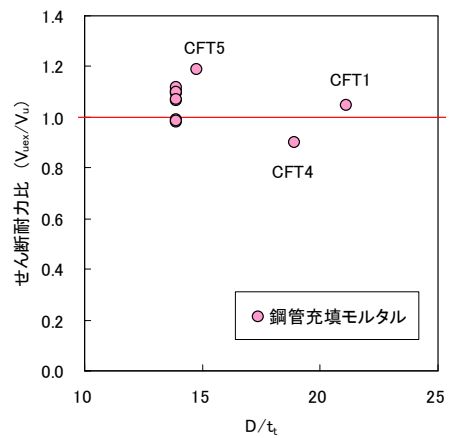


図-6 最大荷重計算値と実験値との比較

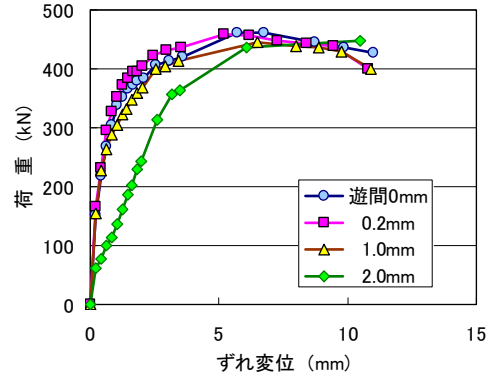


図-7 鋼板孔とジベルの遊間の影響

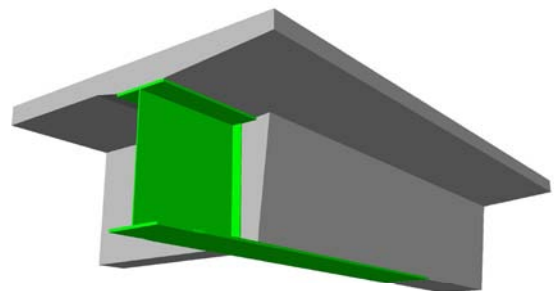


図-8 埋込み方式による接合概念図



では、多数のずれ止めを配置しなければならないため、鋼管充填モルタルジベルの適用が有効であると考えられる。

(2) 試験桁の概要

図-9 は実物の主桁接合部分の 1/2 模型試験体であり、接合部に曲げが作用した場合の挙動について検討した。接合部の長さは 2.5m で、両側に合成桁部および PC 桁部をそれぞれ 3.0m ずつモデル化した。接合部の鋼桁上フランジは接合部長さの半分とした。試験体は、S-1 と K-1 の 2 体である。S-1 試験体は接合部ウェブに  $\phi 16$ mm、全高 80mm の頭付きスタッドを用いた試験体である。K-1 試験体は、表-1 に示す CFT2 と同じ仕様の鋼管充填モルタルジベルを用いた試験体である。スタッドの配置本数は、鋼板とコンクリートがスタッドのみで接合されている 3 次元 FEM モデルに実橋で想定される設計荷重を載荷し、スタッドに作用する最大せん断力をスタッドのせん断耐力<sup>6)</sup>の 2/3 になるように設定した。これは設計荷重時に道路橋示方書によるスタッドの許容せん断力 (13.2kN/本) の約 5 倍の値である。図-4 に示すように、鋼管充填モルタルジベルは、ずれ変位 0.5mm で ST の約 2 倍の耐力を有している。このことから、鋼管充填モル

タルジベルの本数は、スタッド本数の半分とした。すなわち、鋼板の表裏合わせて 4 本溶植するスタッドを鋼板孔にセットした鋼管充填モルタルジベル 1 本で置き換えたことになる。これらの設定は、ジベルに大きなせん断力を作用させてその耐荷挙動を把握しやすくすることを目的としている。鋼管充填モルタルジベルの配置を図-10 に示す。鋼板とジベルとのずれ変位への影響を最小にするため、ジベルは鋼板孔に対して PC 桁側に寄せて配置し、遊間をエポキシ樹脂で充填した。また、鋼桁の上下フランジにはスタッドを配置している (写真-1)。PC 桁部の PC 鋼材 (1S19.3×10 本) は接合部区間の端面で 6 本、定着突起 4 箇所計 4 本配置している。プレストレス導入張力は 0.7Pu (Pu : PC 鋼材の引張荷重) で総導入張力は 3,157kN である。

5. 合成桁と PC 桁接合構造の検討結果

(1) プレストレス導入

PC 鋼材緊張により接合部ウェブ鋼板に生じた桁軸方向ひずみ分布を図-11 に示す。測定位置は桁下端から 140mm で接合長 2.5m の区間である。FEM による解析

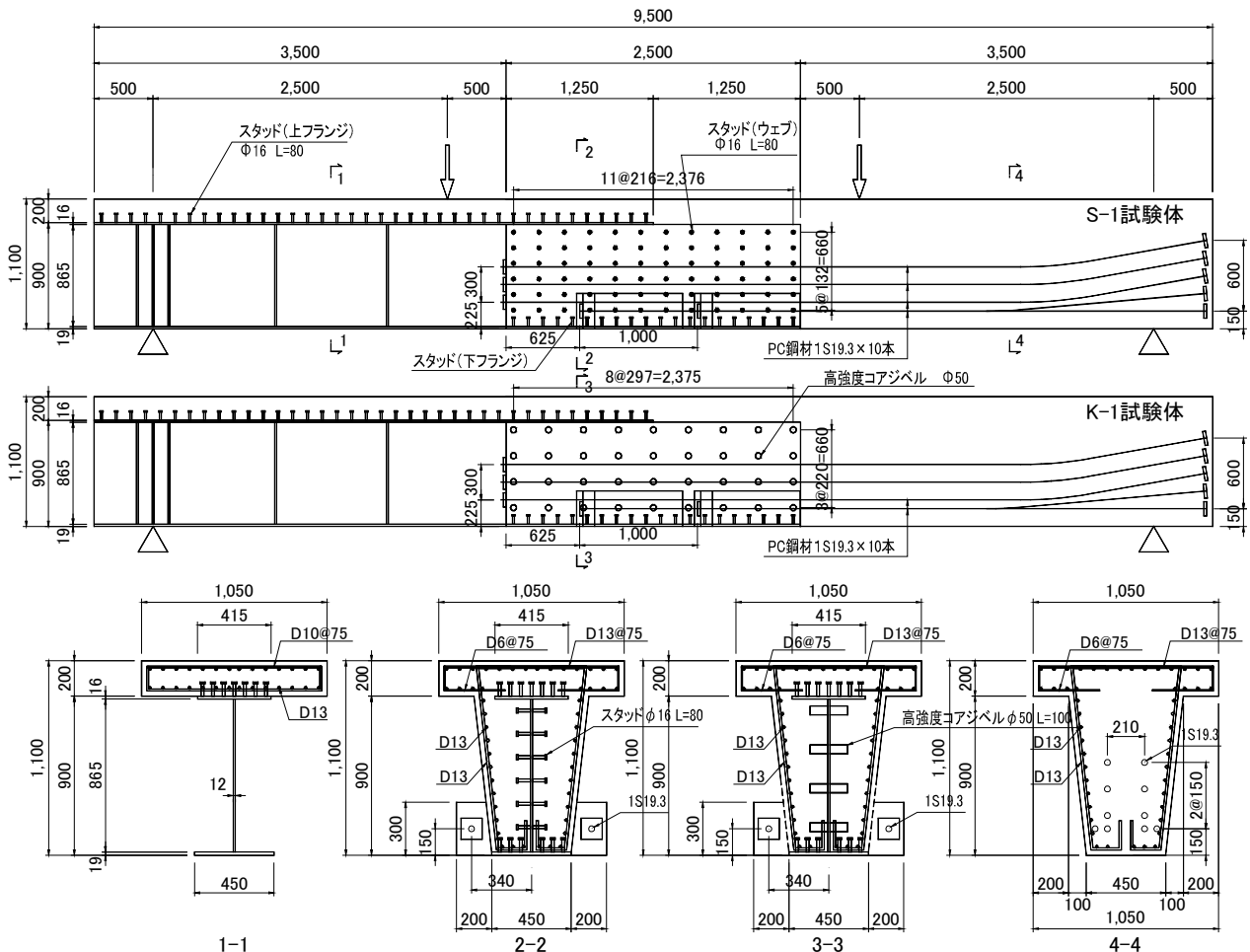


図-9 試験体形状

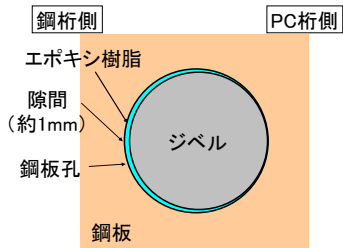


図-10 試験桁のジベル配置の詳細



S-1 試験体スタッド



K-1 鋼管充填モルタルジベル

写真-1 ウェブずれ止め

値は、鋼板とコンクリートが一体として挙動した際の値である。接合部端部から約 200mm 付近の鋼板ひずみから判断すると、K-1の接合はS-1より応力変化が緩やかに伝達される傾向が認められる。接合部全体のひずみ分布から判断すると鋼板の圧縮ひずみは FEM 解析値とよく一致しており、コンクリートと鋼板は一体として挙動していると言える。

(2) 曲げたわみと曲げ耐力

支間中央たわみと載荷荷重の関係を図-12 に示す。弾性範囲内では両試験体の剛性に大きな違いは認められず、FEM 解析値ともよく一致している。曲げひび割れ発生後は、S-1 に比べて K-1 のたわみがわずかに大きい傾向を示すが、ほぼ同じ荷重とたわみの関係を示している。図中の  $P_{cal}(PC)$  は、PC 桁側載荷点断面の曲げ耐力を断面分割法によって算出した値 (3,109kN) である。いずれの試験桁も計算値を超えてたわみが増加し、圧縮縁コンクリートが破壊するまで著しい荷重低下は認められない。また、桁の残留変位がほぼ同等の値を示していることからジベルの残留ずれについても同程度であると考えられる。破壊後のひび割れ性状を図-13 に示す。載

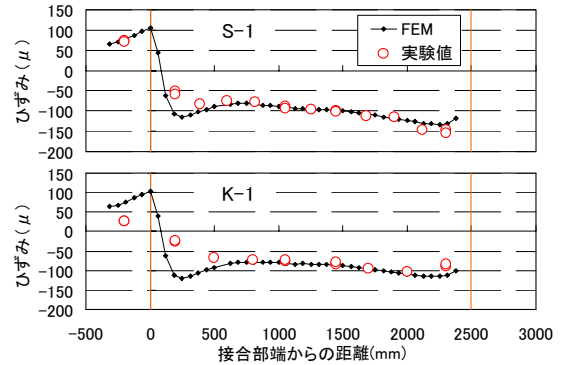


図-11 プレストレスによる鋼板ひずみ

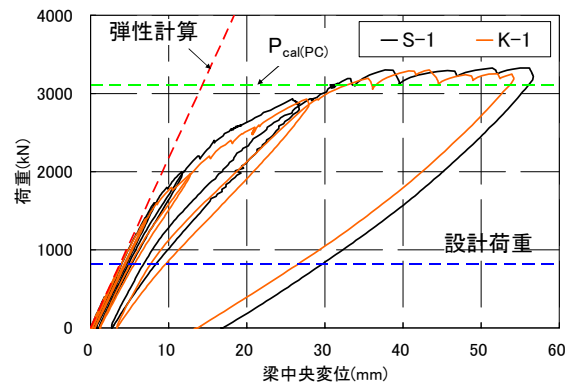


図-12 試験桁中央変位と荷重の関係

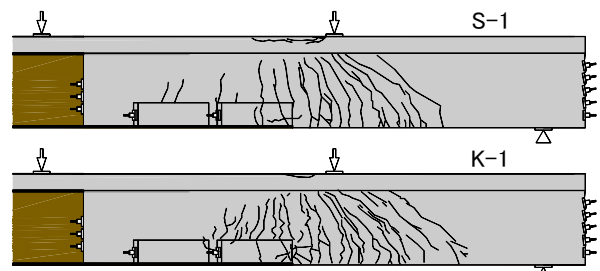


図-13 破壊ひび割れ状況

荷荷重 2,000kN 付近からひび割れが徐々に増加し、PC 桁側の載荷点付近コンクリートが圧縮破壊した。いずれの試験体も接合部ではひび割れが分散し、鋼桁と PC 桁の接合部付近に集中する傾向は認められなかった。

(3) 鋼板ウェブひずみ

載荷による接合部ウェブ鋼板のひずみ分布を図-14 に示す。図には各載荷荷重における実測ひずみと FEM 計算値 (実線) を示した。荷重の増加に伴い、接合部端から PC 桁側の鋼板ひずみが増加しており、鋼桁から PC 桁への力の伝達に長い区間 (伝達距離) を要している。S-1 と K-1 のひずみ分布を比較すると、載荷荷重 2,000kN の K-1 の伝達距離は S-1 より短く、高い伝達性能を有していると推察される。図-11 によるとプレストレス導入時は、K-1 の伝達は S-1 に比べて緩やかであった。

これは、ジベルに作用する荷重が低い領域では、鋼管充填モルタルジベルの遊間などの微小なずれ変位の影響が考えられる。荷重が増加すれば、図-4 に示されるように、スタッドのずれ変位が増加するため伝達距離が長くなると考えられる。

#### (4) ジベルひずみ

スタッドおよび鋼管充填モルタルジベルの付け根のひずみ分布を図-15 に示す。各ジベルの桁軸方向の表裏 2 箇所 に貼り付けたひずみゲージの測定値である。

2,000kN では、ジベルの表裏で符号が異なっており、曲げが作用していることが分かる。K-1 に比べて S-1 のひずみが大きく、ジベルの曲げ変形が大きくなり伝達距離が長くなったと推測される。この傾向は、鋼板ひずみ分布の結果とも一致している。載荷荷重 2,000kN における K-1 の伝達距離は、S-1 の 70%程度であり、K-1 の荷重伝達がよいことが明らかである。

### 6. まとめ

考案した鋼管充填モルタルジベルの二面せん断実験および本ジベルを用いた埋め込み方式による合成桁-PC 桁接合部の試験桁載荷実験により以下の点が明らかになった。

- ① 直径約 50mm 以下の鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力は、モルタルジベルのせん断耐力と鋼管のせん断耐力の和として算出できる。
- ② 鋼管充填モルタルジベルと鋼板との遊間を 1mm 程度以下にし、エポキシ樹脂を注入すれば、ずれ変位に与える影響は小さい。
- ③ 鋼管充填モルタルジベルによる合成桁と PC 桁の接合構造は、頭付きスタッドを用いた桁の荷重とたわみの関係および残留変位と同程度であり、ひび割れの分布にも大きな違いは認められない。
- ④  $\phi 48\text{mm}$  鋼管充填モルタルジベルは  $\phi 16\text{mm}$  の頭付きスタッドの 1/2 の配置本数で同等以下の伝達距離でせん断力を伝達することができる。
- ⑤ 鋼桁を PC 桁に直接埋め込む接合方法による構造が曲げに対して安全に設計できる。

#### 参考文献

- 1) 浅井洋, 篠崎裕生, 竹之井勇, 三加崇: 高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリート接合方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1237-1242, 2010
- 2) 竹之井勇, 篠崎裕生, 三加崇, 浅井洋: 高強度コ

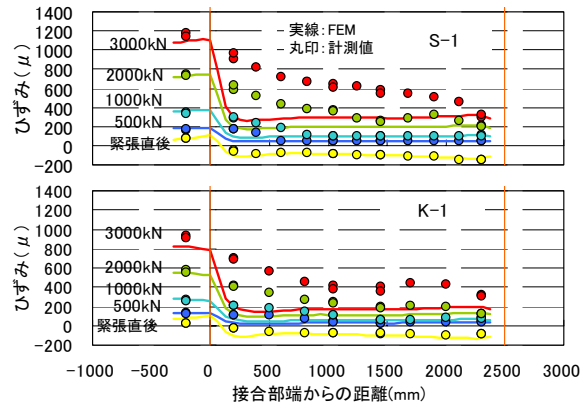


図-14 載荷による鋼板ひずみ

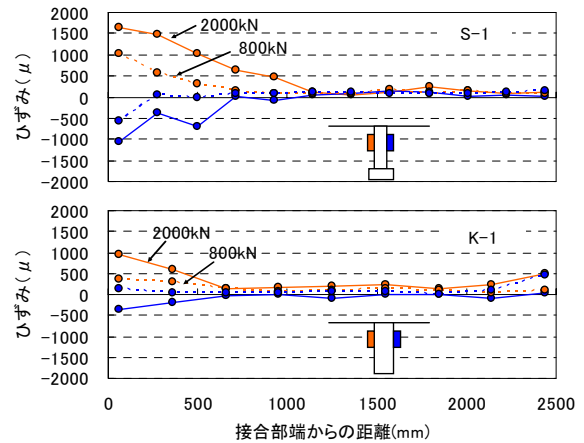


図-15 スタッドおよび鋼管ひずみ

ンクリートジベルを用いた鋼・コンクリートの接合方法に関する基礎的研究, 第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.49-54, 2010

- 3) 竹之井勇, 篠崎裕生, 三加崇, 浅井洋: 高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリート接合方法の二面せん断実験による基礎的研究, 三井住友建設技術開発センター報告, 第 6 号, pp.37-42, 2010
- 4) 日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート No.35, pp.1-8, 1996
- 5) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], pp.132-140, 2008
- 6) 土木学会: 2009 年制定複合構造標準示方書, pp.59-64, 2009

# 等分布荷重を受ける二辺単純支持 RC 梁の耐力に関する実験的研究

## An Experimental Study on Ultimate Strength of Two Side Simple Supported RC Beams under Distributed Transverse Load

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

土木営業部 武富 幸郎 YUKIO TAKETOMI

土木営業部 高田 昭 AKIRA TAKADA

二辺単純支持 RC 梁の等分布荷重載荷試験を実施し、せん断耐力の評価方法を検討した。等分布荷重は、空気圧で膨張するゴムバッグにより模擬した。実験で得られたせん断耐力は、等分布荷重を多点荷重に置き換えて、個々の荷重に対する耐力評価値を累積する方法により求めた計算値と良く一致することが分かった。また、それぞれの支点から載荷スパン長の 1/4 離れた点に集中荷重があると見なして計算する簡易な方法でも、実用上は十分な精度でせん断耐力を評価できることが分かった。

キーワード：RC 梁，二辺単純支持，等分布荷重，せん断耐力

The authors have conducted experiments on RC beams with two side simple supported under distributed transverse loading, and clarified that ultimate shear strength. In the experiments, distributed load were simulated with air inflating superficial gum bag. The observed shear capacity can be estimated by the conventional formula with transforming distributed load to plural concentrated load. Furthermore, the simple method of assumption that two concentrated loads on the points that locates 1/4 span distant from each support have enough accuracy as practical design purpose.

**Key Words:** RC Beam, Two Side Simple Support, Distributed Load, Shear Strength

### 1. はじめに

地中構造物の壁や底版のように分布荷重を受ける構造物のせん断耐力の照査は、壁や底版を梁とみなし、分布荷重によって生じる断面力と、梁としてのせん断耐力の大きさを比較することによって行われる。

等分布荷重による作用せん断力は、梁の支点位置で最大となるが、一方で、梁の支点に近い部分では、圧縮力が直接支点に伝達されるいわゆるアーチ的耐荷機構が卓越してくるため、この部分のせん断耐力が大きくなることが知られている。したがって、この部分のせん断耐力の照査を従来からのトラス理論に基づいた棒部材のせん断耐力式<sup>例えは 1)</sup>を用いて行うことは不経済となる。これを避けるため、コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>では支承前面から部材の全高さの半分までの区間では、トラス作用に基づくせん断耐力の照査を行わなくてもよいとしているが、等分布荷重を受ける棒部材の支持点付近の挙動や耐力については未だ解明されていないのが現状である。

等分布荷重を作用させた梁のせん断実験として井畔ら<sup>2)</sup>や Leonhardt and Walther<sup>5)</sup>の実験が有名である。また、等分布荷重を受けるせん断補強鉄筋を配置していない梁のせん断耐力についての研究には、代表的なものに井畔ら<sup>2)</sup>、二羽ら<sup>3)</sup>や斉藤ら<sup>4)</sup>のものがある。二羽他によれば、等分布荷重を複数の集中荷重に分割して、それぞれの集中荷重について支点からの影響と荷重からの影響を考慮した低減係数による修正を行い、すべての修正されたせん断力図を重ねることにより作用せん断力を求め、その中の最大せん断力  $V_{max}$  と基本せん断耐力  $V_{co}$  との比を求めて破壊時の等分布荷重を計算する手法を試みている。斉藤らは、この方法における低減係数の修正およびデータ処理方法に若干の改良を施すことで比較的精度良く実験結果を再現できることを示している<sup>4)</sup>。一方、井畔らは等分布荷重を載荷スパン長の 1/4 に集中荷重を与えたことと等価であるとみなしている。

いずれにしても、等分布荷重を再現した実験の困難さもあって、これらの研究成果は限られた数の等分布荷

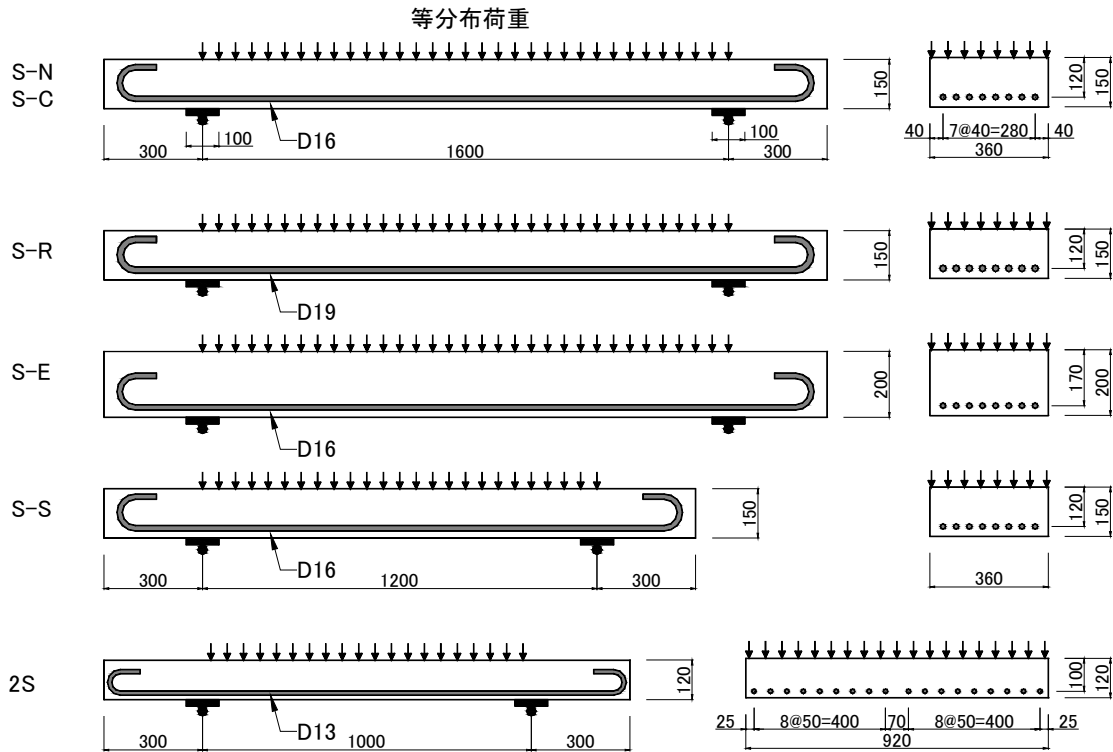


図-1 試験体形状寸法および荷重方法

重あるいは多点荷重の梁のせん断実験結果から導かれたものであり、更なる実験と検討が必要と考える。

著者らはこれまで、等分布荷重を受ける四辺が支持された RC 板の耐力について、空気圧で膨張するゴムバッグによる荷重試験を行い、支持条件や板の縦横比の影響などを検討してきた<sup>6)~8)</sup>。ここでは、同様の荷重方法により等分布荷重を受ける二辺単純支持 RC 梁の荷重試験を行い、荷重スパンや鉄筋比、コンクリート強度などがせん断耐力に与える影響を検討するとともに、先に紹介した斉藤らや井畔らの評価手法の妥当性を検証した。

表-1 試験体一覧

試験体名	スパン (mm)	鉄筋	有効高さ (mm)	$f_c$
S-N	1600	D16	120	30
S-C	1600	D16	120	40
S-R	1600	D19	120	30
S-E	1600	D16	170	30
S-S	1200	D16	120	30
2S <sup>7)</sup>	1000	D13	100	30

$f_c$ はコンクリートの設計圧縮強度

## 2. 実験の概要

試験体は、図-1、表-1 に示す計 6 体とした。断面幅 360mm、断面高さ 150mm (有効高さ 120mm)、引張鋼材として D16 を 8 本配置したスパン長 1.6m の S-N 試験体を基本として、コンクリート強度 (S-C)、引張鉄筋比 (S-R)、有効高さ (S-E)、荷重スパン長 (S-S) を変えた。いずれの試験体もせん断補強鉄筋は配置していない。2S 試験体は、既報<sup>7)</sup>において二辺単純支持試験体として用いたものである。

試験体の形状寸法や補強鉄筋の設定に当たっては、後に述べるゴムバッグの大きさや荷重能力に加え、確実にせん断破壊させることなどを考慮している。したがって、横長の断面形状になるとともに比較的大きい鉄筋比



写真-1 荷重試験状況 (上はゴムバッグ)

(2.48~5.31%) となっている。

等分布荷重は市販のゴムバッグ (写真-1) を用いて再現した。ゴムバッグは正方形平板の形状で、外寸は 400mm×400mm、空気無注入時の厚さは約 30mm である。ゴムバッグの最大圧力は 0.8MPa である。2S 試験体では 930×930mm の大きさのゴムバッグを 1 枚用いて載荷している。載荷方法は、このゴムバッグ 3 枚あるいは 4 枚を床に敷き (写真-1 上)、その上に試験体と支点治具を載せ、PC 鋼棒で治具を床に縫い付けた状態でゴムバッグを膨張させることで行った。載荷の際は、1 台のコンプレッサーの出力を分岐供給することで、それぞれのゴムバッグの圧力が同じになるようにした。

支承部は幅 100mm の鋼板を用いた。また、丸鋼により自由に回転およびスライドできるようにした。載荷荷重は支承部の 4 箇所に設置した荷重計の合計値とした。計測項目は、荷重と梁の変位および鉄筋のひずみである。使用したコンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-2、表-3 に示す。

### 3. 実験結果

#### (1) 等分布荷重の検証

ゴムバッグにより等分布荷重が再現できているかどうかを基準試験体である S-N の結果をもとに考察した。S-N 試験体は、50kN 程度で曲げひび割れが発生し始め、235kN で支点近傍に斜めひび割れが発生した。図-2 は、200kN までの鉄筋のひずみ分布の実測値と計算値を示したものである。横軸は梁の各位置を表しており、0 と 1600mm が支点位置となる。計算値はファイバーモデルを用いて算出したものであり、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係はコンクリート標準示方書のモデルに、材料試験結果の値を反映したものをを用いた。

計算値の方が若干大き目の値を示しているものの、いずれの荷重段階においてもおおむねそのひずみ分布形状は計算値のものと一致している。図には、集中荷重の例としてスパン L の 1/4 点と 3/4 点に集中荷重が作用した場合のひずみ分布形状を併記した。集中荷重ではひずみ分布が直線で構成される矩形形状になるが、実測値はそのような分布になっておらず、等分布荷重が再現されていると考えられる。

図-3 は、梁の変位分布の実測値と計算値を示したものである。変位の実測値はおおむね計算値と一致していることが分かる。等分布と集中荷重 (たとえば 1/4, 3/4 点集中) とでは、変位分布にほとんど差異がないので、この比較だけでは明言できないが、先のひずみ分布も合わせて等分布を仮定した計算値と実測値がほぼ一致して

表-2 コンクリートの材料特性値

試験体名	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 kN/mm <sup>2</sup>
S-C	43.2	3.60	31.3
S-C 以外	36.5	3.21	30.7
2S <sup>7)</sup>	32.5	2.75	26.7

表-3 鉄筋の材料特性値

鉄筋	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 kN/mm <sup>2</sup>
D16	375	572	191
D19	386	555	181
D13 <sup>7)</sup>	372	535	191

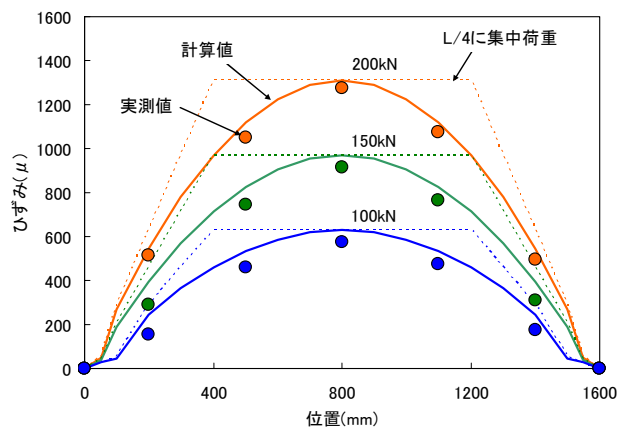


図-2 鉄筋のひずみ分布 (S-N 試験体)

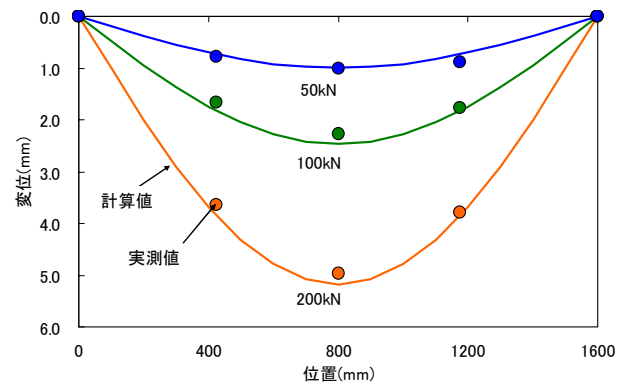


図-3 変位分布 (S-N 試験体)

いることから、ゴムバッグにより等分布載荷が再現されていると考えられる。

#### (2) 各試験体のせん断耐力と破壊性状

図-4 に各試験体の荷重と梁中央の変位の関係を示す。図にはコンクリート標準示方書に従って計算した棒部材のせん断耐力値を併記した。図-5 にはひび割れの状況を示す。ひび割れ図に表示した数値は、斜めひび割れが梁の有効高さの 1/2 の線 (図中破線で示した横線) と交わった点から支点までの距離を示している。本文では、この位置を“斜めひび割れ位置”と呼ぶこととする。

S-N 試験体はいくつか曲げひび割れが発生したあと、235kN で図-5 左側の支点近傍、269kN で右側の支点近傍で斜めひび割れが生じた。その後も荷重は増加し、329kN で左側斜めひび割れ部の圧縮側のコンクリートが大規模に破壊して荷重が大きく低下したため試験を終了した。次に載荷した S-C 試験体も同様に、258kN および 271kN で両サイドに斜めひび割れが生じた後に荷重が増加し、最終的に圧縮縁で破壊が生じて荷重が低下した。

S-S 試験体では、それぞれ 249kN および 275kN で斜めひび割れが生じた。斜めひび割れの梁軸線に対する角度は他の試験体のもと比較して大きいように見える。また、斜めひび割れ位置は他の試験体と比較して支点到近いことが分かる。次に、S-R 試験体では、274kN と 319kN で斜めひび割れが生じた。斜めひび割れの角度および位置は S-N 試験体と同様であった。有効高さを大きくした S-E 試験体は、334kN と 371kN と比較的大きな荷重で斜めひび割れが生じた。斜めひび割れの位置は S-N や S-R 試験体とほぼ同じであるが、角度は若干大きい。これは、有効高さが大きく、せん断スパン比（ここでは、載荷スパンを有効高さで除した値とする）が小さく、同様の比となる S-S 試験体と同じ傾向になっていると思われる。2S 試験体は 452kN で最初の斜めひび割れが発生し、576kN まで荷重が上昇してせん断破壊した。

表-4 にせん断耐力をまとめた。計算値はコンクリート標準示方書に従って計算した棒部材のせん断耐力で、対象が無筋コンクリートであるので斜めひび割れ発生荷重と比較できる。計算値は実験結果をかなり小さく評価する傾向があり、いずれの試験体も概ね実験値の約半分程度の値でしかない。このように、等分布荷重が作用する RC 梁のせん断耐力を従来からの棒部材のせん断耐力で評価することは不経済となる可能性があることがわかる。

#### 4. せん断耐力の評価

##### (1) 齊藤らの方法

齊藤ら<sup>4)</sup>は等分布荷重を多点の集中荷重に置き換えて梁のせん断耐力を計算する手法を提案している。これは、梁のせん断耐力がせん断スパン比  $a/d$  の影響を受けるのは、支承反力の影響が主であるという点を考慮し、ある任意の位置の梁のせん断強度を、置き換えた任意の集中荷重によって発生する支承反力の影響によるものと、その集中荷重によって発生する作用せん断力の影響によるものの和で表すものである。せん断強度を求める梁の任意の位置とそのとき考慮する集中荷重および支承反力の位置との関係で決まる  $a/d$  の値を用いて、式(1)および式

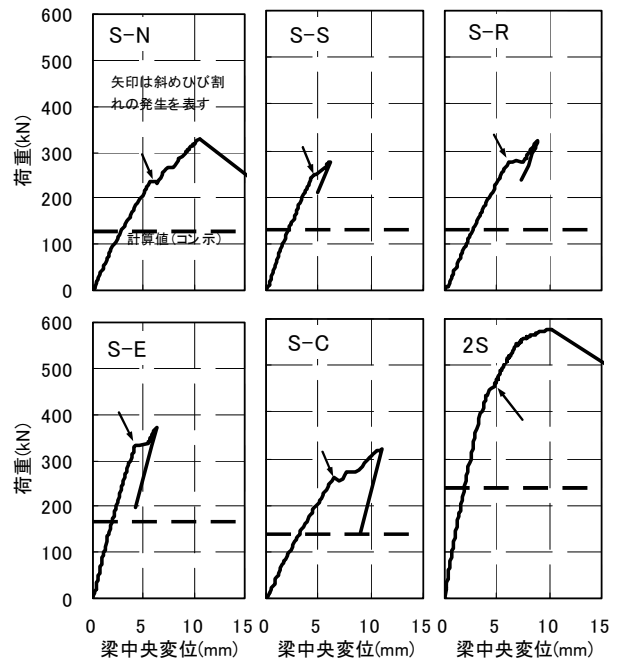


図-4 荷重-梁中央変位

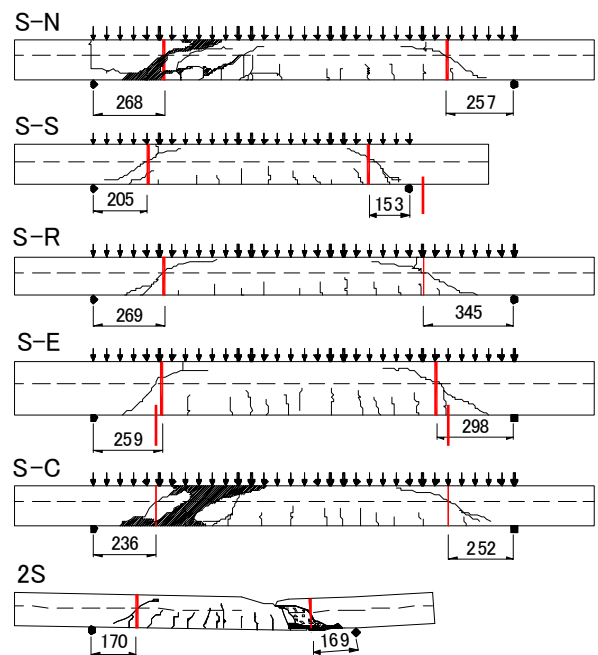


図-5 破壊後のひび割れ状況

表-4 せん断耐力のまとめ

試験体名	実験値(kN)		計算値*1 (kN)
	斜めひび割れ発生荷重	最大荷重	
S-N	235	329	129
S-S	249	275	129
S-R	274	320	129
S-E	334	371	167
S-C	258	320	136
2S	452	576	238

\*1: コン示<sup>1)</sup>による斜めひび割れ発生荷重

(2)でせん断強度を計算し、値の大きい方をその位置でのせん断強度とする (図-6 (2) 参照)。

$$V_{cal} = 0.20 \cdot (p_w \times f'_c)^{1/3} \times (d/1000)^{-1/4} \times [0.75 + 1.4/(a/d)] \times b \times d \quad (1)$$

$$V_{cal} = 0.24 \cdot f'_c{}^{2/3} \times (1 + 3.33 \times r/d) \times (1 + \sqrt{p_w}) \times b \times d / [1 + (a/d)^2] \quad (2)$$

ここに、 $f'_c$ : コンクリートの圧縮強度、 $p_w$ : 鉄筋比、 $b$ : 部材の幅、 $r$ : 支承や載荷板の長さ、 $a$ : せん断スパンである

各集中荷重に対して求めたせん断強度と、その位置の作用せん断力の比 (Z) を合算して、その値が最も大きくなる位置でせん断破壊すると仮定する。そして、その値 Z が 1.0 となる荷重の大きさがせん断耐力の計算値となる。二羽らの方法もほぼ同様であるが、用いているせん断強度評価式が異なることと、データの処理方法に若干の工夫を加えている点が異なっている。

図-7 は、この方法により計算したせん断耐力を実験値と比較したものである。両者は比較的良い精度で一致しており、同計算方法の妥当性が確認できた。表-5 は同方法により計算した斜めひび割れ位置を実験値と比較したものである。ばらつきはあるものの、計算値は実験値の傾向を比較的良く捕らえていることがわかる。

(2) 2点集中荷重を仮定した簡易な方法

井畔らは、等分布荷重を受ける梁のせん断スパン  $a$  は、スパン  $L$  の 1/4 点に集中荷重を受ける梁と等価であると見みなしている。文献<sup>2)</sup>では、スパン  $L$  が  $12d$  ( $d$  は有効高さ) である梁のせん断実験により、斜めひび割れの位置 (井畔らの定義は、主鉄筋位置において支点と斜めひび割れ発生部位との距離としている) は  $a$  の中央と一致するとしている。そして、支点からの距離  $1.5d$  ( $12d/8$ ) の位置に作用するせん断力と、せん断スパン  $a=3.0$  として計算したせん断耐力を比較検討している。

ここではまず、斜めひび割れの位置を井畔らの仮定と比較した。この際、斜めひび割れ位置の定義が若干異なるが、傾向を捉えるためここでは当初の定義の通りとして支点から  $1.5d$  と  $L/8$  で比較すると、表-5 に示す通り  $L/8$  の位置と比較的良く対応することがわかる。ここで用いた試験体のせん断スパン  $L$  は  $9.4d \sim 13.3d$  と幅があるが、井畔らの試験体は  $L=12d$  のみでありひび割れ位置にスパンと有効高さの比の影響を考慮した方が良いことがわかる。

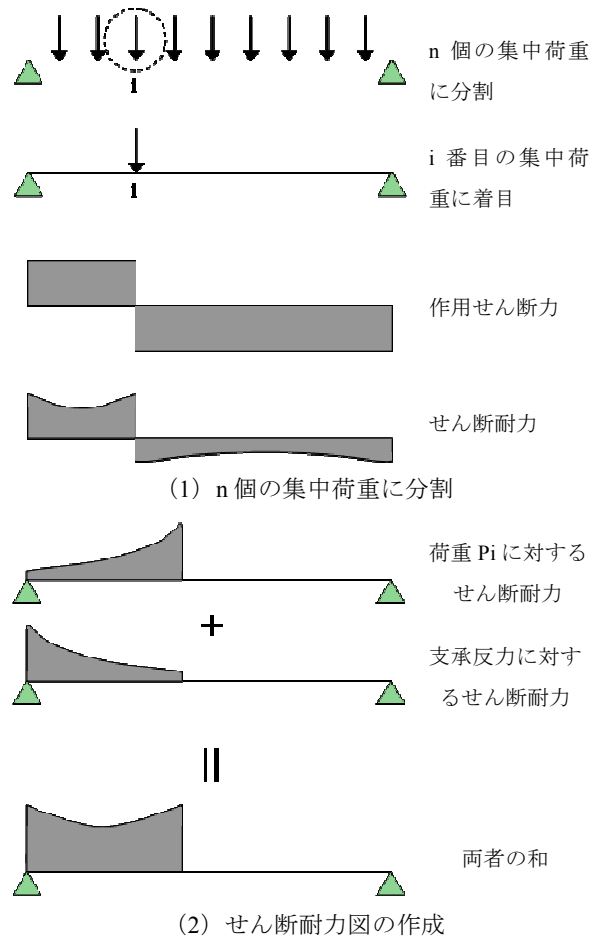


図-6 等分布荷重を受ける梁のせん断耐力計算方法

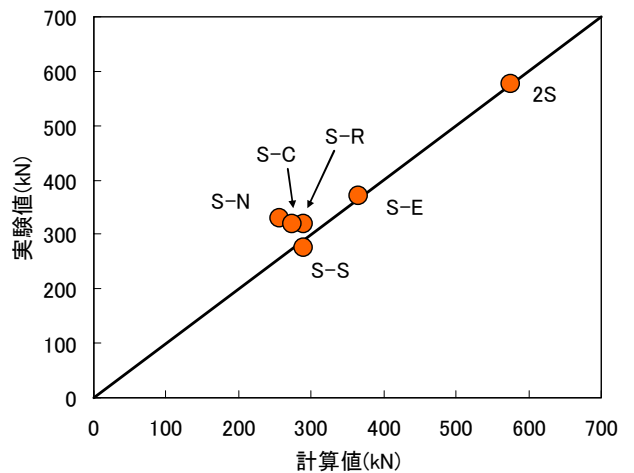


図-7 せん断耐力の比較

表-5 斜めひび割れ位置の比較

試験体	実験値 (mm)	計算値 (mm)	計算値 1.5d(mm)	計算値 L/8(mm)
S-N	263	240	180	200
S-S	179	220	180	150
S-R	307	230	180	200
S-E	279	300	255	200
S-C	244	230	180	200
2S	170	190	150	125



次に、L/4 点に集中荷重が作用すると仮定して試験体の L/8 位置に作用するせん断力と、式(1)によるせん断耐力を比較した。その結果を図-8 に示す。両者は比較的良く対応しており、かつ安全に評価できていることから、簡易的にはこのような方法でせん断耐力の照査を行っても問題ないと考えられる。

## 5. まとめ

鉄筋比やせん断スパン比、コンクリート強度などを変えた 6 体の二辺単純支持 RC 梁について、ゴムバッグを用いて等分布荷重を再現した載荷試験を行い、その耐荷挙動および耐力について既往の計算式などを用いて考察した。その結果、以下の点が明らかとなった。

- ① 載荷過程における鉄筋のひずみや変位の分布データなどからゴムバッグにより等分布荷重が再現されていると考えられる。
- ② いずれの梁も斜めひび割れが発生してせん断破壊した。コンクリート標準示方書に従って計算したせん断耐力は実験結果をかなり小さく（概ね半分程度）評価する傾向があり、不経済となる可能性がある。
- ③ 等分布荷重を多数の集中荷重に置き換えてせん断耐力を計算する齊藤らの方法により、試験体のせん断耐力を精度良く評価できることを確認した。
- ④ 等分布荷重をスパン L の 1/4 点と 3/4 点に作用する 2 点の集中荷重と仮定し、式(1)を用いて計算したせん断耐力は実験値を安全に評価できることを確認した。

## 参考文献

- 1) 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2007
- 2) 井畔瑞人, 塩屋俊幸, 野尻陽一, 秋山暉: 等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.348/V-1, pp.175-184, 1984.8
- 3) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集 No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 4) 齋藤啓一, 高橋宏幸, 石橋忠良, 丸山久一, 秋山充良, 鈴木基行: 多点荷重を受ける RC はりのせん断耐力評価に関する研究, 土木学会論文集 No.767/V-64, pp.87-98, 2004.8
- 5) Leonhardt, F. and Walther, R.: Beitrage zur Behandlung

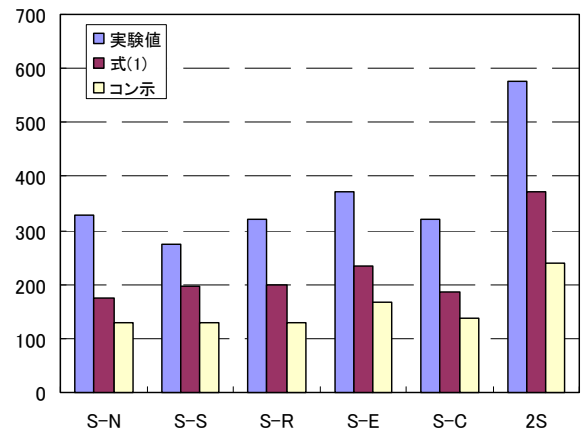


図-8 せん断耐力の比較

der Schubprobleme in Stahlbetonbau, Beton und Stahlbetonbau, pp.32-42, 1962

- 6) 篠崎裕生, 樋口昇, 三上浩: 等分布荷重を受ける四辺単純支持 RC 板の耐力に関する実験的考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.391-396, 2007
- 7) 篠崎裕生, 樋口昇, 三上浩: 等分布荷重を受ける RC 板の耐荷挙動に与える支持条件の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1339-1344, 2008
- 8) 篠崎裕生, 三上浩, 樋口昇: 支持条件や縦横比が異なる RC スラブの耐力に関する実験的考察, 三井住友建設技術研究所報告第6号, pp.33-39, 2008

# プレストレストコンクリート部材に使用する 早強コンクリートの自己収縮に対する評価

## Evaluation to Autogenous Shrinkage of High Early Strength Concrete for Prestressed Concrete Members

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI  
佐々木 亘 WATARU SASAKI  
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

国内各地のレディーミクストコンクリート工場の骨材を使用し、橋梁上部構造のプレストレストコンクリート部材に使用する早強コンクリートの自己収縮ひずみに及ぼす要因を確認した。試験の結果、骨材の相違は自己収縮ひずみに大きく影響を及ぼすこと、水セメント比 40%の早強コンクリートでは、JIS A 1129 の試験で測定した長さ変化率の 20%程度を自己収縮ひずみが占める可能性があること、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみはいずれもヤング係数と相関があること、単位粗骨材絶対容積を減じると自己収縮ひずみは大きくなる傾向があるが、その程度は骨材によって異なることなどが分かった。

**キーワード**：プレストレストコンクリート，早強コンクリート，自己収縮，乾燥収縮，骨材

This report describes the result of the examination to confirm the factor to exert the influence on the autogenous shrinkage of high early strength concrete for prestressed concrete members. As a result of the experiment, the followings were obtained; 1) The relationship between quality of the aggregate and autogenous shrinkage of concrete were observed. 2) The autogenous shrinkage of the high early strength concrete of 40% in water-cement ratio accounts for about 20% of the value measured by JIS A 1129 test. 3) Autogenous shrinkage and drying shrinkage shows correlations with Young's modulus, respectively. 4) Autogenous shrinkage grows when the volume of coarse aggregate per unit volume of concrete decreases, and the shrinkage strain changes depending on the kind of the aggregate.

**Key Words**: Prestressed Concrete, High Early Strength Concrete, Autogenous Shrinkage, Drying Shrinkage, Aggregate

### 1. はじめに

コンクリート用骨材は、コンクリート中の 7 割前後の容積を占めるため、その品質はコンクリートの品質に大きく影響を及ぼす。最近では、天然骨材の品質低下に起因するコンクリートの収縮量の増加が問題になっており、学協会を中心に様々な動きがある<sup>1),2),3)</sup>。

それらの活動の対象はほとんどが乾燥収縮であるが、収縮が問題となった垂井高架橋（PRC 構造）では、図-1 に示すとおり、垂井高架橋の骨材を使用した場合には、比較用骨材を使用した場合に比べて、乾燥収縮ひずみのみならず、自己収縮ひずみも 2 倍程度大きい<sup>4)</sup>。すなわち、骨材の品質は、乾燥収縮、自己収縮のいずれにも大

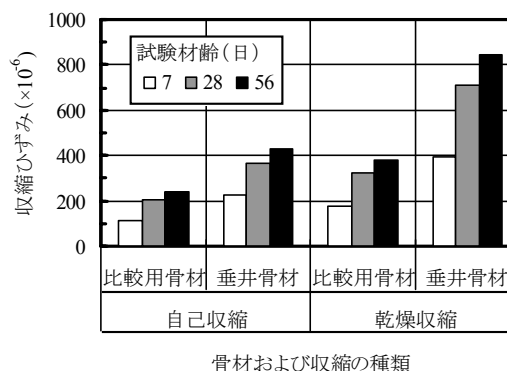


図-1 垂井高架橋で使用されたコンクリートの自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみ

大きく影響を及ぼす可能性が高い。

前述の垂井高架橋で使用されたコンクリートは、セメントの種類は早強ポルトランドセメント、水セメント比は 38%、単位セメント量は  $453\text{kg}/\text{m}^3$  である。これは、筆者らによるレディーミクストコンクリート（以下、生コン）工場の調査データベース<sup>5)</sup>では、現場打ちの PC 橋上部構造（設計基準強度  $40\text{N}/\text{mm}^2$  程度）に使用されるコンクリートとして一般的であり、水セメント比がさらに小さく、単位セメント量が多い配合が多数存在することも確認している。さらに、設計基準強度 50, 60  $\text{N}/\text{mm}^2$  の高強度コンクリートの適用も増えている。

JCI ひび割れ制御指針<sup>6)</sup>に基づき、代表的なセメントと水セメント比のコンクリートの自己収縮ひずみを求めた結果を図-2 に示す。PC 部材で多用される水セメント比が小さく、早強ポルトランドセメントを使用したコンクリート（以下、早強コンクリートと呼ぶ）の自己収縮ひずみは他と比べて大きいことが明白である。これに対して、前述の垂井高架橋の事例のような骨材の要因が加わった場合には、自己収縮ひずみが一層増加する可能性が高い。しかし、実際に生コン工場で使用される骨材に着目し、骨材の品質が自己収縮ひずみに及ぼす影響を検討した研究は極めて少ない<sup>7)</sup>。

筆者らは、これまでに、早強コンクリートを含めたコンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす諸要因と長期の乾燥収縮ひずみの早期判定に関する検討を行ってきた<sup>8),9)</sup>。この検討では、国内各地の生コン工場で常備している骨材を一試験機関に集め、骨材以外の諸条件をなるべく同一とした一斉試験を実施しており、乾燥収縮ひずみと同時に自己収縮ひずみも測定している。

そこで、本研究では、橋梁上部構造の PC 部材に使用する早強コンクリートの自己収縮ひずみに着目し、これに影響を及ぼす要因について検討を行った。

## 2. 国内各地の骨材を使用したコンクリートの自己収縮ひずみの実態把握

### (1) 試験方法

表-1 に示すように、国内各地の生コン工場から骨材を収集し、工場ごと（表中の No.）の組合せで骨材を使用して、筆者らの所属する研究機関でコンクリートを製造した。表中の No.0 は筆者らが試験研究用に使用している骨材、No.1 および No.2 は首都圏の建築工事を対象に高強度コンクリートの製造・出荷実績がある工場の骨材、No.3~No.30 は地方を中心に土木工事で使用した工場の骨材であることを指す。

検討の対象は、設計基準強度  $40\text{N}/\text{mm}^2$  程度の PC 橋

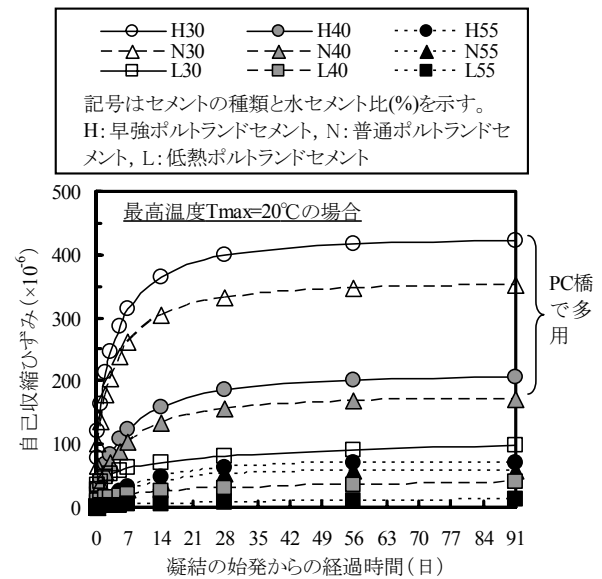


図-2 JCI ひび割れ制御指針の計算式で求めた自己収縮ひずみ

上部構造を対象とした配合である。使用したセメントは、早強ポルトランドセメント（密度  $3.13\text{g}/\text{cm}^3$ ）である。セメントと骨材の複合要因の影響を排除するため、セメントはすべて同一の銘柄・ロットのものとした。単位水量（記号：W）とスランプ（練り上がり直後で 12~15cm 程度）の調整には、一部を除き、高性能 AE 減水剤（記号：SP, 標準形, ポリカルボン酸エーテル系の化合物）を、空気量 ( $4.5 \pm 0.5\%$ ) の調整には AE 剤（変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤）を使用した。

表-2 は、表-1 に示す全配合の諸値の最大、最小および平均を求めたものである。水セメント比（記号：W/C）は 40%とした。単位水量は、コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>で示される標準範囲  $155 \sim 175\text{kg}/\text{m}^3$  を参考とし、高性能 AE 減水剤の使用量が過多あるいは過少にならない範囲とした。その使用量が過多・過少になるものについては、AE 減水剤（記号：WAE, 標準形, リグニンスルホン酸化合物とポリカルボン酸エーテルの複合体抑泡タイプ）に変更した。細骨材率 (s/a) は工場の標準配合の値を参考とした。フレッシュコンクリートの性状を確認しながら配合の調整を行ったが、単位粗骨材絶対容積（記号：Vg）は、コンクリートの収縮量に及ぼす影響を考慮し、一部を除き、 $0.375 \pm 0.015\text{m}^3/\text{m}^3$  の範囲内で決定した。

コンクリートの品質として、圧縮強度、ヤング係数、乾燥収縮ひずみおよび自己収縮ひずみを確認した。自己収縮ひずみ以外の試験方法および試験結果については、既報<sup>8)</sup>のとおりである。自己収縮試験は、測定が容易で、その個人差が生じにくい、(社)日本コンクリート工学会「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」に

表-1 工場ごとの骨材の条件と、試し練りで定めた配合の条件

No.	細骨材										粗骨材							配合(W/C=40%)						
	種類	産地	密度	吸水率	種類	産地	密度	吸水率	種類	産地	密度	吸水率	種類	産地	密度	吸水率	種類	産地	密度	吸水率	混和剤の種類	細骨材率(%)	単位水量	
0	川砂	栃木県	2.57	2.93	砕砂	栃木県	2.64	1.48					砕石2005	栃木県	2.65	0.63					SP	43.8	160	
1	砕砂	栃木県	2.67	1.67	陸砂	茨城県	2.61	1.03					砕石2005	茨城県	2.66	0.60	砕石2005	栃木県	2.68	1.04		SP	43.8	160
2	砕砂	高知県	2.60	2.17	山砂	千葉県	2.61	1.99					砕石2005	高知県	2.70	0.43					SP	41.8	165	
3	陸砂	青森県	2.58	3.73	陸砂	青森県	2.55	2.57					砕石2005	青森県	2.73	1.70					SP	43.0	165	
4	砕砂	岩手県	2.86	1.22	山砂	宮城県	2.56	2.01					砕石2505	岩手県	2.90	0.45					SP	44.0	165	
5	砕砂	新潟県	2.62	1.95									砕石2505	新潟県	2.66	1.20					SP	44.0	165	
6	陸砂	茨城県	2.66	0.94	砕砂	栃木県	2.73	1.07					砕石2005	栃木県	2.76	0.72					WAE	44.0	155	
7	山砂	千葉県	2.60	1.55									砕石2005	山口県	2.67	0.48	砕石2005	東京都	2.69	0.46		SP	42.0	160
8	山砂	千葉県	2.56	3.09	砕砂	東京都	2.59	1.87					砕石2005	東京都	2.65	1.04					SP	41.0	175	
9	砕砂	東京都	2.64	1.72	砕砂	東京都	2.66	1.17	山砂	千葉県	2.61	2.40	砕石2005	東京都	2.66	0.71	砕石2005	神奈川県	2.66	1.03		SP	42.0	160
10	陸砂	神奈川県	2.64	2.27	山砂	千葉県	2.59	2.23					砕石2005	兵庫県	2.63	1.10	砕石2005	神奈川県	2.67	0.96		SP	41.0	170
11	砕砂	山梨県	2.63	2.68	山砂	千葉県	2.57	2.67					砕石2005	山梨県	2.62	2.74					SP	43.0	165	
12	川砂	神奈川県	2.64	2.52	山砂	千葉県	2.60	2.47	山砂	神奈川県	2.62	3.43	砕石2005	神奈川県	2.81	1.25					SP	41.0	165	
13	川砂	静岡県	2.63	1.44									川砂利	静岡県	2.65	1.03					WAE	40.0	165	
14	陸砂	静岡県	2.63	1.29	山砂	静岡県	2.63	1.50					陸砂利	静岡県	2.66	1.12					WAE	42.0	165	
15	川砂	山梨県	2.65	1.54									川砂利	山梨県	2.68	1.16					SP	44.0	160	
16	山砂	愛知県	2.57	1.79	スラグ砂	愛知県	2.83	0.82					砕石2005	三重県	3.00	0.70	砕石2005	三重県	2.65	1.64		SP	41.4	170
17	陸砂	富山県	2.54	1.66									陸砂利	富山県	2.62	1.37					WAE	42.0	165	
18	山砂	京都府	2.56	2.04	砕砂	大阪府	2.66	2.01					砕石2015	大阪府	2.71	0.63	砕石1505	大阪府	2.70	0.72		SP	41.0	170
19	山砂	京都府	2.50	1.56									砕石2015	大阪府	2.71	0.70	砕石1505	大阪府	2.66	0.91		SP	42.0	170
20	砕砂	山口県	2.55	1.34	海砂	山口県	2.47	1.90					砕石2015	愛媛県	2.75	0.48	砕石1505	愛媛県	2.72	0.76		SP	41.0	160
21	砕砂	広島県	2.70	0.75	砕砂	大分県	2.53	1.02					砕石2015	広島県	2.63	1.46	砕石1505	広島県	2.62	1.67		SP	43.0	170
22	加工砂	島根県	2.60	1.37									砕石2015	島根県	2.72	1.43	砕石1505	島根県	2.74	1.42		SP	43.0	175
23	砕砂	福岡県	2.68	1.07	海砂	長崎県	2.61	1.52					砕石2015	山口県	2.74	0.44	砕石1505	山口県	2.72	0.57		SP	43.0	175
24	砕砂	広島県	2.60	1.09									砕石2015	広島県	2.63	0.54	砕石1505	広島県	2.65	0.65		SP	44.0	165
25	砕砂	愛媛県	2.55	3.02	海砂	大分県	2.62	1.49					砕石2005	愛媛県	2.56	2.04					SP	43.0	170	
26	砕砂	愛媛県	2.55	1.41									砕石2005	愛媛県	2.63	0.84					SP	43.0	165	
27	砕砂	広島県	2.61	0.72									砕石2015	広島県	2.63	0.44	砕石1505	広島県	2.63	0.57		SP	44.0	165
28	陸砂	鹿児島県	2.53	2.38	陸砂	宮城県	2.57	2.50					砕石2505	鹿児島県	2.63	1.07					SP	43.0	175	
29	海砂	佐賀県	2.66	0.97	砕砂	大分県	2.59	1.33					砕石2005	大分県	2.71	0.27					SP	42.0	165	
30	海砂	福岡県	2.59	1.06	海砂	福岡県	2.57	2.00					砕石2005	大分県	2.71	0.27					SP	41.0	170	

骨材の密度は表乾密度で、その単位はg/cm<sup>3</sup>である。吸水率の単位は%である。混和剤の種類におけるSPは高性能AE減水剤、WAEはAE減水剤を指す。単位水量の単位はkg/m<sup>3</sup>である。

表-2 配合の諸値の最大、最小および平均

	W/C(%)	s/a(%)	W(kg/m <sup>3</sup> )	C(kg/m <sup>3</sup> )	Vg(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
最大	40	44.0	175	438	0.395
最小		40.0	155	388	0.365
平均		42.5	166	415	0.377

準拠した。100×100×400mmの角柱供試体を使用し、供試体中央に埋込みひずみ計を設置してデータロガーで測定した。コンクリートの凝結時間試験を実施し、以降に示す自己収縮ひずみの起点は凝結の始発とした。

(2) 試験結果および考察

表-3は、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみの測定結果である。乾燥収縮ひずみは、同一配合条件下で実施した試験結果であり、既報<sup>8)</sup>から抜粋したものである。表中の経過時間は乾燥を始めた材齢7日からの乾燥期間を指す。自己収縮ひずみの計算値は、図-2中の早強ポルトランドセメントを使用し、水セメント比を40%とした場合の値である。一方、乾燥収縮ひずみの計算値は、コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>での収縮ひずみの予測式に対して、表-2中に示す単位水量の平均値166

表-3 自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみの測定結果

		自己収縮ひずみ			乾燥収縮ひずみ			
経過時間(日)		7	28	56	28	91	182	
基準	No.0	108	176	208	290	488	577	
No.1,2	No.1	111	178	210	271	430	486	
	No.2	107	175	208	265	386	442	
No.3 ~30	全データ	平均	98	163	194	372	543	581
		最小	35	74	100	204	333	392
		最大	150	241	282	560	748	798
No.3 ~30	砂利	平均	86	148	181	412	578	606
		最小	35	74	100	301	453	477
		最大	115	191	230	560	727	734
No.3 ~30	砕石	平均	99	164	194	359	530	571
		最小	37	97	119	204	333	392
		最大	150	241	282	541	748	798
全データ	平均	99	164	196	363	532	573	
計算値		124	187	202	387	570	664	

(×10<sup>-6</sup>, 収縮を正で表した値)

kg/m<sup>3</sup>を代入して求めた。また、図-3は、自己収縮ひずみ比および乾燥収縮ひずみ比の分布である。自己収縮ひずみ比および乾燥収縮ひずみ比とは、各経過時間における試験値を計算値で除した値である。

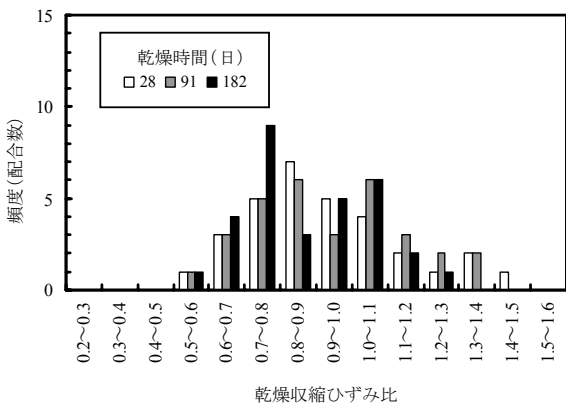
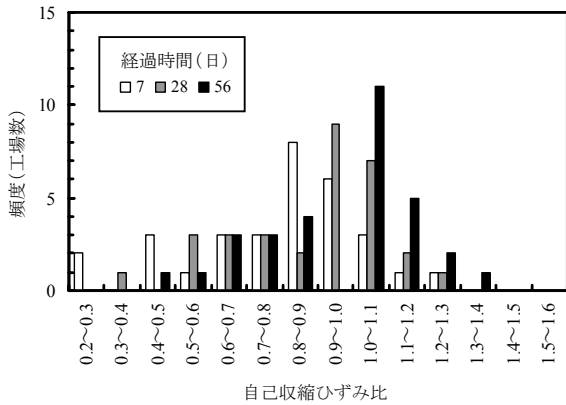


図-3 自己・乾燥収縮ひずみ比の分布

自己収縮ひずみの全データの平均値は、JCI ひび割れ制御指針<sup>5)</sup>に基づく計算値とほぼ一致する。「基準」骨材 No.0 と骨材 No.1, No.2 を使用した場合の自己収縮ひずみには差異が認められない。しかし、骨材 No.3～No.30 を用いた場合の自己収縮ひずみは、表-3 における全データの最小値と最大値で見ると、材齢 7 日で 5 倍程度、材齢 56 日で 3 倍程度異なる。砂利と碎石の平均値を比較すると、両者の自己収縮ひずみの差は小さい。

一方、乾燥収縮ひずみの全データの平均値は、コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>で求めた値よりも若干小さい。また、自己収縮ひずみがほぼ同一の骨材 No.0, No.1 および No.2 を使用した場合であっても、182 日の乾燥収縮ひずみは  $100 \sim 150 \times 10^{-6}$  程度異なる。骨材 No.3～No.30 を用いた場合の乾燥収縮ひずみは、それらよりも大幅に大きいものあるいは小さいものが存在し、全データの最大値と最小値は材齢 182 日では 2 倍程度異なる。

図-3 に示すとおり、自己収縮ひずみ比および乾燥収縮ひずみ比の分布を調べると、自己収縮ひずみ比は乾燥収縮ひずみ比よりもばらつきが大きいことが分かる。そのばらつきは初期材齢ほど大きい傾向が認められるが、56 日であっても、自己収縮ひずみは、使用する骨材によっては JCI ひび割れ制御指針<sup>5)</sup>に基づく計算値に対し

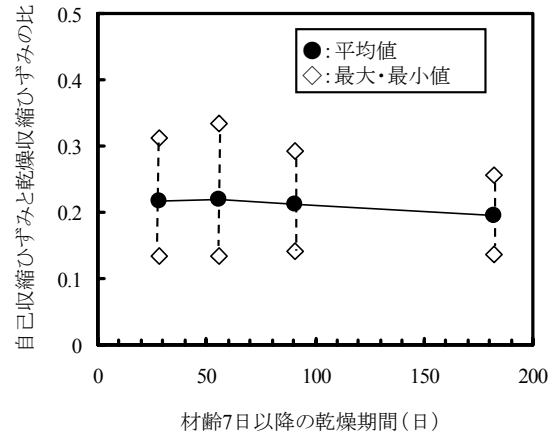


図-4 自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみの比の経時変化

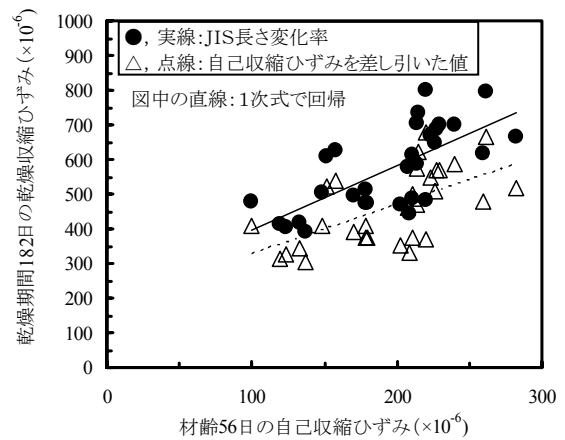


図-5 自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみの関係

て 0.5 倍～1.5 倍程度異なる可能性がある。

図-4 は、乾燥収縮ひずみに対する自己収縮ひずみの比を求め、その経時変化を示したものである。起点は、乾燥収縮試験における乾燥を開始した材齢 7 日である。本研究における乾燥収縮ひずみとは、JIS A 1129 の試験方法で測定した長さ変化率である。乾燥環境下においても、セメントの水和進行により自己収縮を生じ、仮に封かん状態と同程度の進行があるとすれば、図中に示す自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみの比とは、JIS の試験方法で測定される長さ変化率に含まれる自己収縮ひずみの比ということになる。既報<sup>8)</sup>のとおり、早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートの圧縮強度は、水中養生期間が 3～7 日間の範囲で確保されれば、標準水中養生を行ったコンクリートとほぼ一致する。

今回の 31 種類の骨材を組み合わせた全国試験においては、その比の平均はいずれの材齢においても 0.2 程度であるが、 $\pm 10\%$  程度の範囲を有し、各材齢の最大値と最小値は 2～3 倍異なる。JIS 試験方法で測定された長さ変化率を乾燥収縮ひずみとして扱った場合、PC 橋で使

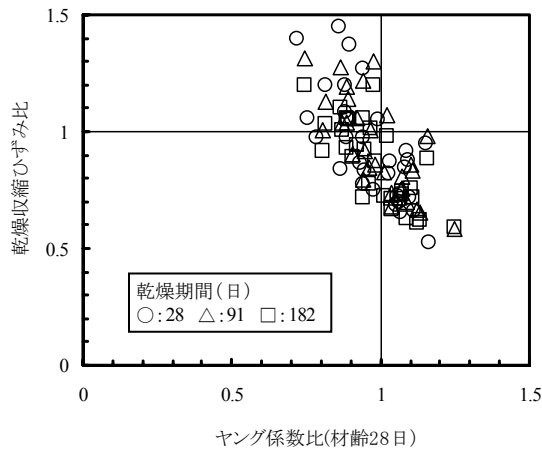
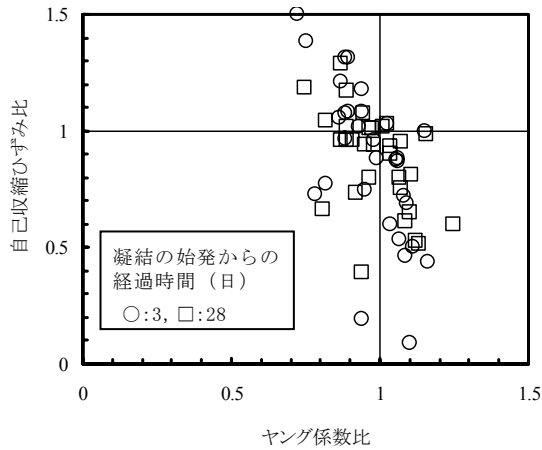


図-6 ヤング係数比と自己収縮ひずみ比および乾燥収縮ひずみの関係

用するコンクリートでは、乾燥収縮ひずみに含まれる自己収縮ひずみを無視できる割合ではないことが分かる。

図-5 は、材齢 56 日の自己収縮ひずみと乾燥期間 182 日の乾燥収縮ひずみの関係を示したものである。図中には、乾燥収縮ひずみとして、JIS の試験方法で測定した長さ変化率の値と、長さ変化率には自己収縮ひずみが含まれるものとし、自己収縮ひずみを差し引いた値の 2 種類を示している。差し引いた自己収縮ひずみは、前述と同様に、材齢 7 日以降の自己収縮ひずみが封緘状態と乾燥環境下で同一と仮定している。自己収縮ひずみが大きくなるに従い、乾燥収縮ひずみが増える傾向が認められる。また、自己収縮ひずみを差し引いた乾燥収縮ひずみで表しても、両者の関係を一次式で回帰した傾きに大きな変化は認められない。したがって、骨材の品質は、自己収縮、乾燥収縮のいずれにも影響を及ぼす可能性が高く、例えば、乾燥収縮ひずみが大きいデータがある場合には自己収縮ひずみも大きい可能性があるため、PC 部材に使用するコンクリートに関しては、構造物条件などによっては自己収縮ひずみを事前に確認することが必要となることがあると考えられる。

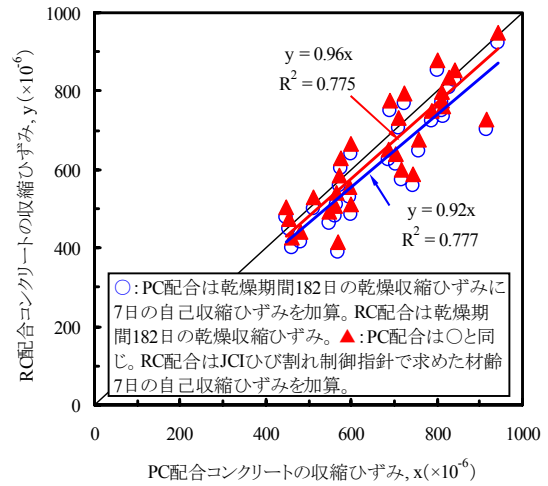


図-7 PC 配合と RC 配合のコンクリートの収縮ひずみの比較

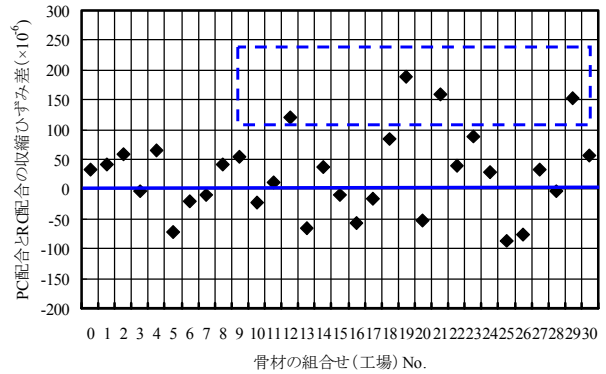


図-8 PC 配合と RC 配合のコンクリートの収縮ひずみ差

図-6 は、ヤング係数比と自己収縮ひずみ比および乾燥収縮ひずみ比の関係を示したものである。ここで、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみ比とは、試験値と計算値(表-3)の比である。また、ヤング係数比とは、各材齢のヤング係数の試験値と計算値の比である。ヤング係数の計算値は、コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>における構造計算に用いるヤング係数の標準値を累乗式で回帰し、圧縮強度の試験値を代入して求めたものである<sup>8)</sup>。かなりばらつきがあるものの、おおよそ、ヤング係数比が大きいほど、自己収縮ひずみ比が小さくなる傾向があり、特にヤング係数比が 1.0 以上の領域では、自己収縮ひずみ比はほぼ 1.0 以下になっている。乾燥収縮ひずみ比に関しても、自己収縮ひずみ比と同様の傾向が認められる。すなわち、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみは、ヤング係数との相関が認められる。

図-7 は、PC 配合コンクリートと RC 配合コンクリートの収縮ひずみを比較したものである。ここで、PC 配

合とは本論文で対象とする早強コンクリートを指し、RC 配合とは PC 配合と同じ骨材を使用した RC 部材を対象とするコンクリートで、セメントには普通ポルトランドセメントを使用し、水セメント比を 55%としている<sup>8)</sup>。PC 配合では、乾燥期間 182 日の乾燥収縮ひずみに材齢 7 日の自己収縮ひずみを加算した。一方、RC 配合では、乾燥期間 182 日の乾燥収縮ひずみのみと、JCI ひび割れ制御指針で計算した材齢 7 日の自己収縮ひずみ ( $26 \times 10^{-6}$ ) を乾燥収縮ひずみに加算したものを示した。図-8 は、両配合とも自己収縮ひずみを加算した全ひずみを対象とし、表-1 に示す骨材の組合せ (工場) No.ごとに両者の収縮ひずみの差を求めた結果である。両配合は、セメントの種類および水セメント比が異なる。しかし、全体的な傾向として、PC 配合のほうが RC 配合よりも自己収縮ひずみを考慮した全収縮ひずみは若干大きいものの、双方で大きく異なるものではない。骨材の組合せごとに調べても、両者の違いは  $\pm 50 \times 10^{-6}$  程度の範囲である。すなわち、全収縮ひずみには、セメントの種類および水セメント比よりも骨材の相違が大きく影響を及ぼすと言える。また、PC 配合、RC 配合のいずれかを確認すれば、他配合のおおよその収縮ひずみが予測できる。ただし、骨材によっては、図-8 中の点線内に示すとおり、PC 配合の全収縮ひずみが RC 配合よりも  $100 \times 10^{-6}$  以上大きくなるものも存在するので注意する必要がある。

### 3. 骨材の種類以外の要因がコンクリートの自己収縮ひずみに及ぼす影響

#### (1) 単位セメント量および粗骨材の単位量

今回の実験では、単位セメント量は、表-2 に示すように骨材の種類によって多少異なる。しかし、図-9 に示すとおり、本試験の単位セメント量の範囲では、単位セメント量と自己収縮ひずみの関係は成立していない。このため、自己収縮ひずみの相違は、骨材の品質に起因するものと推測される。このことをより明らかにするため、特定の骨材条件 (No.0, No.15) を使用し、単位セメント量と自己収縮ひずみの関係を調べたものが、図-10 である。単位セメント量は、水セメント比を一定 (40%) とし、単位水量の増減により変化させた。単位水量は、表-1 に示す値を基準として  $150 \sim 185 \text{kg/m}^3$  の範囲で変化させている。ここで、単位水量を  $150 \text{kg/m}^3$  にする場合には高性能 AE 減水剤の使用量を増加し、 $185 \text{kg/m}^3$  にする場合には高性能 AE 減水剤の使用量が少なすぎるので AE 減水剤に変更した。単位セメント量の増加により、自己収縮ひずみが微増する傾向も見られる

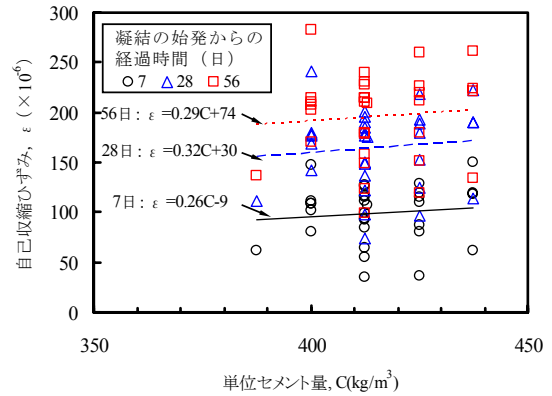


図-9 単位セメント量と自己収縮ひずみ比の関係

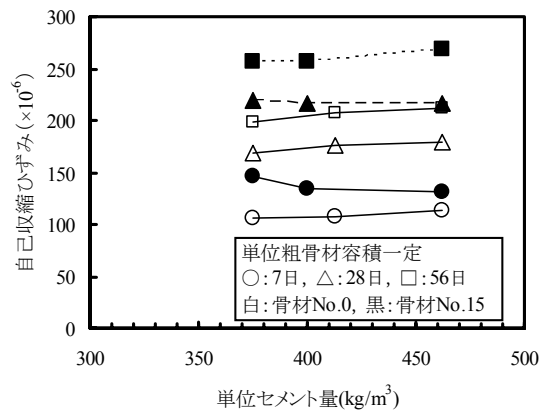


図-10 単位セメント量と自己収縮ひずみの関係

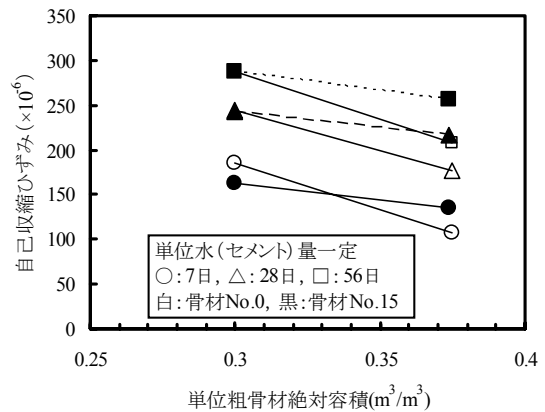


図-11 単位粗骨材絶対容積と自己収縮ひずみの関係

が、この試験の範囲ではその影響は極めて小さい。したがって、前述の骨材の組合せ 31 種類における自己収縮ひずみの相違の主たる原因は、骨材の種類・品質の相違であると判断される。

#### (2) 単位粗骨材量 (絶対容積)

図-11 は、単位粗骨材絶対容積と自己収縮ひずみの関係を示したものである。単位粗骨材絶対容積は、表-1

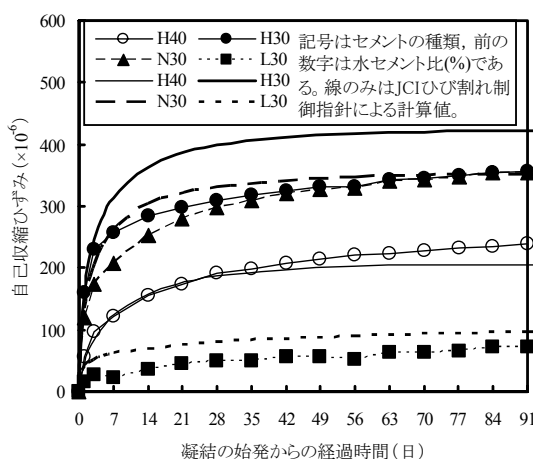


図-12 水セメント比およびセメントの種類が自己収縮ひずみに及ぼす影響

に示す条件（表中では細骨材率  $s/a$  で表記）を基準に、高流動コンクリート等で採用する可能性がある  $0.300 \text{ m}^3/\text{m}^3$  まで減じた。単位粗骨材絶対容積を減じると、自己収縮ひずみは大きくなり、特に骨材 No.15 では、その傾向が顕著である。また、既報<sup>8)</sup>で示した乾燥収縮ひずみの場合と同様に、骨材の種類によって単位粗骨材絶対容積が自己収縮ひずみに及ぼす影響の度合いが異なる。

### (3) 水セメント比およびセメントの種類

冒頭で述べたとおり、PC 橋で使用される早強コンクリートは、設計基準強度が  $40\text{N}/\text{mm}^2$  であっても水セメント比は 30% 台である場合が多く、最近では高強度化に伴い、さらに小さいものも使用されている。高強度化を図った場合には、温度応力などの観点から、早強ポルトランドセメント以外のセメントも使用されている。

そこで、ここでは、水セメント比を 30% とし、早強ポルトランドセメント以外に、普通ポルトランドセメント（記号：N、密度  $3.15\text{g}/\text{cm}^3$ ）と低熱ポルトランドセメント（記号：L、密度  $3.24\text{g}/\text{cm}^3$ ）を使用した。

自己収縮試験の結果を、図-12 に示す。早強ポルトランドセメントのみを使用し、水セメント比を 40% から 30% に低下させると、自己収縮ひずみは 56 日で  $328 \times 10^{-6}$  まで大きくなるが、図-2 に示す計算値よりもかなり小さい。普通ポルトランドセメントまたは低熱ポルトランドセメントを使用した場合には、早強ポルトランドセメントを使用した場合に比べて自己収縮ひずみが小さく、特に低熱ポルトランドセメントへの変更は自己収縮ひずみの低減に効果的である。それらのセメントを使用した場合の自己収縮ひずみは、図-2 に示す JCI ひび割れ制御指針<sup>6)</sup>の計算値より小さいが、 $20 \sim 40 \times 10^{-6}$  の差であり、計算値とはほぼ一致する。

## 5. まとめ

本研究では、PC 部材に使用する早強コンクリートの自己収縮ひずみに及ぼす要因を確認し、以下のことが明らかになった。

- ① 骨材の相違がコンクリートの自己収縮ひずみに及ぼす影響は乾燥収縮ひずみよりも大きく、材齢が若いほど、骨材によって自己収縮ひずみが大きく異なる。
- ② 水セメント比 40% の早強コンクリートでは、JIS 試験で測定した長さ変化率の 20% 程度は自己収縮ひずみが占める可能性がある。また、その比率は使用する骨材によって異なり、 $20 \pm 10\%$  程度の範囲を有する。
- ③ 自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみは、いずれもヤング係数との相関がある。
- ④ PC 配合と RC 配合はセメントの種類と水セメント比が異なるが、同一骨材を使用した場合には、乾燥期間 182 日の乾燥収縮ひずみに材齢 7 日の自己収縮ひずみを加算した全収縮ひずみは大幅には異なる。ただし、一部の骨材条件では、PC 配合の全収縮ひずみが RC 配合よりも  $100 \times 10^{-6}$  以上大きくなるものが存在するので注意する必要がある。
- ⑤ 水セメント比が一定（40%）の場合、一般的な単位水量の範囲での単位セメント量の変化は自己収縮ひずみにほとんど影響しない。また、単位粗骨材絶対容積を減じると、自己収縮ひずみは大きくなる傾向があるが、その程度は骨材によって異なる。

### 参考文献

- 1) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書，2008.3
- 2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5，2009.2
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの収縮問題とその対応—委員会報告，2010.3
- 4) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会中間報告書，2005.9
- 5) 谷口秀明，樋口正典，藤田学，河野広隆：施工者によるレディーミクストコンクリートの品質評価，コンクリート工学，Vol.48，No.2，pp.15-23，2010.2
- 6) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008，2008.11
- 7) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮



縮研究委員会報告書, 2002.9

- 8) 谷口秀明, 佐々木亘, 斯波明宏, 樋口正典: コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.365-370, 2010.7
- 9) 谷口秀明, 佐々木亘, 斯波明宏, 樋口正典: コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因と長期収縮ひずみの早期判定, 三井住友建設技術開発センター報告, 第8号, pp.63-71, 2010.9

# 収縮低減効果を有する混和剤を用いたコンクリートの品質

## Quality of the Concrete Mixed with the Chemical Admixture for Reducing Shrinkage

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

佐々木 亘 WATARU SASAKI

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

この報告では、市販の収縮低減効果のある各種混和剤を使用したコンクリートの品質を確認した。評価対象とした混和剤は、収縮低減剤と収縮低減型の AE 減水剤および高性能 AE 減水剤である。試験の結果、コンクリートの収縮を低減し、圧縮強度および凍結融解抵抗性に影響を及ぼさないものが存在する一方で、圧縮強度が 20%程度低下するもの、自己収縮ひずみを低減する効果がないもの、乾燥収縮ひずみの低減効果が相当に小さいもの、水セメント比が大きい場合には相対動弾性係数が試験開始直後から急激に低下するものなどの存在が確認された。このように、コンクリートの圧縮強度、収縮および凍結融解に及ぼす影響の度合いは混和剤の種類によって大きく異なるため、事前に性能を確かめて使用する必要がある。

**キーワード：**収縮低減剤，圧縮強度，収縮，凍結融解作用

This report describes the quality of the concrete mixed with chemical admixture for reducing shrinkage. The objects of this evaluation are shrinkage reducing agent, AE water reducing agent and AE high-range water reducing agent.

As a result of the experiments, some admixtures decrease shrinkage of concrete without decreasing the compressive strength and the resistance to freezing and thawing of concrete. However, the others have some problems, that are not to be able to decrease shrinkage so much, to decrease the compressive strength by about 20%, and to decrease relative dynamic Young's modulus rapidly immediately after beginning of the freezing and thawing test. The importance of pre-confirmation of the influence of shrinkage reduction admixture is suggested.

**Key Words:** Shrinkage Reducing Agent, Compressive Strength, Shrinkage, Freezing and Thawing Action

### 1. はじめに

コンクリート構造物を長期に供用するためには、ひび割れの発生を抑制し、発生後にはその幅を制御することが重要である。最近では、コンクリートの自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみが一般的な骨材を用いた場合に比べて相当に大きく、甚大なひび割れ・変形を生じた橋梁が報告されている<sup>1)</sup>。このような天然骨材の品質低下に起因するコンクリートの収縮ひずみの増加が問題となり、この問題の収束に向けた学協会の活動が活発になっている<sup>2)</sup>。

収縮低減対策の一つとして膨張材を使用することが増えている。たとえば、耐震補強を目的とする巻立てコンクリートでは、拘束によるひび割れを抑制するため、以前より膨張材が使用されている。しかし、筆者の一人

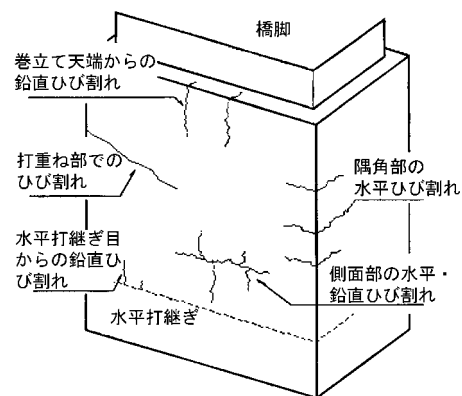


図-1 橋脚の巻立てコンクリートに発生するひび割れパターン<sup>3)</sup>

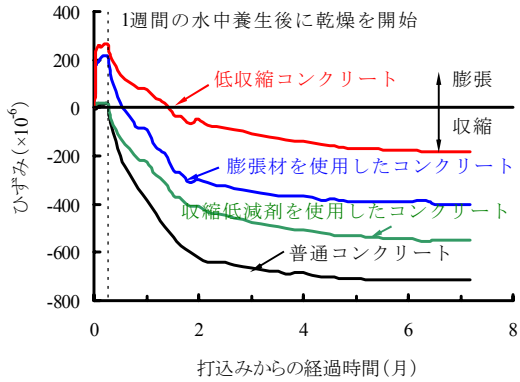


図-2 各種コンクリートの膨張・収縮ひずみのイメージ<sup>4)</sup>

が行った調査結果<sup>3)</sup>によれば、図-1 に示すようにコンクリートの不適切な打込み、締固め、打継ぎ処理などに起因するひび割れも存在するが、これらを除いても、調査対象のすべての道路橋（40 橋）で何らかのひび割れが確認された。最大ひび割れ幅は 0.1mm という微細なものも多く、膨張材の使用によるひび割れ低減効果を実証するものではあるが、拘束が大きい場合や収縮が過大なコンクリートを使用せざるを得ない場合には、より効果的なひび割れ低減対策が必要となる。

筆者らは、その対策の一つとして、主として膨張材と収縮低減剤を組み合わせる使用することにより、収縮を低減させたコンクリート（以下、低収縮コンクリートと呼ぶ）を開発し、すでに実際のコンクリート構造物に適用している<sup>4)</sup>。図-2 に示すとおり、膨張材を使用した場合には初期に膨張するが、その後の乾燥過程における収縮ひずみは普通コンクリートとほぼ同等である。これに対して、収縮低減剤を使用した場合には、初期膨張は発生しないが、乾燥収縮ひずみを低減できるとともに、富配合コンクリートの自己収縮ひずみの低減効果も確認している。双方を組み合わせた低収縮コンクリートは、収縮低減に対する相乗効果を期待できることになる。しかし、膨張材、収縮低減剤をそれぞれ単独で使用するのか、あるいは双方を使用するののかは、部材の拘束の度合い、それらを添加する前のコンクリートの収縮ひずみ、その他の対策の有無、経済性、レディーミクストコンクリート工場の対応能力などによって異なるため、適切に判断し、選択する必要がある。

膨張材の品質は JIS A 6202 で規定されており、コンクリート標準示方書などにおいても膨張コンクリートの品質や施工上の留意点などが明確になっている。一方、収縮低減剤に関しては、JIS 化も試みられているが、混和剤メーカーが各社独自の基準により開発しているため、さまざまなものが流通しており、収縮低減剤およびこれを用いたコンクリートの品質は必ずしも明らかにはなっていない。

表-1 コンクリートの配合条件および実測の空気量

記号	W/C (%)	単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	セメントの種類	AE減水剤または高性能AE減水剤		収縮低減剤		実測の空気量 (%)
				種類	使用量 (C <sub>2</sub> %)	種類	使用量 (kg/m <sup>3</sup> )	
H40	40	165	H	GA	SP	0.8	-	5.0
H40-SPRS1					SPRS1	1.4		4.5
H40-SPRS2					SPRS2	1.5		5.0
H40-RSA					SP	0.7	RSA	6.0
N55	55	165	N	GA	WAE	1.0	-	4.6
N55-WAERS1					WAERS1	1.7		4.5
N55-WAERS2					WAERS2	1.6		4.8
N55-SPRS1					SPRS1	1.2	5.1	
N55-SPRS2					SPRS2	1.2	4.2	
N55-RSA					WAE	0.8	RSA	6.0
N55-RSB	WAE	0.8	RSB	8.0	4.2			
N50B	50	170	N	GB	WAE	1.4	-	4.4
N50B-WAERS1					WAERS1	1.7		4.9
N50B-WAERS2					WAERS2	1.8		5.0

いない。最近では、収縮低減剤を含む AE 減水剤あるいは高性能 AE 減水剤もメーカー各社から続々と開発されている。そこで、本報告では、複数の混和剤メーカーから収縮低減剤およびこれを含む AE 減水剤・高性能 AE 減水剤（以下、総称して収縮低減材料と呼ぶ）を入手し、コンクリートの圧縮強度、収縮および凍結融解抵抗性に及ぼす影響を試験により確認した。なお、補足的にはなるが、ごく限られた試験と文献調査の結果をもとに、塩分浸透性と中性化への影響についても触れた。

## 2. 試験内容

### (1) コンクリートの条件

試験に使用したコンクリートの配合条件と実測の空気量を、表-1 に示す。評価の対象は、設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup> 程度の PC 橋上部構造を対象とした配合（PC 配合と呼ぶ）と、設計基準強度 24~27N/mm<sup>2</sup> 程度の RC 部材に使用される配合（RC 配合と呼ぶ）の 2 種類のコンクリートである。使用したセメントは、それぞれ、早強ポルトランドセメント（密度 3.13g/cm<sup>3</sup>）、普通ポルトランドセメント（密度 3.15g/cm<sup>3</sup>）であり、すべて同一の銘柄・ロットのものである。水セメント比（W/C）は、PC 配合では 40%、RC 配合では 55%および 50%とした。

RC 配合では、筆者らの試験機関で使用している骨材（GA）と、某レディーミクストコンクリート工場で使用され、コンクリートの収縮が比較的大きくなる骨材（GB）を使用した。骨材 GA と骨材 GB は、細骨材と粗骨材の双方が異なる産地のものを組み合わせている。

事前の検討において、骨材 GB を使用した場合には、収縮低減材料を使用しなくても、凍結融解試験の 300 サイクル後の相対動弾性係数が 60%程度となり、収縮低減材料の影響が明確にならない可能性があったため、骨材 GA よりも水セメント比を 5%小さくした。

PC 配合では高性能 AE 減水剤を、RC 配合では AE 減水剤と高性能 AE 減水剤の双方を使用した。AE 減水剤および高性能 AE 減水剤は、収縮低減剤を含むもの（表中の記号に RS を付けたもの、各 2 銘柄）と含まないものを使用した。それぞれの使用量は、混和剤メーカーが示す標準使用量の範囲を参考とし、単位水量が 165 または 170kg/m<sup>3</sup>とした場合のスランプが 12~15cm 程度となるように調整した。また、収縮低減剤を含まない AE 減水剤および高性能 AE 減水剤に対して、収縮低減剤（RSA、RSB の 2 銘柄）を添加し、その効果を確認した。その使用量は、混和剤メーカーが示す範囲の中心値を採用した。

空気量の目標値は 4.5±約 0.5%とし、AE 剤によって調整した。実測の空気量は、表中に示すとおり、その範囲を満足するものである。

## （２）コンクリートの品質評価試験

今回の試験では、硬化コンクリートの品質を評価対象とした。その品質としては、圧縮強度、収縮および凍結融解抵抗性である。それぞれの試験方法を、以下に示す。

圧縮強度試験は、JIS A 1108 に準拠し、標準水中養生を施した材齢 7、28 日の円柱供試体（φ100×200mm）を用いた。

収縮は、自己収縮と乾燥収縮の双方を対象とした。自己収縮試験は、（社）日本コンクリート工学協会「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」に準拠して実施した。100×100×400mm の角柱供試体を使用し、供試体中央に埋込みひずみ計を設置してデータロガーで測定した。コンクリートの凝結時間試験を実施し、以降に示す自己収縮ひずみの起点は凝結の始発とした。一方、乾燥収縮試験は、JIS A 1129-2（コンタクトゲージ法）および JIS A 1129-3（ダイヤルゲージ法）に準拠して実施した。コンタクトゲージ法ではゲージプラグに埋込み型のものを使用した。供試体は 100×100×400mm の直方体であり、材齢 7 日間の水中養生を行った後、恒温恒湿室（温度 20℃、相対湿度 60%）内で 182 日まで供試体 6 面を乾燥させた。測定者の影響を排除するため、同一の試験員が測定を行った。

凍結融解試験は、JIS A 1148 に準じて実施した。試験方法の種類は A 法、試験開始までの供試体の養生期間は 28 日である。

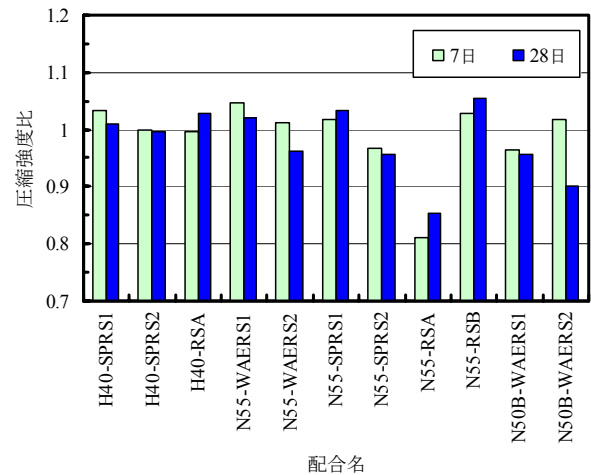


図-3 圧縮強度比

## 3. 試験結果および考察

### （１）圧縮強度

収縮低減材料を使用したコンクリートの圧縮強度比を、図-3 に示す。ここで、圧縮強度比とは、収縮低減材料を使用したコンクリートの圧縮強度を、それを使用しないコンクリート（表-1 中の H40、N55 および N50B。以下、ベースコンクリートと呼ぶ。）の圧縮強度で除した値である。圧縮強度比は、材齢ごとに算出した。

図-3 に示すとおり、PC 配合（H40 シリーズ）の圧縮強度比は、いずれの混和剤を使用した場合も 1.0 を下回っておらず、混和剤が圧縮強度に及ぼす影響は認められない。しかし、その一方で、RC 配合においては、使用した混和剤の種類によって圧縮強度への影響の度合いが大きく異なる。収縮低減型 AE 減水剤の WAERS1 と WAERS2 は、配合 N55 と N50B に対して使用している。WAERS1 を使用した場合には、材齢 7,28 日ともに、その 2 配合の圧縮強度比は 1.00±0.05 の範囲であり、圧縮強度にはほとんど影響を及ぼさないと見なせる。一方、WAERS2 を使用した場合の圧縮強度比は、材齢 7 日では 1.00 を若干上回るが、28 日では 0.90 および 0.96 である。すなわち、WAERS2 は初期強度には影響を及ぼさないが、長期強度の若干低下を招く可能性がある。

次に、収縮低減型高性能 AE 減水剤（SPRS1、SPRS2）は、H40 シリーズと N55 シリーズの双方で使用し、それらの圧縮強度比は 1.00±0.05 の範囲となった。しかし、N55 シリーズのみに対して SPRS2 を使用した場合には、材齢 7,28 日ともに圧縮強度が若干低下しており、水セメント比が大きな配合では圧縮強度に対して若干影響を及ぼすことが分かる。

収縮低減剤 SRA は、前述のとおり、PC 配合 (H40 シリーズ) では圧縮強度に影響を及ぼしていないが、N55 シリーズにおける圧縮強度比は、材齢 7 日では 0.81、28 日では 0.85 であり、圧縮強度を大幅に低下させている。しかし、N55 シリーズで収縮低減剤 SRB を使用した場合には、圧縮強度比は 1.0 を上回っており、収縮低減剤の種類によって影響の度合いが大きく異なることが分かる。

コンクリートの収縮低減効果を目的とした混和剤の開発が盛んで、さまざまな製品が市場に出回っている。

しかし、今回の試験結果によれば、収縮低減材料の使用がコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響の度合いはさまざまであり、その中には圧縮強度を大幅に低下させるものも存在する。また、圧縮強度の低下が数%であっても、コンクリートの配合設計において、セメント水比と圧縮強度の関係式から厳密に水セメント比を決定する場合には、そのような混和剤を使用しないコンクリートの関係式を使用できないこともある。したがって、使用予定の収縮低減材料が圧縮強度に及ぼす影響を事前に確認したうえで使用することが望ましい。

(2) 収縮

自己収縮ひずみの測定結果を、図-4 に示す。自己収縮は、単位セメント量が少ない N55 シリーズ以外を評価の対象としている。図中には、参考として、JCI ひび割れ制御指針の計算式<sup>5)</sup>で求めた自己収縮ひずみの曲線を示した。

PC 配合 (H40 シリーズ) において、収縮低減型高性能 AE 減水剤 (SPRS1, SPRS2) を使用したコンクリートの自己収縮ひずみは、いずれもベースコンクリートとほぼ一致しており、それらは自己収縮を低減させる効果を有しない。一方、収縮低減剤 SRA を使用した場合には、ベースコンクリート (H40) の 0.63 倍にまで自己収縮ひずみを低下させることができる。また、RC 配合の N50B では、2 種類の収縮低減型 AE 減水剤 (WAERS1, WAERS2) の効果を確認したが、それらを使用した自己収縮ひずみは、種類による違いは認められないが、ベースコンクリート (N50B) の約 0.79 倍に相当する (図-4)。

乾燥収縮ひずみの測定結果を、図-5 に示す。図中には、参考としてコンクリート標準示方書の計算式<sup>2)</sup>で求めた乾燥収縮ひずみの曲線を示している。また、表-5 には、乾燥期間 28, 91 および 182 日における乾燥収縮ひずみ比を示した。乾燥収縮ひずみ比とは、前述の圧縮強度比と同様に、収縮低減材料を使用したコンクリートの乾燥収縮ひずみをベースコンクリートの圧縮強度で除

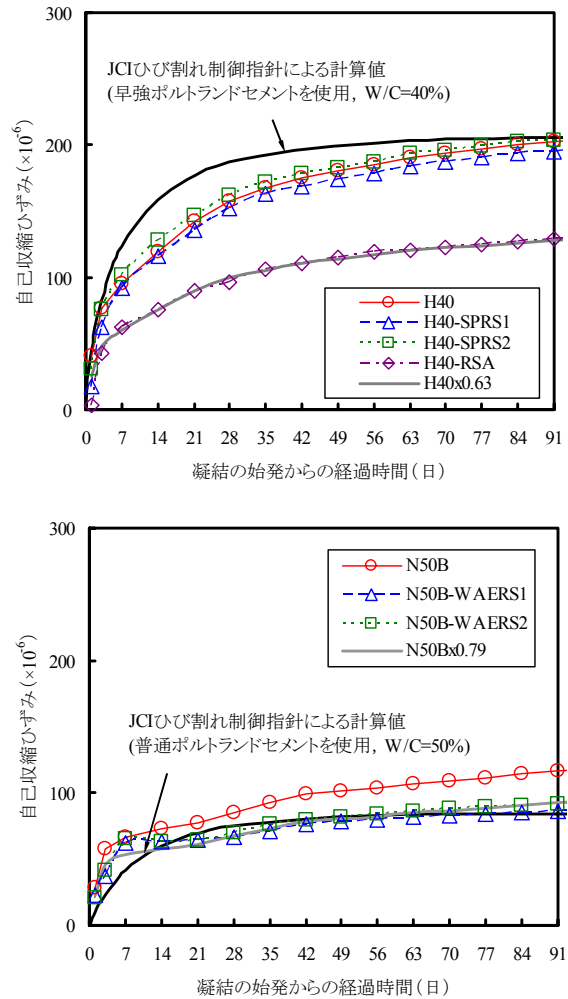


図-4 自己収縮ひずみ

した値で、材齢ごとに求めている。さらに、表-5 に示す圧縮強度比を用いて、混和剤の種類ごとに整理し、複数の配合で求めた結果は平均して、乾燥期間と乾燥収縮ひずみ比の関係を表したものが、図-6 である。

乾燥収縮ひずみの低減効果は、使用する収縮低減材料の種類によって大きく異なるが、収縮低減型の AE 減水剤および高性能 AE 減水剤は、コンクリートの乾燥収縮ひずみを大幅に低減するものではないことが明らかである。収縮低減剤を使用したほうが、それらの混和剤を使用した場合よりも乾燥収縮ひずみの低減効果ははるかに大きい。

いずれの混和剤を使用した場合にも、乾燥期間が短いほど、乾燥収縮ひずみ比は小さい。このため、コンクリート標準示方書で対象としている乾燥期間 6 ヶ月 (182 日) の乾燥収縮ひずみは、収縮低減剤を使用すれば、30%程度は低減できるが、収縮低減型の AE 減水剤および高性能 AE 減水剤によって大幅に低減するのは難しく、低減効果が高いのもであっても、乾燥収縮ひずみの低減

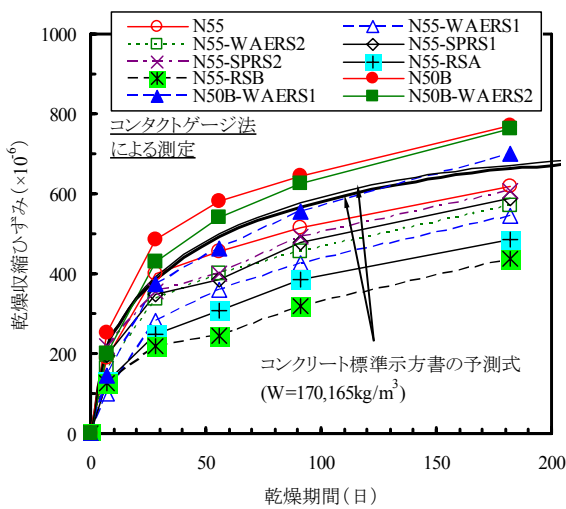
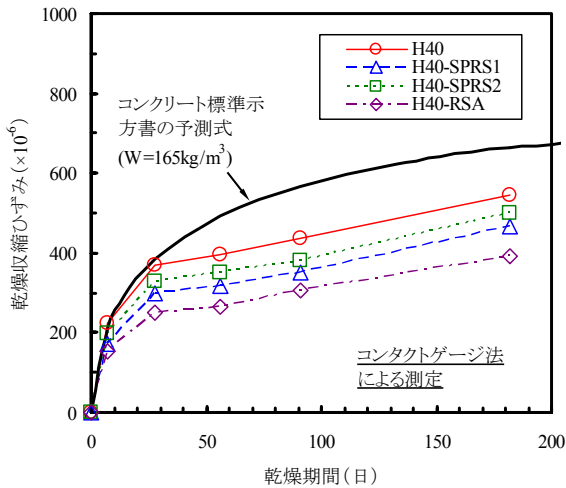


図-5 乾燥収縮ひずみ

表-2 乾燥収縮ひずみ比

測定方法	コンタクトゲージ法			ダイヤルゲージ法		
	28	91	182	28	91	182
乾燥期間 (日)						
H40-SPRS1	0.81	0.80	0.86	0.74	0.80	0.84
H40-SPRS2	0.89	0.87	0.92	0.80	0.85	0.88
H40-RSA	0.68	0.70	0.72	0.60	0.70	0.73
N55-WAERS1	0.70	0.83	0.88	0.74	0.83	0.91
N55-WAERS2	0.84	0.89	0.92	0.90	0.95	0.99
N55-SPRS1	0.87	0.93	0.95			
N55-SPRS2	0.89	0.95	0.98			
N55-RSA	0.62	0.75	0.78	0.63	0.76	0.79
N55-RSB	0.54	0.62	0.70	0.53	0.65	0.71
N50B-WAERS1	0.77	0.86	0.91	0.84	0.92	0.99
N50B-WAERS2	0.88	0.97	0.99	0.90	1.00	1.02

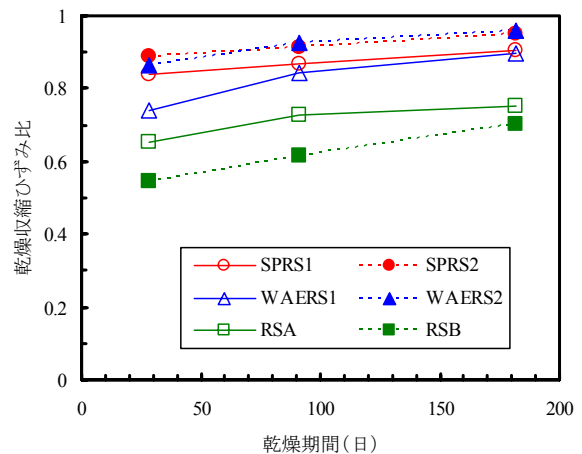


図-6 乾燥収縮ひずみ比

比率は、ベースコンクリートの値に対して 10%程度である。したがって、収縮低減型の AE 減水剤および高性能 AE 減水剤は、比較的初期材齢に発生する乾燥収縮ひずみを抑制し、表面ひび割れの低減を図る目的で使用するには良いが、拘束が大きい場合や過大な収縮を生じる骨材を使用する場合などには、収縮低減剤を使用して積極的に収縮低減を図る必要があると思われる。

なお、筆者らの研究<sup>6)</sup>では、乾燥収縮ひずみは、コンタクトゲージ法とダイヤルゲージ法で異なることが分かっている。表-2 に示す乾燥収縮ひずみ比に関しても双方の測定方法で異なり、いずれの測定方法を用いた結果であるかによって収縮低減効果の評価が多少異なる。

### (3) 凍結融解抵抗性

凍結融解試験の結果を、図-7 に示す。一般に凍結融解抵抗性を有するためには、300 サイクルの相対動弾性係数が 60%以上であることが要求される。なお、今回

の試験では、N55-WAERS2 および N55-RSB の測定は行っていない。

水セメント比が小さい PC 配合 (H40 シリーズ) においては、収縮低減型高性能 AE 減水剤 SPRS2 を用いた場合を除き、相対動弾性係数は 300 サイクルまで 100% 近くの値を示している。

水セメント比が 55% の N55 に関しても、相対動弾性係数は 300 サイクルまで 100% 近くの値を示しており、高い凍結融解抵抗性を有するベースコンクリートを基準に各混和剤の影響を確認した結果であると言える。何らかの収縮低減効果のある混和剤を使用すると、このベースコンクリートに比べて相対動弾性係数が低下する傾向があるが、収縮低減型の AE 減水剤 WAERS1 と高性能 AE 減水剤 SPRS1 を使用した場合には、その低下量はわずかである。しかし、収縮低減型高性能 AE 減水剤 SPRS2 を使用した場合には、300 サイクルの相対動弾性係数が 53% に低下し、さらに収縮低減剤 SRA を使用し

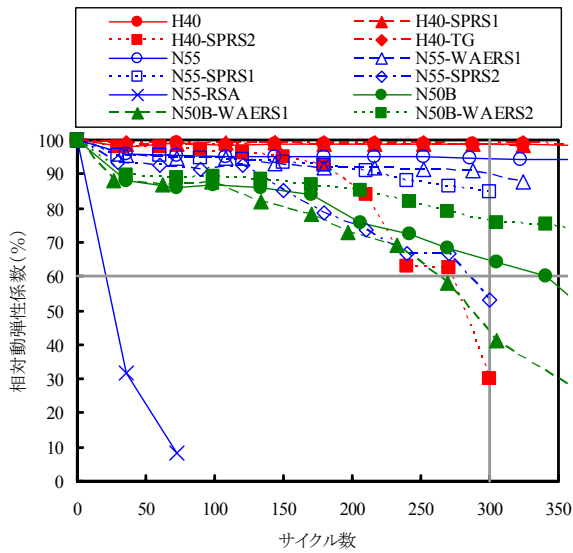


図-7 凍結融解試験の結果

た場合においては 20 サイクル程度で 60%未満に低下している。収縮低減剤 SRA の影響については、PC 配合と RC 配合で全く異なる結果となった。

骨材の品質が悪い N50B シリーズでは、ベースコンクリート (N50B) の相対動弾性係数に対して、収縮低減型 AE 減水剤 WAERS1 を使用した場合には若干低下し、WAERS2 を使用した場合には若干増加した。WAERS1 の影響は、PC 配合 (H40 シリーズ) に比べて大きい。

#### 4. 塩分浸透性および中性化

##### (1) 塩分浸透性

混和剤メーカーの技術資料や学協会の文献を調査したが、収縮低減材料を用いたコンクリートの塩分浸透性に着目し、塩化物イオンの拡散係数を求めたものは確認できなかった。このため、ごく一部の配合条件ではあるが、試験により確認することとした。試験方法は JSCE-G 572 に準拠し、塩化ナトリウム水溶液に浸せきし、コンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数を求めた。供試体は  $\phi 100 \times 200\text{mm}$  で、試験開始までの供試体の養生期間は 28 日、浸せき期間は 6 ヶ月である。

PC 配合 (H40) を対象として、ベースコンクリート、膨張材を用いたコンクリート (H40E20) および膨張材と収縮低減剤を組み合わせ使用したコンクリート (H40E20RS9) の塩化物イオンの見掛けの拡散係数を、図-8 に示す。記号 E20 は膨張材を  $20\text{kg/m}^3$  混入、記号 RS9 は収縮低減剤 RSA を  $9\text{kg/m}^3$  混入したことを指す。膨張材と収縮低減剤を混入したコンクリートにおける塩化物イオンのみかけの拡散係数は、ベースコンクリートおよび膨張材のみを使用したコンクリートよりも若干小

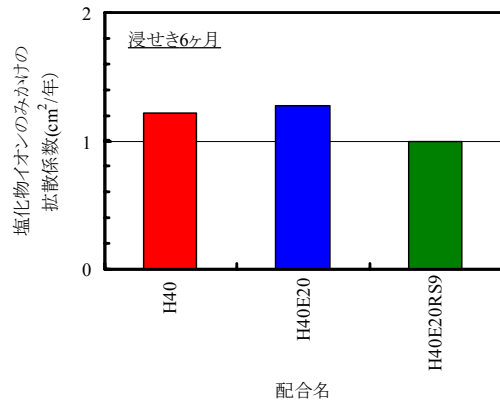


図-8 塩化物イオンの見掛けの拡散係数

さい。また、H40 と H40E20 の拡散係数もほとんど相違が認められない。したがって、膨張材あるいは膨張材と収縮低減剤の併用が、塩化物イオンのみかけの拡散係数に及ぼす影響は小さいと考えられる。

また、コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>では、ひび割れ幅に応じて拡散係数を大きくする計算式が示されている。すなわち、コンクリート中への塩分浸透性および内部鉄筋の腐食には、コンクリート自体の緻密性とひび割れの有無・幅が密接に関係し合う。収縮低減材料は、その双方を総合的に判断して使用の必要性を検討する必要がある。

##### (2) 中性化

本研究では、中性化に関する試験は実施していないため、既往の文献を調査した。混和剤メーカーの技術資料および既発表の論文報告における収縮低減材料を用いたコンクリートの中性化試験の結果の概要を、それぞれ、表-3、表-4 に示す。表-3 では収縮低減剤に限定し、表-4 では、収縮低減型高性能 AE 減水剤および塗布型の収縮低減剤も含めている。収縮低減材料を用いたコンクリートの論文報告は、ほとんどが収縮に着目したものであり、中性化試験の結果を報告したものは極めて少ない。表-3 および表-4 によれば、収縮低減材料を使用すると、コンクリートの中性化深さまたは中性化速度が小さくなるものが多い。ただし、その効果は、収縮低減材料の種類や使用量によって異なり、また、実機練りの結果では使用しない場合と同等であるという報告もある。したがって、収縮低減材料の使用によりコンクリートの中性化抑制の効果まで期待するのは難しいが、少なくとも中性化を促進させる作用はないと判断される。また、塩分浸透性と同様に、中性化の進行およびこれに伴う鉄筋腐食に関しても、ひび割れの有無・幅が重要なファクターであり、収縮低減材料は中性化への影響の度合いとひび割れ制御に伴う効果を総合的に検討する必要がある。

表-3 混和剤メーカーの技術資料に記載される、収縮低減剤を使用したコンクリートの中性化試験結果の概要

混和剤メーカー	試験結果の概要
A社	中性化速度係数は、ベースコンクリートよりも小さくなる。使用量が多いほど、小さくなる（1.12→0.94～0.59mm/√週）。
B社	中性化速度係数は、ベースコンクリートよりも若干小さくなる。使用量が多いほど、若干小さくなる（2.25→2.19～2.03mm/√週）。
C社	中性化深さ（26週）は、ベースコンクリートよりも小さくなる。使用量が多いほど、若干大きくなる。（4.0→2.0～2.5mm）。高炉セメントを使用した場合には、中性化深さ（26週）は、ベースコンクリートの約半分になる（23.0→14.0mm）。
D社	中性化深さ（2.5年）は、ベースコンクリートよりもわずかに小さくなる。使用量が多いほど、若干大きくなる（0.7→0.6～0.7mm）。
E社	中性化深さ（13週）はベースコンクリートよりもわずかに小さいが、ほぼ同等。

表-4 既往の論文報告に記載される、収縮低減剤を使用したコンクリートの中性化試験結果の概要

著者	試験結果の概要
全ら <sup>7)</sup>	収縮低減剤を用いたコンクリートは、無添加と比べ、中性化深さが40～60%減少した。収縮低減剤は強力な消泡作用によりコンクリート中の空気を追い出し、コンクリートの組織を緻密化すること、グリコールエーテル系誘導体自身がコンクリート中に存在することで間隙を埋め、外部から炭酸ガスの浸入を抑えると考察している。
保利ら <sup>8)</sup>	収縮低減剤を用いたコンクリートの中性化深さは、無添加と比べて、若干小さい、もしくは同等である。
井上ら <sup>9)</sup>	収縮低減型高性能AE減水剤を用いたコンクリートの中性化深さは、無添加と比べて、若干小さくなる。収縮低減型高性能AE減水剤と収縮低減剤を用いたコンクリートの中性化深さは、無添加と同等である。
梅本ら <sup>10)</sup>	3種類の乾燥収縮低減剤を使用したコンクリートの中性化深さは、使用しないものよりも小さい。ただし、種類によって中性化抑制効果は異なる。また、水セメント比が大きいほど、効果が大きい。実機練りコンクリートの中性化深さは、収縮低減剤の効果が明確ではなく、使用したものと使用しないものは同等である。
郭ら <sup>11)</sup>	無塗布コンクリートの中性化速度係数が5.61mm/√週に対して、塗布したものは2.82mm/√週となり、塗布タイプ収縮低減剤による中性化進行の抑制効果が認められる。

## 5. まとめ

各種収縮低減材料がコンクリートの品質に及ぼす影響について確認した結果、今回の試験の範囲で、以下のことが明らかになった。

- ① 市販の収縮低減材料がコンクリートの圧縮強度、収縮および凍結融解に及ぼす影響の度合いは個々に大幅に異なる。このため、コンクリートの要求性能を満足するよう、事前に性能を確かめたいうえで使用することが望ましい。
- ② 収縮低減剤を使用したコンクリートの圧縮強度は、ベースコンクリートの圧縮強度に対して0～20%程度の範囲で低下する傾向がある。
- ③ 収縮低減型の高性能 AE 減水剤には、コンクリートの自己収縮ひずみを低減する効果が認められないが、収縮低減型の AE 減水剤を使用した場合には、ベースコンクリートの約 0.79 倍の自己収縮ひずみに抑制できる。また、収縮低減剤を使用すると、自己収縮ひずみはベースコンクリートの 0.63 倍にまで低下する。
- ④ 収縮低減型の AE 減水剤および高性能 AE 減水剤は、収縮低減剤に比べて、乾燥収縮ひずみの低減効果が相当に小さい。また、いずれの収縮低減材料を使用した場合にも、乾燥期間が短いほど、乾燥収縮ひずみの低減効果は高くなる。
- ⑤ 水セメント比 40%の PC 配合では、一部の収縮低減型高性能 AE 減水剤を用いた場合を除き、収縮低減材料が凍結融解抵抗性に影響を及ぼす影響は小さい。一方、水セメント比が 55%の RC 配合では、収縮低減剤を使用すると、ベースコンクリートに比べて相対動弾性係数が低下する傾向があるが、使用した収縮低減材料の中には試験開始直後から急激に低下するものも存在するので注意が必要である。
- ⑥ 限られた条件で実施した塩分浸透性試験の結果では、膨張材、収縮低減剤が塩化物イオンの見掛けの拡散係数に影響を及ぼさないことが確認された。また、文献調査の結果では、収縮低減剤を使用すると、中性化深さあるいは中性化速度が小さくなるとする結果が多いことが確認された。しかし、これらの耐久性に係わる試験・研究事例は極めて少なく、今後のデータ蓄積が期待される。

## 参考文献

- 1) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会中間報告書，2005.9



- 2) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書，2008.3
- 3) 谷口秀明，豊田邦男，辻野英幸，内田誠二郎：寒冷地における収縮補償用コンクリートの膨張特性，膨張コンクリートによる構造物の高機能化/高耐久化に関するシンポジウム論文集，pp.13-20，2003.9
- 4) 谷口秀明，浅井洋，樋口正典，三上浩，藤田学：低収縮コンクリートの開発と実構造物への適用，三井住友建設技術研究所報告，第6号，pp.65-72，2008.11
- 5) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひび割れ制御指針2008，2008.11
- 6) 谷口秀明，佐々木亘，斯波明宏，樋口正典：コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.365-370，2010.7
- 7) 全洪珠，原貴義，中村正俊，嵩英雄：フライアッシュコンクリートの強度・耐久性に及ぼす連行空気および収縮低減剤の影響，コンクリート工学年次論文報告集 Vol27，No.1，pp.187-192，2005
- 8) 保利彰宏，安藤哲也，小田部裕一，鈴木康範：初期欠陥のない高性能コンクリートの開発，コンクリート工学，Vol39，No.8，pp.16-21，2001
- 9) 井上和政，三井健郎，池尾陽作：各種混和剤を用いたコンクリートの収縮低減特性および諸特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.319-320，2004
- 10) 梅本宗宏，篠崎徹，八十島治典，大内一之，端直人，袴谷秀幸：乾燥収縮低減剤を用いた高耐久性コンクリートの開発と現場適用，戸田建設技術研究所報，pp.1-7，2003
- 11) 郭度連，花田達雄，杉山彰徳：塗布タイプ収縮低減剤を用いたコンクリートの性能向上，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.631-636，2009

# 骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する実験的研究

## Experimental Study of Evaluation of Alkali-Silica Reactivity of Aggregate

佐々木 亘 WATARU SASAKI  
 谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI  
 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

各地のレディーミクストコンクリート工場の骨材を入手し、化学法およびモルタルバー法、コンクリートバー法による ASR 促進試験を実施した。その結果、①外部からアルカリを供給するモルタルバー法では、化学法で無害と判定された骨材であっても大きな膨張を示すものがあること、②それらの骨材を用いたコンクリートバー法も大きな膨張を示すこと、③化学法における測定値とモルタルバー法の膨張ひずみには相関が見られること、④モルタルバー法とコンクリートバー法の膨張ひずみにもある程度の相関が見られることなどが分かった。

キーワード：アルカリシリカ反応、骨材、化学法、モルタルバー法、コンクリートバー法

In this paper, Alkali-Silica Reactivity of aggregate of some ready-mixed concrete plants were examined by chemical method, mortar bar method and concrete bar method. As a result, the followings were obtained; 1) There is the possibility that aggregate determined innocuously by chemical method expands in mortar bar method, 2) Concrete composed of the aggregate expands in accelerated curing, 3) There is a correlation between  $S_c$  and  $R_c$  by chemical method and the expansion of the mortar bar, 4) There is a limited correlation between the expansion of the mortar bar and that of the concrete bar.

**Key Words:** Alkali-Silica Reaction, Aggregate, Chemical Method, Mortar Bar Method, Concrete Bar Method

### 1. はじめに

PC 部材には設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  程度の比較的強度域の高いコンクリートが多用され、最近では設計基準強度  $50\sim 60\text{N/mm}^2$  の高強度コンクリートの適用も増えている。また、筆者らの調査<sup>1)</sup>では、設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  程度のコンクリートであっても、設計基準強度  $60\text{N/mm}^2$  クラスのコンクリートと同程度の水セメント比や単位セメント量の設定がなされている例が確認されている。コンクリート標準示方書（以下、示方書と呼ぶ）<sup>2)</sup>では、アルカリシリカ反応対策として、高強度コンクリートに対しては、無害と判定された骨材を使用しなければならないとされているが、無害と判定された場合であっても、骨材の採取時期や場所の変化に伴い無害でないものが混入する可能性は否定できない。さらに、コンクリートのアルカリシリカ反応性に関する既往の研究は RC 構造物を想定したものが多く、高強度コンクリートに対するアルカリシリカ反応についての研究は、必

ずしも十分とはいえない。

このため、筆者らは、主として PC 部材に使用される高強度コンクリートを対象とし、高い反応性を示す骨材および全国の生コン工場から収集した骨材を用いたコンクリートバー法により、促進養生下でのアルカリシリカ反応性について確認を行ってきた<sup>3)</sup>。本稿では、各地のレディーミクストコンクリート工場から入手した骨材を用いて化学法、モルタルバー法およびコンクリートバー法の各種アルカリシリカ反応性試験を実施し、高強度コンクリートでアルカリシリカ反応を生じる可能性のある骨材を、化学法やモルタルバー法を用いて評価することを目的とした検討を行った。

### 2. 骨材のアルカリシリカ反応性試験

#### (1) 実験概要

##### a) 使用材料

表-1 に実験に用いた骨材を示す。No.1~18 はいずれ

表-1 実験に用いた骨材

No.	種類	産地	表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> ) [平均2.62]	吸水率 (%)	アルカリシリカ反応性試験結果(工場から提供のあった値)					判定
					化学法			モルタルバー法		
					溶解シリカ 量, Sc (mmol/L)	アルカリ濃 度減少量, Rc (mmol/L)	Sc/Rc	3ヶ月での ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )	6ヶ月での ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )	
1	山砂	千葉県	2.61	2.40				260	390	無害
2	砕石	鹿児島県	2.63	1.07				330	400	無害
3	川砂利	静岡県	2.65	1.03				310	810	無害
4	陸砂利	静岡県	2.66	1.12	111	114	0.97			無害
5	山砂利	岐阜県	2.60	1.20				1270	1440	無害でない
6	砕石	三重県	2.65	1.64	45	49	0.92			無害
7	海砂	山口県	2.47	1.90	51	61	0.84			無害
8	陸砂	青森県	2.55	2.57	93	118	0.79			無害
9	砕砂	山形県	2.60	1.33	14	50	0.28			無害
10	海砂	沖縄県	2.62	1.70	81	99	0.82			無害
11	砕砂	沖縄県	2.68	0.57				80	90	無害
12	砕砂	茨城県	2.62	0.97						
13	山砂	千葉県	2.61	1.95						
14	砕砂	山形県	2.65	0.90	19	28	0.68			無害
15	陸砂	宮城県	2.60	3.67	136	212	0.64			無害
16	細砂	山形県	2.57	2.13	52	87	0.60			無害
17	細砂	青森県	2.60	2.64	103	159	0.65			無害
18	砕石	宮城県	2.86	0.94	18	66	0.27			無害
19	砕砂	北海道	2.64	2.84						

表-2 モルタルバーの養生方法

記号	養生方法
J	脱型後40℃・湿度95%以上
D	脱型から材齢28日まで40℃・湿度95%以上、材齢28日以降は50℃飽和NaCl水溶液浸せき
A	脱型から材齢2日まで80℃水中、材齢2日以降は80℃1mol/L NaOH水溶液浸せき

表-3 化学法の試験結果

No.	化学法試験結果			
	溶解シリカ 量, Sc (mmol/L)	アルカリ濃 度減少量, Rc (mmol/L)	Sc/Rc	判定
1	130	143	0.91	無害
2	45	68	0.66	無害
3	45	48	0.94	無害
4	80	70	1.14	無害でない
5	154	48	3.21	無害でない
6	100	66	1.52	無害でない
7	36	80	0.45	無害
8	62	164	0.38	無害
9	18	66	0.27	無害
10	53	63	0.84	無害
11	3	18	0.17	無害
12	29	29	1.00	無害でない
13	141	118	1.19	無害でない
14	18	17	1.06	無害でない
15	115	190	0.61	無害
16	44	97	0.45	無害
17	84	139	0.60	無害
18	16	68	0.24	無害
19	427	98	4.36	無害でない

も、実際にレディーミクストコンクリート工場（以下、工場）で用いられている骨材である。骨材入手時に、アルカリシリカ反応性試験結果（JIS A 1145 化学法および JIS A 1146 モルタルバー法）も併せて入手できたものについては、表-1 にその結果を示している。No.19 は高いアルカリシリカ反応性が確認されている<sup>4)</sup>北海道産の安山岩砕砂である。なお、No.4, 6, 8, 9, 10 の骨材に関する後述の化学法およびモルタルバー法のうち NaOH 水溶液浸せき法のデータは、既報<sup>3)</sup>の中で報告しているものである。

b) 実験方法

表-1 の骨材それぞれについて、化学法およびモルタルバー法によるアルカリシリカ反応性試験を実施した。化学法は JIS A 1145 に準拠した。モルタルバー法は 40×40×160mm の角柱供試体を用い、表-2 に示す 3 通りの養生条件下における膨張ひずみ（長さ変化率）を測定した。養生 J は JIS A 1146 と同様の方法である。また、養生 D における 50℃飽和 NaCl 水溶液に浸せきする方法は一般にデンマーク法<sup>5)</sup>と呼ばれている方法である。養生 A は ASTM C 1260 と同様であるが、本実験ではモルタルの配合および寸法が異なる。膨張ひずみの測定は JIS A 1129-3 ダイアルゲージ法により実施した。基長の

測定は、養生 J および D では脱型時、養生 A では材齢 2 日の溶液浸せき時に行った。

モルタルバーの配合は JIS A 1146 に示される配合を基本とした。JIS A 1146 ではモルタルバーの配合が質量比で示されているため、骨材の密度が異なれば、モルタルの単位容積あたりの細骨材とセメントペーストの容積比率が異なることとなる。そこで本実験では、骨材によらず単位細骨材絶対容積（モルタル単位容積あたりの細骨材の絶対容積）が一定となるよう、表-1 に示す骨材の密度の平均値を基準とし、それぞれの骨材の密度により

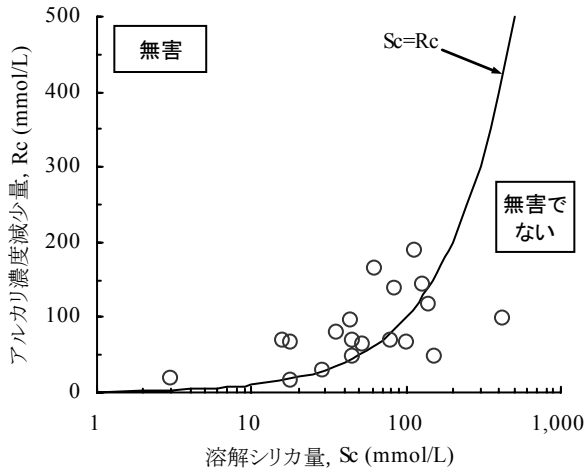


図-1 化学法の試験結果 (Sc と Rc の関係)

計量値 (質量) の補正を行った。

モルタル中のアルカリ量の調整については、養生 J および D を行う場合はセメント量の 1.2% となるよう NaOH を用いて調整した。一方、養生 A を行う場合にはアルカリ量の調整は行っていない。

(2) 実験結果および考察

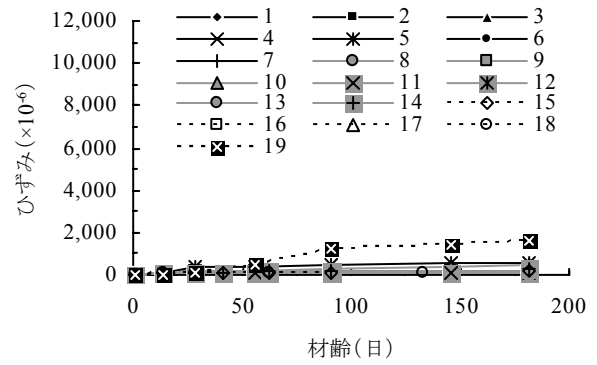
a) 化学法

化学法の試験結果を表-3 および図-1 に示す。No.4, 6, 14 の骨材は、表-1 に示す工場から入手した結果においては無害判定であったが、今回の試験では無害でないと判定される結果となった。これは、たとえば、No.4 や No.6 では表-1, 表-3 の値がいずれも判定境界付近であることから、試料採取時期の違いによる試験値のばらつきや、採取場所の変化などによって、判定が変わる可能性が高いと考えられる。

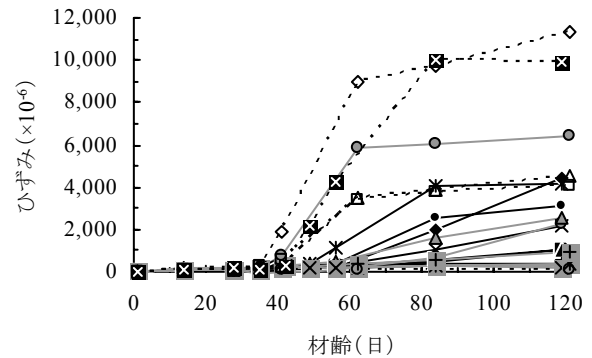
b) モルタルバー法

図-2 にモルタルバー法における膨張ひずみの経時変化を示す。モルタルバーの膨張ひずみとしては、JIS A 1146 やデンマーク法、ASTM C1260 において膨張率 0.1% (=1000×10<sup>-6</sup>) 未満では無害と判定される<sup>5)</sup>。これ以降の検討においては、膨張ひずみの大小についてこの値を参考とする。

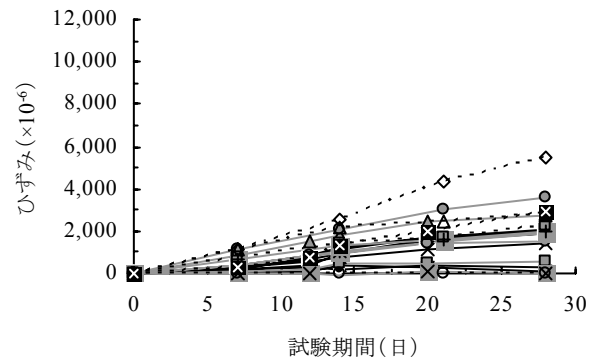
前述の化学法では 7 種類の骨材が無害でないと判定されたのに対し、図-2(a) に示す養生 J では大きな膨張を示すものはほとんど無く、JIS A 1146 の判定基準 (182 日で 0.1%=1000×10<sup>-6</sup>) では、無害でないと判定されるのは No.19 のみとなった。その他は No.5, 10 で若干の膨張がみられる程度であった。膨張したものであっても、材齢 50~100 日程度で膨張が収束する傾向にある。この方法ではアルカリシリカ反応に寄与するアルカリが供試体製作時に添加したものに限られるが、試験中にモル



(a) 養生 J



(b) 養生 D



(c) 養生 A

図-2 モルタルバーの膨張ひずみ

タル中のアルカリが溶出して膨張が収束<sup>6)</sup>している可能性が考えられる。

一方、図-2(b) に示す養生 D および図-2(c) に示す養生 A では多くの骨材で大きな膨張を示す結果となった。特に No.15 は化学法では無害と判定されたにも関わらず、双方で最も大きな膨張を示している。すなわち、過大なアルカリの供給があった場合に有害な膨張をひきおこす可能性のある骨材を、化学法で判定できていない例を示すものであると考えられる。全般的には、養生 A では直線的に膨張ひずみが増加しているのに対して、養生 D では材齢 40~60 日付近で急激に膨張ひずみが増加する傾向がみられる。

図-3 に養生 D (材齢 119 日、浸せき開始から 91 日) と養生 A (試験期間 28 日、材齢 30 日) の膨張ひずみの

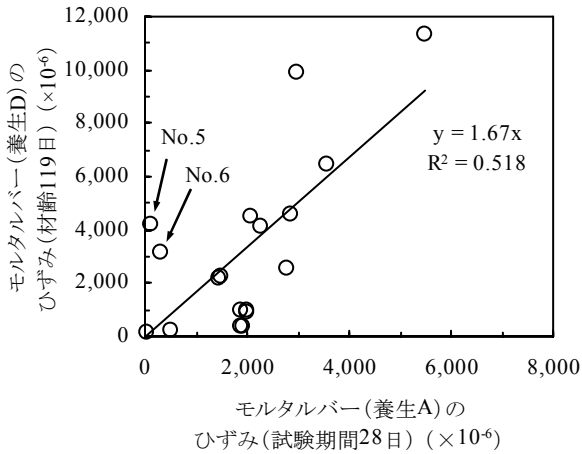


図-3 養生 A と養生 D におけるモルタルバーの膨張ひずみの関係

関係を示す。両促進方法による膨張ひずみにある程度の相関がみられるものと、どちらか一方でのみ膨張を示すものがみられた。たとえば、No.5 や No.6 は表-3 の化学法の結果からは反応性が高いと考えられるが、養生 A ではほとんど膨張を示していない。岩月ら<sup>7)</sup>は、ASTM C1260 法のような高温・高アルカリ環境では生成されるゲルの SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O 比率が異なり、ゲルの剛性や粘性の差が膨張率に現れるとしている。本実験の骨材 No.5, 6 においても同様な現象が生じた可能性がある。

### 3. コンクリートバーによる実験

#### (1) 実験概要

前章においてアルカリシリカ反応性試験を実施した骨材のうち、一部を用いてコンクリートバー供試体を製作し、促進養生下での膨張ひずみを測定した。表-4 にコンクリートの配合を示す。使用した骨材については、表-1 の No. で表示している。コンクリートに用いた骨材の組み合わせおよび細骨材の混合比率は、いずれも工場で用いられている組み合わせ、混合比率である。

配合は、設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup> 程度の PC 上部工で用いられるコンクリートを想定したものである。セメント（記号：C）は配合 D を除き早強ポルトランドセメント（密度 3.13g/cm<sup>3</sup>、全アルカリ 0.46%）を使用した。配合 D には普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm<sup>3</sup>、全アルカリ 0.52%）を使用した。配合 D の骨材を使用している工場の地方では早強ポルトランドセメントの入手が難しく、PC 部材であっても普通ポルトランドセメントが使用されていることに準じたものである。スランプの調整には高性能 AE 減水剤（記号：SP、ポリカルボン酸系、標準型）、空気量（4.5±1.0%）の調整には AE 剤（変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性

表-4 コンクリートの配合

記号	骨材No.			W/C (%)	s/a (%)	単位量, 上段:kg/m <sup>3</sup> , 下段:L/m <sup>3</sup>					SP (C×%)
	S1	S2	G			W	C	S1	S2	G	
A	13	12	12*	40.0	43.0	165	413	295	445	994	1.50
						165	132	113	170	375	
B	15	-	18	40.0	41.5	170	425	700	-	1087	1.40
						170	136	269	-	380	
C	16	14	14*	40.0	43.0	170	425	323	407	1006	1.50
						170	136	126	154	370	
D	11	10	11*	42.5	45.4	162	381	654	160	991	1.50
						162	121	244	61	367	

※砕砂と同一原石の砕石

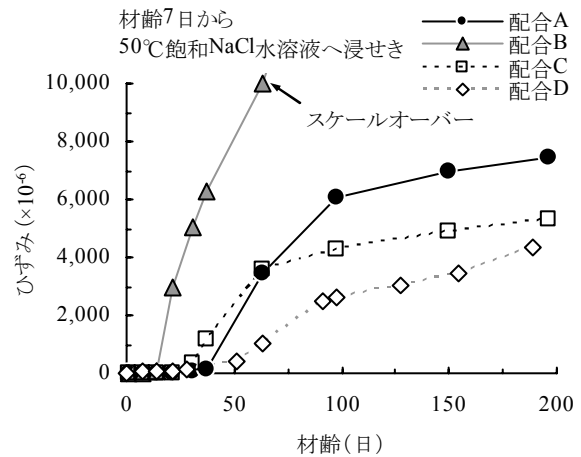


図-4 コンクリートバーの膨張ひずみ

剤)を使用した。また、ASR による膨張を促進するため、コンクリート中のアルカリ総量 (Na<sub>2</sub>O 当量) を NaOH により 9.0kg/m<sup>3</sup> に調整した。単位水量は示方書に示される標準範囲 155~175kg/m<sup>3</sup> を参考とし、細骨材率 (s/a) は工場の標準配合を参考に、単位粗骨材絶対容積が 0.375±0.015m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> の範囲内となるよう決定した。

供試体は角柱供試体 (100×100×400mm) とし、材齢 1 日で脱型した後、材齢 7 日まで 50℃湿潤封緘、材齢 7 日以降は 50℃飽和 NaCl 水溶液へ浸せきさせ、膨張ひずみ (長さ変化率) の測定を行った。膨張ひずみの測定は JIS A 1129-2 (コンタクトゲージ法) により行い、脱型時を基長とした。

#### (2) 実験結果および考察

図-4 にコンクリートバーの膨張ひずみを示す。モルタルで大きな膨張を生じた No.15 骨材を用いた配合 B は飽和 NaCl 水溶液浸せき (材齢 7 日) 直後から急激に膨張を生じ、材齢 50 日程度でコンタクトゲージの測定範囲を超える膨張ひずみとなった。配合 A と C は材齢 50 日程度ではほぼ同様の膨張ひずみであるが、その後は配合 A のほうが大きな膨張を示した。配合 D につい

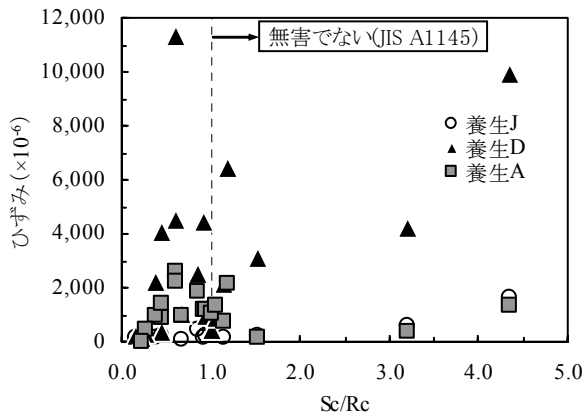


図-5 化学法の結果 (Sc/Rc) とモルタルバーの膨張ひずみの関係

ては、他の3配合に比べて膨張の開始時期が遅い。その後の膨張挙動も緩やかであり、材齢200日程度では、本実験の4配合の中では最も膨張ひずみは小さい。しかし、配合AおよびCの膨張挙動をみると材齢100日以降は収束傾向にあるのに対し、配合Dでは膨張が継続しているようにみられる。このため、長期的には配合Dの膨張ひずみは他配合の膨張ひずみより大きくなる可能性も考えられる。

配合B、Dに用いた骨材はいずれも化学法で無害と判定されたものであるが、促進養生を実施したコンクリートバーは大きな膨張を示した。このように、化学法で無害と判定された骨材であっても、アルカリの供給があった場合にはコンクリートに有害な膨張をひきおこすものが存在する。

#### 4. 化学法、モルタルバー法およびコンクリートバー法の試験結果の関係

##### (1) 化学法とモルタルバー法の関係

図-5～図-7に化学法の結果とモルタルバーの膨張ひずみの関係を示す。モルタルバー法に関して、養生Jは材齢182日、養生Dは119日、養生Aは28日の膨張ひずみである。図-5は溶解シリカ量とアルカリ濃度減少量の比 (Sc/Rc) で整理した図である。JIS A 1145での判定基準 (Sc=Rc) を点線で示している。化学法で無害でないと判定された骨材は、モルタルバー法の養生Dでは大きな膨張を示しているが、養生Aでは必ずしも大きな膨張を示していない。その一方で、化学法で無害と判定された骨材であっても相当に大きな膨張を生じているものが多数存在する。

図-6は溶解シリカ量 (Sc) で整理した図である。Scはその値が大きいほど骨材のアルカリシリカ反応性は高いといわれる<sup>8)</sup>。本実験でも同様の傾向がみられるが、

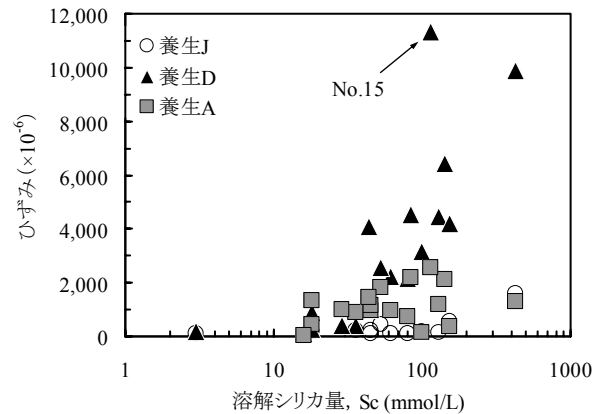


図-6 溶解シリカ量とモルタルバーの膨張ひずみの関係

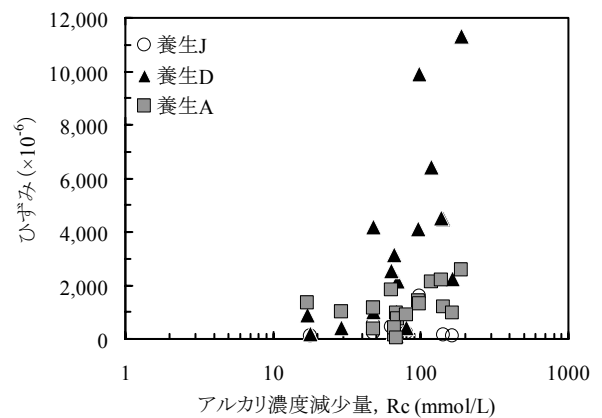


図-7 アルカリ濃度減少量とモルタルバーの膨張ひずみの関係

No.15骨材は、他の骨材と比べて同程度のScながら非常に大きな膨張ひずみを生じている。図-7はアルカリ濃度減少量 (Rc) で整理した図である。一般に、Rcが大きいとアルカリを吸着することにより膨張量が小さくなること<sup>9)</sup>といわれる。しかし、本実験の範囲では、外部からアルカリを供給するとRcが大きいほど膨張ひずみも大きくなる傾向がみられた。これらのことから、外部からのアルカリ供給が懸念される場合、化学法の試験結果からSc、Rcそれぞれの値の大きさによってアルカリシリカ反応性を判定し、対策の検討ができる可能性がある。

##### (2) モルタルバー法とコンクリートバー法の関係

図-2に示したモルタルバーの膨張挙動のうち、コンクリートバーの製作に用いた骨材のみ抜き出したものを図-8に示す。ただし、養生Jについては明確な膨張ひずみが生じなかったため省略する。No.15は前述の通り、化学法で無害判定にもかかわらず非常に大きな膨張を示している。No.16、10も化学法で無害との判定であるが、比較的大きな膨張を生じた。一方、No.12、14は化学法

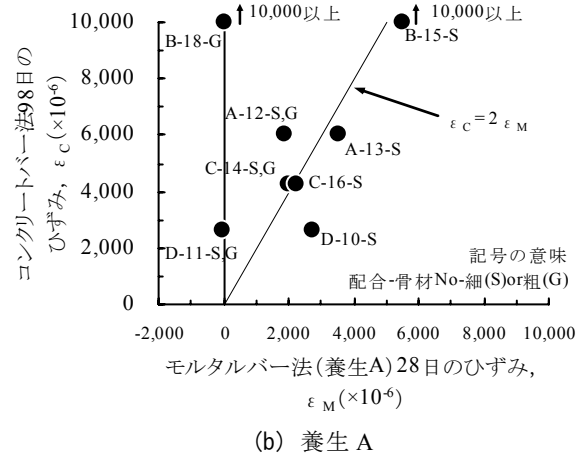
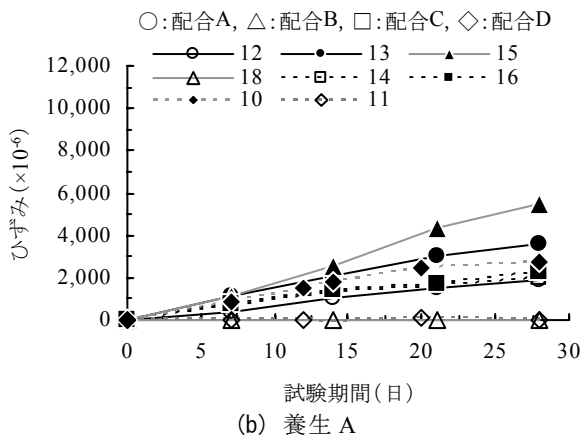
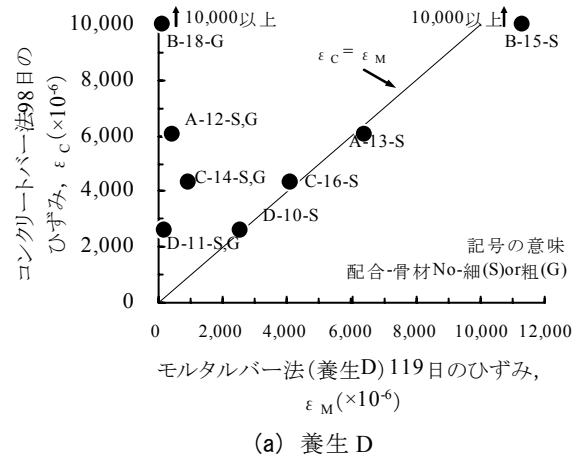
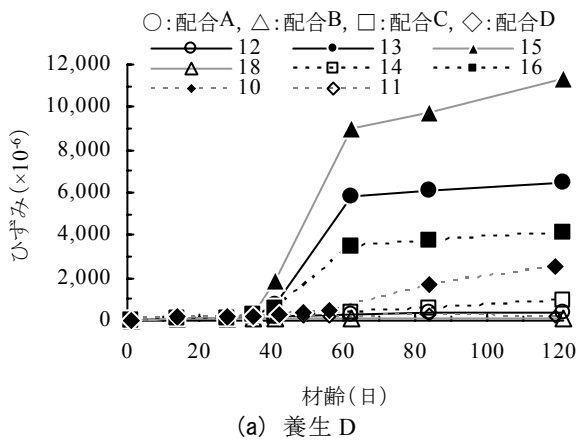


図-8 コンクリートバーの製作に用いた骨材のモルタルバー法試験結果

図-9 モルタルバーの膨張ひずみとコンクリートバーの膨張ひずみの関係

で無害でないとの判定であるが、飽和 NaCl 水溶液浸せき法ではほとんど膨張を生じていない。図-4 と図-8 を比較すると、これらのモルタルバーの膨張ひずみの大小関係は、同じ骨材を用いたコンクリートバーの膨張ひずみの大小関係と、おおむね対応していることが分かる。

図-9 に養生 D および養生 A におけるモルタルバーの膨張ひずみとそれらの骨材を用いたコンクリートバーの膨張ひずみの関係を示す。それぞれの膨張ひずみは、コンクリートバー法では材齢 98 日（水溶液浸せきから 91 日）、モルタルバー法（養生 D）は材齢 119 日（水溶液浸せき開始から 91 日）、モルタルバー法（養生 A）は試験期間 28 日（材齢 30 日）の時点で測定されたものである。

モルタルバー法の養生 D とコンクリートバー法の養生方法は、水溶液浸せき以降は同条件であり、図-9(a) は水溶液への浸せき期間も同じ条件での膨張ひずみを比較している。配合 B のコンクリートの膨張ひずみは測定範囲を超えたため、その値は定かではないが、骨材 No.13, 16, 10 のモルタルバー法による膨張ひずみの値は、それらを用いたコンクリートバー法の膨張ひずみの値と

ほぼ一致する。表-4 や図-9 から分かるように、本実験のコンクリートはいずれの配合も 2 種類の骨材を用いている。そのうち、モルタルバー法とコンクリートバー法で膨張ひずみが一致しているものはいずれも細骨材であり、配合 B に用いた骨材のうち、モルタルバー法で大きな膨張を示した骨材 No.15 も細骨材である。そのため、これらの骨材はコンクリート中であっても、他の骨材などの影響を受けず、モルタルバーの場合と同様に供試体の膨張に寄与したものと考えられる。すなわち、コンクリートに用いる骨材のうち細骨材がアルカリシリカ反応性である場合、その骨材のモルタルバー法による膨張ひずみからコンクリートバー法の膨張ひずみの傾向が把握できる。なお、今回の実験では確認できなかったが、粗骨材が反応性の場合にはモルタルバー法では粉碎して試験に供するため、モルタルバー法とコンクリートバー法の関係は傾向が異なる可能性がある。

図-9(b) はモルタルバー法とコンクリートバー法で養生条件が異なるが、モルタルバー法の膨張ひずみから、コンクリートバー法の膨張ひずみのおおまかな傾向をつかむことはできる。

## 5. まとめ

レディーミクストコンクリート工場から入手した骨材を用いて、骨材およびコンクリートのアルカリシリカ反応性試験を実施し、以下のことが明らかになった。

- ① 化学法において判定境界付近にプロットされる骨材は、試験時期の違いや、試料採取場所の変化などによって判定が異なる場合がある。
- ② モルタルバーを 50℃飽和 NaCl 水溶液や 80℃ 1mol/L の NaOH 水溶液に浸せきする方法では、化学法で無害と判定された骨材であっても、非常に大きな膨張を示す場合がある。
- ③ 外部からアルカリを供給する促進養生により、モルタルバーに大きな膨張ひずみを発生させる骨材は、コンクリートバーの促進養生でも大きな膨張を生じさせる。
- ④ 外部からアルカリを供給する促進養生を行ったモルタルバーの膨張ひずみは、化学法の Sc, Rc それぞれと相関が見られ、Sc, Rc それぞれの値よりアルカリシリカ反応性の評価ができる可能性がある。
- ⑤ コンクリートに用いる骨材のうち細骨材がアルカリシリカ反応性である場合、本実験の条件では、骨材の組合せによらず、モルタルバー法の膨張ひずみからコンクリートバー法の膨張ひずみの傾向が把握できる。

## 参考文献

1) 谷口秀明, 樋口正典, 藤田学, 河野広隆: 施工者に

よるレディーミクストコンクリートの品質評価, コンクリート工学, Vol48, No.2, pp.15-23, 2010.2

- 2) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書【施工編】, 2008.3
- 3) 佐々木亘, 谷口秀明, 斯波明宏, 樋口正典: コンクリートの ASR 促進膨張に及ぼす影響, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第 10 巻, pp.155-162, 2010.10
- 4) 谷口秀明, 浅井洋, 三加崇, 三上浩: 高強度コンクリートのアルカリシリカ反応性, 第 17 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.87-92, 2008.11
- 5) たとえば, 鳥居和之, 野村昌弘, 本田貴子: 北陸地方の反応性骨材の岩石学的特長と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp185-197, 2004.8
- 6) 鳥居和之: 骨材のアルカリシリカ反応性の品質保証, コンクリート工学, Vol.39, No.5, pp68-72, 2001.5
- 7) 岩月栄治, 森野奎二: ASTM C1260 及び JIS A5308 による ASR モルタルバーの膨張挙動と微細構造, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, 2002.6
- 8) たとえば, 岡田清, 水元義久, 小野紘一: 化学法とモルタルバー法に関する一考察, 第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.157-160, 1985
- 9) 川端雄一郎, 山田一夫, 松下博通: 岩石学的分析に基づいた安山岩の ASR 反応性評価および膨張挙動解析, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.4, pp.689-703, 2007.1



# コンクリート水平打継ぎ部の耐久性向上に関する検討

## Study on Durability Improvement for Horizontal Concrete Joint

斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

佐々木 亘 WATARU SASAKI

現在、コンクリート打継ぎ部の耐久性を向上させるような処理材が開発されているが、従来処理に比べた効果の程度については、明らかになっているとは言い難い。本報告では、市販されている打継ぎ処理材をいくつか選定し、水平打継ぎ部の耐久性として求められる水密性、中性化抵抗性、接着強度を確認した。その結果、後処理不要の処理材は水密性や中性化抵抗性で劣ることなど、各処理材の特徴が明らかとなった。また、従来処理でも適切に処置を行えば十分に打継ぎ部の性能が確保されることも確認した。

**キーワード：**水平打継ぎ、打継ぎ処理材、水密性、中性化、接着強度

Recently, many treatment materials improving durability for concrete joints have been developed. But it is still not cleared enough whether they are more effective than ordinary treatments for concrete joint. In this paper, some commercially available treatment materials were selected, and their water tightness, carbonation resistance and adhesive strength which are required as important durability factor for horizontal concrete joint were examined. The test results showed that joint materials without post-treatment for concrete joint had less water tightness and less carbonation resistance than ordinary treatment and characteristic of each material was obtained. Also it was confirmed that even in ordinary method proper treatment gives concrete joint enough durability.

**Key Words:** Horizontal Concrete Joint, Concrete Joint Materials, Water Tightness, Carbonation, Adhesive Strength

### 1. はじめに

コンクリート構造物の施工では、ほとんどの場合、打継ぎ部が生じてしまうことは避けられず、打継ぎ箇所について適切な施工や処理が行われないと、構造物の弱点となり易い。特に、貯水槽や水路などの水密性が要求される構造物では、打継ぎ部からの漏水が問題となる。打継ぎ部の処理方法としては、レイトランスの除去やチッピングなどの処理が従来から一般的に行われているが、近年では、打継ぎ部の耐久性を向上させるような新たな処理材が開発<sup>1)</sup>されている。しかしながら、従来からの処理方法と比べた性能向上効果の程度については明らかになっていないとは言い難い。

本報告では、市販の打継ぎ処理材をいくつか選定し、それらの効果を確認することを主目的として、打継ぎ部の水密性、中性化抵抗性および接着強度について検討を行った。

### 2. 試験概要

#### (1) 試験体

表-1 に実験に用いた打継ぎ処理材を示す。試験体寸法は、図-1 に示すように 500×500×400mm とした。試験体は 1 層目 200mm を打込み後、養生と打継ぎ部の処理を施した。1 週間後に 2 層目 200mm を打込み、屋外にて 1 週間散水養生を行った。2 層目打込み後、材齢 28 日から各試験を開始した。用いたコンクリートの配合を表-2 に示す。セメントは普通ポルトランドセメント、粗骨材 G1, G2 は産地の異なる砕石、細骨材は陸砂 S1 および砕砂 S2 を併用した。打継ぎ処理材はブリーディングの影響を大きく受けるものと考えられるため、実構造物は打込み高さが今回の試験体よりも大きい場合が多く、ブリーディング量が多くなると想定し、W/C を 63.7%と大きく設定した。なお、スランプは 15±2.5cm、空気量は 4.5±1.5%とした。

(2) 水密性試験

図-1 に水密性試験の概要を示す。試験体の中心にφ100mmのコア孔を貫通して削孔し、コア孔から水圧(0.1MPa)をかけた。コンクリート中へ流入した単位時間当たりの水量を用いることにより、打継ぎ部の水密性を評価した。測定期間はおおむね2日間とした。なお、流入量は試験開始から1日~1日半が経過し、ほぼ定常状態になった時の値であり、各水準3体ずつの平均値である。

(3) 促進中性化試験

図-1 に促進中性化試験の概要を示す。試験体からφ100mmのコアを5本採取し、試験体全面を対象に促進中性化試験を行った。試験条件は室温20°C、湿度60%、CO<sub>2</sub>濃度5%とし、試験期間(7, 28, 56, 91日)ごとに試験体を縦割りに切断し、切断面にフェノールフタレイン1%エタノール溶液を噴霧して中性化深さを測定した。

(4) 接着試験

図-1 に接着試験の概要を示す。試験体上面から300mmの位置までφ100mmで削孔し、コアの上面を引っ張ることで打継ぎ部の接着強度を測定した。なお、同様の方法でコンクリート自体(打継ぎ無し)の接着強度試験も行った。

3. コンクリートの性状

(1) ブリーディング試験

1層目コンクリートのブリーディングは打継ぎの性能に及ぼす影響が大きいことから、ブリーディング試験を行った。その結果を図-2に示す。なお、●は平均ブリーディング量(cm<sup>3</sup>/cm<sup>2</sup>)、▲はブリーディング率(%)を示している。

打込み後20分を経過した時点からブリーディング水が析出し、時間とともにほぼ一様にブリーディングが増加する傾向が見られた。打設後4時間~4時間半が経過するとブリーディング水の析出はなくなった。結果として、ブリーディング量、率とも一般的なコンクリートとあまり変わらない結果であった。

この結果より、ブリーディングが引いた後に散布するポリマーエマルジョン系の打継ぎ処理材①は、打込み後4時間半が経過した後に散布を行った。

(2) 圧縮強度

材齢28日における標準養生試験体の圧縮強度は1層

表-1 打継ぎ処理材

番号	打継ぎ処理材	処理方法	使用量(kg/m <sup>2</sup> )
①	ポリマーエマルジョン系	打込み後散布	0.25
②	ポリマーエマルジョン系	打込み後散布	0.35
③	水和促進剤	従来処理後塗布	0.20
④	ポリマーセメントモルタル系	従来処理後塗布	2.70
⑤	ポリマーセメントモルタル系	従来処理後塗布	1.25
⑥	エポキシ樹脂系	従来処理後塗布	0.60
⑦	自己治癒型防水材料	従来処理後塗布	2.00
⑧	従来処理(チッピングのみ)	—	—

※①, ②は後処理不要

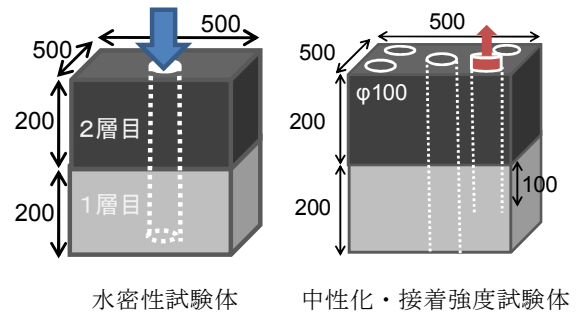


図-1 試験体寸法

表-2 コンクリート配合

セメント種類	W/C	s/a	単位質量(kg/m <sup>3</sup> )						
	(%)	(%)	W	C	S1	S2	G1	G2	AE減水剤
普通	63.7	47.7	178	280	595	255	577	384	2.8

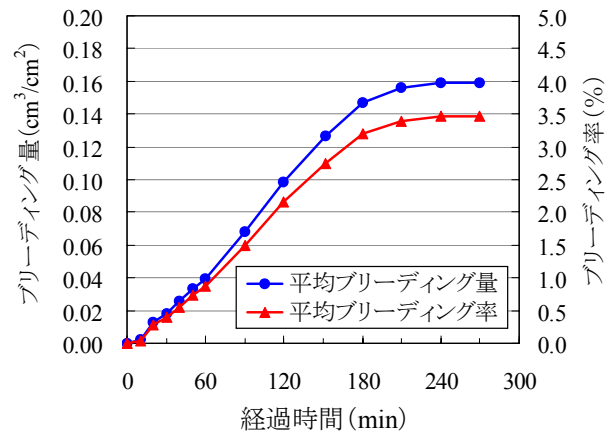


図-2 ブリーディング試験結果

目コンクリートが28.1N/mm<sup>2</sup>、2層目コンクリートが24.7N/mm<sup>2</sup>であり、ほぼ想定どおりの結果であった。

#### 4. 水密性試験結果

##### (1) 経過時間に対する流入量

流入量の経時変化の一例を図-3 に示す。試験開始から3時間程度までは、流入量がかかなり大きいですが、6時間を過ぎたあたりから収束に向かっている。試験体の乾燥状態により初期の流入量のバラツキはあるものの、いずれの試験体もおおむね同様の傾向であった。

図中の破線はコンクリート標準示方書 [設計編]<sup>2)</sup>の水密性に対する照査から、単位時間当たりの透水量の設計値を用いて、打継ぎ部のない場合のコンクリートの透水量を求めた値である。用いた式を式(1), (2)に示す。

$$Q_d = \gamma_{pn} \left( K_d \cdot A \cdot \frac{h}{L} \right) \quad (1)$$

$$\log K_d = 4.3 \cdot W/C - 12.5 \quad (2)$$

ここで、 $Q_d$  : 単位時間当たりの透水量の設計値 (m<sup>3</sup>/s),  $\gamma_{pn}$  : 安全係数,  $K_d$  : コンクリートの透水係数の特性値 (m/s),  $A$  : 透水経路に相当するコンクリートの全面積 (m<sup>2</sup>),  $h$  : 構造物内部と外部の水頭差 (m),  $L$  : 設計断面厚さ (m),  $W/C$  : 水セメント比  
式(1), (2)から透水量の設計値は $Q_d = 4.43$  (cm<sup>3</sup>/h) となった。本試験結果 (定常状態) は全体的に設計値よりも小さく、漏水が確認された試験体①および試験体②-1のみ設計値よりも大きな値であった。コンクリート自体の透水係数が設計で想定した値よりも小さかったためと考えられる。

##### (2) 試験体のバラツキ

各試験体に流入量のばらつきがみられた。そこで、各試験体3体の定常状態における流入量を用いて、平均値および標準偏差を算出した。その結果を表-3 に示す。

標準偏差で比較すると試験体①および⑧が大きな値であった。打継ぎ処理材を用いたものは、従来処理である試験体⑧と比較すると、試験体①以外で標準偏差が小さくなった。このことから、打継ぎ処理材を用いることにより従来処理の場合と比較して、施工による水密性のばらつきを小さくできる可能性がある。

##### (3) 流入量の比較

流入量比を用いて各試験体の水密性の評価を行った。その結果を図-4 に示す。ここでの流入量比とは試験体⑧の単位時間当たりの流入量に対する各試験体の流入量の比を表す。なお、流入量とは試験開始から1日~1日半が経過し、流入量がほぼ定常状態になった時の値であり、各水準3体ずつの平均である。

試験体①の流入量比は、試験体⑧に比べて倍以上で

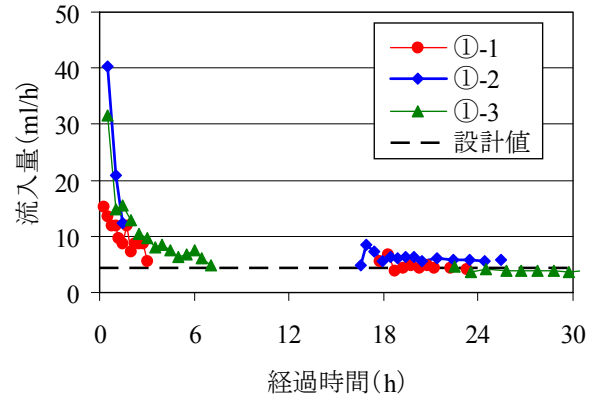


図-3 流入量と経過時間 (試験体①)

表-3 流入量のバラツキ

試験体番号	流入量	
	平均値(ml/h)	標準偏差(ml/h)
①	4.95	1.16
②	3.65	0.51
③	1.79	0.70
④	2.13	0.56
⑤	2.58	0.33
⑥	1.50	0.53
⑦	1.94	0.55
⑧	2.37	0.85
打継ぎ無し	0.56	0.25

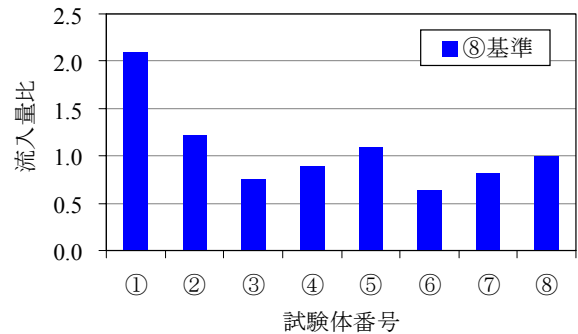


図-4 流入量比の比較



写真-1 漏水状況

あり、1日～2日で打継ぎ部からの漏水を確認した（写真-1）。この他、試験体②においても漏水が見られた。試験体①および②はチップング処理が不要であるが、水密性においては従来处理のものと比較して劣る可能性がある。試験体③、⑥および⑦は、試験体⑧と比較し水密性が向上した。試験体③の処理材は未水和セメントと反応して緻密化する作用があるため、流入量が小さくなった可能性がある。

### 5. 促進中性化試験結果

#### (1) 中性化深さの比較

促進中性化試験によりコア試験体の側面および打継ぎ部周辺の中性化深さを測定した。測定結果を表-4 および図-5、図-6 に示す。なお、打継ぎ部上部、下部は写真-2 に示した位置であり、一般側面部はそれ以外の側面の測定値である。図-6 の中性化深さ比とは、打継ぎ部上部、下部の中性化深さを従来处理の試験体⑧の測定値で除したものである。

各試験体において打継ぎ部下部の中性化深さが一般側面部よりも大きくなった。これは打継ぎ部下部つまり1層目上部がブリーディングの影響により組織が粗になり易いため、中性化深さが大きくなる傾向があることに起因している。中でも試験体①、②の中性化深さが大きく、試験体⑧に比べると1.4～1.6倍程度となっている。処理材①、②は1層目表層の品質改善効果が期待されたが、従来处理よりも中性化抑制効果が小さい可能性が高いと考えられる。また、処理材③も1層目表層の品質改善効果が期待され、水密性については良好な結果が得られたが、中性化抵抗性については従来处理とほとんど変わらない結果となった。

試験体④～⑦は試験体⑧に比べて打継ぎ部上部の中性化深さが小さく、0.7～0.8程度であった。また、一般側面部の測定値とほぼ同じであることから、打継ぎ部上部（2層目下部）の品質を低下させない効果があると考えられる。

一般側面部の中性化深さはいずれの試験体もほぼ同じであり、ばらつきの少ない結果であった。

#### (2) 推定値との比較

試験体⑧の促進中性化試験1週、4週、8週の結果を用いて中性化予測との比較を行った。その結果を図-7 に示す。中性化の予測式として、CO<sub>2</sub>濃度を考慮可能な魚本・高田式を用いた<sup>3)</sup>。魚本・高田式を式(3)に示す。

$$x = (2.804 - 0.847 \log C) \cdot e^{(8.748 - 2563/T)} \cdot (2.94W/C - 101.2) \times 10^{-2} \cdot \sqrt{C \cdot T_W} \quad (3)$$

表-4 中性化深さ測定結果

試験体番号	一般側面部 平均	打継ぎ部上 平均	打継ぎ部下 平均
①	12.6	22.9	30.0
②	13.2	15.9	26.8
③	13.0	16.1	18.2
④	12.7	12.8	18.2
⑤	13.9	12.0	14.9
⑥	13.4	12.0	16.8
⑦	13.0	14.4	18.2
⑧	12.9	17.3	18.5

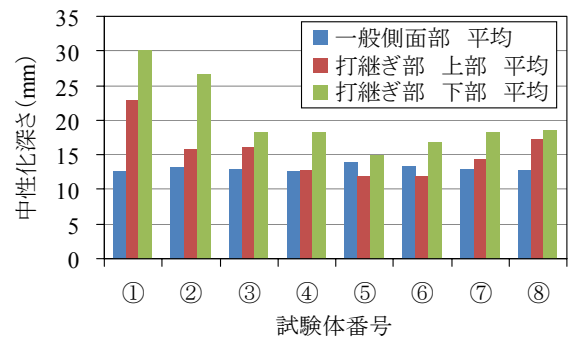


図-5 中性化深さの比較

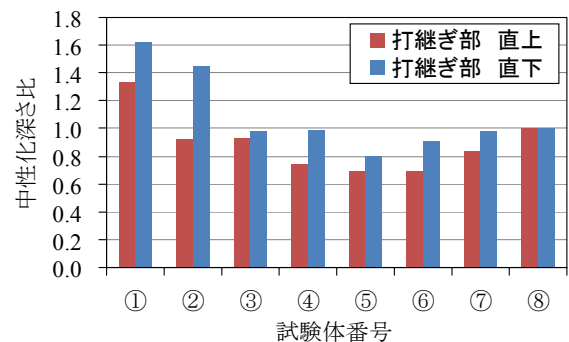


図-6 中性化深さ比の比較

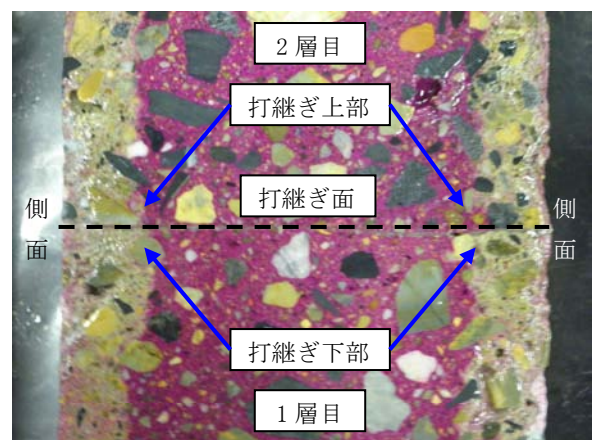


写真-2 中性化の状況と測定位置

ここで、 $x$ :中性化深さ(mm),  $C$ :炭酸ガス濃度(%),  $T$ :絶対温度(K),  $W/C$ :水セメント比(%),  $T_w$ :経過時間(週)

一般側面部は魚本・高田式とほぼ一致し、一般的なコンクリートの中性化速度の範疇であることが確認され、試験体の品質に問題がないことも確認された。

それに対し、打継ぎ部上部および下部は、一般側面部よりも中性化速度が大きいことが明らかである。打継ぎ部下部はブリーディングの影響により品質が低下し、打継ぎ部上部は水分の逸散や充填性の低下が要因となり、品質が低下するものと考えられる。

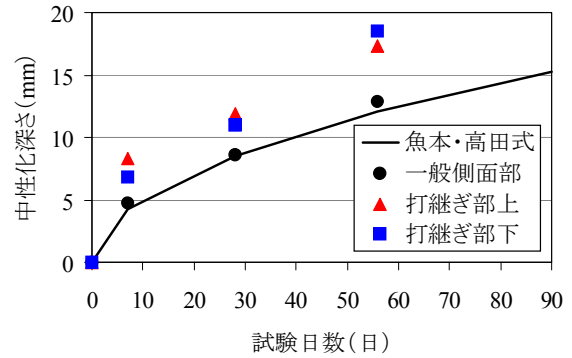


図-7 中性化の進行状況 (試験体⑧)

## 6. 接着試験結果

### (1) 接着強度の比較

接着強度試験の結果を図-8, 図-9に示す。試験体番号「無し」は打継ぎのないコンクリートの引張試験結果である。なお、図-9の接着強度比とは、試験体⑧の接着強度に対する各試験体の接着強度の比を表している。

ここで、コンクリート標準示方書[設計編]から引張強度の設計値(式(4))を用いて、コンクリートの引張強度を求めた。

$$f_{tk} = 0.23 f'_{ck}{}^{2/3} \quad (4)$$

ここで、 $f_{tk}$ :コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>),

$f'_{ck}$ :コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

その結果、 $f_{tk} = 2.04 \text{N/mm}^2$ となった。ただし、圧縮強度は1層目と2層目の平均値 (26.4N/mm<sup>2</sup>)を用いた。

「打継ぎ無し」の測定値と設計値はほぼ合致しており、本試験で用いたコンクリートの引張強度は妥当な範囲であることが確認された。

「打継ぎ無し」の試験体を除いたすべての試験体において、設計値と比較して小さい値となった。特に試験体①および試験体③においては設計値の半分程度であった。試験体①および試験体③の打継ぎ処理材は1層目の表層を改善する処理材であるが、打継ぎ部の接着強度の向上にはほとんど寄与しないものと考えられる。同様な材料である試験体②は従来処理の試験体⑧に比べて接着強度がわずかに向上しており、処理材①、③との相違が見られた。試験体⑤~⑦は1.5N/mm<sup>2</sup>以上の接着強度であり、「打継ぎ無し」の場合に比べれば小さいが、十分な強度があると考えられる。

### (2) 破壊面

試験体①および③は試験体⑧と比較すると0.7~0.8程度の接着強度であり、打継ぎ部界面で破壊が見られた。

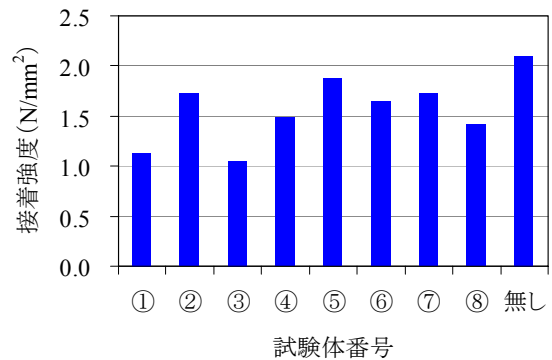


図-8 接着強度の比較

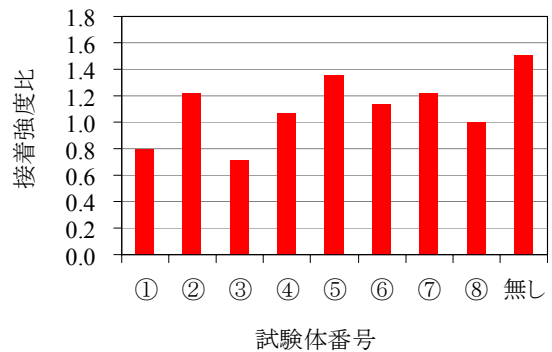


図-9 接着強度比の比較



写真-3 破壊面の状況 (試験体⑤)

表-5 打継ぎ処理材の評価

番号	打継ぎ処理材	処理方法	水密性	中性化	接着	施工性	従来処理との比較
①	ポリマーエマルション系	打込み後散布	×	×	×	◎	向上効果見られず
②	ポリマーエマルション系	打込み後散布	△	×	○	◎	接着強度向上
③	水和促進剤	従来処理後塗布	◎	△	×	○	水密性向上
④	ポリマーセメントモルタル系	従来処理後塗布	○	○	△	△	ほぼ平均的
⑤	ポリマーセメントモルタル系	従来処理後塗布	○	◎	○	△	全般的に性能向上
⑥	エポキシ樹脂系	従来処理後塗布	◎	○	○	○	全般的に性能向上
⑦	自己治癒型防水材	従来処理後塗布	◎	○	○	△	全般的に性能向上
⑧	従来処理 (チッピングのみ)	従来処理のみ	○	△	△	○	

※①②は後処理不要

試験体②および④～⑦は接着強度が試験体⑧に比べて向上しており、破壊位置は1層目上部（表層付近）であった（写真-5）。このことから、打継ぎ処理材が上下層を接着し、ブリーディングの影響を大きく受ける1層目上部で破壊したものと考えられる。

今回の試験では、品質が最も低下しやすい1層目表層付近からの破壊が大半を占めていた。そのため、打継ぎ処理材そのものの接着強度を正確に把握できたとは言い難い。よって、今後は強度の大きいコンクリートで再度試験を行い、打継ぎ処理材の接着強度を求めることが必要であると考ええる。

## 7. 打継ぎ処理材の評価

施工性を含めた打継ぎ処理材の評価を表-5に示す。なお、本試験によるデータのみでの評価であり、コンクリートの配合などが変われば必ずしも当てはまらない部分もある。ここで、水密性に関しては漏水の有無と流入量で評価した。中性化については一般側面部の中性化深さと比較して判断した。接着性については1.5N/mm<sup>2</sup>を目安とした。施工性については時間と手間を基準に判断した。

試験体①は従来処理と比較して性能の向上効果は全く見られなかった。試験体②は水密性のバラツキが大きいですが接着強度は向上効果が見られたため、水密性をあまり要求されない構造物には使用できる可能性がある。試験体③については水密性は向上したが接着強度は小さかった。試験体④は従来処理の試験体⑧とほぼ同等の評価である。試験体⑤～⑦は従来処理と比較して打継ぎ部の耐久性向上効果があると判断される。

## 8. まとめ

今回の試験で得られた知見を以下に示す。

- ① 後処理不要の打継ぎ処理材は従来処理の試験体

よりも、水密性試験における流入量が大きく、漏水も見られた。水和促進剤およびエポキシ樹脂系材料は水密性が向上した。

- ② 打継ぎ部直下である1層目上部は、ブリーディングの影響により組織が粗になるため中性化深さが大きくなる傾向が見られた。
- ③ 後処理不要の打継ぎ処理材は従来処理の試験体よりも、打継ぎ部の中性化抑制効果が劣る可能性が高い。
- ④ ポリマーセメントモルタル系、エポキシ樹脂系の処理材は打継ぎ上部（2層目）の中性化を抑制する効果がある。
- ⑤ ポリマーエマルション系および水和促進剤系を除いて接着強度は従来処理よりも向上した。
- ⑥ 接着試験の破壊面はブリーディングの影響を受けやすい1層目コンクリート上部の品質が大きく影響する。
- ⑦ 従来処理においても適切な施工を行うことにより十分な性能が得られると考えられる。

謝辞：本報告において種々の実験やデータとりまとめを行っていただいた東京理科大学工学部土木工学科染谷望君に深く感謝いたします。また、適切なアドバイスを頂いた東京理科大学工学部土木工学科加藤佳准教授にこの場を借りて深謝いたします。

## 参考文献

- 1) 長井宏憲, 野口貴文, 越替裕彦, 長谷川和男：有機表面処理剤を用いたコンクリート打継ぎ部の特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, 2007
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕2007年制定, 2007
- 3) 魚本健人, 高田良章：コンクリートの中性化速度に及ぼす要因, 土木学会論文集, No.451/V17, pp.119~128, 1992.8

# 覆工背面空洞充填状況の調査方法の開発と実際

## Inspection Method of Filling Status in Rear Cavity behind Lining of Small Cross Section Tunnels

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

戸村 豪治 GOJI TOMURA

小断面トンネルを対象とした覆工背面充填工法において、小径の検査孔を削孔して目視で充填状況を確認できる覆工背面空洞の調査方法を開発した。本手法は、小口径削孔システムで削孔した直径 24.5mm の検査孔壁を棒形スキャナで撮影し、その画像から充填状況を調査するものである。

検査孔削孔から撮影までの一連の作業時間は、検査孔一箇所あたり 15 分程度であった。また、得られたスキャン画像は鮮明であり、充填状況を十分な精度で調査可能であることを検証した。

**キーワード：**小断面トンネル、補修、小口径削孔検査

The authors have developed an inspection method of filling status in the rear cavity behind lining for rehabilitation of small cross section tunnels, which can be examined by viewing through small drilled hole for inspection. In this method, an expand image of inside surface of inspection hole drilled with a diameter of 24.5mm is taken by stick scanner and filling status is able to be evaluated by this image. Required time of operational procedure form drilling of inspection hole to image scanning takes almost 15 minutes for one hole. It is demonstrated that precise investigation of filling status with clear scan images can be acquired.

**Key Words:** Small cross section tunnel, Rehabilitation, Small drilled hole inspection

### 1. はじめに

わが国の社会生活および産業活動を支える基盤インフラの一つである工業用水や農業用水をはじめとする水路トンネルは、明治期から戦後の高度成長期にかけて集中的に整備されてきた。その多くが老朽化しつつあり、持続可能な社会生活を担保するためには、これらの水路トンネルを適切に維持管理してゆくことが必要不可欠である。

トンネルの最も一般的な補修方法として、覆工背面空洞の充填方法がある。覆工と背面地山の間を空洞を充填することによってトンネル覆工に作用する外力を均等化させて補強する方法である。当社もモールグラウト工法<sup>1)</sup>をこの手法の一つとして開発実用化している。

空洞充填においては、工事前および工事後の充填状況を把握することが重要であり、既存の調査方法では不十分な面がある。そこで、筆者らは、小径の検査孔を削孔して検査孔内壁を撮影し、目視で充填状況を確認できる簡易型充填調査方法（モールスパイグラスシステム）を

開発した。

本文は、システムおよび調査方法の概要、ならびに現場へ適用した結果から本手法の有効性について述べるものである。

### 2. モールスパイグラスシステムの概要

#### (1) 調査方法の現状

覆工背面充填工法における充填状況の調査方法として、農業用水トンネルでは直径 50mm のボーリング孔を 500m おきに削孔し、採取したコアによる調査を基本としているが、①直径 50mm という比較的大きな削孔径であるため覆工に損傷を与えることが懸念される、②検査孔の間隔が 500m おきであるためその間の充填状況が不明であり、詳細な充填状況を把握できない、などの問題がある。一方、レーダー探査を用いた非破壊検査による方法もあるが、充填材の含水率が高いため、水が存在した場合に充填材と水溜り部の区別が困難な場合があり、充填状況の調査に本手法を用いることは精度の上で疑問

が残る。また、調査費用が高額となるという問題点もある。このようなことから、簡易で安価、しかも確実に充填状況を把握できる調査手法が求められている。

(2) 開発したシステムの概要

今回、モールグラウト工法の簡易型充填調査方法として採用したのは、小口径削孔システムで削孔した直径24.5mmの検査孔内壁を棒形スキャナで撮影し、その画像から充填状況を調査するものである。検査孔の直径が24.5mmと小径であるため、覆工や充填材に与える損傷が抑制でき、コアの採取が困難な低強度の充填材でも充填状況の確認が可能である。また、検査後の検査孔の補修が容易であることも特徴として挙げられる。

検査孔の削孔には、図-1に示す小型コアドリルならびにウォーターリサイクルユニットで構成されるシステムを採用した。本削孔システムは小型のため運搬が容易であり、小断面トンネル内においても削孔作業を効率良く行うことが可能である。また、削孔水循環装置を採用したことにより、坑内において削孔水を調達する必要がなく、さらに坑内への濁水の排出が抑制されるという利点を有している。

一方、検査孔内壁の撮影には、図-2に示すスティックタイプの棒形スキャナ<sup>2)</sup>を採用した。本スキャナは、コンクリート構造物のひび割れや中性化などの劣化状況を目視により確認するために開発されたものである。本スキャナで画像を読み取る原理は、紙面などを読み取る一般のハンディスキャナと同じ原理を用いており、スキャナ(センサ)の移動距離をローラーを介したエンコーダで計測しながらイメージセンサでスキャニングする。

表-1はスキャナの仕様を示したものである。イメージセンサ部の長さは約300mmであり、実際に画像をスキャンするセンサ長は210mmである。たとえば、深さ300mmの検査孔内壁を全長に渡って撮影する場合、210mmと90mmの2回に分けて撮影することになる。撮影した画像データはSDカードに保存される他、スキャナ本体をパソコンと連動させることにより、リアルタイムでスキャン画像をパソコンのモニタ上にて確認することが可能である。このため、撮影した箇所においてすぐに充填状況を把握することができる。

(3) 調査方法

図-3は、調査のフローを示したものである。本フローに示す一連の作業は、一人で実施可能である。まず、小口径削孔機定着用のアンカーを打設する。次に、小口径削孔システムを設置し、検査孔の削孔を行う。前述したように、採用した棒形スキャナのイメージセンサ部の長

さが約300mmのため、削孔長は最大で300mmとなる。棒形スキャナによる検査孔壁面画像は、イメージセンサ部を検査孔に挿入し、スキャナ本体を手動で二周回転させることにより欠落なく撮影することができる。



図-1 小型削孔システム

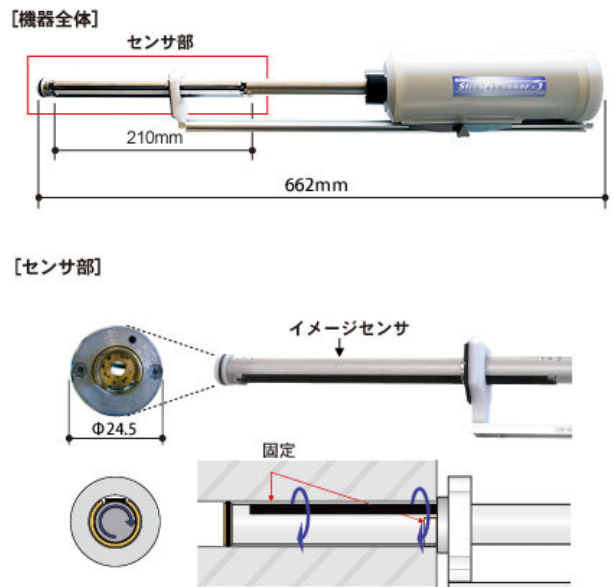


図-2 棒形スキャナ (計測リサーチ WEB サイトより)

表-1 スキャナの仕様

項目	仕様
読取削孔穴サイズ	直径24.5mm
読取有効サイズ	210mm (主走査方向: 穴奥行き方向) 160mm (副査方向: 回転方向)
出力解像度	600dpi/300dpi 24bitフルカラー
外径寸法	幅81mm×高さ94mm×長さ662mm
データ保存方法	パソコン/SDカード
電源	単三型充電電池4本



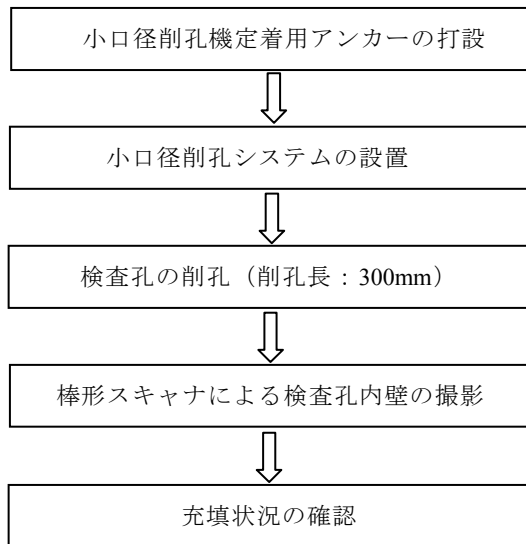


図-3 調査フロー

### 3. 現場での適用

本システムを適用した現場は、大正11年竣工の発電用水路トンネルにおける覆工背面充填工事である。対象となるトンネルは、内空断面積約 $6\text{m}^2$ 程度の小断面トンネルであり、当該工事においては通水停止期間が7日間という限られた期間において、覆工背面空洞への充填から充填状況の確認までの一連の作業を効率的に行うことが求められた。調査は充填区間約200mに対して10m間隔で実施した。

写真-1～写真-4は、実際の調査状況を示したものである。この場合、検査孔一箇所における調査完了までの所要時間は、おおよそ15分程度であった。検査孔削孔作業においては、ウォーターリサイクルユニットの採用により作業時の濁水の漏出は一切なく、坑内環境に悪影響を与えないことを確認した。

例として、二つの検査孔で撮影した検査孔内壁の二周分の展開画像を写真-5および写真-6に示す。写真中の数値はトンネル内壁からの距離を示している。

写真-5について、削孔深度は約190mmであり、画像はトンネル内壁面0mm～約190mmの間を示したものである。画像より、充填材が覆工背面の空洞に充填されていることが分かる。一方、写真-6は覆工背面に岩片や礫が点在している箇所での画像を示したものである。ここでの削孔深度は約300mmであり、画像はトンネル内壁から約90mm～300mmの間を示したものである。画像より、岩片や礫が点在しているものの、それらの間隙に至るまで充填材が充填されていることが鮮明に分かる。なお、仮に空洞部が残されていた場合、その箇所はスキャン画



写真-1 小口径削孔機定着用アンカーの打設状況



写真-2 小口径削孔システムの設置状況



写真-3 検査孔削孔状況



写真-4 棒形スキャナによる検査孔内壁の撮影状況

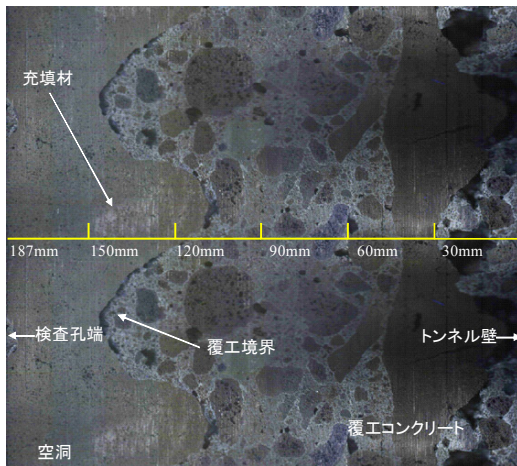


写真-5 スキャン画像 (その1)

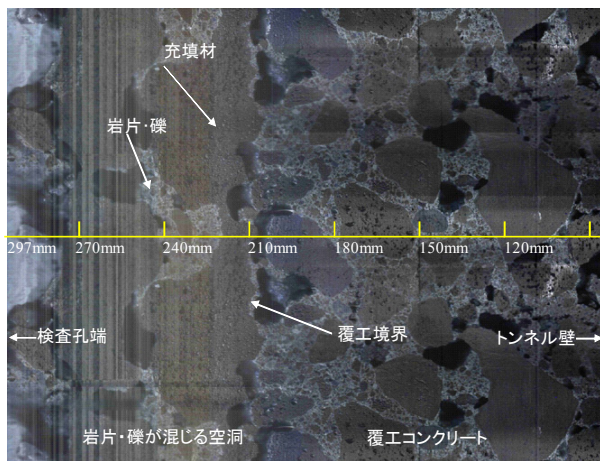


写真-6 スキャン画像 (その2)

像中では暗部として表示されることになるため、空洞箇所  
の判別も可能である。

これらのことから、小型の棒形スキャナによる画像から、  
充填状況を詳細に調査可能であることが確認された。

#### 4. おわりに

小断面トンネルの覆工背面充填工における充填状況の簡易な調査方法として、小径の検査孔を削孔して目視によって充填状況を確認できる簡易型充填調査方法を開発し、トンネル補修工事の現場に適用して有効性を検証した。

今後は、調査方法のさらなる効率化に向けて検討する予定である。

#### 参考文献

- 1) 山地宏志, 高橋直樹, 櫻井春輔: 小断面トンネルリニューアルシステム工法, 電力土木, No.350, pp.106-110, 2010.
- 2) スティックスキャナ「SS-3」:  
[http://www.krcnet.co.jp/tech/tech\\_SS01.html](http://www.krcnet.co.jp/tech/tech_SS01.html), 計測リサーチ

# LED ロックボルト変位計の開発と性能試験

## Development and Performance Test of New Rock Bolt Displacement Meter (GENESIS-RBM)

戸村 豪治 GOJI TOMURA  
 山地 宏志 HIROSHI YAMACHI  
 高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

当社が開発した新しいロックボルト変位計 (GENESIS-RBM) は、神戸大学芥川真一教授の提唱する OSV(On-Site data Visualization)の概念による光る変位計 LE DS (Light Emitting Displacement Sensor)の機構を援用したものである。GENESIS-RBM の基本性能を把握するためのロックボルト引張試験と、実際の地山において局所的な不連続面挙動を評価できるかどうかを検証するための亀裂挙動模擬実験を実施した。両者の試験結果から、GENESIS-RBM はトンネル計測機器として、十分、実用に耐える精度であること、さらに、局所的な不連続面挙動を示す地山においても正しい挙動を計測することが可能であることが分かった。

キーワード：ロックボルト，LED

The authors developed a new rock bolt displacement meter (GENESIS-RBM) using mechanism of LE DS (Light Emitting Displacement Sensor), which had been developed by Professor Shinichi Akutagawa of Kobe University.

In order to examine the basic performance of GENESIS-RBM, tensile tests of the rock bolts were carried out. And, a model test simulating rock discontinuity was also conducted to verify a measuring ability of the system under the locally jointed rock condition. From both test results, we could confirm that GENESIS-RBM has sufficient accuracy as a displacement measurement for tunnel and is also applicable to measuring the behavior of the locally jointed rock in natural ground.

**Key Words** : Rock bolt, LED

### 1. はじめに

ロックボルトは、NATMにおける最も重要な支保部材であり、その挙動を把握することは、トンネルの安定性を評価するうえで非常に重要となる。現在、主として図-1に示すようなひずみゲージによるロックボルトの軸力測定が実施されているが、ひずみゲージによる測定はロックボルト加工に多大な工数が掛かるだけでなく、設置やケーブル配線などにも多大な費用を要するため、費用対効果の面から実施例が年々減少傾向にある。

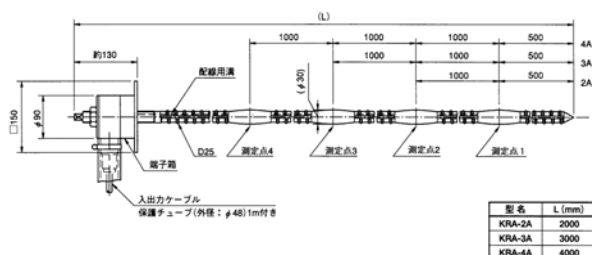


図-1 ひずみゲージ式ロックボルト

また、測定データの評価に着目すると、汎用的に用いられる全面定着式ロックボルトは、定着モルタルとロックボルト間の相対変形によってロックボルト軸力が誘起されるため、連続体的な地山にロックボルトが打設される場合、局所的なひずみゲージ測定によってもロックボルト全体の挙動を評価することは可能である。ところが、不連続面の挙動が卓越する地山においては、その挙動や支保効果を評価することが著しく困難になる。

ロックボルトの大きな支保効果は、地山の不連続面の挙動を拘束することにより、ロックボルトと地山境界部ではその相互作用により、大きな相対変位が発生するが、その影響範囲は限定された区間にしか及ばない。したがって、その影響範囲にひずみゲージが貼付されていなければ、ロックボルトの挙動や支保効果を評価することは困難である。

本報は、このようなロックボルト計測の現状を鑑み、簡便で安価、かつロックボルトの全体挙動を評価するこ

とのできる計測システムの開発とその実用性を検証したものである。開発に当たっては、神戸大学芥川真一教授の提唱するOSV（On-Site data Visualization）の概念と、この概念を実現した光る変位計LEDS（Light Emitting Displacement Sensor）の機構を援用した。OSVは、従来の計測管理手法が、計測データを現場事務所などで管理し、一部の技術者が評価していたのに対し、施工現場で計測データを可視化し、施工に携わる全員が情報を共有しようとする概念である。光る変位計は、変位量に応じてLED表示灯が青⇒シアン⇒黄色⇒オレンジ⇒赤⇒白と変化する新しい変位計である。なお、開発したロックボルト計は、当社が開発を進める新しい地盤施工管理システム GENESIS（Geo-Engineering Network Sensors and Intelligent System）を構成するセンサーの一つとして GENESIS-RBM（Rock Bolt Measure）と名づけた。

## 2. GENESIS-RBM の概要

### (1) GENESIS-RBM の測定原理

前述のように、GENESIS-RBMは、神戸大学芥川真一教授の提唱する光る変位計LEDS（写真-1）の機構を援用して開発した。LEDSの測定原理は、図-2に示すように、2点間の弦の変位を先端のばねが検知し、そのばねの伸びによってLED発光スイッチが切り替わり、その変位をLED発光色によって表示するというものである。現在、商品化されているLEDSは、写真-1に示すように測定部とLED発光制御部・LED発光部が一体となったコンパクトな変位計であり、その設置・運営に専門家などを必要としない。また、測定区間は測定ワイヤ長により自由に設定できる。



写真-1 光る変位計 LEDS の外観

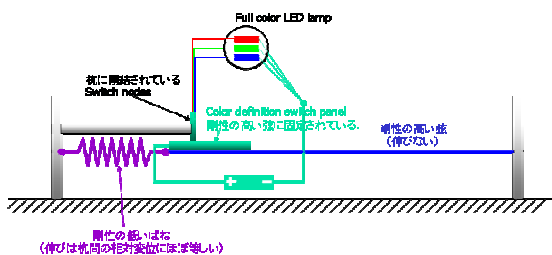


図-2 LEDS の測定原理概念

### (2) GENESIS-RBM の機構

GENESIS-RBMは、LEDSのLED発光部とLED発光制御回路をロックボルト頭部のベアリングプレート上のボックス内に実装し、計測ワイヤをロックボルトに沿った小口径パイプ内に装着することで、ロックボルトの挙動をダイレクトに測定し、その測定変位をその場で表示することを可能にした。図-3に、GENESIS-RBMの測定機構概要を、また、写真-2にボックスの外観と内部の機器実装状況を示す。

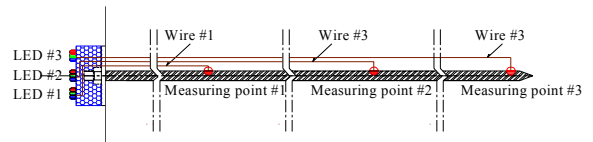
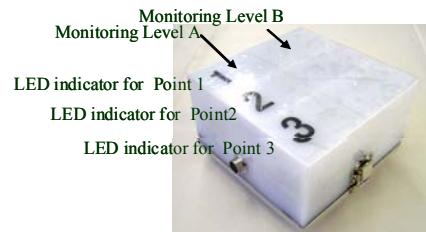
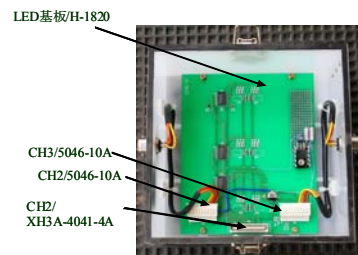


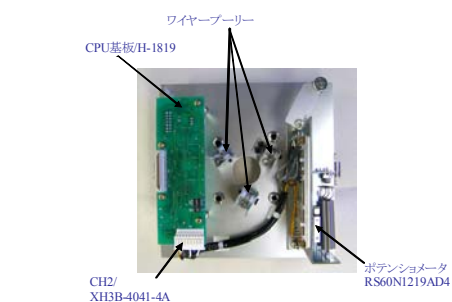
図-3 GENESIS-RBM の測定機構概要



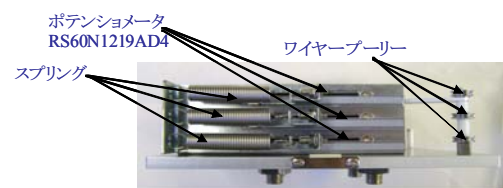
(a) 格納ボックス外観



(b) LED基盤



(c) CPU基盤とポテンシオメータ



(d) ポテンシオメータ配置

写真-2 GENESIS-RBMの外観と内部の機器実装状況

図-3に示すように、GENESIS-RBMは、一本のロックボルトに対して3区間の変位計測が可能であり、各区間の変形は2つのLEDの発光色によって表-1のように10段階の表示が可能である。また、各発光色の閾値はディップスイッチの切り替えによって4段階に変更できる。

表-1 発光表示と区間変位量

Color	Displacement (mm)
B-	0.00-0.25mm
BB	0.25-0.50mm
C-	0.50-0.75mm
CC	0.75-1.00mm
G-	1.00-1.25mm
GG	1.25-1.50mm
Y-	1.50-1.75mm
YY	1.75-2.00mm
R-	2.00-2.25mm
RR	2.25-2.50mm
WW	RangeOver

格納ボックスは、機器カバーとLED表示部が一体で製作されており、トンネルの坑内環境から電子機器を保護する防塵・防湿構造となっている。ボックス内部には、LED基板と電子部品基盤が固定されており、コネクタで立体的に電子基板を配置することで、ベアリングプレートと同寸法(150mm×150mm)で、高さ50mmとコンパクトな設計を可能としている。

写真-2に示すように、GENESIS-RBMの主たる電子機器構成は、計測ワイヤで検出した変位を電気信号に変換するポテンシオメータ部、電気信号を受けて閾値に従いLEDスイッチの切り替え・発光制御などを行うCPU基板、およびLED基板から構成される。そのシステムブロック図を図-4に示す。

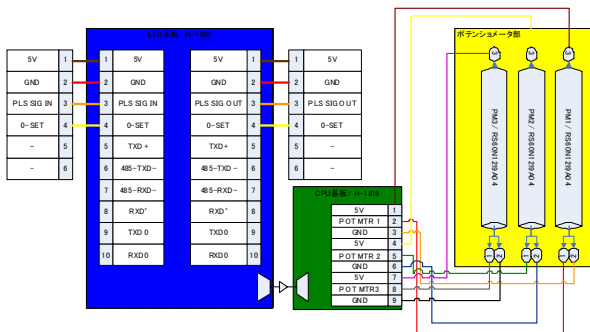
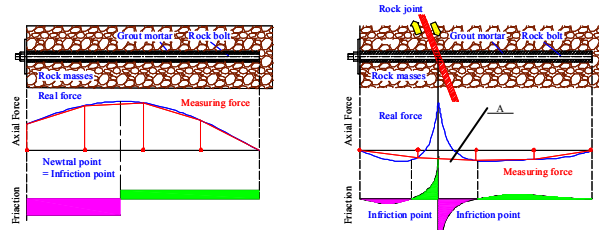


図-4 GENESIS-RBM 発光制御システムブロック図

(3) GENESIS-RBM 開発経緯とその特徴

図-5に連続地山と不連続面挙動が卓越する地山におけるロックボルト挙動と計測軸力の模式図を示す。図-5

(b)のように、地山の不連続面挙動が卓越するような地山では、不連続面との交差部周辺でロックボルトに局部的に大きな相対変形が発生するが、その影響は限定された範囲にしか現れない。従来のロックボルト軸力計はひずみゲージにより測定点のひずみを測定するため、測定点以外の挙動を把握することができず、図-5 (b)のA線で示されるような全面圧縮挙動が計測上現れることになる。実際にこのようなロックボルト軸力分布は、割れ目の多い硬岩地山でしばしば計測されている。



(a) 連続地山におけるロックボルト挙動と (b) 不連続面挙動下におけるロックボルト計測軸力

図-5 地山条件におけるロックボルト軸力測定の評価

このように不連続面が卓越する地山においては、従来のロックボルト軸力計測では十分な評価が困難であった。しかしながら、不連続面挙動を抑制することは、ロックボルトに期待される最も大きな支保効果の一つであるため、不連続面でのロックボルトの挙動を測定することは現場計測上重要な課題である。

GENESIS-RBMは、LEDSの測定機構をロックボルト計測に適用することで、ロックボルト上の相対変位を直接測定し、不連続面の存在にかかわらず、正しい挙動を計測することを目的として開発したものであり、その測定機構の他、以下の特徴を有している。

- ① 変位計測による定量的評価は、通常は専門知識を持つ技術者がパソコンの画面上などで確認する必要があるが、GENESIS-RBMは、変状を捉えた瞬間に、発光色によりその場で、ロックボルト挙動を確認することができ、情報の共有化が図ることが可能である。
- ② 電源接続だけで計測が可能で、信号配線などが不要であるため、計測専業者でなくても、現場職員などで計器の設置が可能である。
- ③ 持ち運びや取り扱いが容易で、また何度でも転用が可能である。
- ④ 十分な防塵性・防水性・耐久性を有し、メンテナンスが容易である。
- ⑤ 十分な輝度を有するフルカラーLEDを使用しており、離れたところからでも確認ができる。

### 3. GENESIS-RBMのロックボルト引張試験

#### (1) 試験方法

開発した GENESIS-RBM の基本性能を実証することを目的として、GENESIS-RBM とストレインメータを設置したロックボルトの引張試験を行った。試験は図-6に示すように、フランジで両端を補強した鋼管と反力壁の中に、ロックボルト母材 (TD31) を通して、母材を引張り、ストレインメータで測定した頭部変位と GENESIS-RBM で測定した区間変位の比較を行った。写真-3に試験状況を示す。

GENESIS-RBM は、表-1のようにロックボルトの変位が 0.25mm 増大する毎に、ベアリングプレートに設置されたLEDの発光色が変化し、一つの測定区間の表示に二つのLEDを配することで、10段階のモニタリングを可能としている。

#### (2) 試験結果

図-7、8 に引張荷重とボルト変位計発光履歴を、図-9 に引張荷重と各点変位の関係を示す。

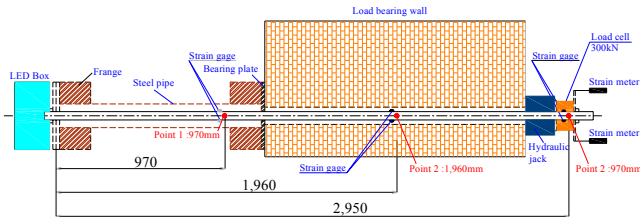


図-6 ロックボルト引張試験



写真-3 ロックボルト引張試験状況

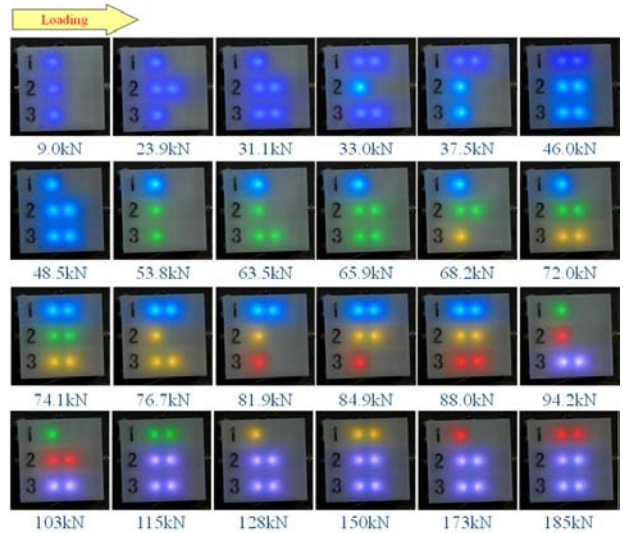


図-7 引張荷重とLED発光履歴 (引張過程)

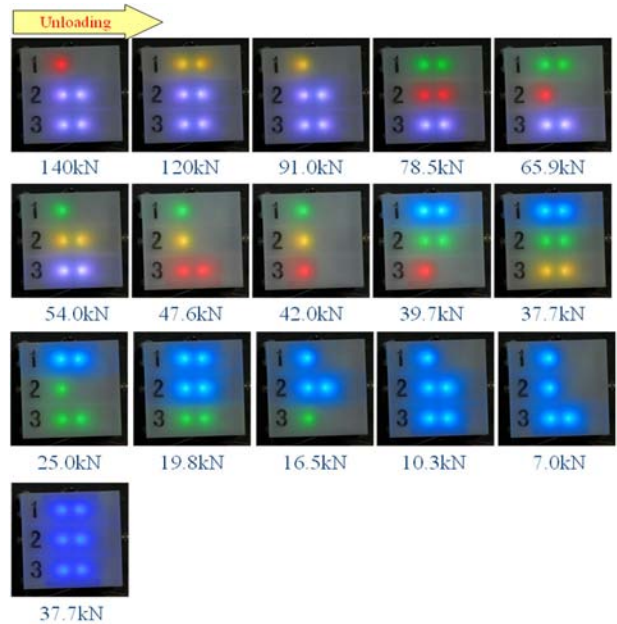


図-8 引張荷重とLED発光履歴 (除荷過程)

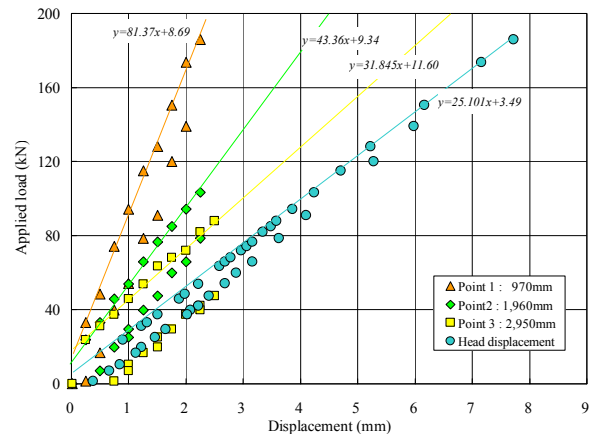


図-9 引張荷重と各点変位

図-9において、Point1, Point2, Point3はLED発光色の变化から読み取ったロックボルト各測定区間の変位を、頭部変位はロックボルト頭部の変位をストレインメータで測定した変位を表している。図-9をみると 頭部変位勾配とPoint3 (2,950mm) の変位勾配はほぼ一致しており、また、Point 1, 2, 3 の勾配の比は測定区間長さの比 ( 970mm:1,950mm :2,950mm ) に反比例していることが分かる。これはPoint 1, 2, 3 の各測定値が、ロックボルト全体の引張荷重と変位の関係から得られる理論上の各測定区間の変位を正確に表現していることを示すものである。治具間の弛みや、ケーブル緩みなどのために変位の発生が、若干遅れるが、GENESIS-RBM は工学的に十分に優れた精度を有しており、トンネル計測機器として、実用に耐える精度であるといえる。

#### 4. GENESIS-RBM の亀裂挙動模擬試験

##### (1) 実験方法

3. で実施したロックボルト引張試験で GENESIS-RBM の基本性能を確認し、トンネル計測機器として、十分、実用に耐える精度であることを確認した。次に、実際の地山において局所的な不連続面挙動を GENESIS-RBM で評価できるかどうかを検証するため、亀裂挙動模擬実験を実施した。

実験は、図-10 に示すように、割れ目のある鋼管内にロックボルト (TD-24) を充填定着し、割れ目部をセンターホールジャッキで押し広げることで、岩盤不連続面の挙動を再現した。割れ目位置は、ベアリングプレートから2,000mm (Model 2000) と、1,500mm (Model 1500) の二つとした。また、相対変位測定区間は3. のロックボルト引張試験と同一である。写真-4に亀裂挙動模擬実験状況を示す。



写真-4 亀裂挙動模擬実験状況

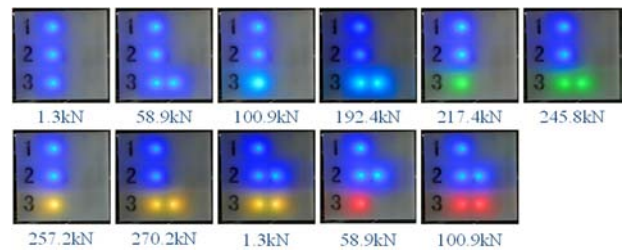


図-11 LED発光履歴 (Model 2000)

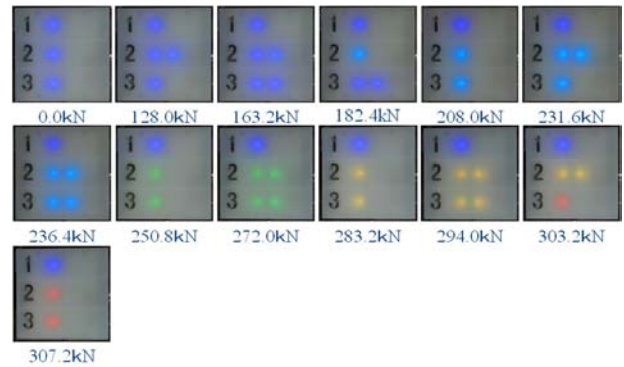


図-12 LED発光履歴 (Model 1500)

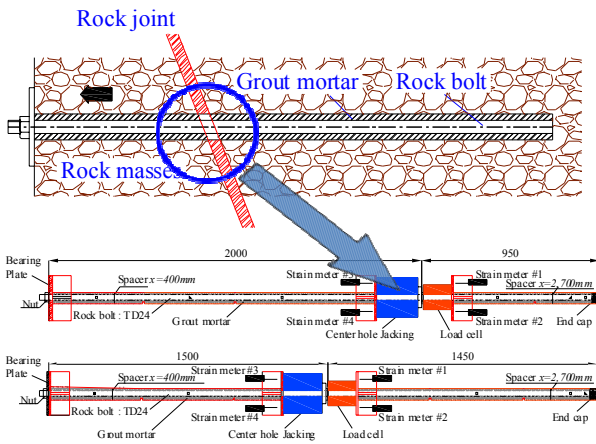


図-10 亀裂挙動模擬実験

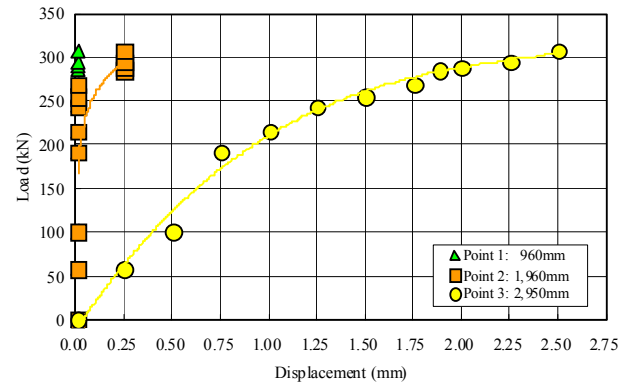


図-13 荷重と相対区間変位 (Model 2000)

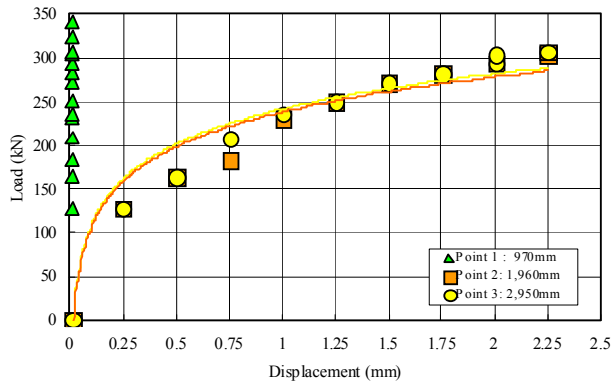


図-14 荷重と相対区間変位 (Model 1500)

(2) 実験結果

図-11, 12に Model 2000 と Model 1500 のそれぞれのケースにおけるLED発光履歴を, 図-13, 14に同様に荷重と相対区間変位の関係を示す。

図-13をみると, Model 2000は2,000mmの位置にある模擬亀裂が変位するためPoint 3の相対変位だけが増大し, また図-14においてModel 1500の模擬亀裂位置は1,500mmであるため, Point 2とPoint 3の相対変位だけが増大することが分かる。これは不連続面を有する地山におけるロックボルトの挙動を正しく表現しており, Model 2000,1500とも想定どおりの変形が得られているといえる。

また, 図-13, 14において, Model 2000におけるPoint 3, Model 1500におけるPoint 2とPoint 3は, それぞれ, 初期の相対変位が線形で増大し, 定着モルタルの破壊進行に伴って相対変位が非線形の増大を呈している。これは模擬亀裂の変形が, 定着モルタルを介してロックボルトに伝達することによるものである。さらに全面定着されたロックボルトの変形は小さく, 模擬亀裂に300kNの荷重が作用しても2.5mm程度の相対変形しか現れていない。したがって, 局所的な不連続面挙動を示す地山においても GENESIS-RBM を現在の設定閾値で使用することで, 十分に実用的な測定が可能であるものと考えられる。

5. まとめ

神戸大学芥川真一教授の提唱するOSV (On-Site data Visualization) の概念による光る変位計 LE DS (Light Emitting Displacement Sensor) の機構を援用して開発した新しいロックボルト変位計 (GENESIS-RBM) の概要と実証試験の結果について紹介した。

実証試験ではストレインメータとの比較によって基本性能を把握するためのロックボルト引張試験と, 実際の地山において局所的な不連続面挙動を評価できるかどうか

か検証するための亀裂挙動模擬実験を実施した。両者の試験結果から, GENESIS-RBM はトンネル計測機器として, 十分, 実用に耐える精度であること, さらに, 局所的な不連続面挙動を示す地山においても正しい挙動を計測することが十分に可能であることが分かった。

参考文献

- 1) 芥川真一, 南裕輔, 山地宏志, 羽馬徹, 廣嶋孝也, 野澤忠明: 地盤補強材のための光る変位計の開発, 第40回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会, 2011.



# VOCs 微生物分解に用いる有機資材の開発

## Development of the Organic Material for VOCs Bioremediation

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

土木営業部 伊藤 哲郎 TETSURO ITO

土木営業部 河田 浩史 HIROSHI KAWATA

筆者らは VOCs 汚染土壌の修復技術であるバイオレメディエーションに用いるための、酵母抽出液などを成分とする有機資材（SMY 材）を開発した。市販品を含め数種類の材料を用いて VOCs 分解促進効果を比較評価する培養試験を行い、SMY 材が他の材料とほぼ同等の性能を有することを確認した。SMY 材は非常に安価で安全性の高い材料であり修復システムのコスト低減に寄与すると考えられる。

**キーワード：**VOCs, バイオレメディエーション, 有機資材, 培養試験

The organic material (SMY) which blended Yeast Extract and others for VOCs bioremediation have been developed. Cultivation tests with which resolution effect of VOCs is compared were conducted using several kinds of materials including marketing products, and it is demonstrated that SMY material showed almost the same performance as the other materials. SMY has advantages in cost and safety aspects comparing with other materials and is considered to contribute to the cost reduction for bioremediation system.

**Key Words:** VOCs, Bioremediation, Organic material, Cultivation test

### 1. はじめに

2010年4月に改正土壌汚染対策法が施行されるなど、土壌汚染対策に関わる情勢が変化してきており、掘削除去に代わるものとして低環境負荷で安価な浄化技術、たとえば原位置浄化技術が要請されてきている。こうした原位置浄化技術の代表的なものとしてバイオレメディエーションがある。バイオレメディエーションは、微生物、細菌類、植物などの生物が持っている化学物質の分解能力や蓄積能力などを利用して、有害物質で汚染された土壌や水環境を修復する技術である。

バイオレメディエーションにおいては分解菌などを活性化させることが重要であり、そのために用いる栄養塩など、さまざまな材料がこれまでに開発されている。しかし、工事費に占める材料費の割合が高く、筆者らはさらに安価で効果的な材料を求め静岡理科大学との共同研究を進めてきた。共同研究の結果、筆者らは酵母抽出液などを成分とする有機資材（SMY 材）を開発した。コストは従来品の 1/3 程度以下となる材料である。

本稿ではバイオレメディエーションに用いる添加材について、SMY 材と市販品を含めて比較培養試験を行

い、その分解促進効果を評価するとともに、SMY 材に補助材を加えて効果の向上を試みた結果について報告する。

### 2. バイオレメディエーションについて

バイオレメディエーションには、掘削土を地上で処理する方法も含めさまざまな手法があるが、中でも栄養塩などを直接地盤に注入し地中の微生物を活性化させて、有害物質の分解を促進し無害化する原位置浄化法が最も一般的な方法となっている。汚染状況によってはバイオレメディエーションを適用できない場合もあるので、汚染現場の諸条件を調査確認するとともに、適用の可否については事前のトリータビリティ試験が必要となる。

バイオレメディエーションは有害物質中、VOCs（有機塩素化合物）、油類、一部重金属類に適用可能であるが、筆者らが開発したのは VOCs を対象とするバイオレメディエーションに用いる添加材である。微生物による VOCs の分解は、VOCs 中に含まれる塩素を水素に置換する脱塩素化を段階的に行って塩素を含まない無害な物質にまで分解する形で進行する。VOCs 中最も汚染事例



写真-1 SMY材

表-1 使用した添加材

種別	主成分
SMY材	酵母抽出液ほか
A材	乳酸ほか
B材	アミノ酸ほか
C材	リン酸ほか
D材	蟻酸ほか

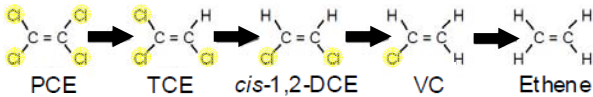


図-1 PCEの代表的分解経路

の多いPCE（テトラクロロエチレン）について代表的な分解経路を図-1に示す。図中のPCEがcis-1,2-DCE（シス-1,2-ジクロロエチレン，以下 cis-DCE），VC（塩化ビニル）を経てEthene（エチレン）にまで脱塩素化されてようやく無害化されたことになる。

バイオレメディエーションに関する既往の研究については，VOCsの分解に関与する微生物に関する研究，阻害要因の研究に加え，活性化を促進する材料の研究が報告されている。

VOCs分解に関与する微生物については20種類以上の細菌類（主に嫌気性分解菌）が発見されているが<sup>1)</sup>，全分解過程に関与する分解菌類としてはDehalococcoides（デハロココイデス）属菌が確認されたのみであり，そのほかの細菌類については研究が進んでいない。ある調査結果によれば，国内VOCs汚染現場14箇所中7箇所Dehalococcoides属菌の生息が確認されており<sup>2)</sup>，一般的にはかなり高い確率でVOCs汚染地盤中に生息していると考えられる。バイオレメディエーションにおいては分解菌の生息が重要な要素であり，Dehalococcoides属菌の有無をこの手法を適用するかどうかの判断材料としている場合もある。

阻害要因については，分解菌に適した低い還元環境下で競合するメタン生成菌や硫酸還元菌など微生物による阻害の研究報告<sup>3)</sup>がある。他の微生物との関係については競合あるいは共代謝の両者の報告があつて，分解菌類の生態に関しては未解明な部分が多いようである。

また，バイオレメディエーションに用いる材料については，さまざまな材料が研究開発されており，乳酸，乳糖，アルコール，アミノ酸，植物油などをベースとした材料が市販されている。比較試験も行われており，糖蜜と市販の有機資材を比較した報告<sup>4)</sup>や，TCEの分解については乳酸化合物，有機酸とアミノ酸などの混合物が有効であるとした報告<sup>5)</sup>がある。既往の研究結果では，微

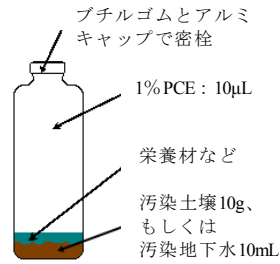


図-2 バイアル瓶



写真-2 培養状況

生物の活性化に有効な材料としては，分解菌による脱塩素化に必要な水素を供給する水素供与体と，栄養源となる有機酸を組み合わせた材料が主流となっている。

バイオレメディエーションは比較的安価な工法として最近普及しはじめているが，土壌汚染対策については，やはり，コストが大きな課題となっている。バイオレメディエーションは掘削除去と比較すれば安価な技術であるが，さらなるコスト低減が要請されている。

### 3. 比較試験概要

バイオレメディエーションに用いる添加材として，筆者らの開発したSMY材と，市販品を含め表-1に示す5種類の材料を比較する形で分解菌培養試験を行った。試験には数箇所のVOCs汚染現場より採取したPCEなどを含有する汚染土あるいは汚染地下水を用いた。PCEの分解は図-1に示す分解経路で脱塩素化されると考えられており，cis-DCE，およびVCの生成・増加・減少をもって分解促進効果の評価を行った。

#### (1) 試験方法

培養試験は100 mLのバイアル瓶に汚染地下水10 mL（もしくは汚染土10 g + 水5 mL）を入れ，各添加材を加え窒素ガスでパージした後，PCE濃度が10ppmになるようにPCEを添加した（図-2）。その後約25°Cで培養し（写真-2），7日～14日毎にヘッドスペースからマイクロシリンジでガスを採取しGC-MS法（ガスクロマトグラフ質量分析法）にて分析した。

#### (2) 培養試験 (1)

培養試験は，まず汚染土を対象にSMY材とA材を添加材として選択し開始したが，図-3のPCEの濃度変化に示すように，土壌吸着分の溶出によるリバウンドが生じるなどVOCs分解の傾向が不明確であったため，対象を汚染土から汚染地下水に変更して以降の試験を行った。この段階でA材については効果が低いと判断されたため，汚染地下水を用いた比較試験から除外した。

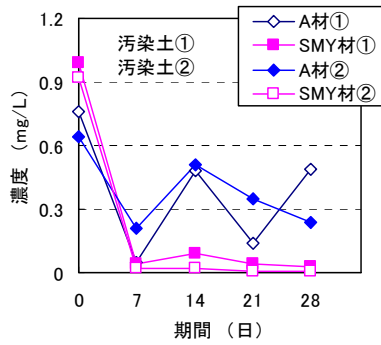


図-3 PCE の濃度変化

表-2 培養試験 (2) の結果

種別	添加濃度	PCE	cis-DCE	VC
SMY材	1.0%	減	増	検出有
B材	0.3%	微減	増	検出有
B材	1.0%	減	増	検出無
C材	1.0%	減	微増	検出無
D材	1.0%	減	増	検出無

表-3 培養試験 (3) 配合ケース

ケース	汚染地下水	配合濃度 (%)	
		SMY材	B材
I-1	I	0.2	0.0
I-2	I	0.0	0.1
I-3	I	0.1	0.1
II-4	II	0	0.2
II-5	II	0	0.1
II-6	II	0.1	0.1
II-7	II	0.15	0.05
II-8	II	0.18	0.02

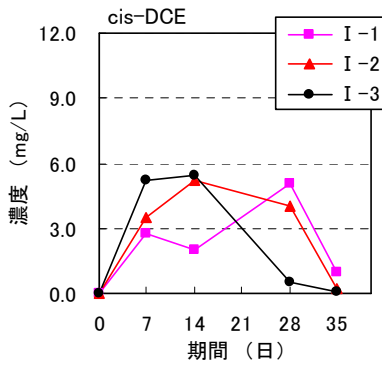


図-4 cis-DCE の濃度変化 ( I )

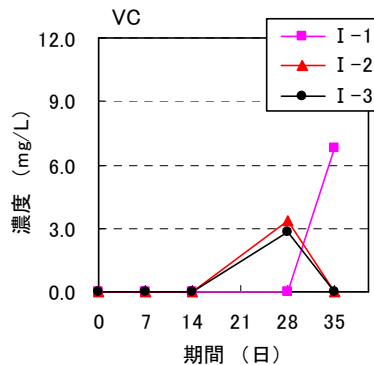


図-5 VC の濃度変化 ( I )

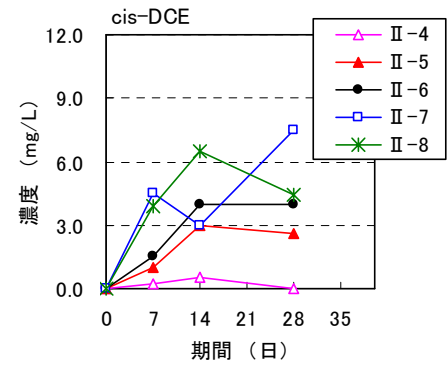


図-6 cis-DCE の濃度変化 ( II )

### (3) 培養試験 (2)

汚染地下水をバイアル瓶に入れ栄養源無添加で60日間培養した後に、表-2に示す添加材を0.3～1.0%の濃度で加え30日後の結果を分析した。その結果、どの添加材でも cis-DCE が増加するなどの一定の効果が確認されたが、SMY材とB材を添加した場合のみVCを検出し、他のケースではVCが検出されなかった。また、B材濃度が1.0%の場合にはVCが検出されず、添加量が多いと分解が進まないことが確認された。そこで、次のステップとして添加濃度を0.1～0.2%に調整し、SMY材にB材を混合したケースを加え培養試験を行った。

### (4) 培養試験 (3)

SMY材とB材単独の場合、それぞれの比率を変えて混合した場合など、表-3に示す8ケースで2種類の汚染地下水 (I, II) を用いた比較試験を行った。結果の一部を図-4～図-6に示す。まず、ケースI-1～I-3では cis-DCE の生成分解が I-3 > I-1 > I-2 の順に早く進んでいるが、35日目にはほぼ同レベルまで濃度が低下した (図-4)。VCについては21日から35日目の間に生成及び減少しており (図-5)、Etheneの生成も確認された。次にケースII-4～II-8では cis-DCE の生成増加がII-4を除きほぼ同程度に進んでいるが、汚染地下水Iを用いた場合に比較して遅いようであり、現時点ではVCの生

成は確認できていない (図-6)。比較試験の結果としてどのケースも大きな差は出ていないが、SMY材とB材を混合した場合にやや分解時期が早まる結果となった。

また、B材の添加量が多い場合 (ケースII-4) には分解が進まない結果となっている。VOCsの微生物による分解については、DO (溶存酸素)、ORP (酸化還元電位)、pHなどに依存するとされており、さらに、cis-DCEの分解には酸化還元電位が-200 mV程度の低い還元環境が必要とされている<sup>6)</sup>。また、pHについては中性付近にある場合に分解が進み高pHの場合に分解が進まないことが報告されている<sup>7)</sup>。バイアル瓶中の各種ガスの測定結果から、B材を使用した場合に水素の生成量が多くなることが確認されており、ケースII-4のようにB材を多く添加した場合には水素がやや高濃度となり、pHの上昇やPCEの分解菌とメタン生成菌等との競合 (PCE分解菌はメタン生成菌に比較して低濃度で水素を使用するとされている<sup>2)</sup>ため) などによって、分解が進まなかったと考えられる。逆にB材を適量加え水素の供給量を調整した場合には、ケースI-3のように分解が促進されることが考えられる。

SMY材に鉄分などを加えた場合に、B材を加えた場合と同様に分解促進効果が得られており、補助材については今後も研究を進めていく予定である。

#### 4. まとめ

バイオレメディエーションに用いる添加材について、筆者らの開発した SMY 材と市販品を含めて培養試験を行ってその分解促進効果を比較した。その結果、各有機資材の中ではアミノ酸などを成分とする B 材が最も効果的であったが、筆者らの開発した SMY 材も同程度の効果があることが確認された。また、SMY 材を主材として、B 材などを混合添加した場合にさらに効果が上がることが確認された。SMY 材は非常に安価な材料でありコスト低減に寄与すると考えている。

**謝辞：**一連の培養試験につき御指導、御助言を賜りました静岡理工科大学物質生命科学科惣田昱夫元教授及び実験を担当いただいた同大学大学院生小林珠恵氏に感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 伊藤善孝, 鈴木圭一, 安藤拓也, 梨本一男, 丹波和裕, 島田和哉: 土壌・地下水浄化有用微生物の検出技術とバイオレメディエーション, 松下テクニカルジャーナル, vol.53, No.1, pp.16-21, 2007.
- 2) 上野俊洋, 奥津徳也, 水本正浩, 石田浩昭: 塩素化エチレンを対象とした嫌気性バイオレメディエーション

- 技術の開発と現場適用, 環境バイオテクノロジー学会誌, Vol.10, No.2, pp.79-89, 2010.
- 3) 伊勢孝太郎, 須藤孝一, 井上千弘: 嫌気性細菌群によるトリクロロエチレン脱塩素反応中におけるメタン生成細菌の影響, 環境バイオテクノロジー学会誌, Vol.10, No.2, pp.105-108, 2010.
  - 4) 伊藤雅子, 根岸昌範, 高畑陽, 井上大介, 清和成, 池道彦: VOCs の脱塩素化に用いる有機資材の適合性評価, 第13回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会要旨集, pp.332-335, 2007.
  - 5) 河合達司, 仲山賢治, 伊藤圭二郎, 浜村憲, 川端淳一: 水素供与体物質の違いによる VOC の嫌気分解効果に関する検討, 第13回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会要旨集, pp.453-456, 2007.
  - 6) 伊藤雅子, 根岸昌範, 高畑陽, 樋口雄一, 有山元茂: 揮発性有機塩素化合物汚染地盤の微生物浄化技術, 大成建設技術センター報, 第40号, pp.42-1 ~ 42-8, 2007.
  - 7) 清水泰貴, 上田剛, 鈴木圭一, 安藤卓也, 伊藤善孝: バイオスティミュレーション法に与えるpHの影響について, 第16回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会要旨集, pp.173-176, 2010.

# 可視光通信を用いた3次元位置計測システムの実用化

## Practical Applications of 3D Positioning System using Visible Light Communication

三上 博 HIROSHI MIKAMI

掛橋 孝夫 TAKAO KAKEHASHI

土木設計部 永元 直樹 NAOKI NAGAMOTO

土木技術部 中込 正貴 MASATAKA NAKAGOMI

土木営業部 武富 幸郎 YUKIO TAKETOMI

筆者らは、可視光通信と写真測量を融合した、新たな自動3次元位置計測システムを提案し、橋梁、トンネル、地すべり観測などの建設工事に伴う各種計測での適用を図っている。本システムは、写真測量を行う際の標点に、点滅するLED光源を用いている。あらかじめ設定した独自の点滅パターンを利用することにより、異なる視点から撮影された光源の照合作業を自動的に行うことができる。これにより、計測点の3次元座標を自動的かつ即時的に取得することが可能となっている。本システムを実際の建設工事の施工管理測量に用いた結果、十分な精度と経済性を有し、適用性が高いことを確認した。

**キーワード：**可視光通信、写真測量、LED、デジタルカメラ、橋梁、アルミドーム屋根

The authors propose a new automated 3D positioning system using visible light communication combined with photogrammetric system, and have been applying this to a variety of measurements on construction projects, such as bridges, tunneling, landslide monitoring, etc. This system uses blinking LED lights as targets for photographic surveying. The matching of lights from differing viewpoints can be automatically done by using specific blinking patterns. Therefore, 3D coordinates of measurement points can be automatically obtained at the same time. Through the practical uses of surveying for construction management, it could be confirmed that this system has sufficient accuracy, economical efficiency and high applicability.

**Key Words:** Visible Light Communication, Photogrammetry, LED, Digital Camera, Bridge,

### 1. はじめに

橋梁、トンネルなどの建設工事では、施工中の構築物に関する測量を、精度良く、かつ短時間で行うことが必要不可欠である。また建設工事に伴い、周辺の近接構造物への影響や、造成に伴う切土斜面の安定などの把握のため、即時的かつ継続的な変位計測が求められる機会も多い。GPSやトータルステーションなどを用いた測位技術が、現在施工現場で広く用いられるようになって来たが、測定員による人力作業を少なからず伴う場合が多く、作業の自動化は決して容易でない。また自動化を実施するためには、計測機器類に多額の費用を要する場合が多く、日常の施工管理の一部として採り入れることが難しい状況にある。

筆者らが今回開発を行った、可視光通信3次元位置計

測システムは、市販のデジタルカメラを用いた写真測量技術をベースとしたものであり、きわめて経済的なシステムである。従来からの写真測量技術は、撮影自体は短時間で行うことができ、利便性に優れるものであるが、一般的に解析処理に手間がかかり、自動化、即時性の面で課題が多かった。本開発技術は、これらの写真計測技術の課題を補うため、可視光通信によるデータ通信を採り入れたものである。本報告では、技術の概要および特徴などを示すとともに、実際の施工現場で活用事例について報告する。

### 2. 可視光通信とは

可視光通信は、目に見える光である“可視光”を使用して高速データ通信を行う、日本発の最先端通信技術<sup>1)</sup>

である。LEDなどの照明機器を目には感じられないほどの高速で点滅させることによって、大容量のデータ通信が可能で、以下のような特徴を有している。

- ① 通常の照明機器に通信機能を付加するだけで通信環境が整備できる。
- ② 通信範囲が目で確認できる。
- ③ 電磁波などのように人体や精密機械に影響を与える心配がなく、病院などでも使用できる。

現在は、LEDなどの可視光素子を照明、信号機、電光掲示などに利用しつつ、データ発信も同時に行う高速、安全でユビキタスな可視光通信システムについて、可視光通信コンソーシアム (<http://www.vlcc.net/>) を中心に研究、開発、標準化、普及などの取り組みがなされている。

### 3. 可視光通信 3次元位置計測システム

#### (1) システム概要

LEDを光源として測量ポイントに設置し、デジタルカメラで撮影することで、複数の点の3次元座標を一括かつ短時間で測量するシステムである。

基本システムは、市販の高解像度デジタル一眼レフカメラと画像解析用のパソコンおよび標点となるLED光源から構成される。LED光源は、固有のID番号などを表すデータパターンに従って点滅を繰り返す。適用方法は、まず、座標が既知の基準点と、測量しようとする標点の両者にLED光源を設置し、それら全体をデジタルカメラによって2ヶ所より一定の時間連写撮影する。その撮影データを連結しているパソコンに取り込み、画像解析を行うことによって各光源の位置の算出およびID番号を受信する。そして、2ヶ所で撮影したデータを用いて、各測量点の3次元座標を算出する。

#### (2) システムの特徴

本システムの特徴は以下のとおりである。

- ① 標点の座標とそのID情報を同時に取得するため、多点の3次元座標算出の完全自動化が可能となり、測量作業の大幅な省力化が達成できる。
- ② 市販のデジタルカメラやパソコンで構成されるシステムによって、GPS測量に匹敵する精度の測量が行える。機材費用は、2周波GPS受信機1セット(2台1組)の1/3程度であり、経済性に優れている。
- ③ 夜間の無人自動測量が可能である。測量のたびに技術者が測点に行く必要がなく、安全性の向上と省力化が可能となる。
- ④ このシステムの測量精度は、使用するデジタルカメラの画素数および測定距離に依存する。一例として市販の1,200万画素のデジタル一眼レフカメラを使用した場合、計測対象が40m×40m程度の範囲であれば1mmの精度(分解能)で計測が可能である(後述の4章で示す実施例参照)。

#### (3) 可視光通信によるID送信の仕組み

本システムでは、可視光で送られるID情報の受信機として、市販のデジタルカメラを使用している。現在システムで用いている機種(Nikon製D300)では、約16秒間で連続100枚の撮影が可能である。IDの通信は、送信側と受信側を非同期で行うため、1パケットの通信で使用する撮影枚数は50枚以内とする必要がある。本システムでは、連続した約0.16秒間隔の4枚の撮影(4回のサンプリング)で1ビットのデータを受け取る方式を採用している。LED光源が光っている場合を「1」、光っていない場合を「0」として、下記のような組み合わせ

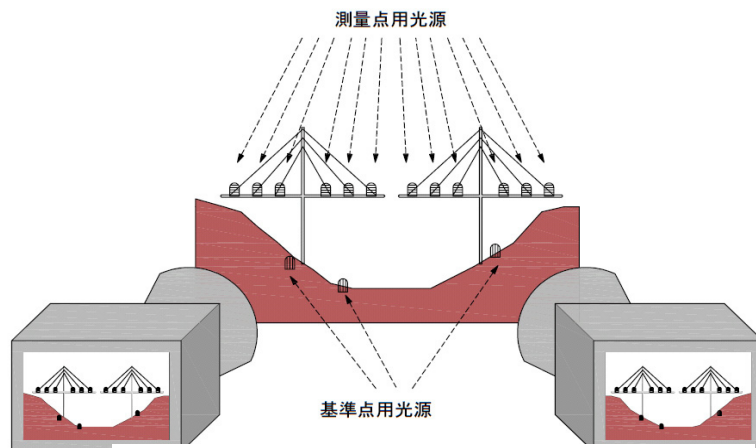


図-1 可視光通信 3次元位置計測システム概念

せてビットを表現している。

4sample → 1bit  
0011 → 0  
1100 → 1

たとえば、ある標点の変化を写真撮影で調べた場合、「光っている(1)、光っている(1)、光っていない(0)、光っていない(0)」という順番で4枚の画像が得られた場合、2進数の「1」が送られて来たと判定する。ID番号は6bitのデータとして送信するものとしており、さらにデータの始まりを示す3bitのヘッダー、データの最後尾に受信データの誤りの有無を判定するための、多項式による巡回冗長検査<sup>2)</sup>(CRC)3bitを付加して都合12bitのデータとしている(表-1)。一例として、10というIDを送信する場合のデータを表-2に示す。なお、ID番号を6bitのデータとして表現しているため、現在のシステムでは、使用できる最大のID番号は64となる。

表-1 送信データフォーマット

ヘッダー	データ本体	CRC
3bit	6bit	3bit

表-2 送信データの例

ID	10
ID bit	001010
ヘッダー	111111000000
CRC	011
全データ	111111000000001100111100 001111000011001111001100

#### (4) 光源の検出とIDの算出の手順

連続撮影された全ての画素の明るさの中央値を求め、光源判定の閾値を設定する。各画素の中から、明暗のパターンが(3)で述べたフォーマットの規則性に合致する点群を抽出して、光源の候補領域とする。このようにして得られた各光源候補領域の全ての時系列データを分析して受信データの検出を行い、巡回冗長検査(CRC)から誤りのなかった領域を光源(測量LED標点)と判定し、ID番号を算出する。光源領域の各画素を明るさの平均値による重み付けをしたうえで重心を算出し、測量標点の中心座標とする。

#### (5) 写真測量の手順

撮影された光源から、3次元座標(x,y,z)を求める手順に関しては、一般的なステレオ写真測量と同一の手順<sup>2)</sup>による。まず、基準点(座標既知点)に対する後方交会によってカメラの位置姿勢を求める。本システムで

は、撮影計測対象範囲の中に、少なくとも4点以上の基準点を設け、測定対象未知点と同じようにLED光源として、写真撮影で同時に撮り込む。これらの基準点は、測定対象系とは異なる不動点に設け、あらかじめトータルステーションを用いた測量により座標値を求めておく。

次に、2箇所のカメラ位置から撮影された画像から、三角測量の原理により、各光源の3次元座標(x,y,z)を求める。ここで、2箇所での撮影された光源のマッチングは、受信されたID番号から自動的に行うことができ、標点の中心位置は、前述のような重心の算出によって決定される。

#### (6) 使用機材

建設現場で実際に使用可能な、プロトタイプシステムとして表-3に示す仕様の機材を用い、各種検証試験を行い、現場での適用を行っている。

表-3 機材仕様

LED光源 (送信機)	データレート	1.61bps
	変調方式	2PPM
	平均送信電力	5W
カメラ (受信機)	本体	Nikon製 D300
	焦点距離	28.659mm
	解像度	4,288×2,846画素
	イメージセンサー	23.6mm×15.9mm



図-2 一眼レフデジタルカメラ



図-3 LED光源(測量標点)

#### 4. 建設工事への適用

屋外ヤードおよび建設現場での検証実験から、光源検出距離、測量精度などの確認を実施した<sup>2)</sup>。これらの結果<sup>2)</sup>に基づき、プロトタイプシステムをベースとした、自動計測システムを構築し、実際の工事現場での適用を試みた。以下に、二つの適用事例を示す。

##### (1) 橋梁工事への適用

開発したシステムを橋梁建設工事に適用した。工事概要を以下に示す(図-4)。

- ・発注者：独立行政法人 都市再生機構埼玉地域支社
- ・工事名：越谷レイクタウン地区 F 橋梁上部工工事
- ・施工場所：埼玉県越谷市越谷レイクタウン地区内
- ・構造形式：3 径間連続エクストラードロード橋
- ・施工方法：場所打ち固定支保工施工

本工事は、橋梁上部工を、固定式支保工を用いて施工するものであったが、一度に大量のコンクリート(最大約450m<sup>3</sup>/日)を打設するため、その重量により地盤の圧縮沈下が予想された<sup>3)</sup>。そこで、可視光通信3次元位置計測システムに自動計測システムを組み込み、約7時間にわたるコンクリート打込み中、および打込み開始から24時間後までの支保工の沈下量計測を実施した。自動化システムは、2台のカメラにより20分間隔で写真撮影するとともに、データ取り込み、解析および計測沈下量のリアルタイム表示を24時間連続で無人で行うものである(図-7)。

計測の結果、圧縮沈下量が事前に実施した平板載荷試験より予測した値(10mm)とほぼ等しいことを確認した。また、自動計測が問題なく稼働することを確認したほか、検証のために同時に実施したレベル測量とほぼ同様の挙動を示し、その差異も常に2mm以下であることを確認した。



図-5 コンクリート打設状況

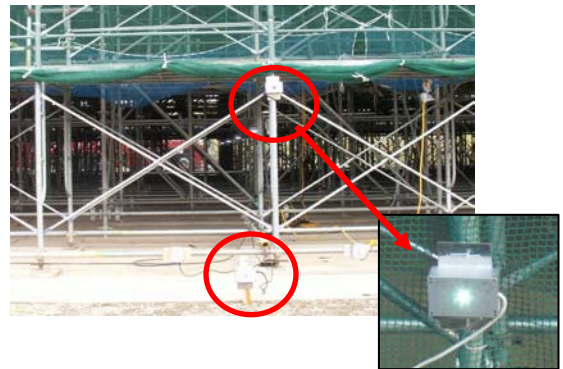


図-6 支保工へのLED光源設置状況

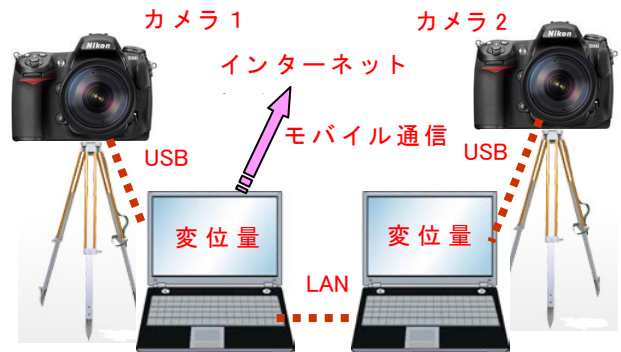


図-7 自動計測システム



図-4 越谷レイクタウン地区F橋梁



## (2) 配水池アルミドーム屋根計測への適用

アルミニウム合金製ドーム屋根の日照などによる温度変化によって生じる変位量の確認のため、本計測システムを適用した。工事概要を以下に示す。

- ・発注者 : JFEエンジニアリング株式会社 (元発注 : 神戸市)
- ・工事名 : 狩場台特1高区配水池増設本体工事の内アルミドーム屋根工事
- ・工事場所 : 神戸市西区狩場台1丁目 (神戸市水道局狩場台配水場内)

本工事は、鋼製配水池 (直径 43.5m) の上部にアルミニウム合金製ドーム屋根 (以下、アルミドーム) を建設するものである。アルミドームは、自重、上載荷重、積雪荷重、温度荷重などによる鉛直力は下部の躯体 (鋼製側壁) に伝達するが、水平力はスライド支承を介し、躯体に伝達しない構造となっている。アルミニウム合金は線膨張係数が大きいいため、特に日照などによる部材の温度変化に伴う変位量が多い。したがって、スライド支承が正常に機能することが構造上重要な確認点となっている。

今回、実際に架設されたアルミドームが日照などによる温度変化によって、膨張・収縮する際の変位量やスライド支承の動きを確認するために、昼夜連続の変位計測を実施した。屋根の計測点12点および地盤面上の基準点8点にLED光源を設けた (図-9, 10)。これらの標点に対して、配水池から約40mの距離に設置した2台のカメラを用いて20分間隔、24時間連続の自動撮影を行った。撮影した画像は直ちに各カメラに接続されたパソコンに取り込まれ、変位量が算出された。夜間配水池の上部に測量員が上る必要もなく、安全かつ効率的に測量が実施できた (図-11)。

計測結果の一例として、12点の計測点の中から、代表する5点を選んで、変位の経時変化図を作成した (図-12)。また、図中には、アルミドームの5箇所計測した部材の温度 (5点平均値) を同時に示している。

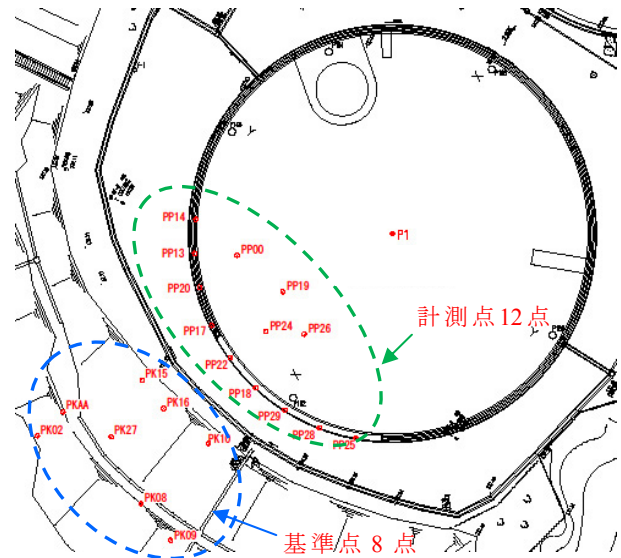


図-9 計測点および基準点設置位置



図-10 屋根端部へのLED光源設置状況

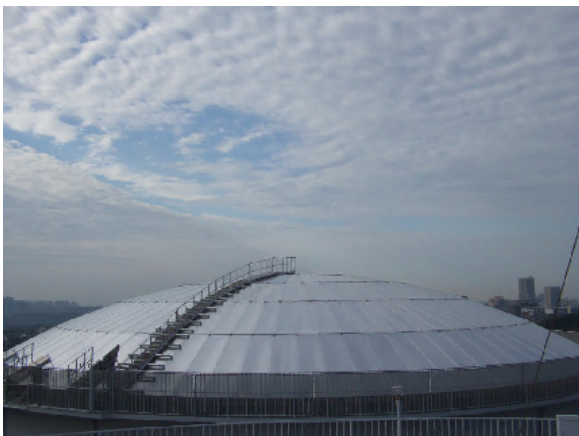


図-8 アルミドーム外観

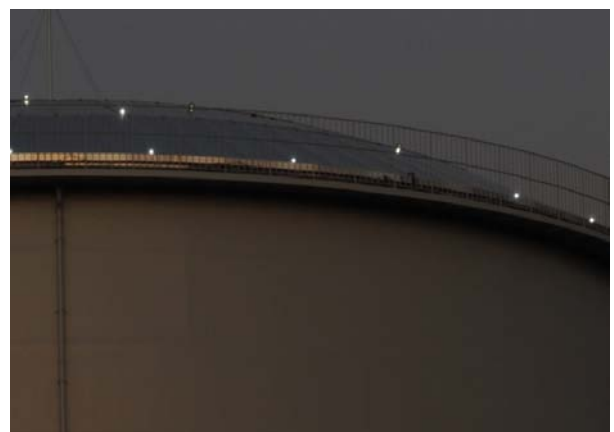


図-11 LED光源点滅状況 (夜間)

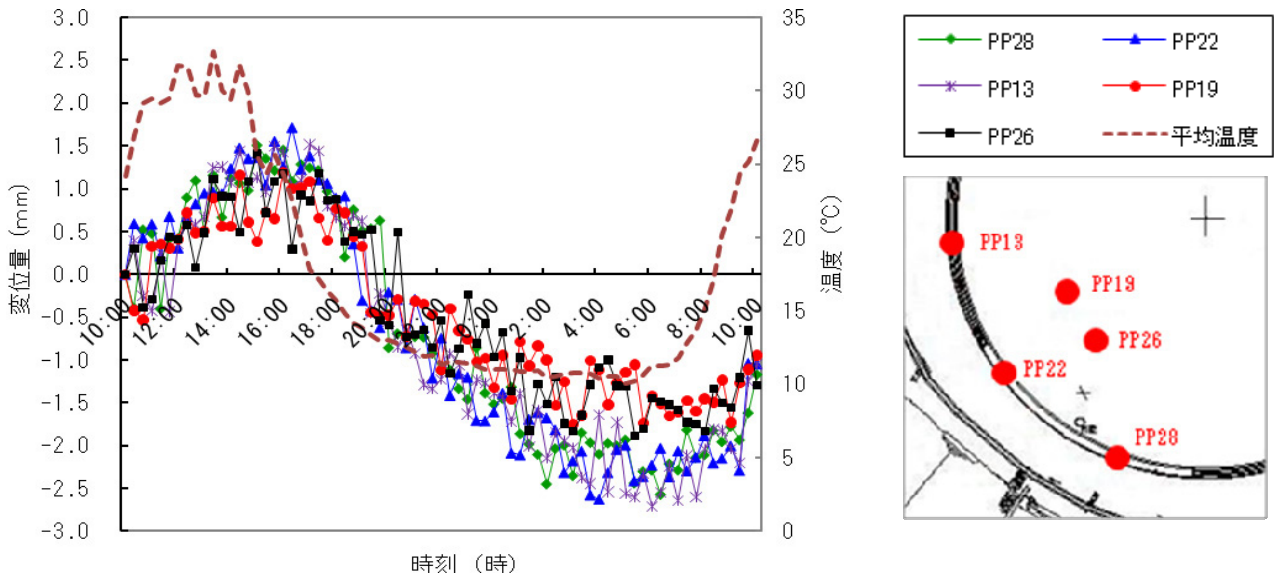


図-12 アルミドームの変位量経時変化

各点の変位は、アルミドームの中心（頂点）を原点として、放射方向への水平変位成分を示したものである。伸長側を正とし、圧縮側を負として表示している。測定日の部材の最大温度変化23℃に対して、屋根の水平変位は屋根端部の計測点（PP13,22,28）で約4mm，屋根中間部の計測点（PP19,26）で約2.5mmであったことが分かる。また温度上昇に伴って屋根は伸長し、温度減少時には圧縮するが、温度変化に対して数時間の遅れを伴って屋根変位が追従していることが分かった。20分毎の各計測点の値を見ると、0.5mm程度のゆらぎを伴ったものであるが、今回の計測条件（撮影距離約40m，撮影範囲約40m，カメラ1,200万画素）では、おおむね1mm程度の分解能で変位を測定することが可能であった。

計測結果を別途実施したFEM解析結果などと比較した結果、アルミドームのスライド支承機構が適正に機能していることが確認できた。

### 5. 結論

開発した技術の建設現場での実施結果から、下記の結論を得た。

- ① 開発技術を建設工事に用いた結果、約40mの距離から1mm精度の自動変位計測を行うことが可能であり、精度、操作性、即時性などの面で充分実用性を有していることを確認した。
- ② 本システムは、市販のデジタルカメラ、パソコン、LED光源のみで構成されるため、既存のGPS測量システムなどと比較して、機材費が1/3程度となり、経済性に優れる。
- ③ LED光源を一度設置した後は、計測員が測点に立

ち入る必要がないため、夜間や高所での現場計測作業において、安全性、省力化の向上面で利点を有する。

### 6. おわりに

本報文では、開発技術の二つの適用事例を示したが、本技術は、きわめて経済的に自動計測を実施できるため、建設工事の施工管理におけるさまざまな側面で適用が可能と考えている。今後は、斜面の地すべり観測の分野などでも応用展開を図って行く予定である。

謝辞：本技術は、慶應義塾大学、(株)中川研究所、三井住友建設(株)の共同研究により開発されたものです。開発の過程で、多くの方々よりご指導、ご協力をいただきました。関係各位に深く謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 内山英昭, 吉野昌樹, 春山真一郎, 斎藤英雄, 中川正雄, 掛橋孝夫, 永元直樹: “可視光通信を用いた写真測量システム”, 第14回画像センシングシンポジウム, 2008.6.
- 2) 掛橋孝夫, 三上博, 鈴木茂之, 永元直樹: 可視光通信による3次元写真解析システムの開発, 三井住友建設技術開発センター報告, 第7号, pp91-89, 2009.9.
- 3) 永元直樹, 春山真一郎, 内山英昭, 掛橋孝夫: 可視光通信を用いた3次元位置計測システムの開発, 第19回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2010.10.

# 複数の矩形大開口を有するプレキャストプレストレスト コンクリート小梁の曲げ載荷実験

## Bending Test of Precast Prestressed Concrete Beam with Rectangular Openings

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

松永健太郎 KENTARO MATSUNAGA

建築生産計画部 平野 秀和 HIDEKAZU HIRANO

事務所建築の大スパン床に用いる複数の矩形大開口を有するプレキャストプレストレストコンクリート（以下、PCaPC）小梁の曲げ載荷実験による構造安全性の検証を行った。その結果、最終破壊状況は3ヒンジを形成する安定した崩壊形となり、最大耐力は終局設計荷重の約1.5倍であることを確認した。また、プレストレス導入後1週間の鉛直上向きのクリープ変形量の計測を行った結果、小梁中央部の最終変形量の支持点間距離に対する比は $0.25 \times 10^{-3}$ 程度の微小な値であることを確認した。

**キーワード：**プレキャスト、プレテンション、矩形開口、フィーレンディール、クリープ

Bending performance of the precast prestressed concrete beam with rectangular openings against static load were demonstrated through loading tests of the simple beam. The test results showed that the beam have stable failure mode with 3 hinges, and the maximum load was 1.5 times of the ultimate design load.

As a result of the creep test after releasing of pre-tensioned force, it was observed that the ratio of the final deformation including creep to the support span was about  $0.25 \times 10^{-3}$  for 7 days after the release.

**Key Words:** Precast, Prestress, Pre-tensioning Construction, Rectangular Opening, Vierendeel girder, Creep

### 1. はじめに

事務所建築では、各種設備の配管経路を確保するために、梁部材に多数の開口を設ける場合が多い。筆者らはこれに対応可能な鉄筋コンクリート（以下、RC）造の床工法として、複数の矩形大開口を有するPCaPC小梁の検討を行った。本PCaPC小梁は材軸方向に合計7つの矩形の大開口を有するフィーレンディール構造となっており、鉄骨梁に匹敵する開口総面積の大きさを有している。また、梁せいに対する梁幅の比は0.2～0.3の細長い断面形状となっており、部材の軽量化を図っている。

本報ではPCaPC小梁の最終破壊性状と最大耐力の確認のために実施した曲げ載荷実験、小梁端部支承部のせん断耐力を確認するために実施したせん断載荷実験の概要と結果について報告する。また、試験体製作時に実施したプレストレス導入後1週間のプレストレストモーメントによる鉛直上向きのクリープ変形量の計測結果についても報告する。

### 2. 曲げ載荷実験

#### (1) 曲げ載荷試験体の概要

表-1、表-2に試験体の諸元と材料試験の結果を、図-1に試験体図をそれぞれ示す。試験体は、PCaPC造の梁部と場所打ちのRC造の床部からなるT形の合成梁であり、梁部の材軸方向に合計7つの矩形の大開口を配したフィーレンディール構造となっている。試験体の縮尺は約2/3である。支持点間の内法スパンLは9,950mm、梁幅bは130mm、全せいDは730mmであり、開口せい $h_0$ の全せいDに対する比 $h_0/D$ は0.41、開口長さの合計 $\Sigma L_0$ の内法スパンLに対する比 $\Sigma L_0/L$ は0.49である（以下、開口部の上下の部分それぞれ上弦材・下弦材、開口部間の部分を束材と記す）。PC梁部の設計はPRC指針<sup>1)</sup>に準じて行い、PC部材の分類はII種PCとした。PC鋼より線（12.7mm×6本）を下弦材に配置し、プレテンション工法によりプレストレスを導入した。下弦材断面に対する平均有効プレストレスは $28\text{N/mm}^2$ （0.33 $F_c$ 、

表-1 試験体の諸元

PC部材の分類	Ⅱ種PC (パーシャルプレストレッシング)
プレストレス導入法	プレテンション工法
試験体サイズ	内法スパンL=9,950mm, 全せいD=730mm(縮尺約2/3)
PCaPC梁部の断面	幅b×せいD <sub>pc</sub> =130mm×630mm(一般部)
RC床部の断面	幅B×厚さt <sub>c</sub> =730mm×100mm
各種開口比	h <sub>0</sub> /D=0.41, ΣL <sub>0</sub> /L=0.49L (L <sub>0</sub> max=1.78D) (h <sub>0</sub> : 開口せい, L <sub>0</sub> : 開口長さ)
コンクリートの設計基準強度F <sub>c</sub>	PCaPC梁部: Fc85, RC床部(場所打ち部): Fc24
PC鋼材	SWPR7BL-12.7mm×6本
導入時緊張力P <sub>0</sub>	750kN(有効プレストレスP <sub>e</sub> =0.8P <sub>0</sub> =600kN)
平均有効プレストレスσ <sub>e</sub>	下弦材断面に対し28N/mm <sup>2</sup> (0.33Fc) <small>*σ<sub>e</sub>=0.8・P<sub>0</sub>/A, (A: 下弦材断面積)</small>

表-2 材料試験の結果

コンクリート		圧縮強度	割裂強度	ポアソン比	弾性率	
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	
PCaPC梁部	導入時(材齢2日)	62.2	-	-	-	
	加力時(材齢33日)	86.8	5.5	0.24	4.15×10 <sup>4</sup>	
RC床部	加力時(材齢27日)	24.0	2.3	0.18	2.61×10 <sup>4</sup>	
鋼材		使用部位		降伏歪	降伏点	引張強度
				×10 <sup>-6</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
PCaPC梁部	D6 (SD295A)	主筋・横補強筋	3,700*	307*	470	
	D10 (SD295A)	J端L形補強筋他	1,860	347	481	
	D16 (SD345)	斜め補強筋	1,980	367	533	
	D19 (SD490)	I端斜め補強筋	3,730	532	729	
	SWPR7BL-12.7mm	下弦材	10,900*	170*(kN)	187(kN)	
RC床部	D6 (SD295A)	主筋・配力筋	3,930*	368*	521	
	D10 (SD295A)	端部主筋	2,020	376	552	

\*0.2%オフセット値

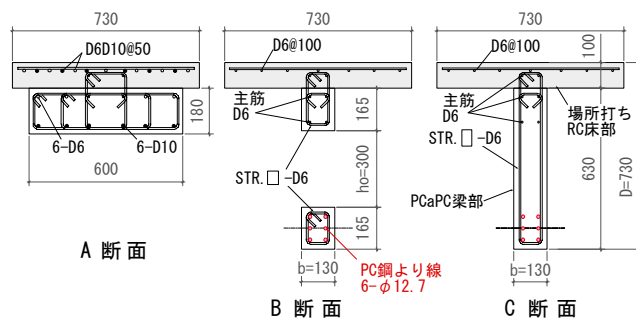
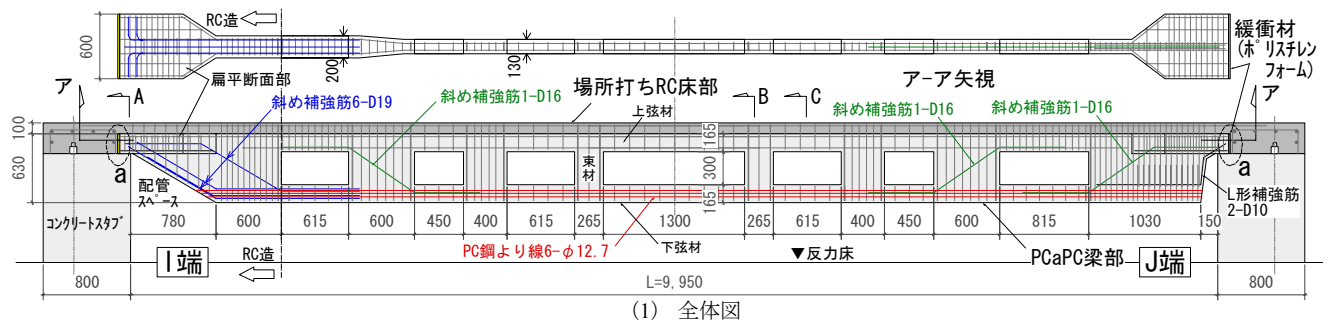
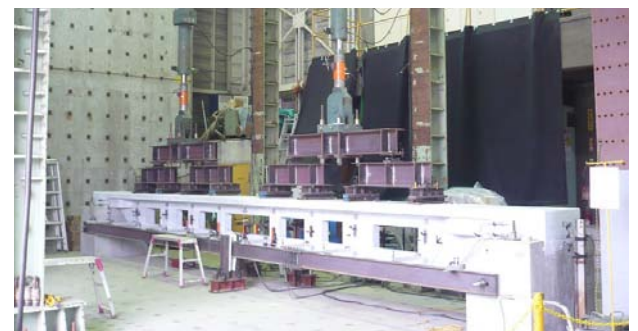


図-1 試験体図



F<sub>c</sub>: コンクリートの設計基準強度)である。PC 梁部の配筋は軸方向の主筋 (D6) と横補強筋 (D6) で構成した。下弦材は軸方向の主筋を省略し、図-1 (2) のB断面に示すように横補強筋に内接する位置に PC 鋼線を配置した。

図-1 (1) に示すように PC 梁両端の I, J 端はそれぞれ異なる形状とした。I 端は梁端にも配管スペースを確保するために、梁ウェブを斜めに切欠きテーパ状にした。当該部はプレストレスが十分に導入されないため、テーパ形状に合わせた斜め補強筋 (6-D19) を配し、梁幅200mmの RC 造として設計した。J 端は一般部のウェブと同一厚さとし、梁端から1つ目の開口幅を I 端のそれより約 1.3 倍長くした。同図 (2) の A 断面に示すように、PC 梁の支持端部の断面形状は幅600mm, 厚さ180mmの扁平断面であり、支持条件はこの扁平断面部をコンクリートスタブに載せた単純支持とした。なお同図 (1) の a 部に示すように PC 梁の扁平断面部と

RC 床部の鉛直境界面には厚さ 10mm の緩衝材を設け、支持部の回転拘束力の緩和を図った。

PC 桁部の製作は以下のような手順で行った。

コンクリート打設後に蒸気養生を施し、材齢 2 日でプレストレスの導入を行った。導入時のコンクリートの必要強度は PC 規準<sup>2)</sup>に準じた。ここで、本工法では導入したプレストレス力を下弦材の断面積で除した応力度をプレストレス導入直後の最大圧縮応力度として取り扱った。導入時のコンクリートの圧縮強度 (62.2N/mm<sup>2</sup>) は、下弦材の導入時プレストレス (35.0N/mm<sup>2</sup>) の約 1.8 倍となっている。約20日間の気中養生期間を経て PC 桁部をコンクリートスタブ上に架設し、場所打ちコンクリートを打設した。このとき、PC 桁部が場所打ちコンクリートの重量を全て負担する施工方法とした。

(2) 加力方法

写真-1に加力状況を、図-2に加力方法を示す。加力

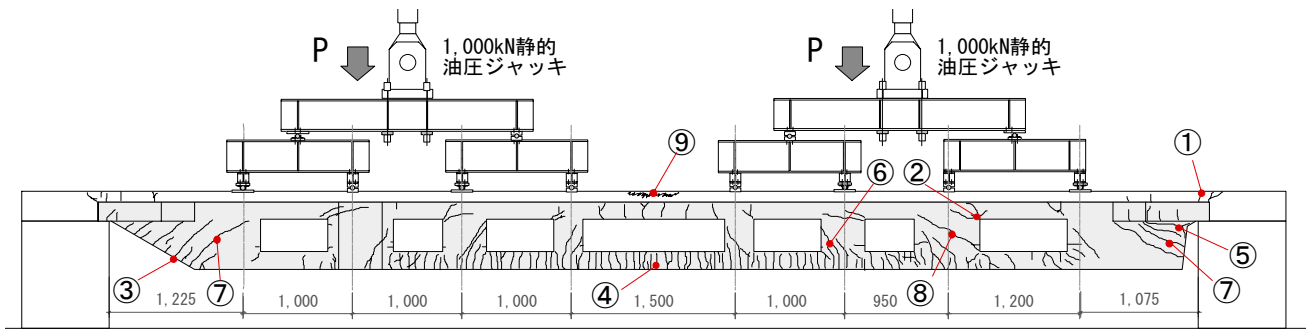


図-2 加力方法と最終ひび割れ状況

表-3 各加力サイクルのピーク時と除荷時のひび割れ幅の推移

[単位: mm]

部位	たわみスパン比 $\delta/L$	1/1,200(長期)		1/800		1/400(終局)		1/200		1/150		1/100		1/75	
		ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷	ピーク	除荷
① RC床端	0.10	0.10	0.05	0.10	0.05	0.15	0.05	0.15	未 確 認	0.15	0.40	2.00	0.80	2.50	2.00
② J端開口部	0.10	0.05	0.15	0.05	0.25	0.10	0.65	0.80		0.20	1.00	0.25	0.55	1.00	
③ I端テーパ部	-	-	0.05	0.05	0.10	0.05	0.10	0.10		0.05	0.15	0.05	0.10	0.10	
④ 下弦材	-	-	-	-	0.05	0.00	0.15	0.20		0.00	0.35	0.00	0.45	0.30	
⑤ J端変断面部	-	-	-	-	0.05	0.05	0.10	0.10		0.50	1.30	1.50	2.00	2.00	
⑥ 束材	-	-	-	-	-	-	0.10	0.15		0.05	0.20	0.05	0.35	0.15	
⑦ I端ウェブ	-	-	-	-	-	-	-	0.05		0.05	0.10	0.05	0.10	0.10	
J端ウェブ	-	-	-	-	-	-	-	0.05		0.00	0.10	0.05	0.15	0.10	
⑧ 束材	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.15	0.05	0.20	0.15		

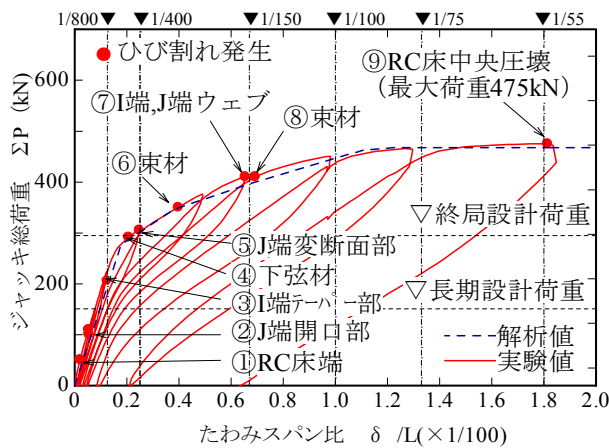


図-3 荷重 - 変形関係

は、対称配置した静的油圧ジャッキ2台を用い、等分布荷重を模擬した8点載荷による一方向漸増繰返し加力とした。折返し時のピーク値は、たわみスパン比  $\delta/L$  で 1/1,200, 1/800, 1/400, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/55とした。また、各加力サイクルの除荷後に砂袋落下による自由振動実験を行い、1次固有振動数の推移を計測した。

### (3) 実験結果

#### a) 破壊状況および荷重 - 変形関係

図-2に最終ひび割れ状況を、表-3に各加力サイクルのピーク時と除荷時にクラックスケールで計測した代表的ひび割れ幅の推移を、図-3に荷重 - 変形関係を示す。

図-3の縦軸は油圧ジャッキの総荷重  $\Sigma P$ 、横軸は試験体中央部におけるたわみスパン比  $\delta/L$  である。同図には

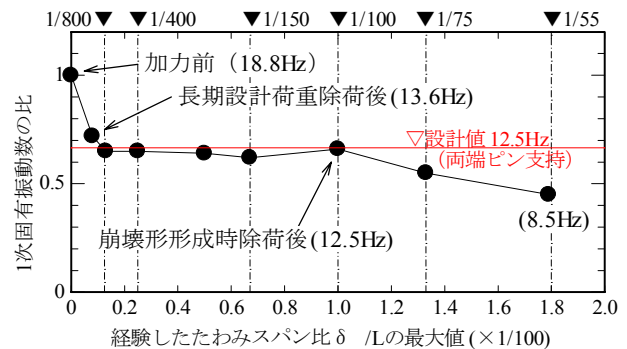


図-4 1次固有振動数の推移

想定した長期設計荷重とPRC指針に示す応力の組合せ (1.7 (G+P))<sup>1)</sup>による終局設計荷重を併記した。同図中の①~⑨は、図-2に示した位置でのひび割れと圧壊、および表-3に示したひび割れ幅の推移に対応している。

荷重が長期設計荷重に達するまでに、RC床端部①とPC梁の開口入隅部②に幅0.1mm程度のひび割れを確認した。 $\delta/L=1/800$ 近傍でI端テーパ部③にひび割れを確認し、終局設計荷重に相当する  $\Sigma P$  時 ( $\delta/L=1/400$ 近傍)ではPC梁中央部の下弦材に引張りひび割れ④が生じ、剛性が低下した。その後の荷重の増加に伴いJ端変断面部⑤および束材⑥、I端およびJ端ウェブ⑦にせん断ひび割れが生じた。これらPC梁各部に生じたひび割れは、表-3のひび割れ幅の推移にも見られるように除荷時には閉じる傾向を示し、荷重 - 変形曲線は残留変形の小さいPC部材特有の履歴形状を示した。 $\delta/L=1/100$ 近傍では荷重の増加が見られなくなっており、除荷時の残

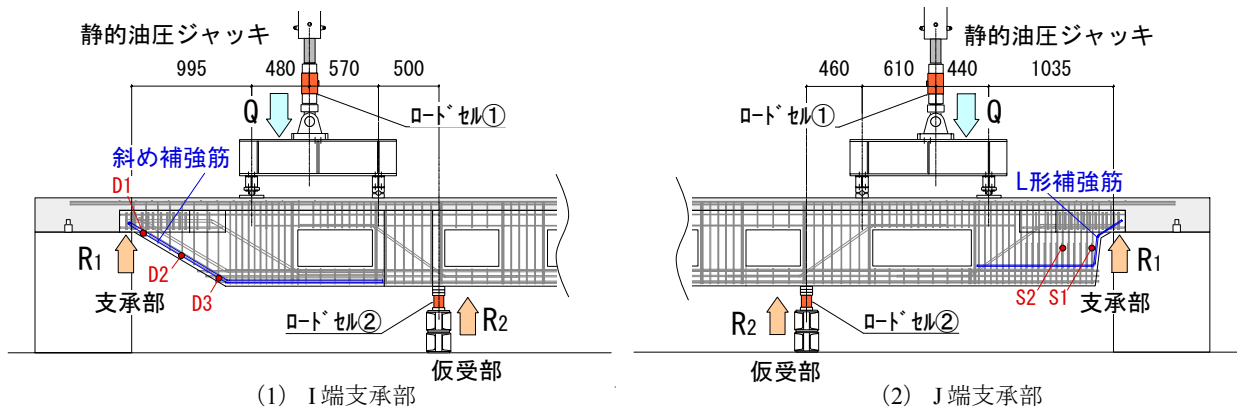


図-5 端部支承部の加力方法



(1) I端支承部



(2) J端支承部

写真-2 端部支承部の最終破壊状況

留変形も大きくなっていることから、この領域において梁中央の下弦材の PC 鋼線の降伏により曲げ破壊型の崩壊形を形成したと判断される。表-3においても  $\delta / L = 1/75$  における除荷時のひび割れ幅はピーク値とほぼ同じ幅になっており、崩壊形の形成と対応している。その後も加力を継続したが荷重の低下は見られず  $\delta / L = 1/55$  の最大荷重時にはスパン中央の床⑨にわずかな圧壊が確認された。最大荷重は長期設計荷重の約 2.5 倍、終局設計荷重の約 1.5 倍に相当している。図-3には上弦材、束材、下弦材を骨組要素でモデル化し、各要素のヒンジ特性を考慮した弾塑性増分解析による解析値を併記した。解析値は実験値に精度良く整合している。

(4) 固有振動数の推移

図-4に1次固有振動数の推移を示す。同図の縦軸は加力前の1次固有振動数に対する比、横軸は各加力サイクルで経験した  $\delta / L$  の最大値である。長期設計荷重を除荷した時点での1次固有振動数の比は、RC床両端に生じたひび割れの影響で約 0.7 に低下したが、その後の低下は小さく、崩壊形を形成した  $\delta / L \approx 1/100$  に至るまで、約 0.65 の一定値を示している。同図に支持条件を両端ピンとした弾性解析モデルによる設計値 (0.25Hz) を併記した。設計値は約 0.65 となり、 $\delta / L = 1/800 \sim 1/100$  の間の実験値とほぼ一致している。

3. 端部支承部のせん断載荷実験

(1) せん断載荷実験の概要

本実験は曲げ載荷実験を終了した試験体を用いて PCaPc小梁端部の支承部のせん断耐力確認を目的としたせん断載荷を実施した。曲げ載荷実験終了後の試験体両端の扁平断面はほぼ健全な状態であったが、J端には最大幅 0.25mm 程度の曲げひび割れが数本生じていた。図-5に端部支承部の加力方法を示す。支承部から約 2,500mm 離れた位置に仮受部を設置し、同図に示すような位置で2点載荷を行った。加力には静的油圧ジャッキを用い、支承部が破壊するまでの一方向純漸増加力を行った。支承部に作用するせん断力  $R_1$  は、静的ジャッキの荷重  $Q$  (ロードセル①の値) から仮受部の荷重  $R_2$  (ロードセル②の値) を差分することで求めた。

(2) 実験結果

写真-2に最終破壊状況を、図-6に支承部のせん断力と鉄筋のひずみの関係を示す。図-6(1)は図-5(1)に示すI端の斜め補強筋 D19 の D1, D2, D3 のひずみを、図-6(2)は図-5(2)に示すJ端の横補強筋 D6 の S1, S2 のひずみをそれぞれ示している。なお、同図のひずみは曲げ載荷実験終了時の残留ひずみを初期値としている。I端支承部は写真-2(1)に示すように扁平断面部の支承部からせん断ひび割れが生じて最

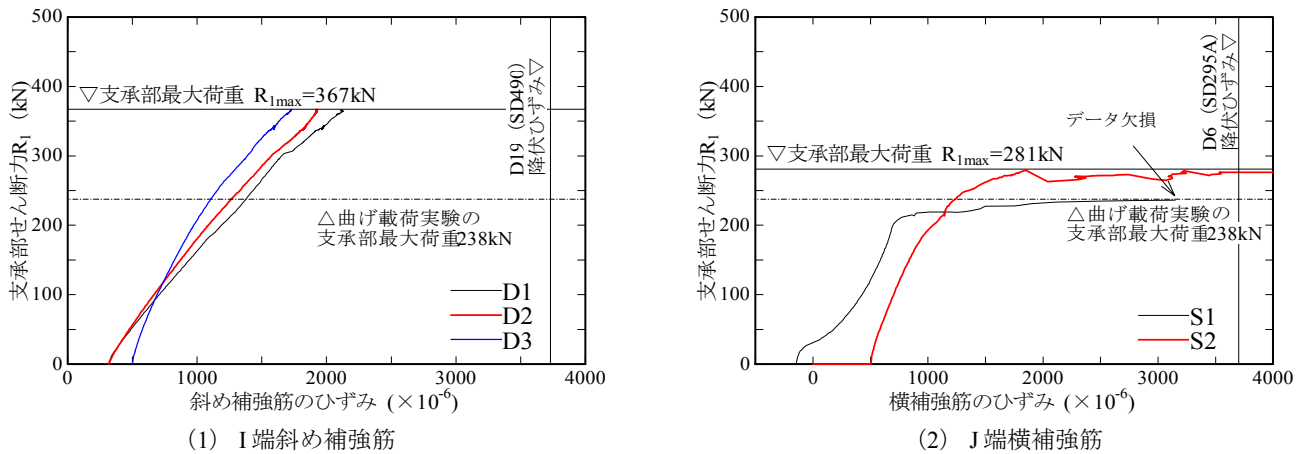


図-6 支承部のせん断力と鉄筋のひずみの関係

表-4 支承部のせん断載荷実験の結果

荷重	ジャッキ最大荷重	仮受部最大荷重	支承部最大荷重	曲げ載荷実験の支承部最大荷重	余裕率
	$Q_{max}$	$R_{2max}$	① $R_{1max}$	② $1/2 \Sigma P_{max}$	
支承部	kN	kN	kN	kN	①/②
I端	959	600	367	238	1.55
J端	823	545	281	238	1.18

大荷重に達した。図-6 (1) に示す斜め補強筋 D1, D2, D3 の最大ひずみは  $1,500 \sim 2,000 \times 10^{-6}$  程度であり、これらを降伏ひずみに対する比に換算すると  $0.45 \sim 0.6$  程度の値となった。これはテーパ部分の RC の強度が十分であったことを示している。一方、J 端支承部は、写真-2 (2) に示すように扁平断面直下のウェブ近傍にせん断ひび割れが集中し、当該部に配置した L 形補強筋 (2-D10) が抜け出して最大荷重に達した。図-6 (2) に示す横補強筋のひずみは S1, S2 の順で降伏した。これは扁平断面直下のウェブのせん断ひび割れの拡大に伴って L 形補強筋が抜け出し、ウェブ内の横補強筋が小梁内側に向かって順次降伏したことを示している。

表-4に支承部のせん断載荷実験の結果をまとめて示す。支承部の最大荷重は I 端が約 370kN, J 端が約 280kN となり、I 端の方が J 端よりも 1.3 倍程度大きくなった。J 端支承部はウェブ部分の L 形補強筋先端の定着強度を十分に確保することによって当該部のせん断強度をより高めることができると考えられる。曲げ載荷時実験の支承部の最大荷重 ( $1/2 \Sigma P_{max}$ ) に対する余裕率は、I 端が約 1.6, J 端が約 1.2 となった。支承部のせん断強度の設計では小梁本体の終局設計荷重に対して 1.5 程度の余裕率を見込んでいる。本載荷実験において支承部の十分なせん断強度を確認した。

#### 4. プレストレス力によるクリープ変形量の計測

##### (1) 計測概要

本 PCaPC 小梁は下弦材断面内に PC 鋼より線を直線集中配置しているために、プレストレス力の偏心によるプレストレストモーメントが部材全長にわたって一様に生じている。床スラブなどの固定荷重や積載荷重を負担しない小梁単体での仮置き状態においては、小梁の自重によるたわみの 6 倍程度の上向きの曲げ変形が生じるため、これによるクリープ変形が進行することが懸念された。そこで、クリープ変形量の計測のための試験体を製作し、プレストレス導入後 1 週間のクリープ変形量の実測を行った。

表-5, 表-6に試験体の諸元と材料試験の結果を、図-7に試験体図をそれぞれ示す。試験体は HB1, HB2 の 2 体で、図-7 (1) は左半分が HB1 を、右半分が HB2 を示している。両者は左右対称の試験体であり、端部の形状は 2 体ともテーパ状になっている。試験体の大きさや開口配置、配筋要領、製作手順およびプレストレスの導入要領は曲げ載荷試験体とほぼ同一である。

両試験体は PC 梁部の梁幅  $b$  とプレストレス導入時のコンクリート強度を異にしている。図-7 (2), (3) に示すように HB1, HB2 の梁幅はそれぞれ  $b=200\text{mm}$ ,  $130\text{mm}$  となっている。プレストレス導入時のコンクリート強度は、HB1 が  $45.6\text{N/mm}^2$ , HB2 が  $80.8\text{N/mm}^2$  であり、下弦材の導入時プレストレス (HB1 :  $22.8\text{N/mm}^2$ , HB2 :  $35.0\text{N/mm}^2$ ) の 2 倍程度の値になっている。

図-7 (1) に試験体の計測方法、写真-3に試験体の仮置き状況を示す。プレストレス導入直後の試験体をスパン  $7,800\text{mm}$  の 2 点支持で仮置きし、試験体の中央部と両支持部よりそれぞれ  $200\text{mm}$  内側の位置に配置した変位計 CD1, CD2, CD3 で 1 週間のクリープ変形を計測した。

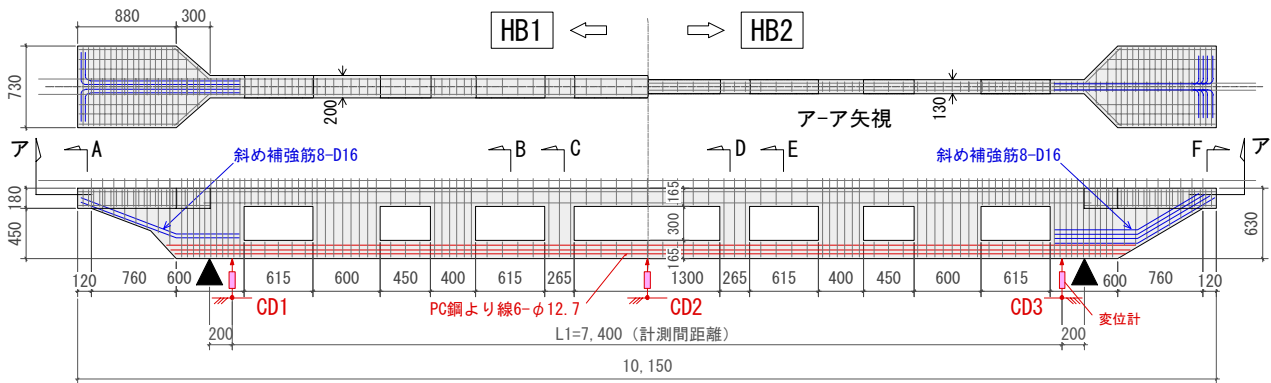
表-5 試験体の緒元

	HB1	HB2
PC部材の分類	II種PC (パースシャルプレストレス)	
プレストレス導入法	プレテンション工法	
試験体サイズ	全長10,150mm (縮尺約2/3)	
PCaPC梁部の断面 (幅b×せいDpc)	200mm×630mm	130mm×630mm
PC鋼材	SWPR7B-12.7mm×6本	
導入時緊張力P <sub>0</sub>	750kN	
下弦材断面に対する 導入時プレストレスσ <sub>0</sub>	22.8N/mm <sup>2</sup>	35.0N/mm <sup>2</sup>

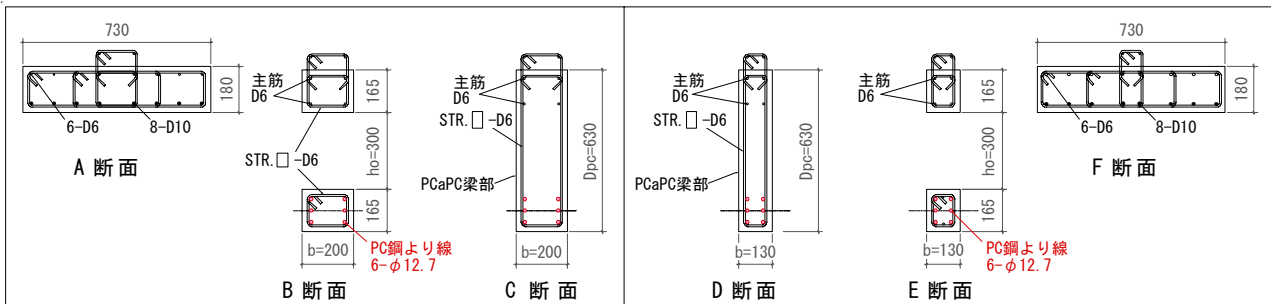
表-6 材料試験結果

コンクリート		圧縮強度	割裂強度	ポアソン比	弾性率
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>
HB1	導入時 (材齢2日)	45.6	3.3	0.20	2.80×10 <sup>4</sup>
HB2		80.8	4.5	0.20	3.61×10 <sup>4</sup>
鋼材		使用部位	降伏歪	降伏点	引張強度
			×10 <sup>-6</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
HB1 HB2 共通	D6 (SD295A)	主筋 横補強筋	3,740*	321*	482
	D10 (SD295A)	扁平断面 下端筋	1,890	364	504
	D16 (SD345)	斜め補強筋	2,000	379	553
	SWPR7BL-12.7mm	下弦材	11,400*	175 (kN)	192 (kN)

\*0.2%オフセット値



(1) 全体図 (計測方法)



(2) HB1 断面詳細図

(3) HB2 断面詳細図

図-7 試験体図



写真-3 試験体の仮置き状況

表-7 クリープ変形量の計測結果

試験体	①仮置き開始時 の上向き変形	②1週間後の クリープ変形	合計 ①+②	比
	δ <sub>0</sub> (mm)	δ <sub>c</sub> (mm)	δ <sub>total</sub> (mm)	δ <sub>total</sub> /δ <sub>0</sub>
HB1	9.0	2.2	11.2	1.24
HB2	14.0	2.1	16.1	1.15

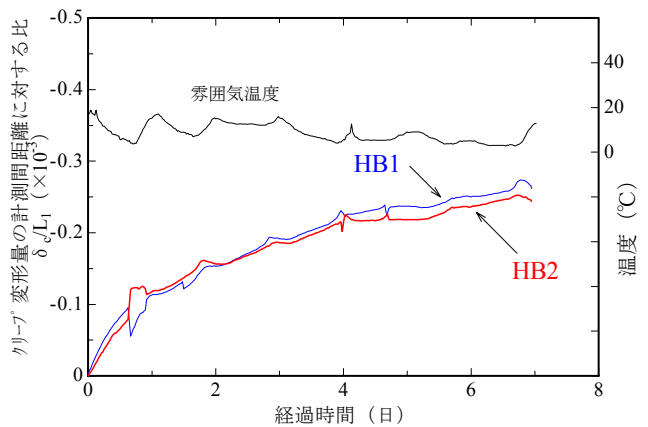


図-8 クリープ変形量の経時変化



## (2) 計測結果

図-8にクリープ変形量の経時変化を示す。縦軸は鉛直上向きの変形量  $\delta_c$  の計測間距離  $L_1$  ( $=7,400\text{mm}$ ) に対する比  $\delta_c/L_1$  を、横軸は経過日数を示している。ここに、 $\delta_c$  は変位計CD2の計測値からCD1、CD2の計測値の平均値を差し引いた相対変形量である。計測は屋内で行い、計測期間の雰囲気温度は  $5 \sim 15^\circ\text{C}$  である。

クリープ変形は2次曲線的に進行し、HB1、HB2ともに同様なクリープ変形を示した。変形の増分の割合は4日経過後付近から緩やかになりつつある。表-7にクリープ変形量の計測結果を示す。仮置き開始時の上向き変形量  $\delta_0$  (小梁自重によるたわみ+プレストレスによる上向きの変形量) は、HB1が  $9\text{mm}$ 、HB2が  $14\text{mm}$ 、1週間後のクリープ変形量  $\delta_c$  は、HB1、HB2ともに  $2\text{mm}$  程度、両者を合計した変形量  $\delta_{\text{total}}$  はHB1が  $11\text{mm}$  程度、HB2が  $16\text{mm}$  程度となっている。 $\delta_0$  に対する  $\delta_{\text{total}}$  の比  $\delta_{\text{total}}/\delta_0$  は、HB1が  $1.24$ 、HB2が  $1.15$  となっており、初期の変形量の2割前後の増加になった。 $\delta_c/L_1$  の最終値は、両試験体とも  $0.25 \times 10^{-3}$  程度で微小であり、これによるひび割れの発生は確認されなかった。よって、本計測の範囲内においてはプレストレス導入後の上向きのクリープ変形による構造性能上の問題はないと判断される。

## 5. まとめ

複数の矩形大開口を有するPCaPC小梁の曲げ載荷実験およびプレストレス導入後のクリープ変形量の計測を行い、以下の知見を得た。

- ① 最終破壊状況はPC梁中央部下弦材のPC鋼線の降伏により3ヒンジを形成する曲げ破壊型の崩壊形となり、最大荷重は終局設計荷重の約1.5倍となった。
- ② 本構造の荷重-変形関係は、骨組要素でモデル化した弾塑性増分解析により評価可能である。
- ③ PCaPC小梁の曲げ破壊時における梁端支承部のせん断耐力の余裕率は、I端が約1.6、J端が約1.2となった。
- ④ プレストレス導入後1週間のクリープ変形量の計測の結果、小梁中央部の最終変形量の支持点間距離に対する比は  $0.25 \times 10^{-3}$  程度と微小であった。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート (III種PC) 構造設計・施工指針・同解説, 2003, pp.18-63
- 2) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998, pp.61-63

# 柱に高強度コンクリートを用いた十字形架構の加力実験

## Loading Tests of RC Beam-column Joint using High-strength Concrete

新上 浩 HIROSHI SHINJO

松永健太郎 KENTARO MATSUNAGA

建築技術部 河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

圧縮強度が 120N/mm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートを用いた、鉄筋コンクリート造内柱梁接合部の構造性能を把握するために、柱、梁が標準的な断面寸法の試験体と、柱の断面寸法を小さくし、梁の降伏位置を梁スパン中央寄りに変えた試験体での十字形架構の加力実験を行った。その結果、標準的な断面寸法の柱梁接合部の復元力特性は既往の評価式とよく対応すること、梁の曲げ降伏位置を柱際からスパン中央寄りに設ける方法は、降伏後の柱梁接合部のせん断変形の抑制に有効であり、架構の塑性変形能力が高くなることが分かった。

キーワード：高強度コンクリート、柱梁接合部、せん断強度、降伏ヒンジ、塑性変形

Loading tests of RC interior beam-column joint using high-strength concrete of 120N/mm<sup>2</sup> grade were conducted to demonstrate the structural performance. As a result, it was observed that the hysteresis characteristics of beam-column joints with standard dimensions was able to be obtained by conventionally proposed method, and the relocated hinge method, in which yield hinges of beams are designed to locate at the section distant from column surface, was effective for restraint of shear deformations of the beam-column joints after beam yielding, and improved the plastic deformation capacity of RC frame.

**Key Words:** High-strength Concrete, Beam-column Joint, Shear Strength, Yield Hinge, Plastic Deformation

### 1. はじめに

近年当社では、高強度コンクリートを高軸力を受ける柱に適用することにより、鉄筋コンクリート造建物の超高層化や大スパン化を実現してきた。一方、居住スペースの拡張を目的として、断面寸法を小さくした柱に適用することも、高強度コンクリートの有効利用の一つであると考えられる。この場合、柱の水平剛性や耐力の低下が懸念されるものの、他の耐震要素を併用することによって補うことが可能である。しかし柱梁接合部においては、有効せいや有効体積の減少を伴うので、せん断性能や梁主筋の定着性能に対して十分な配慮が必要である。

そこで本研究では、柱に設計基準強度  $F_c120$  級の高強度コンクリートを用いた十字形架構の加力実験を行い、柱梁接合部の構造性能について検討した。本報では、標準的な断面寸法の柱、梁からなる試験体による、柱梁接合部の剛性、耐力、靱性、およびひび割れ性状といった基本特性を把握するための実験（I シリーズ）と、鉛直

荷重の支持を主目的とする断面寸法の小さい柱と、前述した問題点の改善策として、曲げ降伏位置を柱際からスパンの中央寄りに変えた梁からなる試験体による、細柱架構の基本性能を確認するための実験（II シリーズ）の 2 シリーズの結果を報告する。

### 2. 実験計画

#### (1) 試験体計画

試験体の一覧を表-1に、各シリーズの代表的な試験体（J-1, B-2R12）の形状を図-1に示す。試験体は約 1/2 縮尺の十字形架構 5 体である。

I シリーズは、異なる破壊形式を想定した 3 体で構成される。RC 規準<sup>1)</sup>の梁の曲げ耐力および靱性保証型指針<sup>2)</sup>の柱梁接合部のせん断耐力の計算値を基に、B-1 は梁の曲げ降伏、J-1 は柱梁接合部のせん断破壊、BJ-1 は梁の曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断破壊を想定し、J-1、BJ-1 では、梁主筋の強度および本数を調整し、

表-1 試験体一覧

		I シリーズ			II シリーズ	
		B-1	J-1	BJ-1	B-2R12	B-2R06
梁	Fc (N/mm <sup>2</sup> )	60	60	60	60	60
	b <sub>b</sub> × D <sub>b</sub> (mm)	300 × 400	300 × 400	300 × 400	260 × 400	260 × 400
	主筋 端部(上下)	7-D22(SD490)	8-D22(SD685)	8-D22(SD490)	8-D19(SD490)	8-D19(SD490)
	主筋 中央(上下)	7-D22(SD490)	8-D22(SD685)	8-D22(SD490)	4-D19(SD490)	4-D19(SD490)
	肋筋	4-U7.1@60	4-U7.1@45	4-U7.1@60	2-U7.1@60	2-U7.1@60
柱	Fc (N/mm <sup>2</sup> )	120	120	120	120	60
	b <sub>c</sub> × D <sub>c</sub> (mm)	400 × 400	400 × 400	400 × 400	350 × 295	350 × 350
	主筋	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)
	帯筋	6-U7.1@60	6-U7.1@50	6-U7.1@60	6-U7.1@55	6-U7.1@55
	軸力 (kN)	1780	1780	1780	1780	1780
軸力比	0.10	0.10	0.10	0.14	0.24	
柱梁 接合部	補強筋	5×2-U7.1	5×2-U7.1	5×2-U7.1	4×2-U7.1	4×2-U7.1
	補強筋比 (%)	0.40	0.42	0.42	0.38	0.38

軸力比:  $N/(b_c \cdot D_c \cdot \sigma_B)$

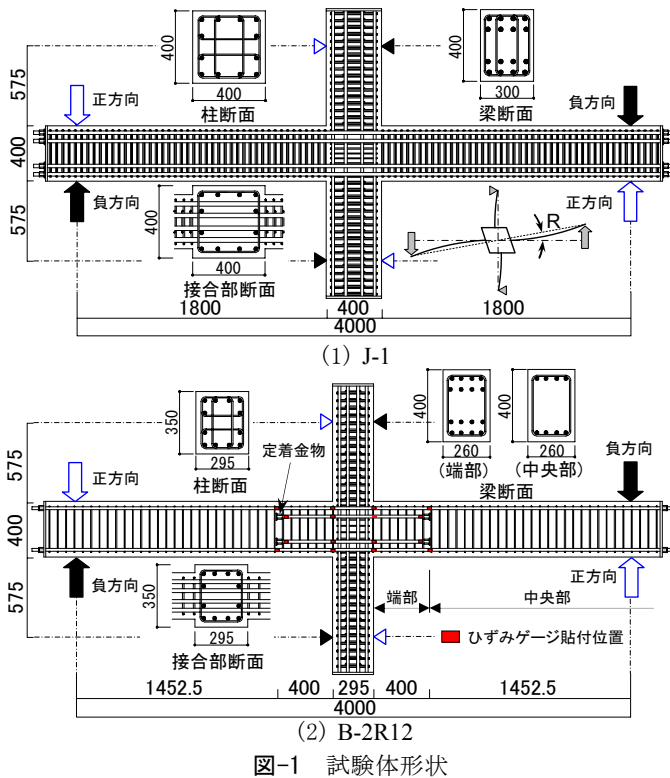


図-1 試験体形状

柱梁接合部に作用するせん断力を大きくする計画とした。

II シリーズは、I シリーズの柱よりも断面寸法を小さくし、I シリーズの柱に対する断面積の比が65%となる B-2R12、77%となる B-2R06 の2体で構成される。それぞれの柱の設計基準強度は、B-2R12 が 120N/mm<sup>2</sup>、B-2R06 が 60N/mm<sup>2</sup>である。破壊形式は梁の曲げ降伏を想定し、降伏位置が柱際からスパン中央寄りに 1D<sub>b</sub> (D<sub>b</sub> : 梁せい) 離れた位置となるように梁端部と梁中央部で主筋量を変え、またカットオフした鉄筋の先端には定着金物を配した。

両シリーズともに試験体のコンクリートは平打ちとし、B-2R06 は柱と梁を一体で打設し、その他の試験体は、柱のコンクリートを打設後、梁との接合面を目荒ら

表-2 コンクリートの試験結果

試験体	部位	圧縮強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 $E_c [\times 10^4 \text{ N/mm}^2]$	ポアソン比 $\nu$	割裂強度 $\sigma_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
B-1	柱	111	4.41	0.23	5.2
	梁	70	3.38	0.20	4.3
J-1	柱	110	4.33	0.22	6.7
	梁	71	3.51	0.19	4.6
BJ-1	柱	110	4.29	0.20	5.8
	梁	70	3.50	0.18	4.0
B-2R12	柱	104	4.25	0.22	4.7
B-2R06	梁	73	3.57	0.19	4.5
	柱、梁	72	3.48	0.20	5.0

表-3 鉄筋の試験結果

鉄筋径	種類の記号	降伏点 $\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	破断伸び [%]	使用部位
D22	USD685	716	909	12.2	梁主筋
D22	SD490	549	720	17.7	梁主筋
D19	SD490	528	723	16.4	柱主筋、梁主筋
U7.1	SBPD1275	1452	1495	8.8	せん断補強筋

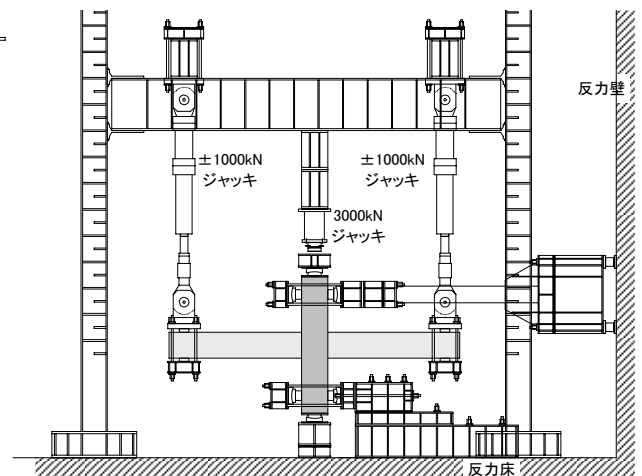


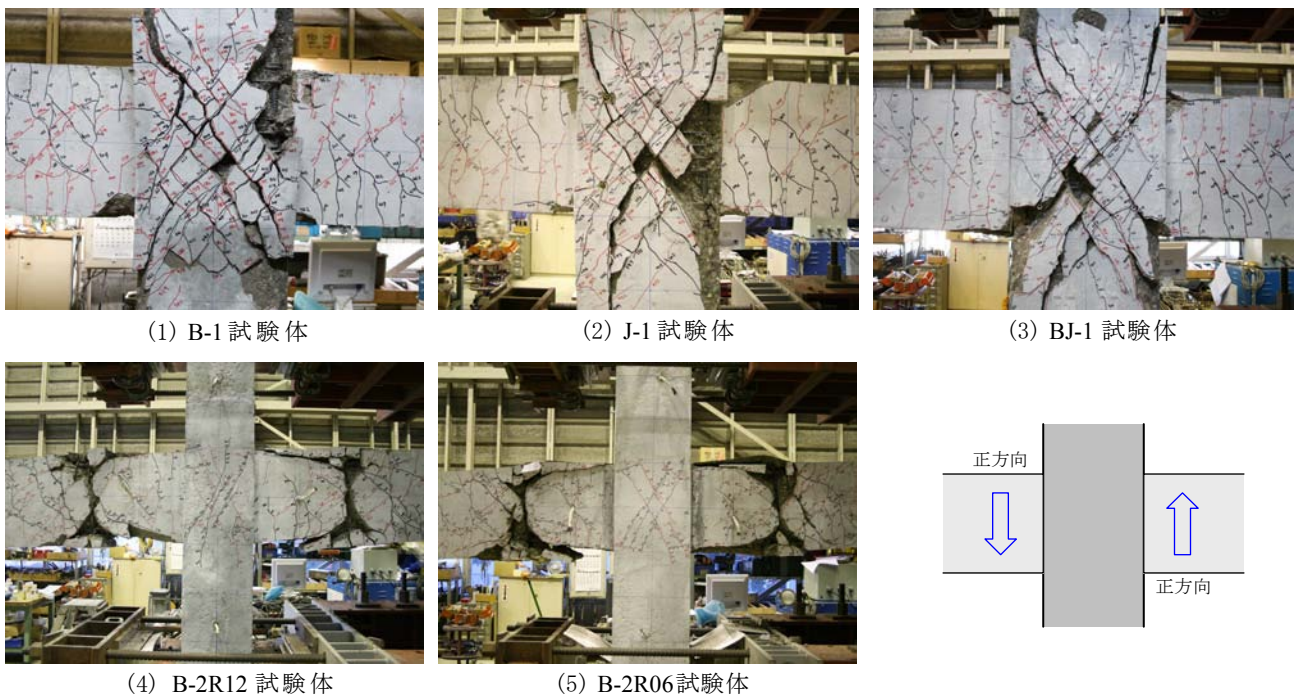
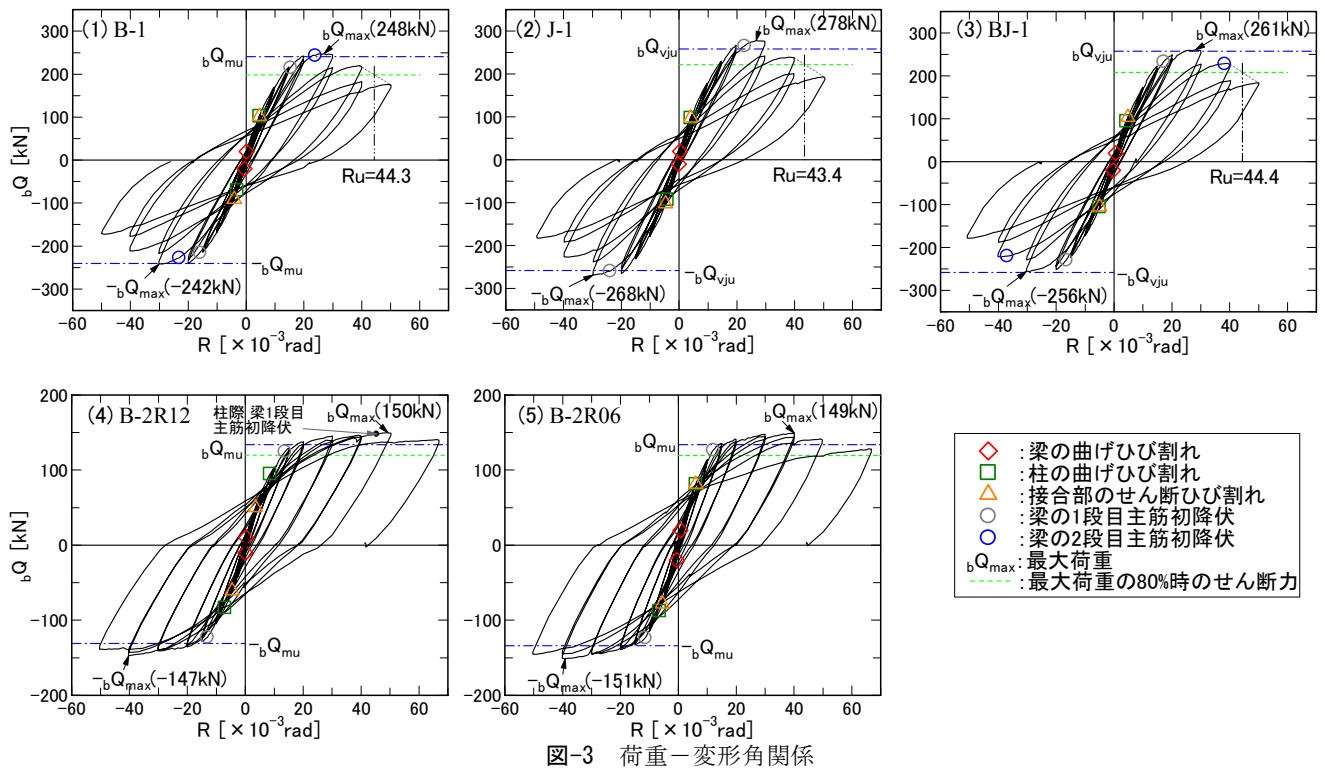
図-2 荷装置図

した後に梁のコンクリートを打設した。

使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2、3に示す。

(2) 加力・計測計画

荷装置を図-2に示す。加力は、柱に N=1780kN の一定軸力を加えた状態で、上下柱の反曲点位置をピン・ローラー支持し、油圧ジャッキを用いて左右の梁反曲点位



置の変位量を逆対称に制御して加力する方法とした。加力履歴は  $R = \pm 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25$  (各2回),  $1/20$  (1回),  $+1/15$  rad を基本とし、変形ピーク時の荷重が最大荷重の80%以下に低下したサイクルで加力を終了した。

計測は、上下柱の反曲点位置間に取り付けた計測フレームを基準に、変形角、柱・梁の変形量、柱梁接合部のせん断変形量、柱の軸方向変形量を測定し、また鉄筋に

貼付したひずみゲージにより、主筋および補強筋のひずみを測定した。

### 3. 実験結果

#### (1) 実験の経過と荷重-変形関係

梁のせん断力  $bQ$  と変形角  $R$  の関係を図-3に、実験終了後の柱梁接合部周辺の状況を写真-1に示す。

表-4 終局耐力の計算値

試験体	梁			柱			柱梁接合部						
	bQ <sub>mu_e</sub> [kN]	bQ <sub>mu_c</sub> [kN]	bQ <sub>su</sub> [kN]	cQ <sub>mu</sub> [kN]	cQ <sub>su</sub> [kN]	bQ <sub>emu</sub> [kN]	V <sub>j</sub> [kN]	V <sub>ju</sub> [kN]	V <sub>ju</sub> /V <sub>j</sub>	bQ <sub>vju</sub> [kN]	τ <sub>bj</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	τ <sub>bu</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	τ <sub>bu</sub> /τ <sub>bj</sub>
B-1	241	-	454	983	1016	381	2354	2573	1.09	264	15.1	17.8	1.18
J-1	355	-	500	983	1073	381	3520	2556	0.73	258	19.7	17.7	0.90
BJ-1	272	-	440	983	1012	381	2700	2556	0.95	258	15.1	17.7	1.17
B-2R12	188	131	294	613	594	237	1349	1580	1.17	154	11.9	18.1	1.51
B-2R06	191	134	293	714	663	277	1350	1449	1.07	144	10.1	14.6	1.44

表-5 実験結果一覧

試験体	bQ <sub>max</sub> [kN]	R <sub>max</sub> [rad]	R <sub>u</sub> [rad]	R <sub>95</sub> [rad]	破壊形式
B-1	248	0.027	0.044	0.034	BJ
J-1	278	0.027	0.043	0.033	J
BJ-1	261	0.028	0.044	0.034	J
B-2R12	150	0.049	1/15以上	0.063	B
B-2R06	149	0.040	1/15以上	0.049	B

bQ<sub>max</sub>:最大荷重時の梁せん断力, R<sub>max</sub>:最大荷重時の変形角

R<sub>u</sub>:限界変形角(=R<sub>80</sub>:荷重が最大荷重の80%に低下したときの変形角)

R<sub>95</sub>:荷重が最大荷重の95%に低下したときの変形角

B:梁曲げ降伏, J:接合部せん断破壊, BJ:梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊

bQ<sub>mu\_e</sub>:梁端部の曲げ耐力<sup>1)</sup>時の梁せん断力

bQ<sub>mu\_c</sub>:梁中央部の曲げ耐力<sup>1)</sup>時の梁せん断力, bQ<sub>su</sub>:梁のせん断耐力<sup>※1)</sup>

cQ<sub>mu</sub>:柱の曲げ耐力<sup>2)</sup>時の柱せん断力, cQ<sub>su</sub>:柱のせん断耐力<sup>3)※2)</sup>

bQ<sub>emu</sub>:柱の曲げ耐力時の梁せん断力

V<sub>j</sub>:梁の曲げ耐力時の接合部入力せん断力<sup>3)</sup>, V<sub>ju</sub>:接合部のせん断耐力<sup>3)</sup>

bQ<sub>vju</sub>:接合部のせん断耐力時の梁せん断力

τ<sub>bj</sub>:設計用付着応力度<sup>3)</sup>, τ<sub>bu</sub>:接合部内梁主筋通し配筋の付着強度<sup>3)</sup>

※1:材料メーカーの設計指針式による

※2:コンクリート圧縮強度の有効係数はCEB式を採用

実験経過は、Iシリーズでは、R= ± 1/400 radへの加力で梁に曲げひび割れが発生し、R= ± 1/200 radへの

加力で柱に曲げひび割れおよび柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。その後 R= ± 1/33 radへの加力で、最大荷重に達した。J-1, BJ-1では、梁の1段目主筋は降伏したものの、最大荷重時においても2段目主筋は降伏に至らず、それ以降の加力で、柱梁接合部の損傷が顕著となり、徐々に荷重が低下した。B-1は1段目に続き2段目主筋が降伏した後に最大荷重に達し、それ以降の加力でJ-1, BJ-1と同様に柱梁接合部の損傷が顕著となり、徐々に荷重が低下した。

IIシリーズでは、B-2R12, B-2R06ともに R= ± 1/400 radへの加力で梁に曲げひび割れが発生し、その後柱梁接合部のせん断ひび割れ、柱の曲げひび割れの順に発生し、柱際から1D<sub>b</sub>離れた位置の梁主筋が降伏し、最大荷重に至った。その後降伏ヒンジを想定した近傍では、かぶりコンクリートの圧壊、主筋の圧縮降伏が見られたものの、荷重の低下は小さく、R=+1/15 radにおいても最大荷重の80%を下回ることにはなかった。また最終加力後の柱梁接合部の損傷も軽微であった。

(2) 計算値と実験結果の比較

終局耐力の計算値を表-4に、実験結果の一覧を表-5に示す。なお実験結果における破壊形式は、経過の状況、破壊性状、各部の変形および鉄筋のひずみなどから総合的に判断したものである。

Iシリーズでは、各試験体の最大荷重は、B-1では梁の曲げ耐力時の梁せん断力の計算値と、J-1, BJ-1では柱梁接合部のせん断耐力時の梁せん断力の計算値とおおむね対応している。

IIシリーズでは、両試験体の最大荷重は、梁中央部の

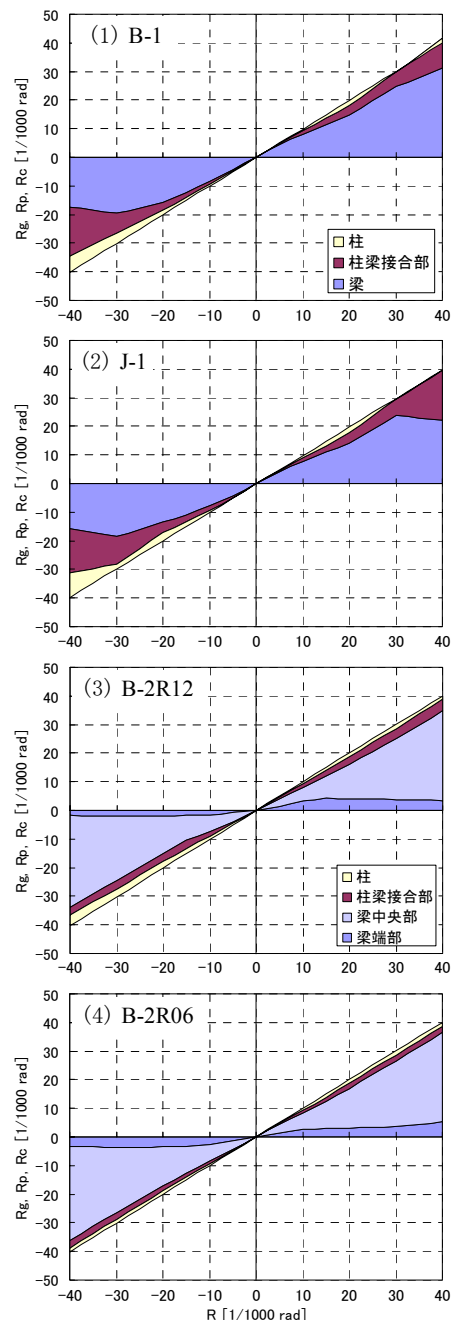


図-4 各部材の変形成分

曲げ耐力時の梁せん断力の計算値よりも大きくなり、柱梁接合部のせん断耐力時の梁せん断力の計算値とおおむね対応している。しかし写真-1に示すように、実験終了後においても柱梁接合部の損傷が軽微であることより、梁の降伏位置を柱際よりスパン中央寄りに設ける方法は、柱梁接合部のせん断耐力の向上に寄与する可能性があると思われる。

(3) 変形角に占める各部材の変形成分

変形角 R に占める梁、柱梁接合部および柱の変形成分（それぞれ  $R_b, R_p, R_c$ ）の推移を図-4に示す。なお、BJ-1 は J-1 とほぼ同様の傾向であったため省略した。

I シリーズでは、J 破壊型の J-1 も BJ 破壊型の B-1 も最大荷重までは同じ傾向を示した。最大荷重到達後の加力で、J-1 の柱梁接合部の変形が急激に増大したのに対して、B-1 では J-1 よりも大きな変形角まで梁の変形が大きい。最終的には柱梁接合部のせん断変形が急激に増大し、BJ 破壊の様相を示した。

II シリーズでは、両試験体ともに梁の変形、とりわけ梁中央部の変形が支配的となった。梁端部の変形は、曲げ降伏するまでは全体変形の20%程度の割合で徐々に増加し、降伏後は  $1/250 \sim 1/500 \text{ rad}$  でほぼ一定となる。これらは、想定通り柱際からスパン中央寄りに  $1D_b$  離れた位置で梁の曲げ降伏が生じていることと対応している。

(4) 柱梁接合部のせん断変形角

柱梁接合部の平均せん断応力度  $\tau_{j, \text{ave}}$  とせん断変形角  $\gamma$  の関係を図-5に示す。ここで  $\tau_{j, \text{ave}}$  は、式 (1) および式 (2) に示すように、柱梁接合部のせん断抵抗断面積  $A_j$ 、梁の応力中心間距離  $j$  が一定と仮定して求めた。また図中には、靱性保証型指針<sup>3)</sup> および耐震性能評価指針<sup>4)</sup> によって評価した復元力特性を併せて示す。

$$\tau_{j, \text{ave}} = V_{j, \text{ave}} / A_j = V_{j, \text{ave}} / (b_j \cdot D_j) \quad (1)$$

$$V_{j, \text{ave}} = (P_1 \cdot \ell_{o1} / j_1) + (P_2 \cdot \ell_{o2} / j_2) - c \cdot Q \quad (2)$$

- $V_{j, \text{ave}}$ : 柱梁接合部の入力せん断力
- $b_j, D_j$ : 柱梁接合部の有効幅<sup>3)</sup>、柱せい
- $P_1, P_2$ : 左梁、右梁のジャッキ荷重
- $\ell_{o1}, \ell_{o2}$ : 左梁、右梁の載荷点から柱面までの距離
- $j_1, j_2$ : 左梁、右梁の梁端部の応力中心間距離
- $Q$ : 柱のせん断力

I シリーズでは、全ての試験体においても、既往の評価式とよい対応を示した。特に BJ 破壊となった B-1 では、曲げ降伏後の  $\gamma$  の増大領域と  $\tau_{j, \text{ave}}$  の低下領域が耐震性能評価指針における骨格曲線とよく対応している。

II シリーズでは、B-2R12、B-2R06 とともに、せん断

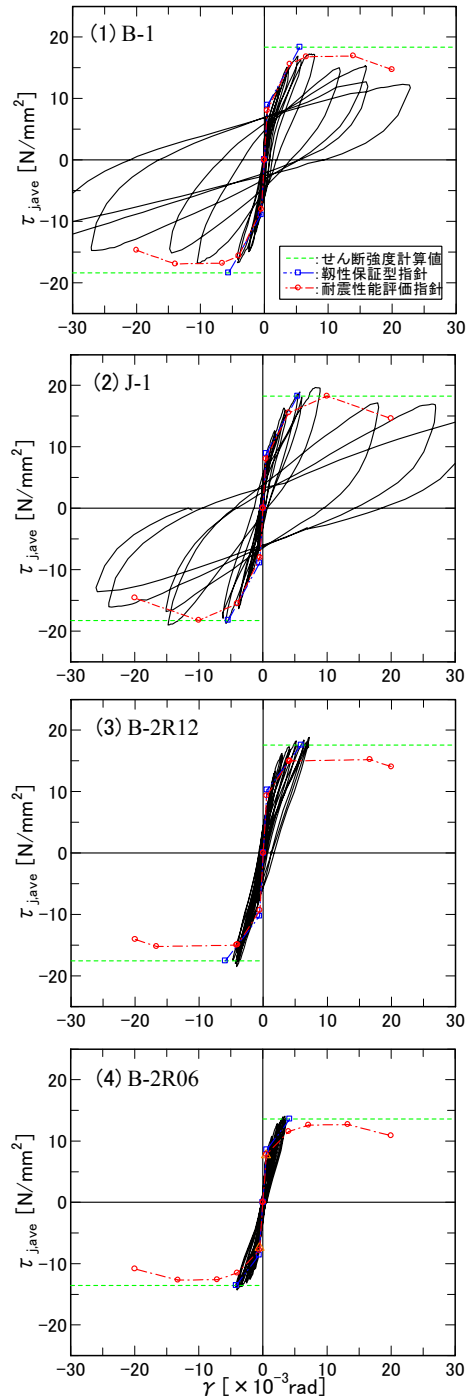


図-5 平均せん断応力度とせん断変形角

ひび割れ発生後の第2剛性が評価式よりも高い傾向が見られた。また、表-4に示す梁の曲げ耐力時の接合部入力せん断力に対する接合部のせん断耐力の比  $V_{ju}/V_j$  が B-1 と同程度であり、最大荷重が柱梁接合部のせん断耐力時の梁せん断力の計算値にほぼ到達しているにもかかわらず、B-1 に見られる梁の曲げ降伏後の繰り返し载荷による  $\gamma$  の急激な増大は生じなかった。これは、梁の降伏位置を柱際ではなくスパン中央寄りとすることによって、降伏後も柱梁接合部内の梁主筋の定着が確保されたことによる効果と推測される。

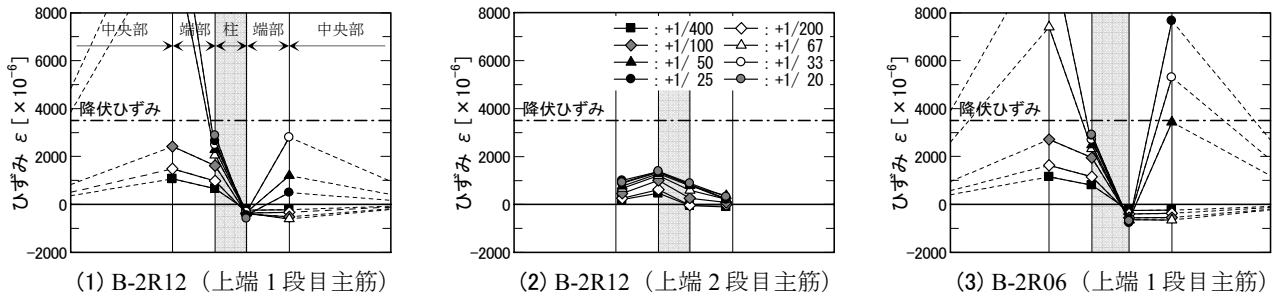


図-6 梁主筋のひずみ分布

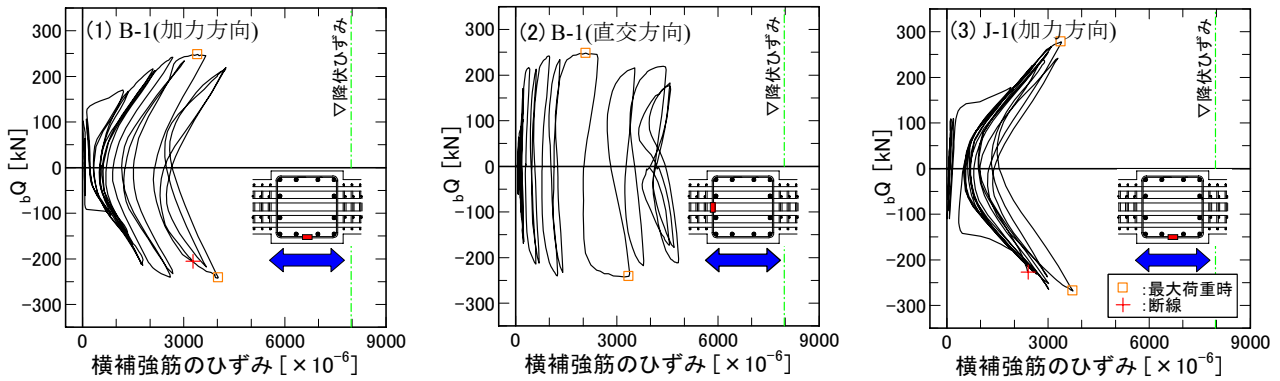


図-7 横補強筋のひずみの推移

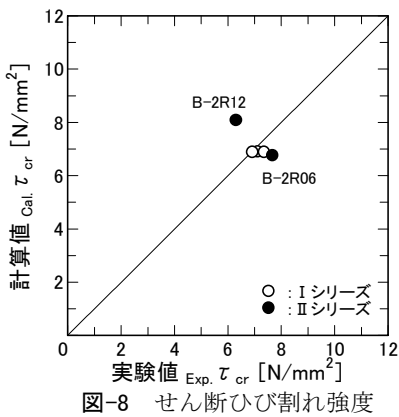


図-8 せん断ひび割れ強度

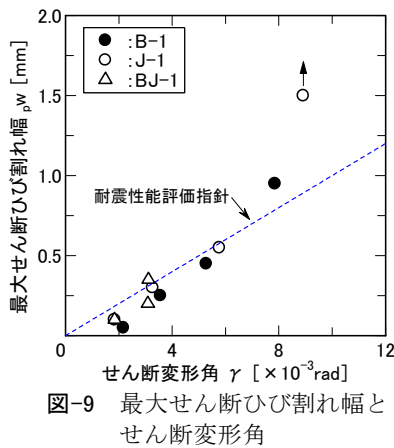


図-9 最大せん断ひび割れ幅とせん断変形角

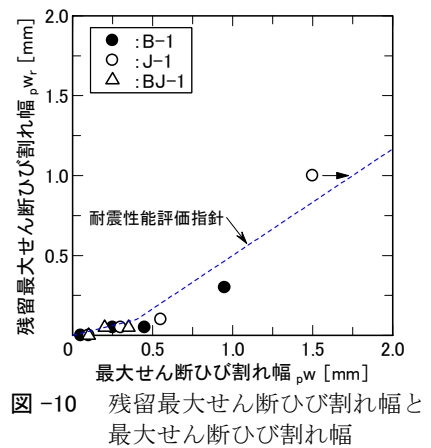


図-10 残留最大せん断ひび割れ幅と最大せん断ひび割れ幅

(5) 梁主筋のひずみ性状

IIシリーズの梁主筋のひずみ分布(正加力時)を図-6に示す。B-2R12, B-2R06ともに, R=+1/100~1/67 radで柱際から1D<sub>b</sub>離れた位置の主筋が降伏した。柱際位置の主筋は, R=+1/22 radで降伏ひずみに達した一部を除いて1段目主筋, 2段目主筋ともに降伏には至らず, 柱際からスパン中央寄りに1D<sub>b</sub>離れた位置で曲げ降伏したことがうかがわれる。

(6) 横補強筋のひずみ性状

IシリーズのB-1, J-1での梁のせん断力<sub>b</sub>Qと柱梁接合部内の中央に配した横補強筋のひずみの関係を図-7に示す。B-1については, 加力方向と直交する方向のひずみも併せて示す。全ての試験体で最大荷重時において降伏ひずみには達していない。また, 加力方向と直交す

る方向に, 加力方向と同程度のひずみが発生しており, 除荷時においてもほとんどのひずみが残留している。これは, 柱梁接合部内に生じた大きな圧縮応力によって, コンクリートが体積膨張するためと思われ, 特に本試験体は, 接合部内の横補強筋が外周筋のみであり, かつ柱の中段筋比が小さく, 柱梁接合部の拘束効果が低いため, 顕著に現われたと推察される。

(7) 柱梁接合部のせん断ひび割れ

柱梁接合部のせん断ひび割れ強度の実験値<sub>Exp</sub>τ<sub>cr</sub>と主応力度式による柱梁接合部のせん断ひび割れ強度<sup>3)</sup>の計算値<sub>Cal</sub>τ<sub>cr</sub>との比較を図-8に示す。ここで<sub>Exp</sub>τ<sub>cr</sub>はτ<sub>j,ave</sub>と同様の手法で求め, 主応力度式でのコンクリートの引張強度σ<sub>t</sub>は, New RC報告書<sup>5)</sup>に示す圧縮強度σ<sub>B</sub>から求める値を採用した。

I シリーズでは、 $\tau_{cr,Exp}$  は  $6.9 \sim 7.3\text{N/mm}^2$  となり、 $\tau_{cr,Cal}$  とよく対応している。II シリーズでは、B-2R06 は  $\tau_{cr,Exp}$  と  $\tau_{cr,Cal}$  が対応したが、B-2R12 は  $\tau_{cr,Exp}/\tau_{cr,Cal}$  が約 0.80 となった。

I シリーズにおける柱梁接合部の最大せん断ひび割れ幅  $p_w$  とせん断変形角  $\gamma$  の関係を図-9に、残留最大せん断ひび割れ幅  $p_{wr}$  と  $p_w$  の関係を図-10に示す。図中には耐震性能評価指針<sup>4)</sup>での評価結果も併せて示す。せん断ひび割れ幅は、クラックスケール (0.05mm ~ 1.5 mm) を用いて計測した。 $p_{wr}$  と  $p_w$  の関係は、おおむね評価結果とよく対応するが、 $p_w$  と  $\gamma$  の関係は、 $\gamma$  の大きい領域において  $p_w$  を過小評価している。 $\gamma$  に  $p_w$  が比例する本評価式は、横補強筋、柱主筋等の影響が含まれないためばらつきが大きいと考えられ、今後の詳細な検討が必要と思われる。

#### 4. まとめ

柱に F<sub>c</sub>120 級のコンクリートを用いた十字形架構の加力実験の結果、標準的な断面寸法の柱梁接合部の復元力特性は、既往の評価式とよく対応することが分かった。

また、梁の曲げ降伏位置を柱際からスパン中央寄りに設ける方法は、梁曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断変形の抑制に有効であり、架構の塑性変形能力が高くなることが分かった。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 2) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI318-95/318/R-95,1998
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 5) (財)国土開発技術センター：建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，1993



# 超高強度コンクリート（170～230N/mm<sup>2</sup>）を使用した 鉄筋コンクリート造柱の中心圧縮性状

## Compressive Properties of Reinforced Concrete Columns Using High Strength Concrete

田野 健治 KENJI TANO

松田 拓 TAKU MATSUDA

構造設計 DV 小田 稔 MINORU ODA

構造設計 DV 中野 翔太 SYOUTA NAKANO

設計基準強度 170～230N/mm<sup>2</sup>の超高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート造柱の中心圧縮性状に及ぼす異形 PC 鋼棒を用いた横補強筋の拘束効果を把握するために、柱の中心圧縮実験を実施した。その結果、設計基準強度 170～230N/mm<sup>2</sup>の超高強度コンクリートにおいても、横補強筋を適切に配置することによって拘束効果を得ることが可能であり、鉄筋コンクリート造柱の圧縮靱性を向上させることができることを確認した。また、既往のコンクリートの軸応力-軸ひずみ関係モデルを用いて、実験結果を評価することはおおむね可能であるが、最大荷重時以降の性状については検討の余地が残されているなどの知見を得た。

キーワード：RC 柱，中心圧縮実験，超高強度コンクリート，靱性，拘束効果

Structural experiments of reinforced concrete were carried out using concrete with compressive strength of 170 to 230N/mm<sup>2</sup>, longitudinal reinforcement with nominal yield strength of 980N/mm<sup>2</sup> and lateral reinforcement with nominal yield strength of 1275N/mm<sup>2</sup>. Those columns were tested under uniaxial compressive loads. From those tests, it is found that lateral reinforced of high strength steel enhances the compressive strength of the columns and improves the ductility of the high strength concrete with compressive strength of 170 to 230N/mm<sup>2</sup> effectively. Also from these results, Stress-Strain curve model of the confined concrete proposed by others can evaluate the results of the test. However, the model is not appreciable enough of the post-peak behavior.

**Key Words** : RC Column, Uniaxial Compression Test, High Strength Concrete, Ductility, Confined Effect

### 1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下、RC）造は、高強度材料や高強度材料を用いた構造部材に関する研究開発が進み、高強度コンクリートの高層建物への適用が多く見られるようになってきた。また、集合住宅を中心に高層化の需要が増加し、それに伴い使用する材料はより高強度化する傾向にある。

一方、より高強度コンクリートの特性を活かすには、地震時に大きな軸力を負担する柱部材への適用が考えられる。しかし、コンクリート強度が高くなるにつれて、コンクリートを拘束することによる圧縮靱性の改善効果は低くなるとの報告<sup>1)</sup>がある。また他方、超高強度

RC 柱においても、適当量の横補強筋を配することによって圧縮靱性が改善され、曲げ変形性能が向上するという報告<sup>2)</sup>もある。

十分な曲げ変形性能が期待される柱部材に超高強度コンクリートを使用する場合には、荷重-変形関係におけるピーク時の挙動を把握することが不可欠であり、そのためには圧縮域のコンクリートの応力-ひずみ関係を明らかにする必要がある。しかしながら、圧縮強度 200N/mm<sup>2</sup>以上の超高強度コンクリートを用いた検討例は少ないのが現状である。

そこで本研究では、超高強度コンクリートを使用した RC 柱の横補強筋による拘束効果および圧縮靱性の改善効果を確認するために、設計基準強度（以下、 $F_c$ ）が

表-1 試験体一覧

試験体	正方形断面(1辺) mm	コンクリート設計 基準強度 $F_c$ N/mm <sup>2</sup>	横補強筋		
			配筋	$P_w$ %	$\rho_s$ %
No.1	245	170	4-φ5.1@40	0.67	2.15
No.2			4-φ6.1@40	1.00	3.24
No.3			4-φ6.1@25	1.60	5.19
No.4*	300	230	4-φ5.1@40	0.67	2.15
No.5	245		4-φ6.1@40	1.00	3.24
No.6			4-φ6.1@25	1.60	5.19
No.7			300	4-φ6.1@25	1.60
No.8*	300				

\* : かぶりコンクリートのある試験体

$P_w$  : 想定したかぶりを含む断面で求めた主筋比

主筋16-D16 (SD980) ,  $p_g=3.54\%$

$P_w$  : 想定したかぶりを含む断面で求めた横補強筋比

$\rho_s$  : 拘束された断面 (コア断面) で求めた体積比

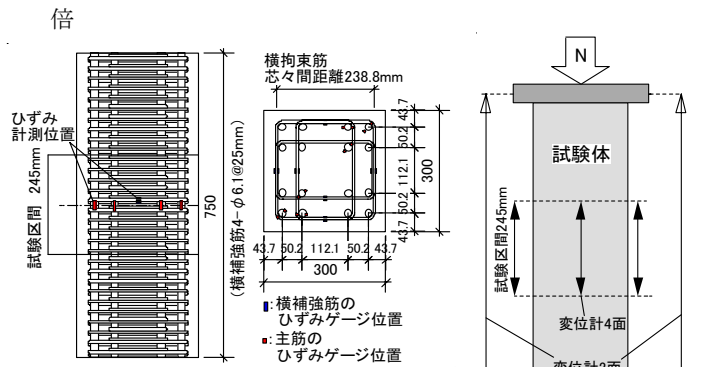


図-1 試験体形状および配筋  
(一例, No.4,8)

図-2 加力・計測状況

表-2 コンクリートの使用材料

	種類	記号	物性
結合材 (B)	低熱ポルトランドセメント	LC	密度 : 3.24g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 : 3300cm <sup>2</sup> /g
	早強ポルトランドセメント	HC	密度 : 3.13g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 : 4550cm <sup>2</sup> /g
	ジルコニア起源シリカ質微粉末	ZSF	密度 : 2.25g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 : 10.2m <sup>2</sup> /g
細骨材	フェロニッケルスラグ	S	密度 : 2.96g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 : 0.76%, F.M. : 2.2
粗骨材	硬質砂岩1305	G	密度 : 2.66g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 : 0.84%, 最大寸法 : 13mm
混和剤	高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系

表-3 コンクリートの調合およびフレッシュ性状

$F_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	W/B [%]	単位量[kg/m <sup>3</sup> ]						フロー時間 [sec.]		スランブ フロー [cm]	空気量 [%]	コンリート 温度[°C]	気温 [°C]
		W	B=LC+HC+ZSF			S	G	50cm	停止				
			LC	HC	ZSF								
230	13	150	808	115	231	366	848	4.6	>180	65	2.6	19.3	14.1
170	18	150	584	83	167	679	848	4.5	>180	80	2.3	28.8	17.5

170 ~ 230N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを異形 PC 鋼棒によって拘束した超高強度 RC 柱試験体の中心圧縮実験を実施した。実験では横補強筋量を連続的に変えた試験体により、拘束量の変化による拘束効果を確認するとともに、既往の文献による軸応力-軸ひずみ関係のモデルを用いた算定結果と実験結果との比較を行った。以降、その結果について報告を行う。

## 2. 実験計画

### (1) 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体の形状および配筋を図-1に示す。試験体数は、縮尺約 1/3 を想定した計 8 体である。断面寸法は、かぶりコンクリートの早期剥落による急激な耐力低下を防ぎ、安定した応力-ひずみ関係を得る目的のかぶりのない断面 (245mm角) と、実際の柱を想定したかぶりのある断面 (300mm角) の 2 種類である。試験体の高さは、かぶりのある試験体の柱幅の 2.5

倍 (750mm) とした。実験因子は、コンクリートの圧縮強度と横補強筋比である。コンクリートの使用材料を表-2に示す。コンクリートの使用材料・調合は既報<sup>3)</sup>を参考とし、試験体の設計基準強度は 170, 230N/mm<sup>2</sup> とした。結合材 (B) には低熱ポルトランドセメント (L) とジルコニア起源シリカ質微粉末 (ZSF) と早強ポルトランドセメント (H) を質量比 7 : 2 : 1 で混合したものを使用した。細骨材はフェロニッケルスラグ細骨材を、粗骨材は茨城県桜川産硬質砂岩砕石 (6号) を使用した。化学混和剤 (SP) はポリカルボン酸系の高性能減水剤を使用した。コンクリートの調合およびフレッシュ性状を表-3に示す。コンクリートの練混ぜには強制二軸ミキサを使用した。練混ぜ順序および時間は、B投入 (30秒) → W+SP投入 (180秒) → G投入 (180秒) とした。 $F_c=230\text{N/mm}^2$  のスランブフロー値が 80cm と大きいのが、 $F_c=230, 170\text{N/mm}^2$  とともに材料分離することなく良好なフレッシュ性状が得られ、速やかに柱試験体の打設を行うことができた。

表-4 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 (×10 <sup>4</sup> )N/mm <sup>2</sup>	割裂強度 N/mm <sup>2</sup>	ポア ソン比
No.1～3 (TP)	170	5.01	7.61	0.21
No.5～7 (TP)	221	5.34	8.26	0.22
No.4 (コアTP)	188	—	—	—
No.8 (コアTP)	230	—	—	—

表-5 鉄筋の材料試験結果

鉄筋径	降伏点 N/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 (×10 <sup>5</sup> )N/mm <sup>2</sup>	降伏ひずみ μ(×10 <sup>-6</sup> )	伸び %
D16	893	999	1.84	5199	5.7
φ5.1	1421	1470	1.99	7714	9.9
φ6.2	1271	1445	2.01	6873	9.4

\*降伏点はG. Y. P法による

柱試験体の養生条件は、既報<sup>4)</sup>で検討した70℃蒸気養生を参考にした。柱試験体は、4側面を合板型枠+厚さ50mmの断熱材、上下面を厚さ50mmの断熱材で覆い、蒸気養生設備（断熱シート内）にて20℃条件で48時間前養生した。その後、断熱材を取り外すことなく70℃蒸気養生を6日間実施後に、蒸気出力を制御して2日間かけてコンクリート温度を外気温まで降下させた。なお、片寄らの論文<sup>5)</sup>では、Fc150N/mm<sup>2</sup>の実大有筋試験体で自己収縮によるひび割れの確認が報告されているが、本研究で作製した試験体では、ひび割れなどは観察されることはなかった。また、φ100×200の円柱供試体（以下、TP）を簡易鋼製モールドで作製して、ビニルシートで封かんし、蒸気養生シート内で養生した。

横補強筋には、直径5.1、6.2mmの異形PC鋼棒（降伏点σ<sub>y</sub>=1275N/mm<sup>2</sup>）を一筆書きで囲形に成形したものを使用し、横補強筋比（以下、P<sub>w</sub>）を0.67、1.00、1.60%の3種類とした。主筋はD16（SD980）を断面内に16本配置した。

本研究で使用したコンクリートの材料試験結果を表-4に、鉄筋の材料試験結果を表-5に示す。なお、コンクリートの材料試験結果にはTPに加え、同じコンクリートを試験体と同条件で養生したブロック（W×D×H=300×300×750mm）からコアを抜き出したφ100×200の円柱供試体（以下、コアTP）の結果も示す。

(2) 加力方法および計測方法

加力・計測状況を図-2に示す。加力は、24MN圧縮試験機を用いて単調一軸圧縮荷重にて行った。試験区間は試験体中央の245mm（かぶりのない断面の幅と同じ）とし、変位は4面に設置した変位計により計測を行った。

また、試験体上下にある載荷板間（750mm）の2面を変位計により計測し制御変位とした。鉄筋のひずみは、試験体高さ中央位置において主筋および横補強筋につい

表-6 最大荷重時における軸応力と鉄筋の軸ひずみ

No.	最大荷重時				
	軸応力度 N/mm <sup>2</sup>	軸ひずみ度 %	主筋 軸ひずみ度 %	横補強筋(中) 軸ひずみ度 %	横補強筋(外) 軸ひずみ度 %
No.1	164.1	0.45	0.42	0.15	0.17
No.2	169.2	0.53	0.49	0.16	0.14
No.3	183.7	0.56	0.48	0.21	0.20
No.4	139.9	0.26	0.32	0.06	0.06
No.5	203.0	0.37	0.43	0.13	0.15
No.6	207.8	0.46	0.47	0.14	0.16
No.7	225.8	0.41	0.52	0.13	0.18
No.8	156.3	0.32	0.35	0.08	0.08

て、ひずみゲージを用いて計測した。

3. 実験結果

(1) 軸応力-軸ひずみ関係

最大荷重時における軸応力と鉄筋の軸ひずみを表-6に各試験体のコンクリートの軸応力-軸ひずみ関係を図-3に示す。なお、以下TPの実圧縮強度をσ<sub>TP</sub>と表記することにする。また、図中にはHognestadらの提案した<sup>6)</sup>円柱供試体（プレーンコンクリート）の圧縮試験から得られる圧縮強度を用いた角柱の最大荷重計算式(1)の計算結果も合わせて示す。

$$\sigma u = \frac{(0.85 \cdot f_c' \cdot A_c + E_s \cdot \epsilon_{cu}' \cdot A_{st})}{A_c} \quad (1)$$

ここに、σ<sub>u</sub>：角柱の最大荷重計算値（N/mm<sup>2</sup>）

f<sub>c</sub>'：コンクリートの圧縮強度（N/mm<sup>2</sup>）

A<sub>c</sub>：コンクリートの断面積（N/mm<sup>2</sup>）

E<sub>s</sub>：鉄筋のヤング係数（N/mm<sup>2</sup>）

ε<sub>cu</sub>'：コンクリートの終局ひずみ

A<sub>st</sub>：鉄筋の断面積（N/mm<sup>2</sup>）

Hognestadらは、円柱供試体の試験結果から角柱の最大強度を推定するにあたり、コンクリート断面の負担力と鉄筋断面の負担力の累加が成立するとしているが、その際には、コンクリート断面の負担力に低減係数0.85を乗ずる必要があるとしている。すなわち、角柱試験体のコンクリート断面は、円柱供試体の圧縮強度まで軸力を負担できないことを意味している。

コンクリートの軸応力は、全体の載荷荷重から軸方向に配置されている主筋の負担する荷重を減じ、その値をコンクリートの断面積で除して求めた。軸ひずみは、最大荷重までは試験区間の4本の変位計により計測された値を試験区間（245mm）で除して求め、最大荷重以降については試験区間の変位計の値がばらつくため、上下載荷板間の2本の変位計により計測された値を試験体高さ（750mm）で除して求めた。

かぶりのない試験体（σ<sub>TP</sub>=170N/mm<sup>2</sup>）は、最大荷重の約7割程度の荷重で、試験体表面の薄いかぶり部分

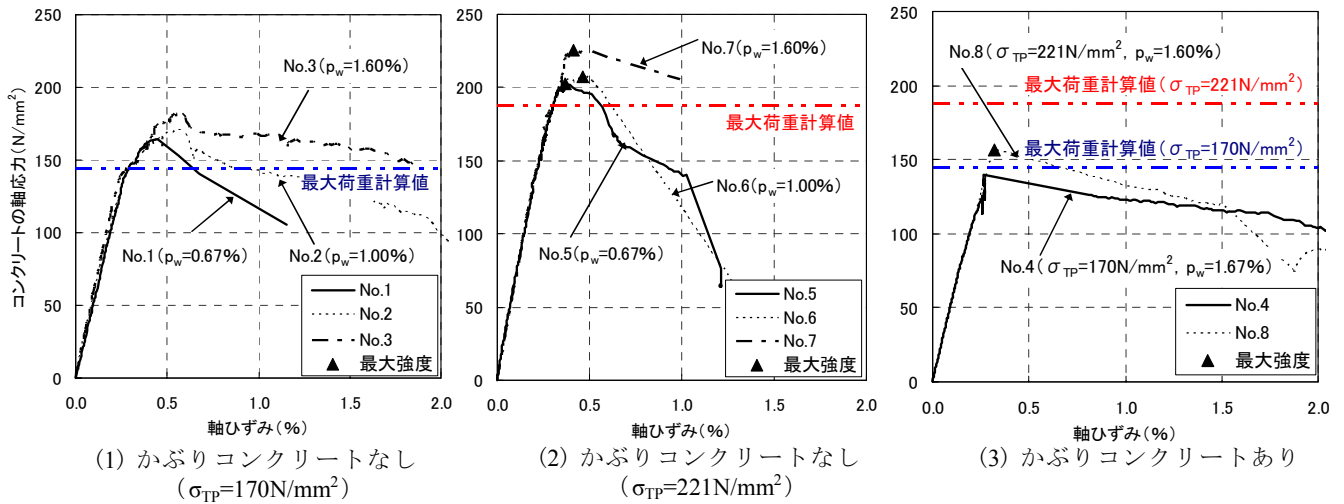


図-3 コンクリートの軸応力-軸ひずみ関係

(厚さ 2mm 程度 of モルタル) が剥落を始め、その後は徐々に剛性が低くなり最大荷重に至った。最大荷重時のコンクリートの軸応力および軸ひずみは、おおむね横補強筋比の増大に伴い、大きくなる傾向を示した。最大荷重時以降の荷重における荷重の低下は、横補強筋比が大きくなるにつれて緩やかになり、安定したものとなった。かぶりのない試験体 ( $\sigma_{TP}=221\text{N/mm}^2$ ) は、最大荷重の7割程度の荷重から、試験体表面の薄いかぶり部分が剥落を始めたが、軸応力-軸ひずみ関係にはほとんど影響をもたらさなかった。その後、最大荷重に達すると  $\sigma_{TP}=170\text{N/mm}^2$  試験体と比較して、急激に荷重が低下した。最大荷重時のコンクリートの軸応力および軸ひずみは、おおむね横補強筋比の増大に伴い大きくなる傾向を示した。また、最大荷重時以降の荷重における荷重の低下は、No.7試験体 ( $p_w=1.60\%$ ) では同コンクリート強度のほかの2体の試験体に比べて緩やかであったものの、No.5 ( $p_w=0.67\%$ )、No.6 ( $p_w=1.00\%$ ) では横補強筋比の違いによらず、急激なものとなった。

かぶりのある試験体 ( $\sigma_{TP}=170, 221\text{N/mm}^2$  とともに) は最大荷重の約9割程度の荷重で破裂音とともに、かぶりコンクリートの一部が剥落し、その後、最大荷重に至った。最大荷重以降は、かぶりコンクリートを徐々に押分けながら荷重が低下した。

なお、全試験体に共通であるが、最大荷重時には横補強筋の降伏は見られなかった。しかし、最大荷重時以降の荷重においては、一部の試験体において横補強筋が折り曲げ部において破断していることが確認された。

最大荷重の実験値と計算値の比較では、かぶりのない試験体 ( $\sigma_{TP}=170, 221\text{N/mm}^2$ ) は、実験値が計算値を約13~19%ほど上回った。一方、かぶりのある試験体 ( $\sigma_{TP}=170, 221\text{N/mm}^2$ ) は約13~17%ほどは約13~17%

ほど下回った。このことは、かぶりコンクリートは早期に剥落し、最大荷重時の荷重寄与率が小さいことによるものと思われる。

(2) 軸応力-横補強筋ひずみ関係

各試験体の最大荷重時までのコンクリートの軸応力-横補強筋ひずみ関係を図-4に示す。破線は横補強筋の最外縁に貼付されたひずみゲージの平均値であり、実線は断面中に貼付されたひずみゲージの平均値である。

かぶりコンクリートのない試験体 ( $\sigma_{TP}=170\text{N/mm}^2$ ) は、最大荷重の約7割程度の荷重から横補強筋のひずみの増加割合が大きくなり始め、その後、最大荷重に至った。同軸応力時におけるひずみは、最外縁より断面中のほうが若干ではあるが大きく、横補強筋比が小さいほど大きな値を示している。

かぶりコンクリートのない試験体 ( $\sigma_{TP}=221\text{N/mm}^2$ ) は、最大荷重の約7割程度の荷重から横補強筋のひずみの増加割合が若干であるが大きくなり始め、その後、最大荷重に至った。同軸応力時におけるひずみは、最外縁より断面中のほうが大きく、横補強筋比が小さいほど大きな値を示している。また、最大荷重時の横補強筋のひずみを  $\sigma_{TP}=170\text{N/mm}^2$  の試験体と比べると、 $\sigma_{TP}=221\text{N/mm}^2$  試験体は最大荷重時のひずみが小さい。このことはコンクリートの強度が高くなるにつれて、横補強筋による拘束効果が得難くなることを示している。

一方、かぶりコンクリートのある試験体 ( $\sigma_{TP}=170, 221\text{N/mm}^2$  とともに) は、かぶりコンクリートのない試験体と異なり、最外縁および断面中のひずみはほぼ同様な性状を示している。このことは、かぶりコンクリートの存在が横補強筋の効き方に影響を及ぼしていることによるものと思われる。

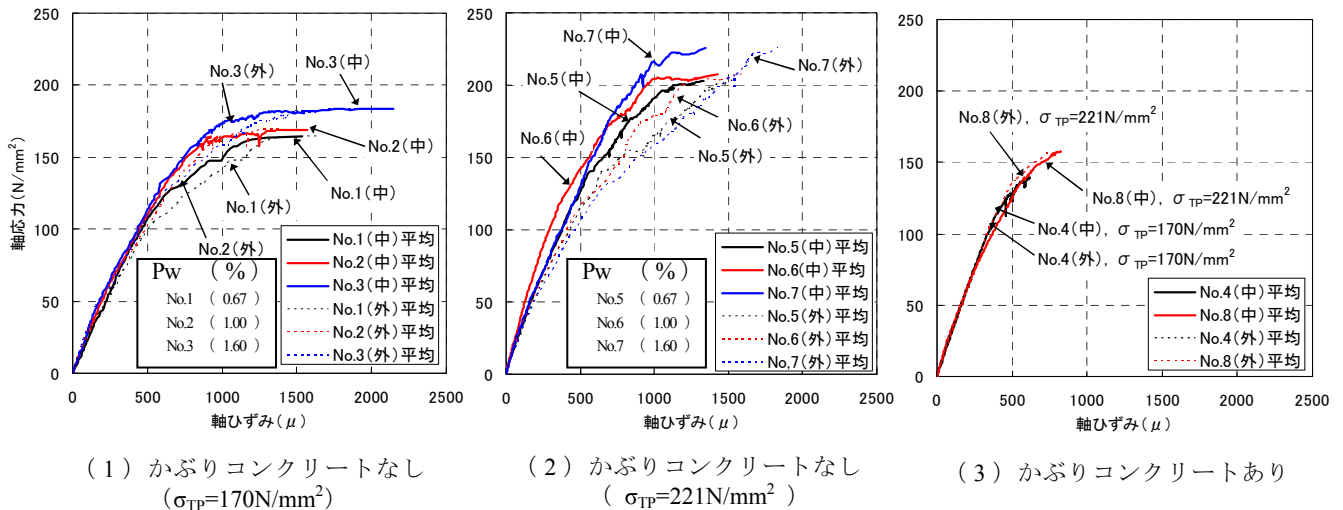


図-4 コンクリートの軸応力-横補強筋ひずみ関係

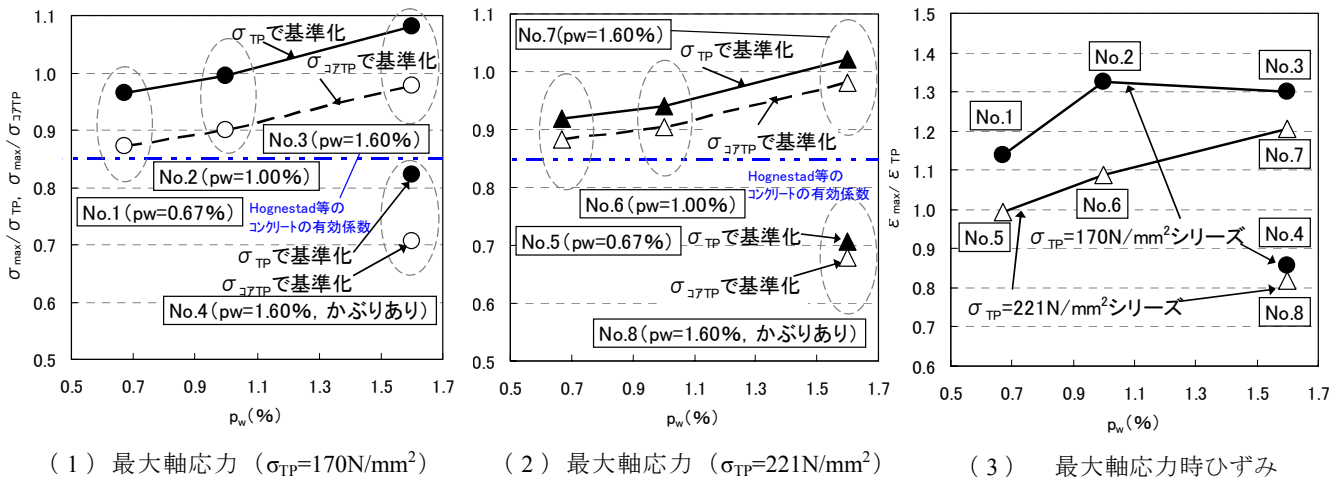


図-5 基準化実験値と横補強筋比関係

(3) 横補強筋比による影響

円柱供試体（TP）とコア抜きした円柱供試体（コアTP）の圧縮強度を用いて、実験結果を基準化した値と横補強筋比の関係を図-5に示す。(1), (2)はコンクリートの最大軸応力について(3)は最大軸応力時のひずみについて示している。横補強筋比の増加に伴い、最大軸応力および最大軸応力時のひずみが大きくなる傾向を示しており、横補強筋による拘束効果が認められる。また、コンクリート強度の増加やかぶりコンクリートの存在により、拘束効果が小さくなる傾向であることが分かる。なお、図中には3.1で示した式(1)のコンクリートの低減係数(0.85)を示している。かぶりのない試験体(σ<sub>TP</sub>=170,221N/mm<sup>2</sup>)は、0.85を上回るが、かぶりのある試験体は0.85を下回る。このことは3.1でも触れたように、かぶりコンクリートが最大荷重に寄与していないことが原因であると思われる。

4. 拘束効果の検証

(1) 最大荷重の実験値と計算値

ここでは、かぶりコンクリートのない試験体について既往の拘束コンクリートモデルとの比較を試みる。検討に用いる拘束コンクリートモデルとしては、六車らのモデル<sup>2)</sup>と小室らのモデル<sup>7)</sup>とした。六車らは横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線実測結果を、プレーンコンクリートの応力ひずみ曲線における接線弾性係数E<sub>i</sub>、最大応力時ひずみε<sub>m</sub>、曲げ圧縮限界ひずみε<sub>u</sub>、圧縮強度f<sub>c</sub>'の実測値と研究で導いた横拘束係数C<sub>c</sub>を用いて整理し、拘束コンクリートのモデル化を提案している。

小室らは、六車らのモデルの特性値を変更し、最大荷重以降の圧縮特性を超高強度コンクリートに適用可能な拘束コンクリートのモデルとして提案している。本研究では次節で、小室らの提案モデルによる計算結果と実験結果との比較を行っている。ただし、小室らのモデルの

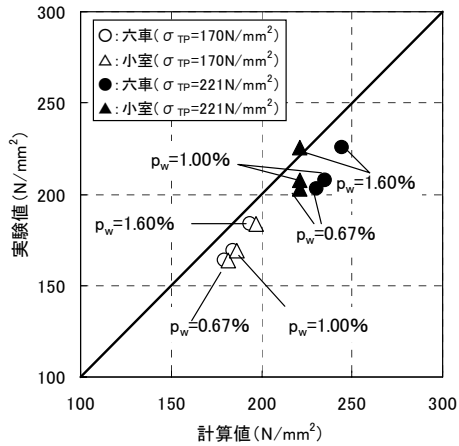


図-6 各モデルによる最大荷重の計算値と実験値の比較

適用範囲は圧縮強度  $180\text{N/mm}^2$  程度までであり、本研究で取り扱う圧縮強度  $200\text{N/mm}^2$  を超えるコンクリートに関しては適用範囲外となるが、ここでは参考のために敢えて用いた。

各モデルによる最大荷重の計算値と実験値の比較を図-6に示す。図中の白抜きが  $\sigma_{TP}=170\text{N/mm}^2$  の試験体、黒塗りが  $\sigma_{TP}=221\text{N/mm}^2$  の試験体である。これより  $\sigma_{TP}=170\text{N/mm}^2$  の試験体においては、六車ら、小室らのモデルは実験値を多少過大に評価しているものの、横補強筋比の変化をおおむね適切に取り扱っているものと思われる。

一方、 $\sigma_{TP}=221\text{N/mm}^2$  の試験体においては、六車らのモデルは横補強筋比の影響を表現できているものの、実験値を過大に評価している。小室らのモデルは、実験値をおおむね評価できているものの、横補強筋比の変化による最大荷重への影響を反映していないようである。

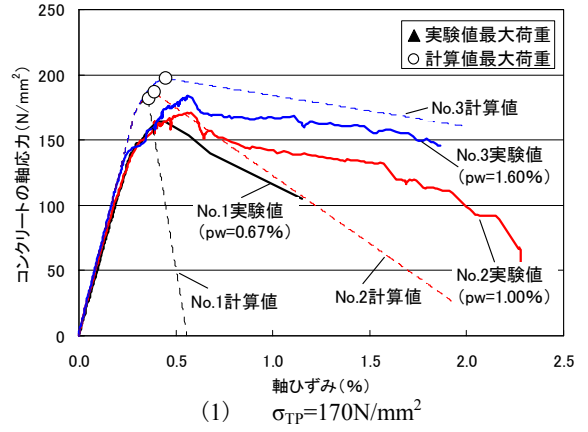
(2) 既往のモデルと実験値の比較

かぶりコンクリートのない試験体の実験値と小室等が提案しているコンクリートの軸応力-軸ひずみ関係モデルとの比較を図-7に示す。

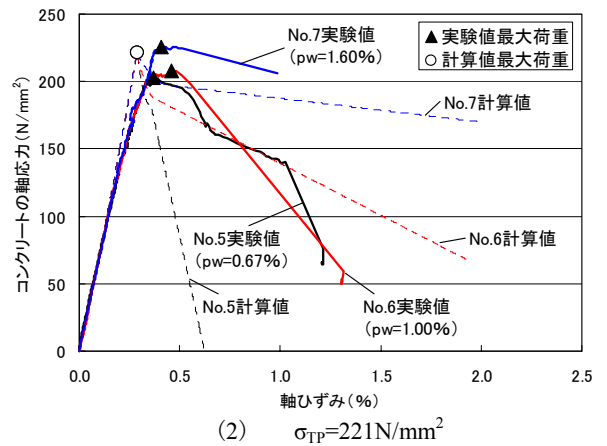
$\sigma_{TP}=170\text{N/mm}^2$  の試験体では、最大荷重計算値は実験値を過大に評価し、最大荷重時の軸ひずみの計算値は、実験値を過小に評価していることが分かる。

$\sigma_{TP}=221\text{N/mm}^2$  の試験体では、最大荷重計算値は実験値をほぼ適切に評価し、最大荷重時の軸ひずみの計算値は、実験値を若干過小評価していることが分かる。

$\sigma_{TP}=170, 221\text{N/mm}^2$  の試験体ともに、最大荷重時以降の性状は、計算値と実験値に大きな隔たりがある。今後の検討課題である。



(1)  $\sigma_{TP}=170\text{N/mm}^2$



(2)  $\sigma_{TP}=221\text{N/mm}^2$

図-7 拘束コンクリートの実験値と既往のモデルの比較

5. まとめ

圧縮強度が  $170, 221\text{N/mm}^2$  の超高強度コンクリートを使用した RC 柱の横補強筋による拘束効果および圧縮靱性の改善効果を確認するために、中心圧縮実験を実施し、以下の知見を得た。

- ① 圧縮強度  $\sigma_{TP}=170, 221\text{N/mm}^2$  のコンクリートともに材料分離することなく良好なフレッシュ性状が得られ、速やかに柱試験体の打設を完了することができた。また、脱型後に試験体表面にひび割れなどは観察されることはなかった。
- ② 圧縮強度  $\sigma_{TP}=170, 221\text{N/mm}^2$  の超高強度コンクリートであっても、横補強筋を適切に配置することによって拘束効果を得ることが可能であり、コンクリートの圧縮靱性を向上させることができる。
- ③ コンクリートの軸応力-軸ひずみ関係を、既往の小室らのモデルを用いてモデル化を試みた結果、おおむね評価が可能であることを確認した。しかし、最大荷重時以降の性状については、十分に評価がなされているとはいえず、今後、多くの実験

が行われ、最大荷重以降の性状が解明されることが望まれる。

謝辞：本実験の実施にあたり、住友大阪セメント株、日本シーカ（株）、SMC コンクリート（株）、日本シーカ（株）、SMC コンクリート（株）、JFEテクノワイヤ（株）、共栄製鋼（株）の皆様にご協力いただきました。ここに感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 六車 照ほか：高強度横補強筋による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集 C-2， pp.1253-1254， 1982.9
- 2) 六車 照ほか：横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集， pp317-320， 1983
- 3) 河上浩司ほか：200N/mm<sup>2</sup> 級超高強度の実用化に関する研究，コンクリート工学年次論文集， Vol.31， No.1， pp.1489-1494， 2009.6
- 4) 蓮尾孝一ほか：200N/mm<sup>2</sup> 級超高強度 PCa コンクリートの検討，日本建築学会学術講演梗概集，材料施工， pp.991-994， 2010.9
- 5) 片寄 哲務ほか：高強度コンクリートの弱材齢時における力学特性と自己収縮挙動，第28回コンクリート工学年次講演会講演論文集， pp497-502， 2006
- 6) Mattock， A.H.;Kriz， L.B.Hognestad， E.”Rectangular concrete stress distribution in ultimate strength design” .Journal of the ACI.february 1961.
- 7) 小室 努ほか：100～180N/mm<sup>2</sup> の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性，日本建築学会構造系論文集， 577号， pp77-84， 2004.3

# 桁行き方向に梁が無いスラブの床衝撃音遮断性能に関する検討

## Study of Heavy Weight Floor Impact Sound Level Insulation on Non-Beam-Slab in Ridge Direction

小林 秀彰 HIDEAKI KOBAYASHI  
嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA  
赤尾 伸一 AKAO SHIN-ICHI  
川島 学 MANABU KAWASHIMA  
平田 裕一 YUICHI HIRATA

桁行き方向の梁の有無がスラブの重量床衝撃音遮断性能に与える影響を把握するために、実建物で測定を行った。その結果、梁が無いスラブの端部ではインピーダンスレベルが低下するが、スラブ端部から 2m 程度離れた場所では梁の有無でインピーダンスレベルに差異が無いことが分かった。また重量床衝撃音遮断性能の予測手法として有限要素法に着目し、測定結果との比較による解析精度の検証を行った結果、梁が無いスラブに対して有効な予測手法であることが分かった。  
キーワード：重量床衝撃音レベル、インピーダンスレベル、有限要素法

In order to evaluate the influence of beams in ridge direction on heavy weight floor impact sound level insulation, on-site experiments were conducted in a building under construction. As a result, impedance level was observed to decrease at the edge of the slabs without beam in ridge direction, but there was no difference of impedance levels between slabs with beam and slabs without beam at the point of 2m away from the edge of slab. And it was demonstrated that FEM analysis simulates heavy weight floor impact sound level insulation for the non-beam-slab with appropriate accuracy.

**Key Words:** Heavy Weight Floor Impact Sound Level, Impedance Level, FEM

### 1. はじめに

近年の集合住宅では、構造形式の多様化により、設計自由度の高さを考慮して部分的に梁の無いスラブが設計される場合がある。集合住宅では床衝撃音遮断性能が要求されるため、梁が無いことによる床衝撃音遮断性能への影響を把握しておく必要がある。

現在、重量床衝撃音レベルの予測手法として日本建築学会によって「インピーダンス法 2009<sup>1)</sup>」が策定されている。インピーダンス法 2009 は、スラブ厚さなどから算出される基本インピーダンスレベル、スラブ端部の梁や壁の拘束によるインピーダンスレベル上昇量、スラブ共振によるインピーダンスレベルの低下量などから重量床衝撃音レベルを予測する。しかし、この手法は梁を有するスラブを対象としており、梁が無いスラブについての予測手法についてはまだ十分に整備されていない。

また既往研究については、梁が無いスラブの重量床衝

撃音遮断性能の検討例が少ない状況である<sup>2),3)</sup>。

そこで本稿では、桁行き方向に梁が無いスラブを対象に、梁の有無が重量床衝撃音遮断性能に与える影響について実建物で測定した結果を報告する。また重量床衝撃音遮断性能の予測手法として有限要素法（以下 FEM）に着目し、桁行き方向に梁が無いスラブにおける測定結果との比較で数値解析の精度検証を行った結果についても報告する。

### 2. 測定による検討

#### (1) 測定概要

図-1 に測定を行ったスラブを示す。梁の有無によるスラブの重量床衝撃音遮断性能を把握するために、桁行き方向に梁が有る実建物を対象とした。測定したスラブの種類は、図-1(a) の「桁行き方向の両側に梁が無いスラブ（以下、梁無しスラブ）」、図-1(b) の「桁行き方向



の片側に梁が有るスラブ（以下、片側梁有りスラブ）」、**図-1(c)**の「桁行き方向の両側に梁が有るスラブ（以下、梁有りスラブ）」の3種類とした。**図-1(a)**と**(b)**は、コンクリートを打設しないスリットを設けて作製した。スラブ面積は**図-1**に示すように、各条件で異なる。

スラブは合成床版240mmで、断面構成は175mmのハーフ PC 版の上に65mmのトップコンを打設した。スリット部分は、ハーフ PC 版のジョイント部を中心に300mm幅でトップコンを打設しない状態である。またコンクリート強度は実験日の2～3週間前で72N/mm<sup>2</sup>であった。

(2) 測定方法

測定は、駆動点インピーダンスレベルと重量床衝撃音レベルについて行った。駆動点インピーダンスレベルは、スラブ端部の拘束量を把握するために衝撃時間内インピーダンスレベルと、拘束量や共振などすべての影響を含んだ全時間応答インピーダンスレベルを測定した。

**図-1**中に測定点を記す。測定では、スラブ端部から2mまでをバルコニー、その奥にLDを配置するプランを想定した。

衝撃時間内インピーダンスの測定点は、梁の有無によるスラブ端部の拘束量の変化を把握するために、スラブ端部を始点として測線上に測定した。測定点は測線1～3を設定した(**図-1(a)**、**(c)**)。

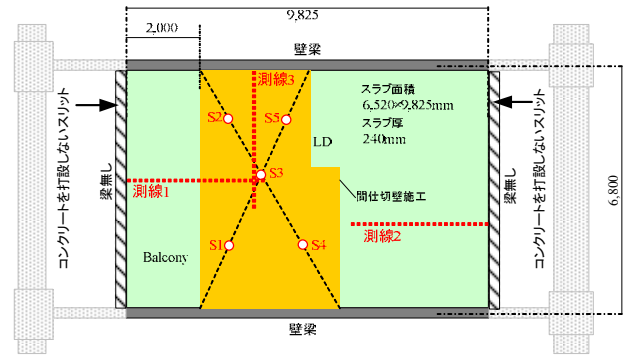
全時間応答インピーダンスと重量床衝撃音レベルの加振点は、LD内で平面的に均等になるように5点を設定した。また重量床衝撃音レベルの受音室は、LDを想定した範囲に間仕切壁を施工して、天井は直天井とした。

**図-2**にインピーダンスレベルの測定ブロックダイアグラムを示す。インパクトハンマーでスラブを衝撃加振した時の力と、圧電型ピックアップにより測定したスラブの速度応答から、FFT分析器によりインピーダンスレベルを算出した。サンプリング周波数は25,600Hz、計測時間は1.28秒とした。重量床衝撃音レベルの測定は、JIS A 1418:2000「建築物の床衝撃音遮断性能の測定方法」に準拠した。床衝撃音発生器は衝撃力特性(1)をもつバンブマシンとした。

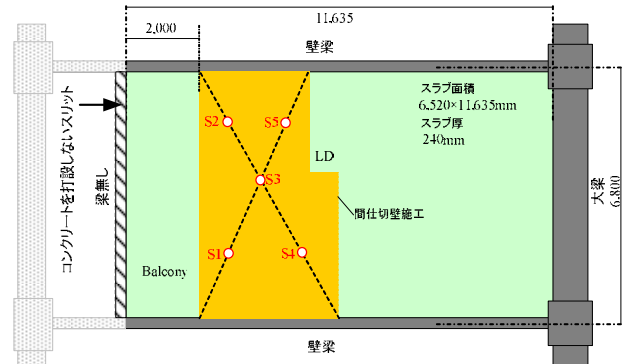
(3) 実験結果

a) 梁の有無によるスラブ端部の拘束量の変化

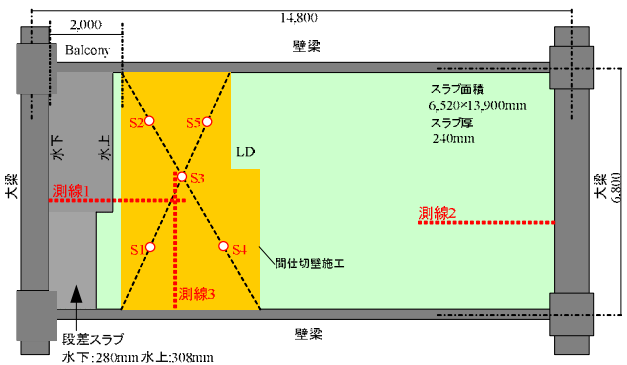
**図-3**に梁無しスラブ、梁有りスラブにおける測線1～3のスラブ端部からの衝撃時間内インピーダンスレベルの変化を示す。**図-3**はスラブ端部からの距離(X)と衝撃周波数(210Hz)の曲げ波の波長( $\lambda$ )の比( $x/\lambda$ )をパラメータとして、測線上で最もスラブ端部から



(a) 桁行き方向の両側に梁が無いスラブ



(b) 桁行き方向の片側に梁が有るスラブ



(c) 桁行き方向の両側に梁が有るスラブ

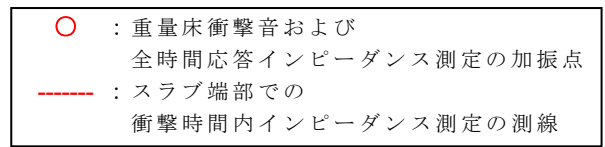


図-1 実験したスラブおよび測定点位置

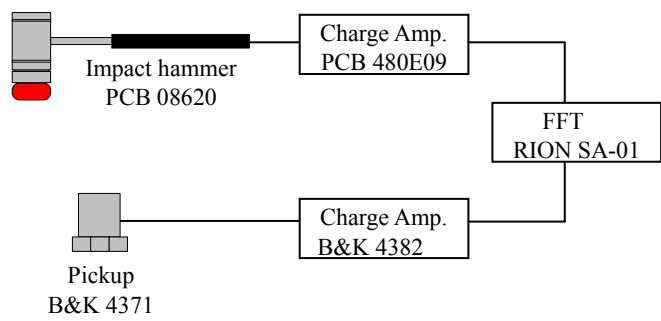


図-2 測定ブロックダイアグラム

離れた測定点からのインピーダンスレベルの上昇量である（インピーダンス法2009による「スラブ端部周辺拘束の影響補正曲線」）。梁有りスラブの測線2は、スラブ端部に近づくにつれてインピーダンスレベルは8dB程度まで上昇しており、この傾向はインピーダンス法における「床スラブの剛性が高い場合」の端部拘束量に類似した結果となった。梁無しスラブでは、測線1と測線2は梁無し端部に近づくにつれてインピーダンスレベル上昇量は-6~-8dB程度まで低下しており、梁有りスラブと逆の傾向となった。また梁有りスラブの測線1が他の測線の値より大きいのは、段差スラブの影響であると考えられる。

図-3の $\lambda b$ を重量床衝撃音レベルの決定周波数 63Hz から算出して、スラブ端部からの距離に換算したものと衝撃時間内インピーダンスレベルの絶対値の関係を図-4に示す。スラブ端部から1.5m程度までは梁の有無で重量床衝撃音レベルに影響があるが、スラブ端部から1.5m以上離れると梁の有無による影響はほとんど無くなる傾向が見られた。

b) 居室部分における全時間応答インピーダンス

図-5に梁無しスラブ、片側梁有りスラブ、梁有りスラブの S3 点における全時間応答インピーダンスレベルを示す。ここで1次固有振動数は、梁無しスラブと片側梁有りが23.4Hz、梁有りスラブは30.5Hzである。全スラブで共振の影響により1次固有振動数付近が低下して、高次周波数になるにつれて120dB程度に収束する傾向が見られた。120dBは実験したスラブ厚さ240mmの基本インピーダンスレベルに相当する値である。63Hz帯域内に関しては、梁無しスラブは50.8Hzでインピーダンスレベルの低下が見られたが片側梁有りスラブと梁有りスラブでは大きな低下は見られなかった。

図-6に、各打点別の全時間応答インピーダンスのオクターブバンドレベルを示す。S3は他の点と比較して1次固有振動数を含む31.5Hz帯域でインピーダンスレベルが低下しているが、梁の有無による差異は認められなかった。またS3で梁無しスラブが63Hz帯域で低下しているが、他の点では63Hz帯域に梁の有無による影響は見られなかった。このS3の梁の有無によるインピーダンスの差異については、次章のFEM解析の精度検証をする際にも確認することとする。図-7に、全5打点の全時間応答インピーダンスのオクターブバンドレベルの平均値を示す。重量床衝撃音レベルを評価する際の5点平均では、梁の有無による影響は見られなかった。

(4) 居室部分における重量床衝撃音レベル

図-8に、梁の有無による重量床衝撃音レベルの測定結

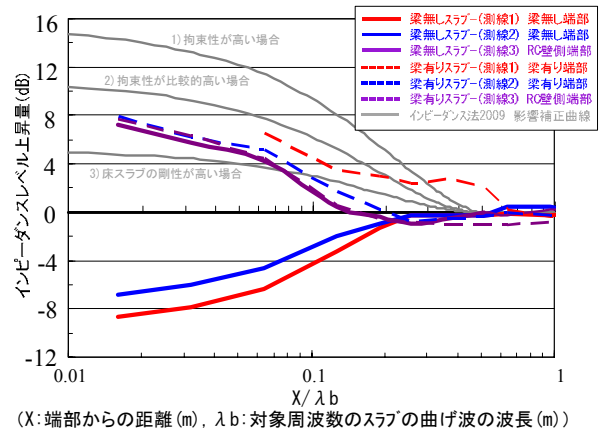


図-3 スラブ端部からの衝撃時間内インピーダンスレベルの変化

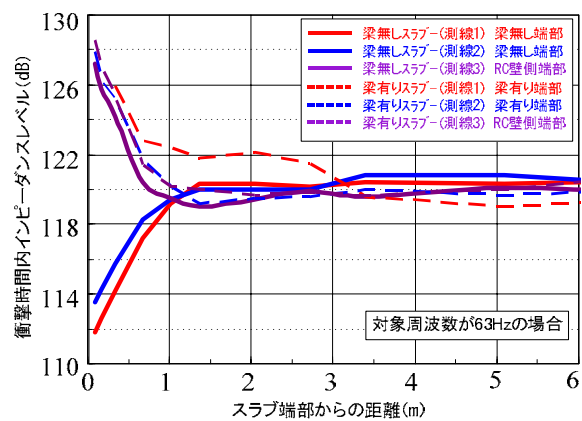


図-4 対象周波数 63Hz における端部からの距離と衝撃時間内インピーダンスレベルの絶対値

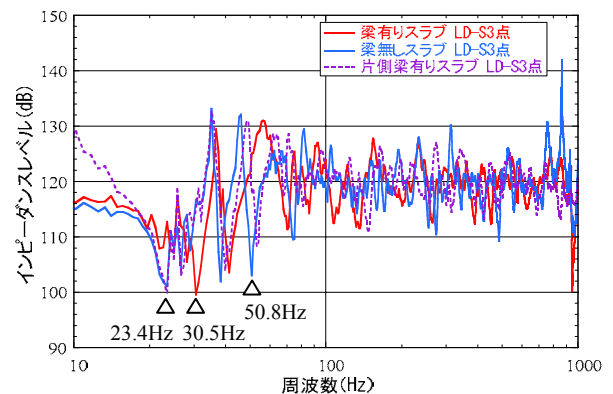
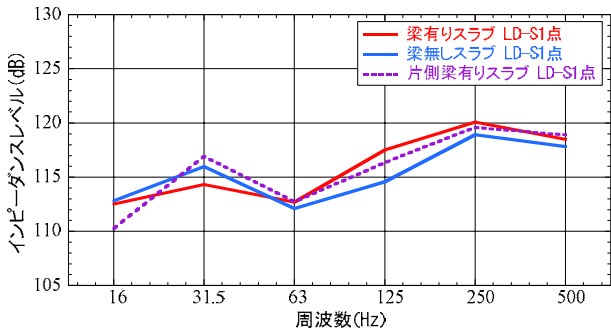
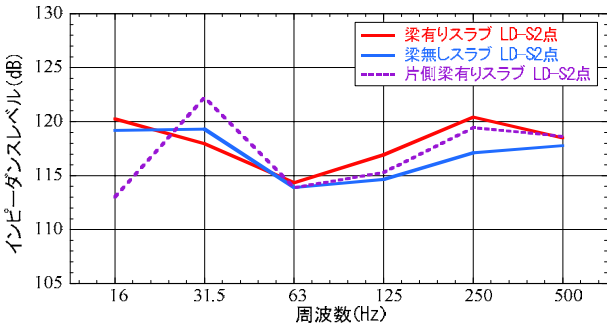


図-5 S3 点における全時間応答インピーダンスレベル

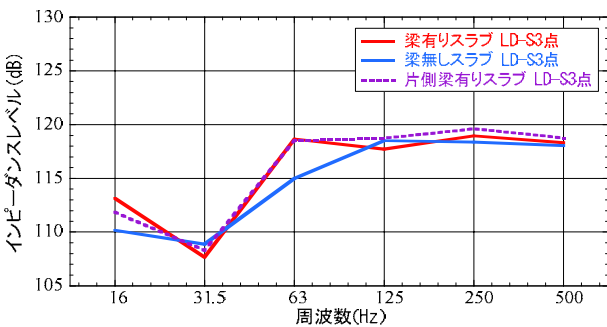
果を示す。スラブ端部から 2m 離れた LD 部（図-1）では、 $L_i, F_{max,r}, H(1)-50$  であり、梁の有無による差異は見られなかった。この傾向は、全時間応答インピーダンスの結果と同様であった。



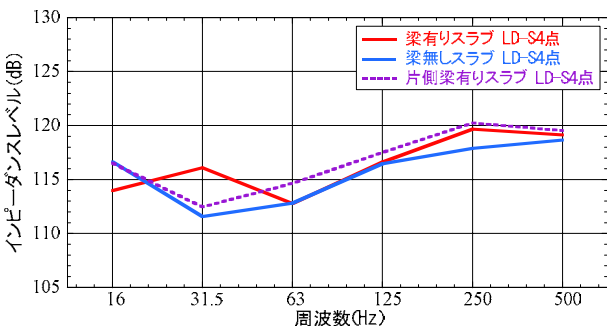
(a) 打点 S1 での全時間応答インピーダンスレベル



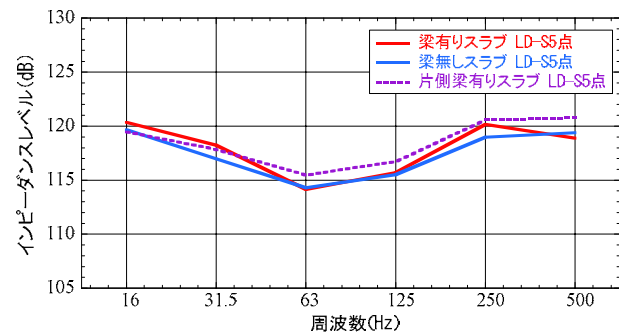
(b) 打点 S2 での全時間応答インピーダンスレベル



(c) 打点 S3 での全時間応答インピーダンスレベル



(d) 打点 S4 での全時間応答インピーダンスレベル



(e) 打点 S5 での全時間応答インピーダンスレベル

図-6 各打点別の全時間応答インピーダンスレベル

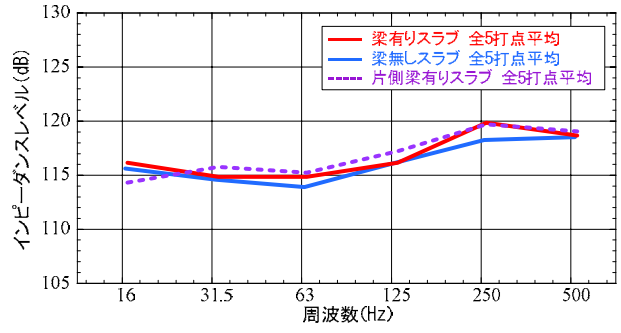


図-7 全5打点平均の全時間応答インピーダンスレベル

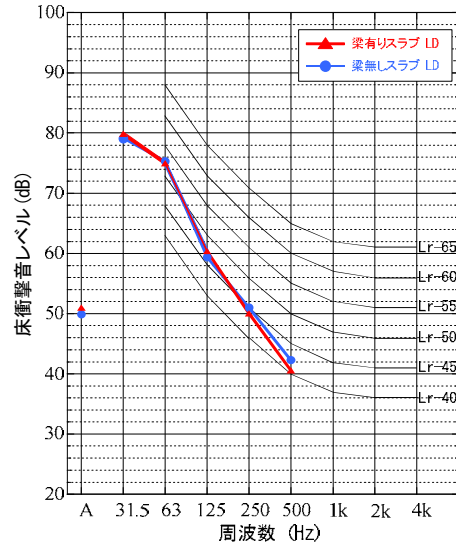


図-8 梁の有無による重量床衝撃音レベルの測定結果

### 3. FEMによる検討

#### (1) 解析概要

数値解析による桁行き方向に梁が無いスラブの重量床衝撃音遮断性能の予測精度を検証するために、FEMの汎用ソフトSAP2000を用いて測定を行った物件をモデル化して検討を行った。

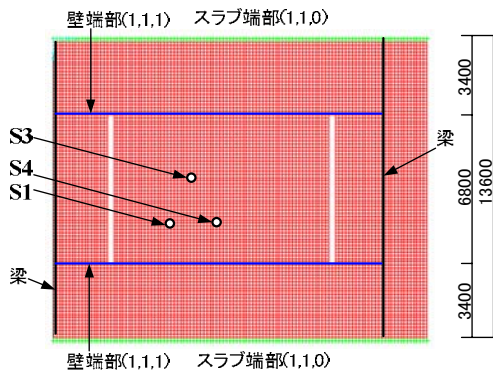
#### (2) 解析モデル

図-9に梁無しスラブと梁有リスラブの解析モデルを示す。前章で測定を行った実物件と同じ条件でモデルを作成した。解析モデルは、周辺のスラブと壁への振動減衰を考慮して、解析対象スラブの両側に半スパン分のスラブを設置し、壁を解析対象スラブ中心に上下へ階高半分までをモデル化した。端部の拘束条件は、スラブ端部は上下方向の拘束(縦ローラー支持)と、壁端部は上下水平方向を拘束(ピン支持)として、回転の自由度は拘束していない。

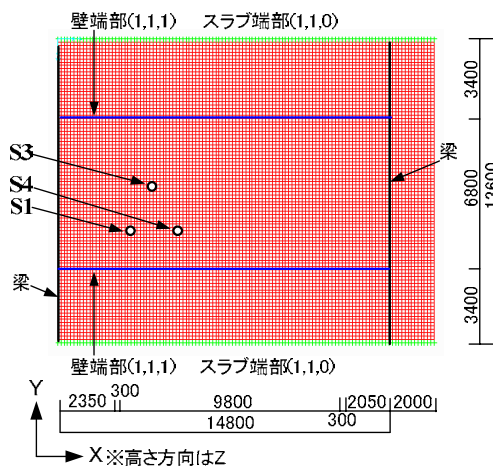
表-1に解析モデルの物性値を示す。ヤング係数は、強制的振動時の構造解析に用いられる動ヤング係数<sup>4)</sup>とし

て、通常想定される実強度の静的ヤング係数の 1.3 倍とした。減衰定数は、周波数によらず一律 0.02 とした。

メッシュの分割数は、解析対象の上限周波数を 500Hz として、500Hz の曲げ波長の 1/5 以下となるようにした。FEM による解析手法は、モーダル解析により行った。サンプリング周波数は 4000Hz、解析時間は 1.28 秒とした。解析は S3 を加振した状況で、S1、S3、S4 の振動速度の時間波形から全時間応答インピーダンスレベルを算出した。



(a) 梁無しスラブの FEM 解析モデル (平面図)



(b) 梁有りスラブの FEM 解析モデル (平面図)

・境界条件  
( )内は(X,Y,Z)の各方向の変位の拘束条件を示す。拘束は1、自由は0。  
回転の自由度は拘束していない。

図-9 FEM解析モデル

表-1 解析モデルの物性

項目	物性値
ヤング係数 (N/m <sup>2</sup> )	4.7×10 <sup>10</sup>
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	24.5
ポアソン比	0.2
減衰定数	0.02

### (3) 解析結果

図-10 と図-11 に、梁有りスラブと梁無しスラブの全時間応答インピーダンスレベルの FEM での解析結果と、併せて測定による結果を示す。梁有りスラブと梁無しスラブともに、インピーダンスレベルの低下する周波数と絶対値は FEM と測定でほぼ同様の傾向が得られた。これより本解析モデルは測定条件をほぼ再現できていると考えられる。また図-12 に、S3 における FEM 解析と測定での全時間応答インピーダンスを示す。

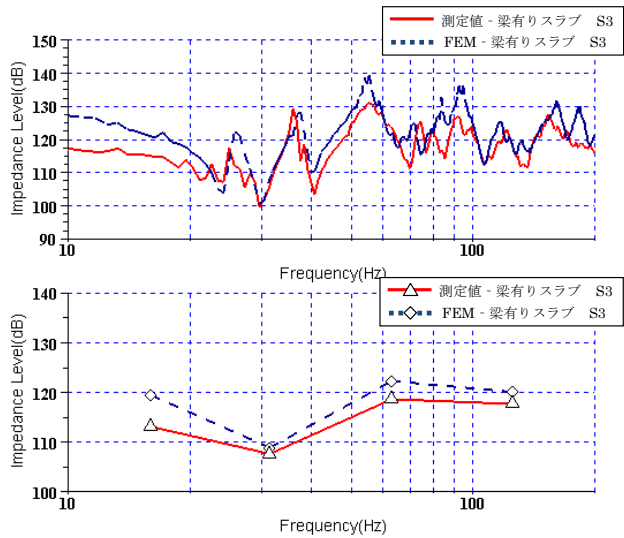
FEM 解析結果の 63Hz 帯域において、梁の有無で S3 は 5dB 程度の影響があり、前章で述べた S3 の測定結果と同様の傾向が確認された。

図-13 に、梁の有無による振動モードを比較した結果を示す。63Hz 帯域中に発生する振動モードを比較すると、梁無しスラブの端部で振幅が大きくなっている。スラブ端部から 2m 離れた場所では、梁無しスラブ 60Hz では梁有りスラブ 62Hz と比較して振幅が大きい、梁無しスラブ 64Hz ではモードの節となり梁有りスラブ 68Hz と比較して振幅が小さくなっている。

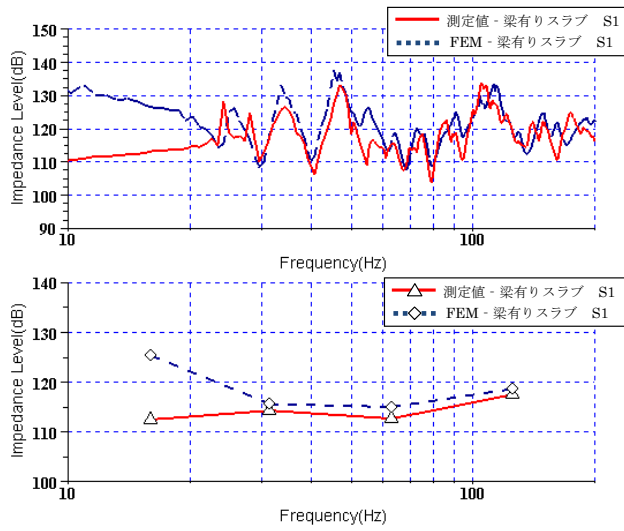
## 4. まとめ

桁行き方向の梁の有無による重量床衝撃音遮断性能への影響について測定した結果、梁無しスラブの端部ではスラブ中央よりもインピーダンスレベルが低下する傾向が見られ、スラブ端部では重量床衝撃音レベルが大きくなる傾向にある。しかし、梁無しスラブの端部に奥行 2m 程度のバルコニーを配置し、居室がスラブ端部から 2m 程度離れば、重量床衝撃音レベルに梁の有無による影響は見られなかった。以上より、梁無しスラブを設計する際には、スラブ端部にバルコニーを配置するプランとすれば、重量床衝撃音レベルに影響を与えないことが考えられる。

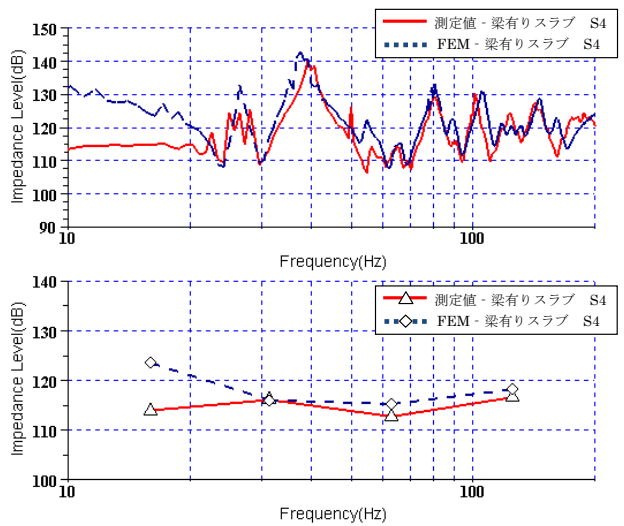
また、FEM 解析については、拘束条件や減衰定数など検討すべき点はあるが、桁行き方向に梁が無いスラブの測定結果とほぼ同様の解析結果となったことから、有効な予測手法であると考えられる。今後、多様化する構造形式に対応するために、種々のスラブで予測精度の検証を行っていききたい。



(a) 梁有りスラブ S3 の全時間応答インピーダンス

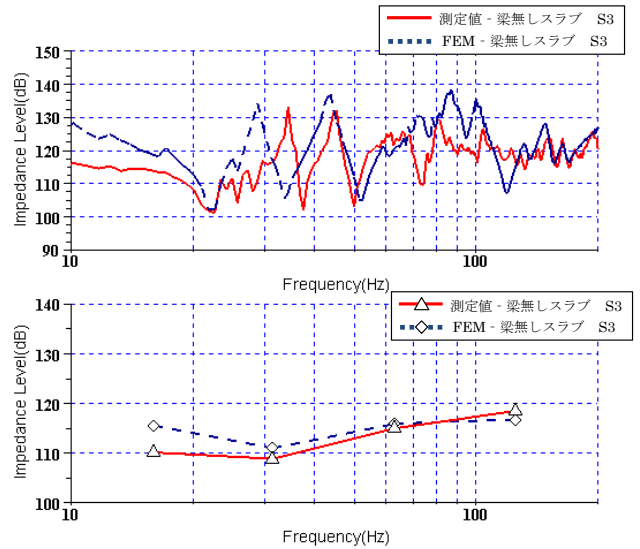


(b) 梁有りスラブ S1 の全時間応答インピーダンス

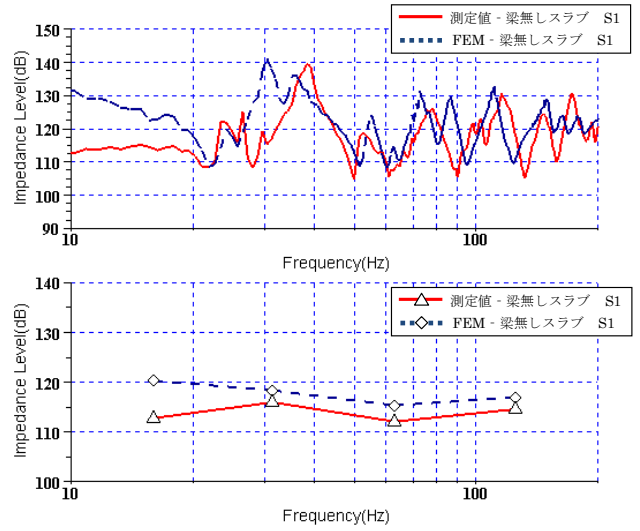


(c) 梁有りスラブ S4 の全時間応答インピーダンス

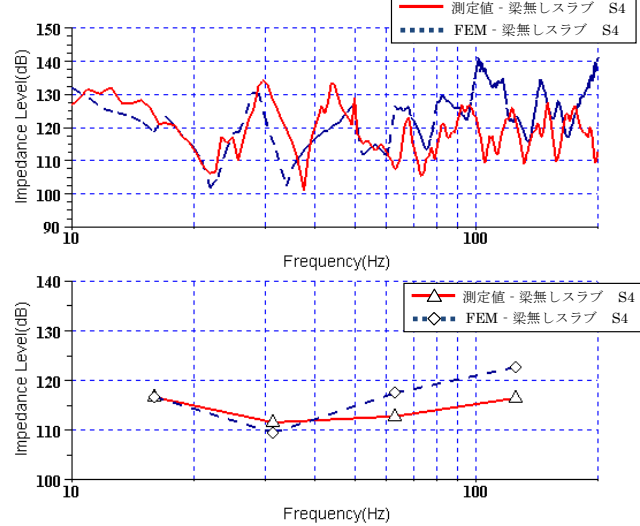
図-10 (梁有りスラブ) FEM と測定の比較



(a) 梁無しスラブ S3 の全時間応答インピーダンス

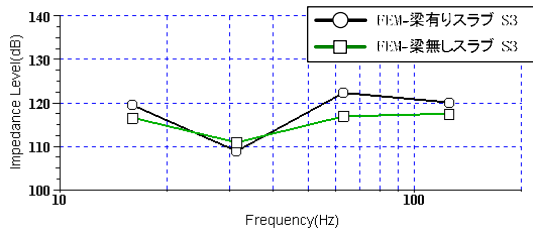


(b) 梁無しスラブ S1 の全時間応答インピーダンス

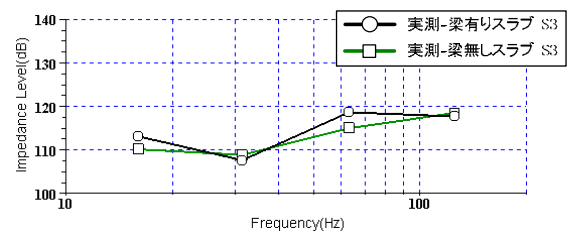


(c) 梁無しスラブ S4 の全時間応答インピーダンス

図-11 (梁無しスラブ) FEM と測定の比較

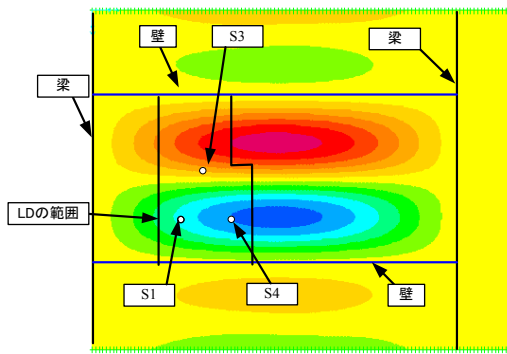


(a) FEMによる S3 での全時間応答インピーダンス

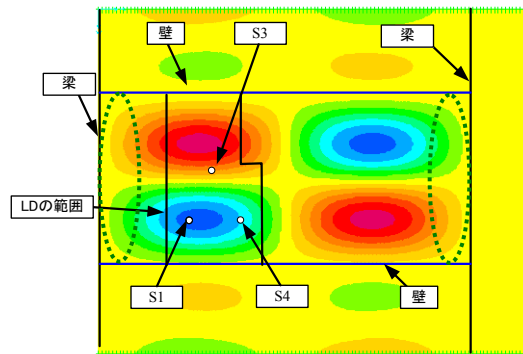


(b) 測定による S3 での全時間応答インピーダンス

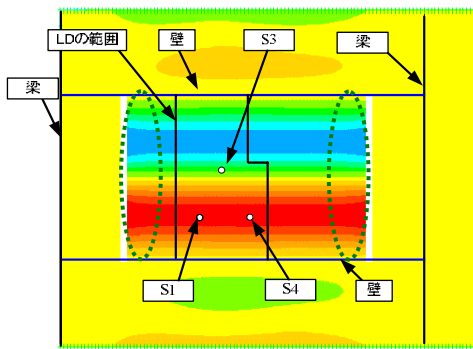
図-12 FEM と測定による梁の有無での全時間応答インピーダンス



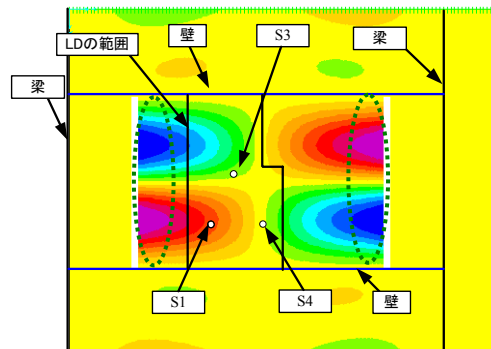
梁有リスラブ 62Hz の振動モード



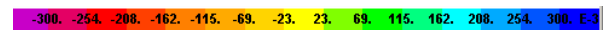
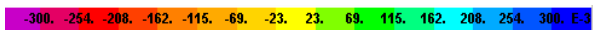
梁有リスラブ 68Hz の振動モード



梁無しスラブ 60Hz の振動モード



梁無しスラブ 64Hz の振動モード



(a) 梁有り 62Hz と梁無し 60Hz の振動モード図

(b) 梁有り 68Hz と梁無し 64Hz の振動モード図

図-13 梁の有無による振動モード図の比較

参考文献

- 1) 日本建築学会編：「建物の床衝撃音防止設計」，2009年11月
- 2) 上田ほか：「大型無梁スラブ（壁式ラーメン構造）における重量床衝撃音レベルの実験的検討例について」，日本建築学会大会学術講演梗概集，1999年9月，pp169-170
- 3) 藤橋ほか：「大型スラブの床衝撃音に関する実験的検討 - その7 フラットスラブの重量床衝撃音特性 -」，日本建築学会大会学術講演梗概集，2002年8月，pp195-196
- 4) 構造委員会 - 鉄筋コンクリート構造分科会・鉄筋コンクリート第3小委員会：「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」，建築雑誌 vol.100,1985年12月，pp36-47

# 知的生産性向上に寄与する技術の会議室への適用事例

## Application of the Technologies Contributing to Productivity to Conference Room

作田美知子 MICHIKO SAKUTA  
 赤尾伸一 SHIN-ICHI AKAO  
 西尾新一 SHIN-ICHI NISHIO  
 丸山信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA  
 手塚慎一 SHIN-ICHI TEZUKA

組織の知的生産性を考えた場合、グループでのコミュニケーションや情報共有を図る場所として会議室は重要な空間だが、現状の会議室は画一的で変化のない閉鎖的な空間であることが多い。ここでは、会議室における知的生産性の向上を図ることを目的に、実際に利用している会議室に①ディスプレイに映像投影する映像絵画システム、②色温度が可変可能な照明システム、③サウンドマスキングシステムを試験的に導入し、利用者アンケートにより効果の検証を行った。アンケート結果から、導入した技術が会議を妨げることなく、会議環境において有効に機能していたことを確認した。

**キーワード：**知的生産性、会議室、映像、照明色温度、サウンドマスキング

Considering productivity of organizations, conference rooms are important spaces as sharing information and communication of group. But many current conference rooms are uniform, unchanged, and closed spaces. To contribute to productivity of conference room, projection on display system, lighting system changing color temperature, and sound masking system were introduced to the conference room of an actual office building. The questionnaire survey conducted to the users of the room demonstrates that these systems were applied to the room without disturbing conference, and were confirmed to work effectively on conference.

**Key Words:** Productivity, Conference Room, Projection, Color Temperature, Sound Masking

### 1. はじめに

近年、オフィス空間における知的生産性向上に関する取り組みが数多く行われている。たとえば、「12の知識創造行動とワークプレイス」<sup>1)</sup>では、知識創造を促す行動とそれらの行動を誘発する空間の関係が示されており、業務内容や目的に応じたワークプレイスの提供やコミュニケーションを活性化するオフィス空間作りが行われている。知的生産性の評価に関する研究も数多くみられるが、知識創造を含めた知的生産性の定量的な評価は難しく、オフィス空間の評価は主にアンケート調査などの主観評価で行われている<sup>2)</sup>。

企業の知的生産性を考えると、個人の効率や創造性を高めるだけでなく、グループや組織としての創造性を向上させることが重要である。組織としての知的生産性を考えた場合、特にグループでのコミュニケーションや情

報共有を図る場所として会議室は重要な空間と考えられる。現状の会議室の多くは、画一的で変化のない閉鎖的な空間であり、知的生産性向上の取り組みが行われていない。

ここでは、会議室の室内環境を変化させることで、会議室における知的生産性の向上を図ることを目的として、実際に利用している会議室に以下の3つの技術を試験的に導入し、効果の検証を行った。

- ① ディスプレイに映像投影する映像絵画システム
- ② 色温度が可変可能な照明システム
- ③ サウンドマスキングシステム

効果の検証では、技術を導入した会議室を利用した人を対象にアンケート調査を行い、会議室に導入した技術が会議環境で受け入れられるか、また、知的生産性向上に寄与するものなのかを検証した。

## 2. 実施概要

対象とする会議室は、三井住友建設（株）の首都圏オフィスにある会議室の一つであり、来客対応および社内会議で利用される。会議室は、会議室スペースの中央に位置し、4面ともに窓はない。会議室平面図を図-1に、会議室状況を写真-1にそれぞれ示す。

アンケート調査は、会議室予約状況を確認し、会議室利用者にアンケートの依頼メールを送付し実施した。アンケート用紙は、メールでの送付の他に会議室にも常備した。アンケートは、期間を分け2回実施した。アンケートの実施状況を表-1に示す。表-1に示すように、同一会議で複数の出席者からの回答を得た会議もあった。

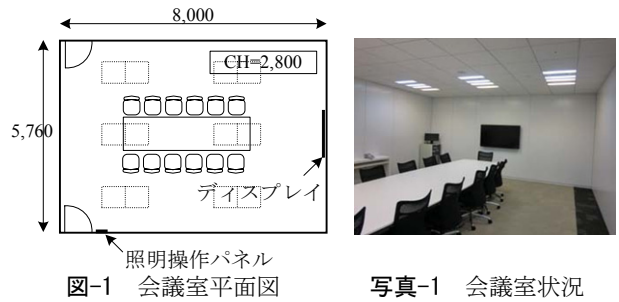


図-1 会議室平面図

写真-1 会議室状況

表-1 アンケート実施概要

	1回目	2回目
実施期間	2010年7月22日 ～2010年9月10日	2010年12月1日 ～2011年3月4日
回収枚数	17会議39枚	32会議43枚
回収率	31% (17/58会議)	37% (32/87会議)

## 3. 映像絵画システム

### (1) システム概要

窓のない空間は、室内空間の変化が少なくリラックスや気分転換が難しいとされている<sup>3)</sup>。無窓居室の環境改善技術の一つとして検討が行われてきたディスプレイへの映像投影は、近年の液晶ディスプレイの発展によって、より鮮明な画像をより大画面に投影することが可能となり、環境改善効果の向上が期待できる。

当会議室では、映像をディスプレイに投影し、閉鎖的な会議室空間に開放感やリラックス感を与えることで、会議への集中力の持続や創造力を促すことを考えた。

映像は、会議室前面の壁に設置した60インチの液晶ディスプレイに投影する。会議室で映像を投影する場合は、ディスプレイの位置や投影する映像によっては、会議への集中を阻害すると考えられるため、ディスプレイの設置位置は会話中や資料を見る際に比較的視界に入りにくい位置とした。投影する映像は、あらかじめ撮影した動画映像とし、超高層からの眺望や海外の景色など20種類以上の映像を、15分ごとに切替えて投影した。いずれの映像も定視線で撮られた動画映像であり大きな変化は少ないが、雲や木々の揺れなどの自然の揺らぎを含み、時間的な変化のある映像である。映像の角度は窓から外を眺めたときの視点と近くなるようにした。なお、超高層からの眺望などは4つの時間帯（朝、昼、夕方、夜）の映像を会議の時間帯に合わせて投影した。ディスプレイに投影した映像の一例を写真-2に示す。



写真-2 投影した映像の一例

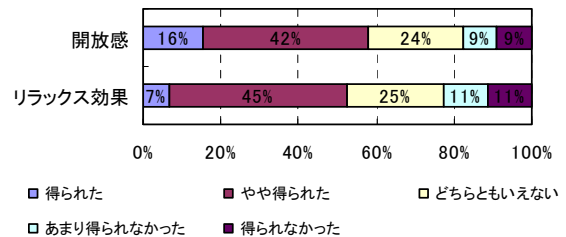


図-2 映像絵画システムの効果

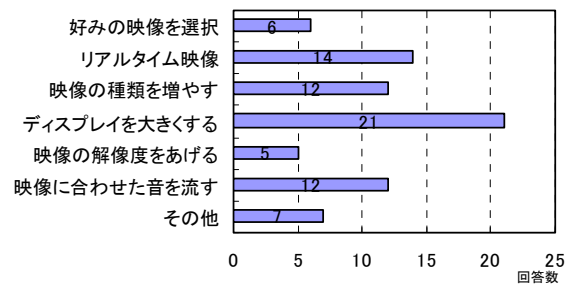


図-3 映像絵画システムの効果を高める方法

し、2つの期間で合わせて45名からの回答が得られた。

映像絵画システムの効果を図-2に示す。開放感やリラックス効果が「得られた」、「やや得られた」と半数以上が回答し、環境改善の効果が得られているといえる。システムの効果を高める方法（選択式、複数回答可）を図-3に示す。効果を高める方法は、「ディスプレイを大きくする」が最も多く、次いで「リアルタイム映像の投影」となった。また、その他回答および自由記入欄には、埋め込み壁とするなどディスプレイの設置方法に関



する記述が8件あった。会議室で映像を流すことに否定的な意見は少なく、会議空間においても映像絵画システムが導入可能であるといえる。なお、15分ごとに映像が切替わるため、この切替え時に気が散るという意見があり、映像の切替え箇所では映像をクロスフェードさせるなどの工夫が必要といえる。

#### 4. 照明システム

##### (1) システム概要

オフィス空間の照明は、通常、色温度は5000K程度であるが、近年では、オフィス空間において個人の好みに応じて照明の色温度や照度を制御する照明システムの試みが行われている<sup>4)</sup>。また、生活行為を想定した照明の好ましさに関する実験<sup>5)</sup>などから、行為によって好まれる色温度や照度が変わることや、室内空間の印象が色温度や照度によって変わることがわかっている。会議空間においても、会議目的や状況によって好まれる室内空間は異なり、また、照明の色温度や照度を変えることにより画一的な会議室に異なる空間印象を与えることが可能と考えられる。

当会議室では、照明の色温度を可変可能なものにし、会議室利用者が好みや会議の目的に合わせて、照明を選択することとした。

照明は電球色3000Kと昼光色6000Kの二種類の蛍光灯を組合せ、それぞれの出力を変えることで3000K～6000Kの色温度の制御を可能とした。使用した二種類の蛍光灯を写真-3に示す。当会議室では3000K、4500K、6000Kの3つの色温度を設定した。会議室利用者は、照明操作パネルで照明の色温度を選択する。なお、いずれの色温度も、二種類の蛍光灯の出力の合計は一定とし、会議室中央での机上面照度は600lx～700lxである。

##### (2) アンケート結果

照明システムについては、2つの期間で質問内容を変更している。変更後の質問内容は、照明の色温度を変化させたときの空間印象の変化、選択した照明の色温度、色温度が会議の雰囲気合っていたかなどとし、32会議43名からの回答が得られた。

色温度を変化させたときの空間印象の変化を図-4に示す。照明の色温度を変化させた人(回答者の65%)のうち、96%が色温度により空間印象が「変わった」、「やや変わった」と回答し、照明の色温度により会議室の印象を変えることができたといえる。会議開始時に選択した照明の色温度を図-5に、会議の雰囲気と合っていたかを図-6にそれぞれ示す。なお、会議室で選択した色温度



写真-3 二種類の蛍光灯

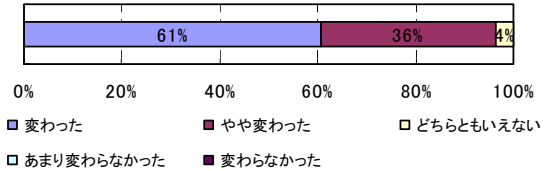


図-4 照明の色温度を変えたときの空間印象の変化

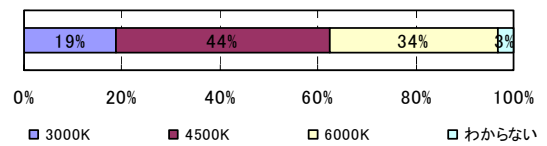


図-5 選択した照明の色温度

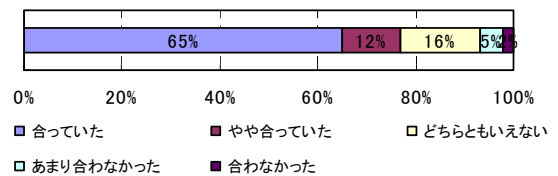


図-6 選択した照明の色温度と会議の雰囲気

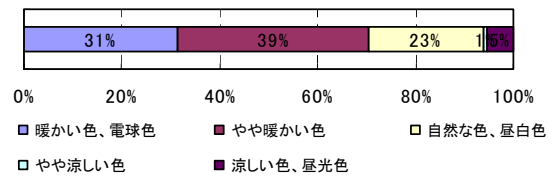


図-7 自由に意見を出し合う場合に好む色温度 (webアンケート)

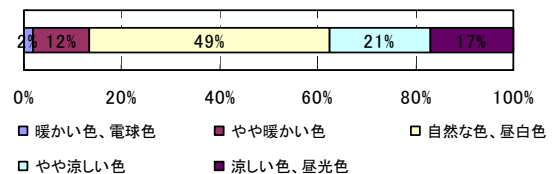


図-8 関係者間で議論をし、結論を出す場合に好む色温度 (webアンケート)

についての回答は同一会議では一つの回答を用いた。図-5から、一般的にオフィスで使われている白色以外の色温度を半数以上の会議で選択していた。また、図-6からは、使用した照明が雰囲気と「合わなかった」、「あまり合わなかった」と回答した人は少なく、3000Kや6000Kの照明も違和感なく使用されたといえる。これらのことから、会議室においても白色以外の色温度が使用できることが示唆された。なお、自由記入欄では、3000Kから6000Kに変化させたときに6000Kの色温度が

暗く感じたという意見があり、色温度だけでなく照度もあわせて制御する必要があるといえる。

また、会議目的や会議状況に適した色温度を把握するために、別途webアンケートシステムを利用し、社内でアンケート調査を行った。アンケートは、「自由に意見を出しあう場合」や「関係者間で議論し、結論を出す場合」など8つの会議状況に対して、その状況に好む照明の色（電球色～昼光色）を5段階で選択するものとし、112名から回答を得た。アンケート結果の一例を図-7、図-8にそれぞれ示す。これを見ると、自由に意見を出しあう場合は電球色の暖かい色、関係者間で議論し、結論を出す場合は白色～昼光色が好まれる傾向があった。この結果からも会議の目的や状況によっては、白色以外の色温度が好まれる状況もあるといえる。

## 5. サウンドマスキングシステム

### (1) システム概要

パーティションなど区切られた会議室スペースでは、遮音が十分でなく、周囲の会話や音が聞こえることや、会話の内容が周りに聞こえてしまうことがあり、会議中に会話や議論に集中しにくいことがある。

当会議室では、音を付加することで周囲の音を聞こえにくくするサウンドマスキングの技術を用い、会話や議論に集中しやすい会議室を目指した。

サウンドマスキングのために音を付加する場合、適切にマスキングの効果を得られる音を付加することや付加する音が気になりにくいことが重要である。当会議室で付加する音は、別途行った実験結果<sup>6)</sup>を参考に、空調が運転している状況を再現した音(40dB)とし、廊下および会議室天井のスピーカから音を流した。

### (2) アンケート結果

サウンドマスキングシステムについての質問内容は、スピーカで付加した音(マスキング音)に気付いたか、マスキング音が会議中に気になったかなどとし、2つの期間で計71名から回答が得られた。

マスキング音に気付いたかを図-9に示す。また、マスキング音が会議中に気になったかを図-10に示す。図-9から、マスキング音に「気付かなかった」と75%が回答し、図-10から、会議中にマスキング音が「気になった」、「やや気になった」と回答したのは約10%であった。このことから、マスキング音が会議を阻害することではなく、サウンドマスキングのために会議室で音を付加することが可能であることが確認できた。サウンドマスキングの効果については、参考文献<sup>7)</sup>を参照されたい。

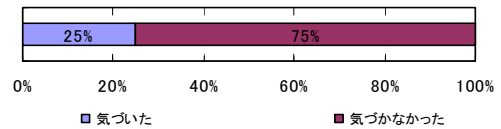


図-9 マスキング音に気付いたか

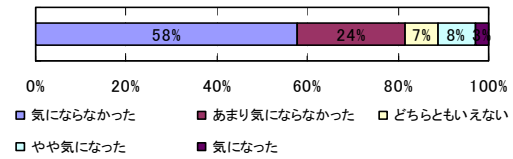


図-10 マスキング音が気になったか

## 6. おわりに

会議室の知的生産性向上に寄与する技術として、ディスプレイに映像投影する映像絵画システム、色温度が可変可能な照明システム、サウンドマスキングシステムを実際に利用している会議室に試験的に導入した。また、会議室利用者にアンケート調査を行い、導入した3つの技術が会議を妨げることなく、会議環境で有効に機能していたことを確認した。

謝辞：本研究を行うにあたり、明治大学武野純一教授からご指導いただきました。ここに記して謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 社団法人ニューオフィス推進協議会：クリエイティブオフィスレポートv1.0, 2007.6
- 2) 財団法人建築環境・省エネルギー機構：建築と知的生産性—知恵を創造する建築, 2010.1
- 3) 武藤浩ほか：地下オフィスの環境改善に関する実証的研究 - その2-窓の心理的效果とその代替可能性, 日本建築学会計画系論文集, 第474号, pp.57-63, 1995.8
- 4) 小野恵子ほか：LED知的照明システム・輻射空調システムを導入した「低炭素型実証オフィス」の運用実績 - その3-LED照明を用いた知的照明システムの実オフィスへの導入, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.541-542, 2010.9
- 5) 大井尚行ほか：生活行為を想定した室内照度・色温度の好ましさに関する模型実験, 日本建築学会環境系論文集第614号, pp.87-92, 2007.4
- 6) 小林秀彰ほか：実空間のオフィスでのサウンドマスキングの効果について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.347-348, 2010.8
- 7) 小林秀彰ほか：オフィス空間へのサウンドマスキングの適用に関する研究, 日本音響学会建築音響研究会資料(投稿中)

# 住宅用ダクトレス熱交換換気の適用性検討評価

## Evaluation of the Applicability of the Residential Ductless Heat Exchange Ventilation System

池原 基博 MOTOHIRO IKEHARA  
 西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO  
 酒井 英二 EIZI SAKAI  
 小林 誠 MAKOTO KOBAYASHI

本研究で検討した住宅用ダクトレス熱交換換気には、天井内ダクトが不要であるという点と一定間隔で給排気の向きを入れ替えることで、高い熱交換効率で熱負荷を低減できる点に特徴がある。本論文では、国内集合住宅に適用するための課題を抽出し、検討評価を行った結果を示す。夏季において、ダクトレス熱交換換気の熱負荷低減効果を確認した。夏季結露確認実験を行い、通常の換気システムよりも結露がおこりにくい温湿度で運転されることを確認した。エアコンの消費電力の比較を行うため、冬季エアコン電力負荷低減効果確認実験を行い、電力負荷低減を確認した。

**キーワード:** ダクトレス, 熱交換, 結露, 換気, 熱負荷

The residential ductless heat exchange ventilation system is characterized by reducing thermal loads at a high heat exchange rate by interchanging the direction of air supply and having no duct under the roof. In this study, identification of the issues in applying the system to the housing complexes in Japan followed by evaluation of the applicability of the system was indicated. The effectiveness of the system in reducing thermal loads in summer was demonstrated, and the condensation test results showed that the ventilation system runs with less condensation at a lower temperature and humidity than normal ventilation fans. And in order to compare power consumption, experiments of air conditioners were conducted in winter.

**Key Words:** Ductless, Heat Recovery, Condensation, Ventilation, Thermal Load

### 1. はじめに

昨今、汎用化されつつある環境技術に対して、革新的でエンドユーザーの目を引くような新しい技術の提案が求められている。本論文において、換気設備に着目し、今後さらに高まる環境配慮型建築の要素とすることを目的とする。

建築物における換気は、新鮮空気の導入、脱臭、除塵、排湿、室温調節などの目的があり、適切に換気が行われない場合、人体や建物への影響が生じる可能性があり、重大な問題となりかねない。一方で、換気は、夏季においては温度の高い空気を、冬季においては温度の低い空気を室内に導入するので、快適に過ごすためには、空調を行い、適正な温度に調節する必要がある。そのため、大きな空調負荷が発生し、機器容量の増大・環境への負荷が大きくなる。

給排気時の空気の熱（顕熱、潜熱）を無駄なく入れ替えること（熱交換）により、空調負荷を低減し、光熱費を節約することができ、同時に、除湿や加湿など室内湿度環境の調節を行う機器として、全熱交換器がある。天井内に本体を設置し、内外をダクトでつないで熱交換を行うものであり、一般的な換気設備と比較して、熱ロスが小さくなる点で有利であるが、天井高など、建築の設計に制限が生じる可能性があり、施主提案に対する制約が生じ、設計が難しく施工が容易ではない。

本研究で検討する住宅用ダクトレス熱交換換気（以下、ダクトレス熱交換換気）は、高い熱交換効率で熱負荷を低減できる点と、天井内ダクトが不要で機器を壁内部に納めることができる壁埋込型であるという点に特徴がある。本論文では、ダクトレス熱交換換気の適用性検討評価について示す。

## 2. ダクトレス熱交換換気の実考

ダクトレス熱交換換気は、換気ファン・蓄熱材で構成される換気ユニットを1つの対象空間に最低2台の1組を設置して行う。運転においては、片方が給気、もう片方が排気として運転し、図-1に示すように一定間隔で、給気と排気が入れ替わる換気方式である。入れ替わり後は、それまで給気ファンとして動いていたファンが排気ファン、排気ファンとして動いていたファンが給気ファンとして運転する。夏季においては、排気時に冷熱を蓄熱材に蓄え、給気時に蓄えた冷熱を放出し、冷房負荷を低減する。冬季においては、排気時に温熱を蓄熱材に蓄え、給気時に蓄えた温熱を放出し、暖房負荷を低減する。また、室内の湿度が高くなりすぎた場合、給気と排気が入れ替わらない運転に切り替わり、排湿による室内の調湿ができる機能を備えている。

今回、実験に使用したダクトレス熱交換換気ユニット(iV150f-350)の仕様を表-1に、構成を図-2に示す。1台のダクトレス熱交換換気ユニットは屋外側フード・セラミック蓄熱エレメント・換気ファン・スリーブ(塩ビ管)・室内側フードから構成される。スリーブ内に換気ファン・セラミック蓄熱エレメントを設置し、外部に防風防水対策として屋外側フードを設置する。室内側は防塵フィルター・室内側フードを設置し、集中コントローラーとの間を配線で接続する。本製品は70秒ごとに給気と排気が入れ替わる。

## 3. 国内集合住宅に適用するための課題

ダクトレス熱交換換気を検討するにあたり、課題の抽出を行った。設計施工する上での課題は以下のようなの考えられる。

- ① 新鮮空気の導入、脱臭、除塵、排湿、室温調節、ショートサーキットの有無などの状況確認のための換気効率確認
- ② 夏季および冬季の結露確認
- ③ 外部音に対する遮音性能確認
- ④ 熱負荷低減効果確認
- ⑤ 給気レジスター、ユーティリティおよびキッチン換気とのエアバランス確認
- ⑥ 施工方法確認

## 4. 実験と結果

### (1) 実験施設

マンション模擬住戸にダクトレス熱交換換気ユニット

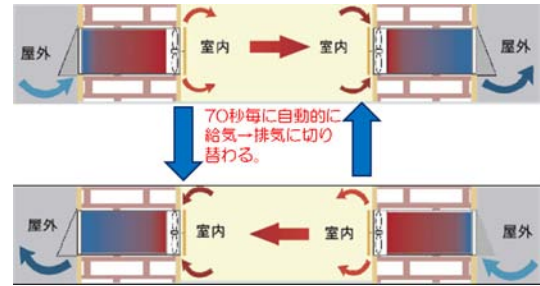


図-1 ダクトレス熱交換換気の実考

表 1 ダクトレス熱交換換気ユニットの仕様<sup>1)</sup>

	iV150f-350	(参考) iV150f-190
熱回収率	最大91%	
風量	54.4m <sup>3</sup> /h	54.4m <sup>3</sup> /h
消費電力	最大3W	最大3W
セラミック蓄熱エレメント	長さ150mm	長さ125mm
スリーブ管寸法 壁厚にあわせて切断可能	長さ350mm	長さ190mm
防音効果	36dB	36dB
ノイズレベル	運転モード弱 19dB(A) 運転モード中 28dB(A) 運転モード強 38dB(A)	運転モード弱 19dB(A) 運転モード中 28dB(A) 運転モード強 38dB(A)



図-2 ダクトレス熱交換換気ユニット<sup>1)</sup>

を設置し、実験を行った。図-3に平面図を示す。住戸の面積は約 81.34m<sup>2</sup>、天井高は約 2.95m である。洋室(1)、洋室(2)、リビングダイニング(以下LD)にはエアコンが設置されている。ダクトレス熱交換換気ユニットは2台で1組とし、洋室(2)とLDに1組、洋室(1)と洋室(3)に1組それぞれ設置した。

### (2) 実験概要

ダクトレス熱交換換気の課題における性能確認を目的として、「夏季熱負荷低減効果確認実験」、「夏季結露確認実験」、「冬季エアコン電力負荷低減効果確認実験」を行った。

実験は、2010年8月中旬～9月中旬、2011年1月中旬

～2月中旬に行った。70秒ごとに給気と排気を切り替える運転（以下、熱回収モード）と、通常の換気システムとの比較を行うために、給気と排気の切り替えを行わない運転（以下、給気モード）の2つの運転モードで実験を行い、比較検討を行った。今回、実験に用いたダクトレス熱交換換気ユニットについて、事前に測定した風量を表-2に示す。なお、今回は温度センサーを設置するため、防塵フィルターおよび室内側フードを取り外した状態で実験を行った。また、LDと洋室（2）のダクトレス熱交換換気ユニットのみ稼働し、実験を行った。

### （3）測定項目

測定するデータは温湿度・エアコンの電流である。

LD、洋室（2）、外気に、温湿度測定点として「おんどとり Jr RTR53A」（株式会社T&D）を、ダクトレス熱交換換気ユニット表面温度（室内側室外側表面温度）を測定するために「おんどとり Jr TR52」（株式会社T&D）を、エアコンの電流を測定するために、クランプロガー3636（日置電機株式会社）を、それぞれ設置した。

### （4）設置状況

設置状況を写真-1に示す。ダクトレス熱交換換気ユニットを外壁内に取り付けるため、外壁ALCにφ180の穴を開け、塩ビ管のスリーブを設置した。

スリーブ外側にバントキャップを取り付け、内側から順にセラミック蓄熱エレメントと換気ファンを挿入し、間にスペーサーを介し、室内側フードを取り付けた。

電気配線は仮設配線とし、壁表面に配線し、電源とコントローラー、ファンを接続した。

### （5）夏季熱負荷低減効果確認実験

ダクトレス熱交換換気の、一定間隔ごとに空気が入れ替わる機能による熱負荷低減効果について、実験を行った。図-4に熱回収モード時における代表的な夏季温度測定結果を示す。なお、実験日は晴天であり、室内では、26℃設定でエアコンの運転を行っている。

70秒ごとに空気の流れが逆転するため、ダクトレス熱交換換気ユニット付近の温度変化は波形となった。波形の中で、温度が上昇している時間は、給気運転を行っている時間であり、温度が高い外気が流入している。通常の換気システムの場合、外気が直接室内に流入するため、室内側の温度と外気温は等しくなり、外気温と室内温度の差が熱負荷となるのに対し、ダクトレス熱交換換気ユニットの場合、「外気温>室外側温度>室内側温度>室内温度」という結果となり、図-4のダクトレス

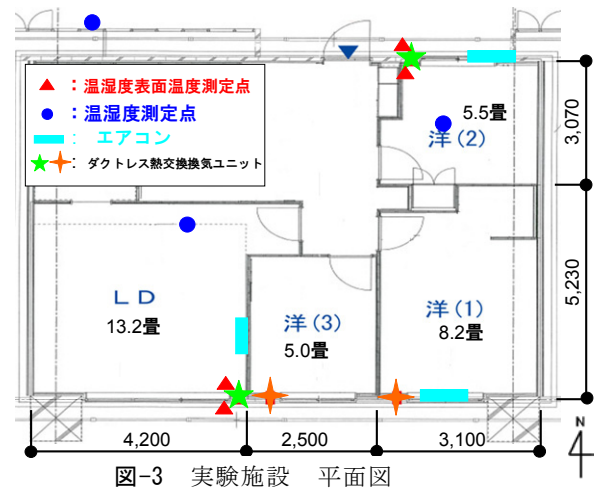


表-2 ダクトレス熱交換換気ユニット風量

対象空間	室	ユニット風量	風量平均値	室面積	気積	換気回数
		m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /h			
LD+洋室(2)	LD	64.0	63.2	30.1	88.7	0.71
	洋室(2)	62.4				
洋室(1)+洋室(3)	洋室(1)	63.5	63.9	24.0	70.8	0.90
	洋室(3)	64.2				
(参考) 住戸全体			127.1	81.3	240.0	0.53



各部品



スリーブ工事



バントキャップ設置



蓄熱エレメント設置



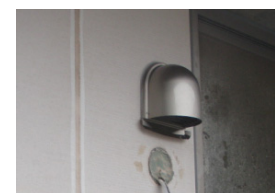
ファン設置



配線工事



配線工事



設置完了概観

写真1 設置状況

熱交換換気ユニット室内側温度と室内温度の差が熱負荷となる。つまり、図-4の斜線部が熱負荷低減量を示すこととなる。これは、70秒ごとに給排気が入れ替わり、蓄熱が行われているためだと考えられる。

一方、冬季の場合、「室内温度>室内側表面温度>室外側表面温度>外気温」となり、夏季同様熱負荷低減効果が得られると考えられる。

図-5に冬季における表面温度熱画像を示す。給気時は温度が低下し、排気時は温度が上昇したことが分かる。

次にダクトレス熱交換換気の蓄熱性能を確認するために、夏季において、給気モード、熱回収モードそれぞれにおいて、エアコンを停止させた後の室内温度変化で比較実験を行った。それぞれ実験日の外気条件の最も近い日を選び、温度の上がり方で比較した。結果を図-6に示す。熱回収モードの方が、給気モードよりも、温度の上がり方が小さくなった。

以上より、ダクトレス熱交換換気は、通常の換気システムと比較し、熱負荷低減が期待できる。

(6) 夏季結露確認実験

竣工後にクレームとなりやすい結露について、ダクトレス熱交換換気ユニットを用いることで、結露が発生しないかどうかを事前検討しておく必要がある。夏季においては、給気の際、温度の高い水蒸気を含んだ外気がエアコンで冷やされた室内に流入し、室内側表面での結露の可能性がある。一方、冬季においては、室内の暖房で暖められた空気が温度の低い外部に流出し、室外側表面で結露の可能性がある。そこで、温度・相対湿度を測定し、絶対湿度を算出することで検証を行った。

図-7に夏季の結果を示す。グラフにおいて、ダクトレス熱交換換気ユニット室外側の測定結果のうち、給気運転の時間のみ実線で表記し、排気運転の時間は点線で表記している。

今回の実験では、結露はおこらなかった。ダクトレス熱交換換気ユニットを用いると、通常の換気システムより、結露が発生しにくい条件で運転され、有利であると考えられる。

これは、通常の換気システムの場合、外気そのまま流入し、外気条件の絶対湿度量の水分が室内に流入する(図-7の外気絶対湿度量の水分が室内に流入)のに対し、ダクトレス熱交換換気ユニットの場合は、給気運転時に外気からの水分がセラミック蓄熱エレメントに吸着し、排気運転時に室内からの排気と一緒に外部に排出されることにより、室内に流入する水分量が少なくなったためと考えられる。

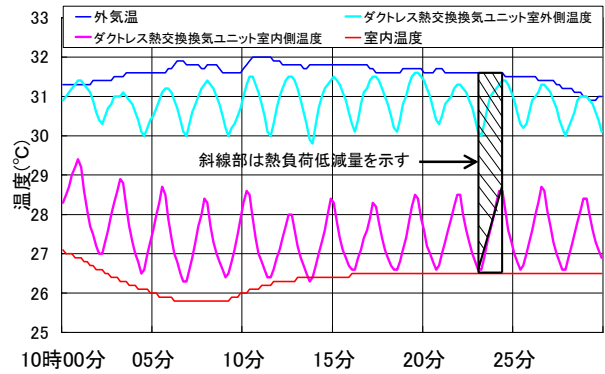


図-4 夏季温度測定結果

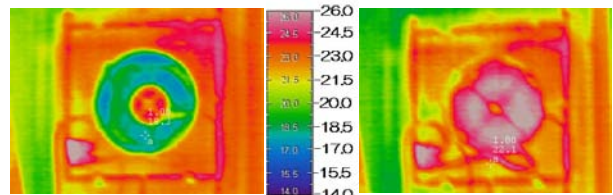


図-5 表面温度熱画像 (左: 給気 右: 排気)

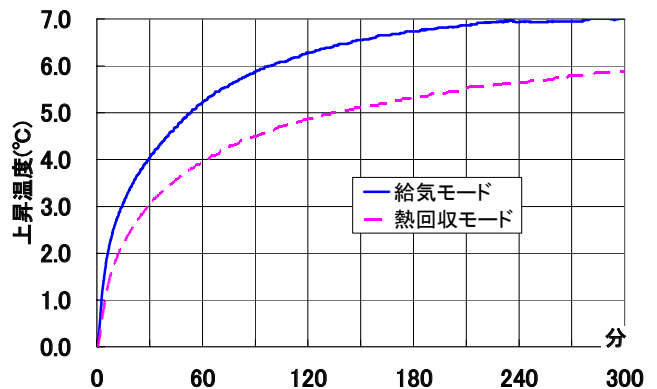


図-6 温度の上がり方による比較

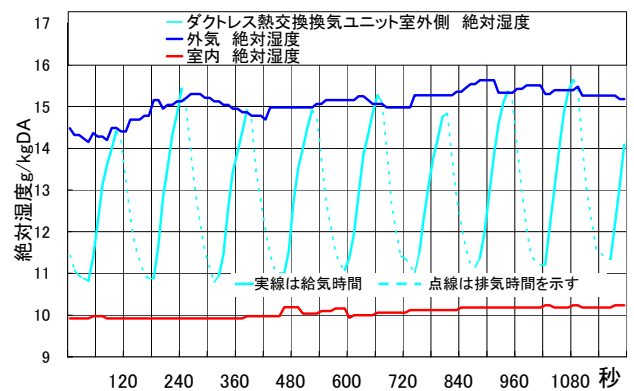


図-7 絶対湿度量の比較

### (7) 冬季エアコン電力負荷低減効果確認実験

ダクトレス熱交換換気の顧客に対する明確なメリットの提示として、省エネ効果が考えられる。そこで、省エネ効果を比較するために、洋室（2）において、給気モード・熱回収モードそれぞれにおいて、エアコンを運転し、エアコンの電流を測定し、消費電力で比較を行った。熱回収モードでは、ダクトレス熱交換換気ユニットの熱交換によって、給気モードと比較して、室温を維持しやすく、熱負荷低減による消費電力低減が期待できると考えられる。実験は2月下旬～3月上旬の期間に行った。実験期間中、ダクトレス熱交換換気ユニットおよびエアコンは連続運転とした。また、エアコンは設定温度20℃の自動運転とした。電流の測定値から消費電力の平均値を算出した結果を表-3に示す。なお、いずれのモードの実験も、同等の気象条件と考えられる5日分のデータで比較を行った（最高気温が11～14℃、最低気温が-1～3℃）。

北側の洋室（2）では、熱回収モードは給気モードと比較して平均消費電力が19W低下し、省エネ効果が見られた。これは室内温度の状況に応じてエアコンのON/OFFが行われ、熱回収モードの方がOFFの時間が長かったためであると考えられる。

消費電力で比較すると、今回の実験結果では、19Wの低減となったが、1日の暖房使用時間を18時間<sup>2)</sup>、1kWhあたりの電気料金を22円<sup>2)</sup>、暖房使用期間を5.5ヶ月<sup>2)</sup>（165日）とすると、暖房時に低減できる電気料金は式(1)、式(2)のように試算できる。

$$19W \times 18\text{時間} \times 165\text{日} = 56.43\text{kWh} \quad (1)$$

$$56.43\text{kWh} \times 22\text{円/kWh} = 1,241\text{円} \quad (2)$$

エアコン1台につき、冬季において、約1,250円の削減効果があると考えられる。ただし、今回の実験施設は気密性能が低いため、実案件適用時は今回の実験結果以上の効果が得られると考えられる。

表-3 エアコンの平均消費電力比較

	洋室（2）
熱回収	305 W
給気	324 W
低減量	-19.0 W

## 6. まとめ

今回の検討評価で得られた結果を以下にまとめる。

- ① 夏季において、ダクトレス熱交換換気の熱負荷低減効果を確認した。
- ② 夏季結露確認実験を行い、通常の換気システムよりも結露がおこりにくい温湿度になることを確認した。
- ③ エアコンの消費電力の比較を行うため、冬季エアコン電力負荷低減効果確認実験を行った。ダクトレス熱交換換気ユニットと通常の換気システムで測定し、今回の実験で平均19Wの消費電力低減効果を確認した。ただし、今回の実験施設は気密性能が低いため、実案件適用時は今回の実験結果以上の効果が得られると考えられる。

## 7. 今後の課題

未実施の課題について以下にまとめる。今後、課題解決に向け、さらに検討を進めていく予定である。

- ① 新鮮空気の導入、脱臭、除塵、排湿、室温調節、ショートサーキット有無などの状況確認のための換気効率実験を行う必要がある。
- ② 外部からの騒音による遮音性能について検証が必要である。
- ③ 給気レジスター・ユーティリティ・キッチンの換気との連動をエアバランスの面からシステムを構築する必要があるなど、他設備や建築を含めた総合的なシステムを検討する必要がある。

謝辞：今回の検討評価において、販売代理店パッシブエネルギー・ジャパン(株)ドイティンガー・クリスティアン氏に御協力いただきました。御礼申し上げます。

## 8. 参考文献と引用リスト

- 1) パッシブエネルギー・ジャパン株式会社 技術資料
- 2) 社団法人日本冷凍空調工業会  
[http://www.jraia.or.jp/product/home\\_aircon/select\\_02\\_04.html](http://www.jraia.or.jp/product/home_aircon/select_02_04.html)

【東日本大震災 調査報告 1】

## 東北地方太平洋沖地震における関東地域の免制震建物の挙動

### Dynamic Behavior of Response-Controlled Buildings in the Kanto Region during the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

川島 学 MANABU KAWASHIMA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

構造設計ディビジョン 徳武 茂隆 SHIGETAKA TOKUTAKE

東北地方太平洋沖地震における関東地域に建つ3棟の免制震建物の挙動を、当社の運用する地震観測システムで収録した記録に基づき報告する。入力地震動のレベルは、最大速度17~18cm/s、疑似速度応答スペクトル30cm/s以上であり、対象建物が過去に経験した中で最大であった。観測記録に基づく振動特性の同定およびシミュレーション解析による検証を通じて、免制震技術による応答低減効果、後揺れの抑制効果などの有効性が明らかとなった。

キーワード：東北地方太平洋沖地震、地震観測、免震、制震、システム同定、シミュレーション解析

Dynamic behavior of three seismic-controlled buildings subjected to strong motion records observed in operating earthquake observation systems is demonstrated. Input motions for the buildings reached to 17-18 cm/s as peak velocity and over 30cm/s as pseudo velocity response, which have the largest intensity among previously experienced earthquakes. Effectiveness of response-controlled technology such as maximum response reduction and reducing vibration amplitude in coda phase are verified through both vibration identification of the buildings and vibration simulation analysis.

**Key Words:** The 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, earthquake observation, Seismic isolated building, vibration controlled building, system identification, vibration simulation analysis

#### 1. はじめに

平成23年東北地方太平洋沖地震は、 $M_w=9.0$ という我が国の観測史上最大の規模であり、破壊開始点より遠く離れた関東地域においても、広い範囲で震度5弱~震度6弱の地震動が観測された。当社では、過去に設計・施工に携わった建物に地震観測システムを設置して運用を続けており、複数の地点で東北地方太平洋沖地震時の記録を収録している。

一般に動的解析による設計が必要とされる超高層建物や免制震建物にとって、実観測記録に基づき、設計の妥当性および構造性能を明らかにすることは極めて重要である。

中でも、免制震建物においては、建物に設置される装置の特性から応答振幅への依存性が大きく、大振幅の強震記録による性能の検証が強く望まれてきたが、実際にそのような記録が観測された例は少ない。当社の運用する免制震建物を対象とした地震観測システムにおいて以前に得られている記録も、比較的小振幅のものが多く、

免制震効果の定量的な把握は困難であった。

このような中、東北地方太平洋沖地震時の記録は、これらの免制震建物の建設後、最も大きな振幅の揺れに見舞われたことを示すものであった。また、建物へ入力となって作用した地震力は、建築基準法に基づく告示に定められる「稀に発生する地震動」のレベルを超え、我々が設計時に考慮する地震力に達していた。本報告では、大振幅時の免制震建物の振動記録に基づき、これらの建物の地震時挙動について報告する。観測された記録の分析を通じ、これらの建物の応答制御効果を抽出するとともに、シミュレーション解析により制震効果の検証を行うことが目的である。

#### 2. 分析対象建物と強震観測の概要

本報において分析の対象とするのは、関東地域の東京湾沿いの地域にある3棟の免制震建物である。表-1に、対象建物の概要を示す。

A 建物は、1995年に竣工した鉄骨造の免震建物である。



表-1 分析対象建物の概要

	A建物	B建物	C建物
構造特色	基礎免震	中間階免震(免震改修)	制震
竣工年	1995年	1999年(補強前1967年)	1999年
階数	地上5階, 地下2階	地上10階, 地下階なし	地上24階, 地下2階
建物用途	事務所	事務所, 宿舎	事務所, 共同住宅
軒高	22.5m	29.9m	95.2m
平面形	64.0m×48.6m	44.1m×31.5m	41.8m×29.0m
構造種別	S造	1~5階SRC造, 6~10階RC造	地下SRC造, 地上S造
架構形式	純ラーメン構造	耐震壁付きラーメン構造	純ラーメン構造
基礎形式	直接基礎	杭基礎	直接基礎
免制震装置	天然ゴム系積層ゴム +鉛ダンパー・摩擦ダンパー	天然ゴム系積層ゴム +粘性制震壁	粘性制震壁

免震装置は天然ゴム系積層ゴムであり、免震層の減衰性能は、履歴型の鉛ダンパーおよび摩擦ダンパーにより付加する計画となっている<sup>1)</sup>。B建物は、1960年台に建設された地上10階建ての鉄筋コンクリート造(下層階は鉄骨鉄筋コンクリート造)の建物を、2階部分を免震化することにより改修した建物であり、改修工事の完了は1999年である<sup>2), 3), 4)</sup>。短辺方向であるY方向の一部構面には、耐震壁が配置されている。免震装置は天然ゴム系積層ゴムとし、免震層に粘性制震壁を設置することにより、中間階免震のクライテリアとなる変形量の低減を図っている。A建物、B建物ともに免震構造であるが、新築と改修、主架構がS造とRC造、減衰機構が履歴系と粘性系と、それぞれ異なった特色がある。

C建物は、1999年に竣工した鉄骨造地上24階建ての制震高層建物である。同建物では、地震時の構造安全性に加え、強風時の居住性の向上を目的として、粘性制震壁が設置されている<sup>5), 6)</sup>。

A建物~C建物内に設置されている強震計(赤丸印)の配置を、図-1に建物の平面図、立面図とともに示している。設置されている強震計は全て加速度計であり、サンプリングは100Hzである。以後、図中に示す方向を(X, Y, Z)と呼ぶことにする。立面図の強震計位置には、計測されている振動方向を括弧書きで記している。総計測成分の数は、A建物、B建物、C建物でそれぞれ9成分、12成分、18成分である。A建物、B建物においては、免震効果の検証を目的として、免震層の上下および建物最上階に強震計が設置されている。一方、制震建物であるC建物では、建物基部から最上階の5箇所に強震計を配置し、建物高さ方向の振動分布を捉えることを目的とした配置となっている。

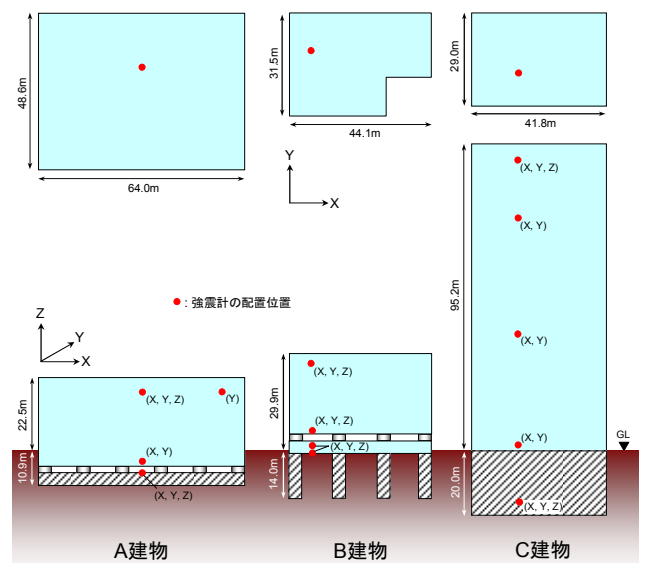
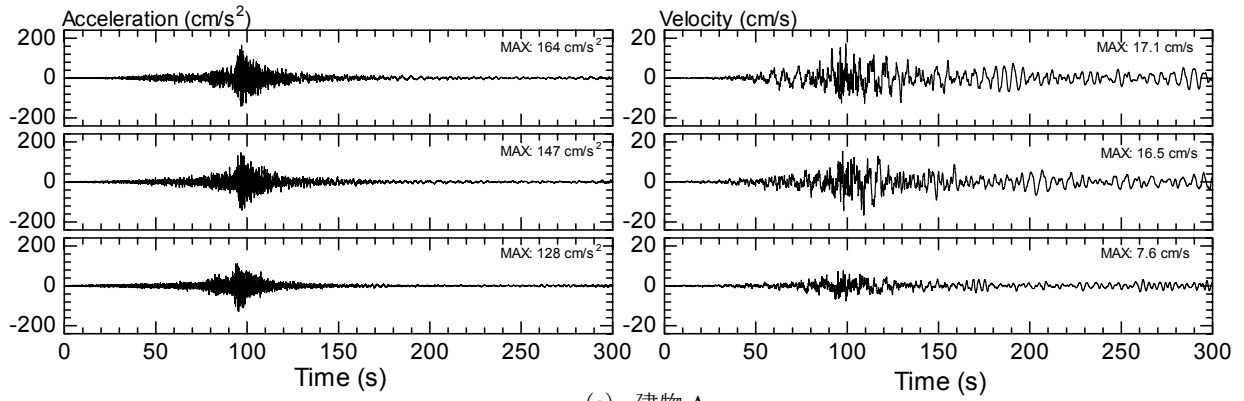


図-1 平面図(上)、立面図(下)と強震計の配置

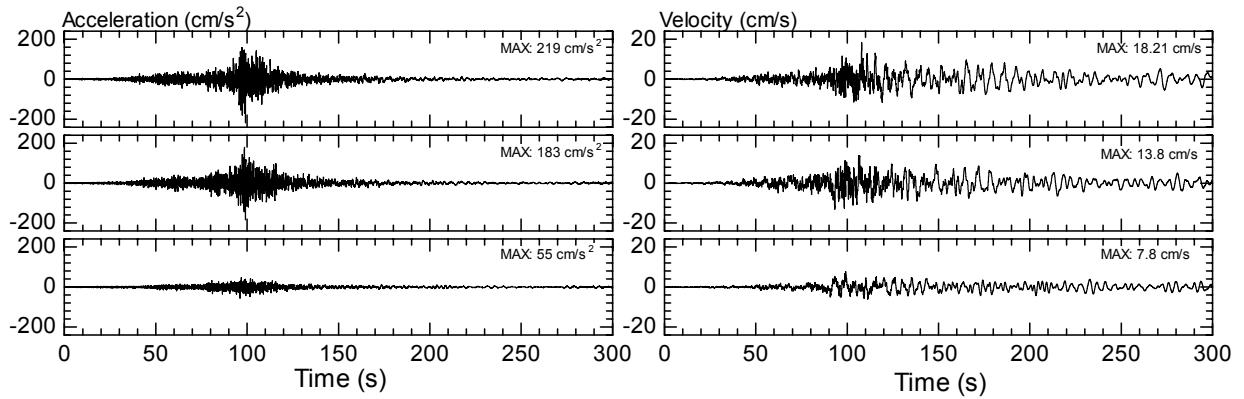
### 3. 入力地震動の特性

図-2に、建物基部(建物A:下基礎, 建物B:1階, 建物C:地下2階)において観測された加速度波形、およびそれらを数値的に積分して求めた速度波形を示す。これらの波形は、分析対象建物への入力地震動である。ここで、数値積分は周波数領域において行い、0.1Hz以下の成分をローカットした。C建物においては、主要動前の時間帯の記録が欠損しているが、最大振幅となる部分は捉えられている。

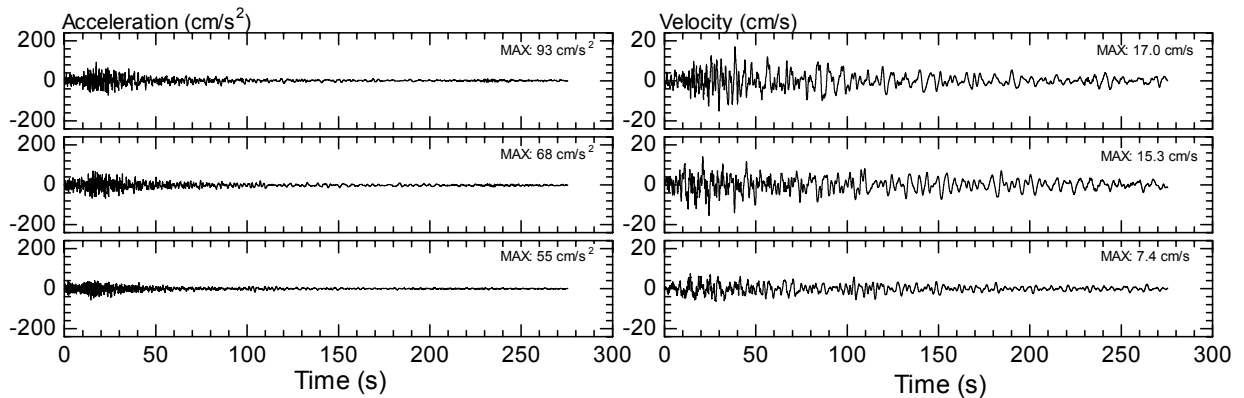
水平方向の加速度は最大で219cm/s<sup>2</sup>であり、振幅の大きな時間帯は60秒間ほどである。C建物では最大値が100cm/s<sup>2</sup>に満たず、他の2建物と比べて値が小さいが、基礎の埋込が大きく、有効入力動が低減していることが推定される。水平方向の最大速度は、3建物において同



(a) 建物 A



(b) 建物 B



(c) 建物 C

図-2 建物基部での加速度波形 (左) と速度波形 (右)

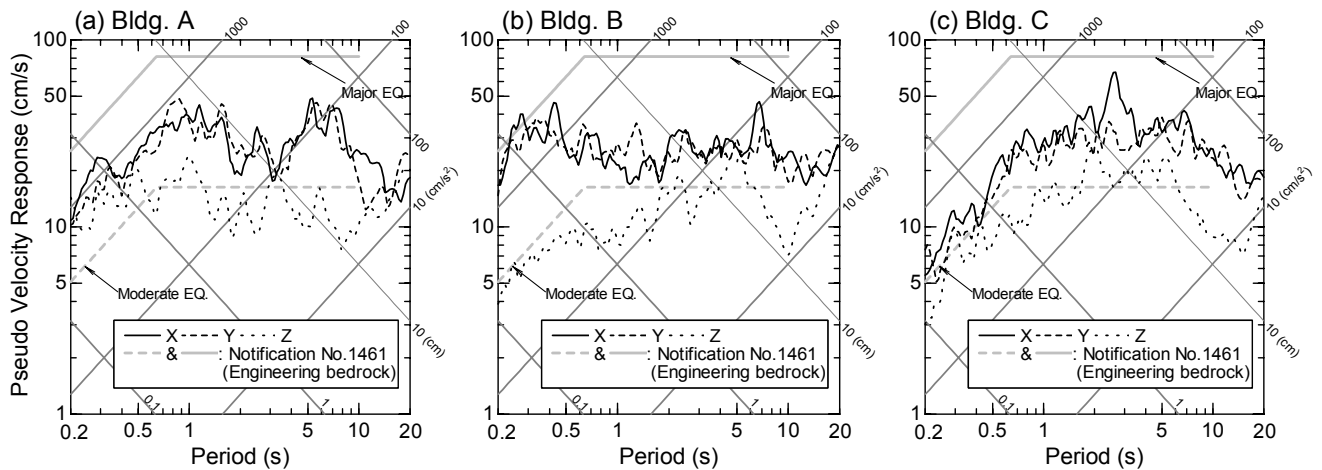


図-3 建物基部波形の擬似速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

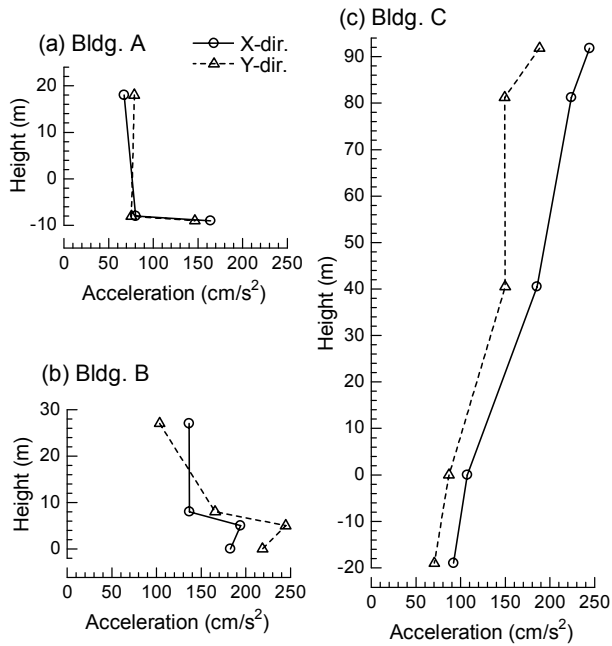


図-4 最大加速度分布

程度で 17~18cm/s である。速度波形には、振幅が最大となった後に長周期かつ継続時間の長い後続波が観察され、これは関東地方の深部地盤構造により生成された波群と考えられる。波形より計算される計測震度は、A 建物と B 建物では 4.9、C 建物では 4.4 である。

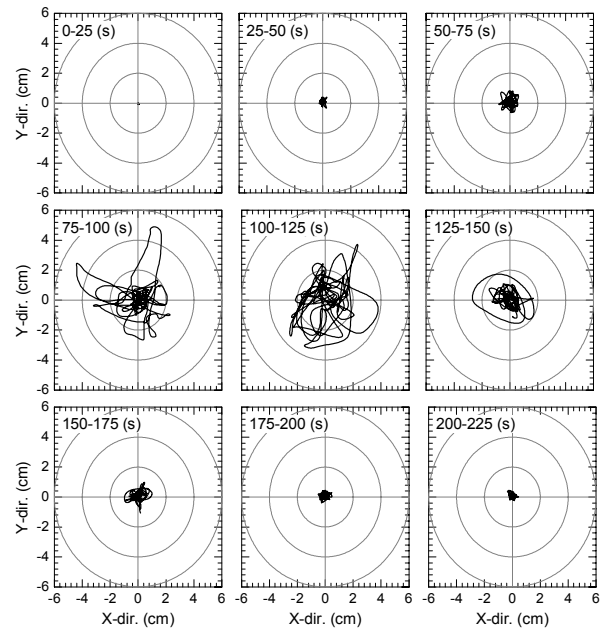
建物基部の波形より計算した擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)を 図-3 に示す。水平方向のスペクトルには、A 建物では 1 秒と 6 秒、B 建物では短周期帯と 6 秒、C 建物では 2~3 秒に卓越が見られるが、速度一定領域における平均的な値は 30cm/s 程度であり、建物による入力レベル差はほとんどない。同図中には、平成 12 年建設省告示 1461 号に定められる工学的基盤位置での設計用値を同時に示している。水平方向のスペクトルは、全周期帯において稀に発生する地震動(modulate EQ.)を超え、極めて稀に発生する地震動(major EQ.)に至らない程度の入力レベルである。

#### 4. 分析対象建物の振動性状

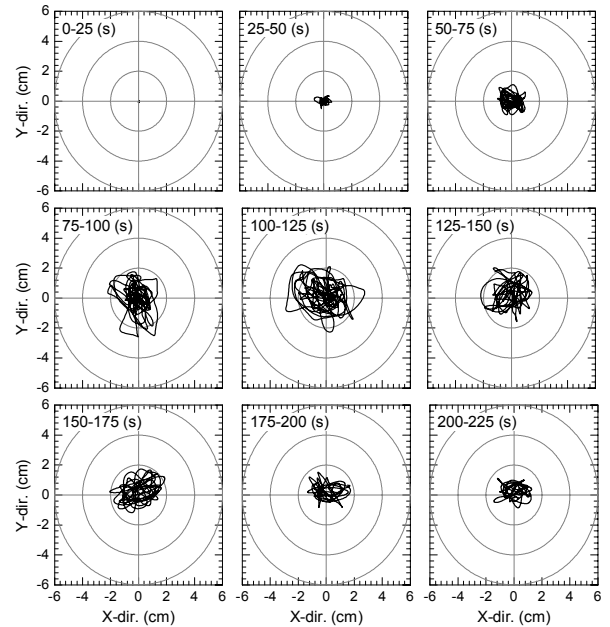
##### (1) 最大加速度分布

図-4 は、観測された最大加速度を、1 階床レベルを規準とした強震計設置位置の高さに対してプロットして示したものである。

基礎免震である A 建物では、免震層において加速度が半分程度に低減している。中間階免震である B 建物では、入力動に対して 2 階床で加速度の増幅が見られるが、免震層において 2/3 程度に加速度が低減し、免震層より上部での加速度の増幅は見られない。これより、免震建物



(a) A 建物



(b) B 建物

図-5 免震層の変位軌跡

における最大加速度の低減効果が確認される。

制震建物である C 建物では、X、Y 方向ともに建物内で加速度が増幅し、最上階においては、最大加速度は建物基部の約 2 倍の値となっている。同建物の制震効果の定量的な評価については、5 節においてシミュレーション解析による検証を試みる。

##### (2) 免震層の挙動

免震建物である A 建物、B 建物について、免震層を挟む 2 つの強震計の絶対変位の差として免震層の相対変位を算定し、水平 2 方向の変位軌跡を 図-5 に示す。図は、

25 秒ごとに分割して示しており、図中の同心円は 1 目盛りが 2cm である。なお、数値積分は 3 章と同様の方法により周波数領域を介して行った。

A 建物では、収録の開始から 75 秒～100 秒の時間帯において免震層の変形が拡大し、最大で 5cm 程度の相対変位が生じている。その後、ほぼ一定の振幅で振動が継続するが、収録開始より 125～150 秒の間に免震層の変形は即座に収束する。一方、B 建物においては、免震層の変形の増大と減少が緩やかであり、最大の相対変位は 3cm 程度と A 建物に比べて小さい。

このように両建物において免震層の挙動に違いが見られるのは、設置されている減衰装置の特性の差によるものと考えられる。すなわち、A 建物では摩擦ダンパーと履歴系ダンパーによる減衰機構であり、建物に生じる慣性力が一定値を越えた時間帯に限定し減衰効果を発揮する。一方、B 建物に設置されている減衰装置は粘性系のダンパーであり、比較的小さな入力レベルにおいても減衰効果を発揮し、さらに最大変形を抑制する効果についても確認されたといえる。

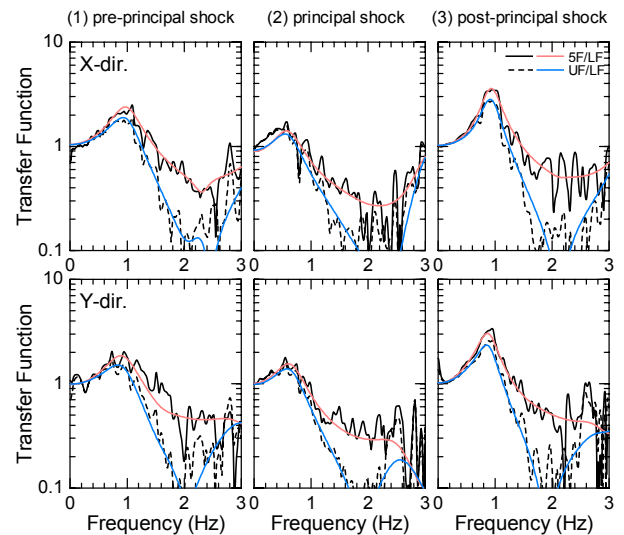
### (3) 振動特性の評価

分析対象建物の基本的な振動特性である、固有周期、減衰定数を評価する。本報では、多入力・多出力系の同定問題への適用性に特色がある部分空間法<sup>7)</sup>を用い、建物基部の記録を入力、上層階の記録をすべて出力として、X、Y 方向を独立に扱う。モデル次数の決定にあたっては、次数を変動させて同定した極の振る舞いを観察することにより、安定な極が評価される次数を選定した<sup>8)</sup>。

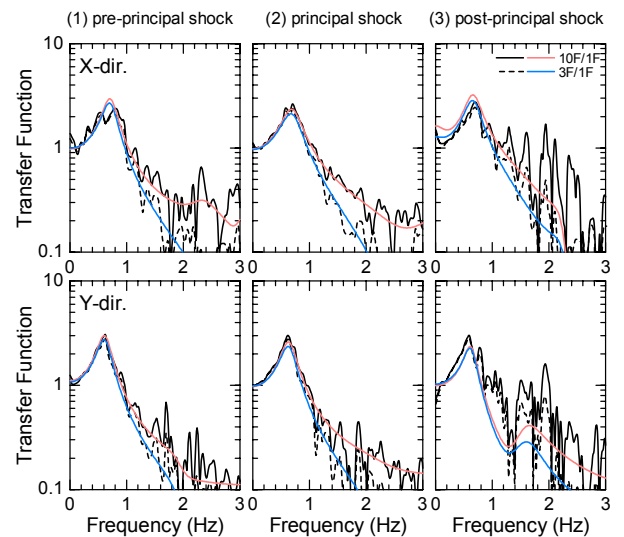
振動特性の評価は、観測波形を、(1) 主要動前、(2) 主要動、(3) 後揺れの 3 区間に分割し、それぞれの区間について同定を行う。なお、C 建物では、(1) 主要動前の区間の記録が欠損しているため、(2) と (3) のみ結果を示す。

図-6 に、スペクトル解析により推定した周波数応答関数の絶対値を黒線、灰波線で示す。また、同図中の赤線、青線は、同定された状態空間モデルより計算した伝達関数の絶対値である。入出力記録の組は図中に凡例で示してある。図より、同定された数理モデルが、周波数領域において観測記録と整合していることが確認できる。

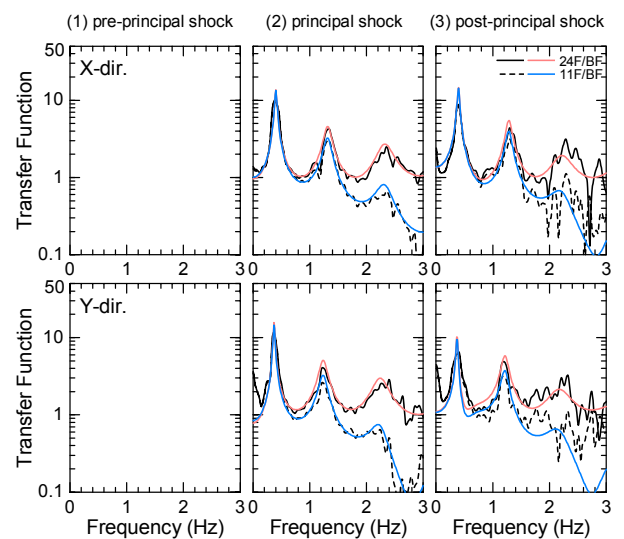
図-7 には、同定した固有周期、減衰定数の値を、(1) 主要動前、(2) 主要動、(3) 後揺れの 3 区間について示している。ただし、共役極は 2 次の振動系を構成するため、ここでの減衰定数は粘性減衰のそれとして同定され、評価区間の等価粘性減衰定数に相当するものと解釈する。A 建物では、(1) 主要動前の区間から (2) 主要動の区間にかけて周期が約 1 秒から 1.5 秒程度に伸長し、減衰定



(a) A 建物 (LF は下基礎, UF は上基礎を表す)



(b) B 建物



(c) C 建物

図-6 周波数応答関数の推定値と同定されたモデルによる伝達関数の絶対値

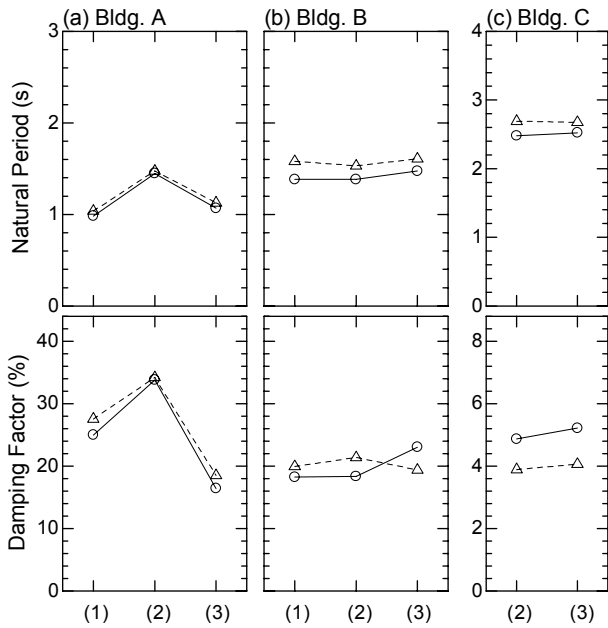


図-7 固有周期と減衰定数の同定値

(1) 主要動前, (2) 主要動, (3) 後揺れ部分を表す

数は 25%から 35%へ増加する。その後、主要動が収まった後の区間 (3) において、周期、減衰定数は共に減少する。この傾向は主に、(2) 主要動の区間において摩擦ダンパーが効果を発揮していることを示唆する。B 建物においては、応答継続時間を通して固有周期は約 1.5 秒、減衰定数は 20%程度のはぼ一定値を示しており、入力レベルによる顕著な特性変化は見られない。C 建物は、固有周期は X 方向で 2.5 秒、Y 方向で 2.8 秒程度であり、(2) 主要動と (3) 後揺れの間での差は見られず、構造体は弾性域にあるものと推定される。(1) 主要動区間での減衰定数は、X 方向で 4.7%、Y 方向で 3.8%と評価された、これは、通常の鉄骨造高層建物と比べて大きな値であり<sup>9)</sup>、粘性制震壁による付加減衰効果がうかがわれる結果である。

## 5. シミュレーション解析による制震効果の検証

### (1) 解析モデル

以上に述べてきたように、A 建物、B 建物の免震効果については、強震記録より明瞭に抽出することができた。

本節では、C 建物の制震効果について、シミュレーション解析を通じた検証を試みる。ここでは、建物長辺方向である X 方向を解析対象とする。

シミュレーション解析は、C 建物の高層評定時に応答解析を実施したモデル（以下、設計モデル）を、以下に述べるように、部分的に修正したモデル（以下、解析モデル）によって行う。解析には、(株)構造計画研究所の

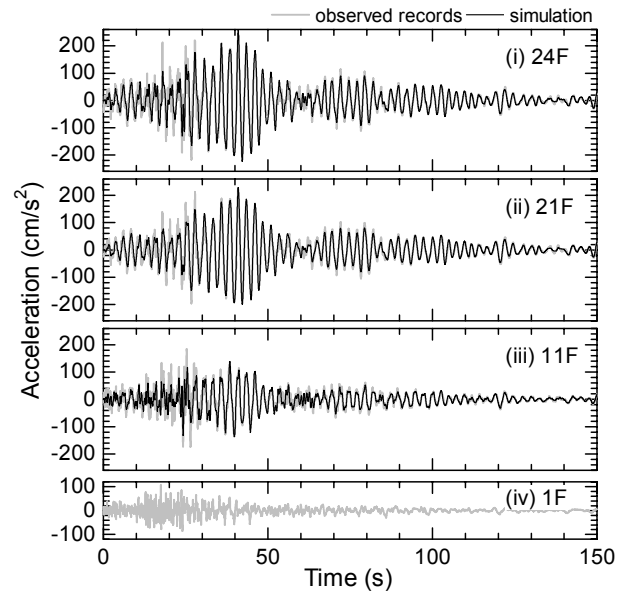


図-8 シミュレーション解析の結果と観測記録との比較

質点系解析プログラム RESP-M/II を用いる。

解析モデルは 24 質点等価曲げせん断型とし、地階部分を含まないモデルとする。したがって、モデルへの入力波としては、上部構造への有効入力動となる 1 階床位置での観測波を用いる。各層の剛性については、解析モデルの 1 次周期が観測値と整合するように、設計モデルの剛性値を分布形は変化させずに係数倍し、各階重量は設計モデルの数値を用いる。なお、固有周期の同定結果には、主要動における周期の伸長が見られなかったため、解析は初期剛性を用いた弾性解析とする。

本節のシミュレーション解析では、建物に設置されている粘性制震壁のモデル化が肝要となる。本報では、減衰力が速度のべき乗に比例して低下する傾向を表現する実験式<sup>10)</sup>を用い、粘性制震壁の特性を解析モデルに取り入れる。粘性制震壁の温度および振動数に関する依存性を表す係数は、粘性体の温度を 20°C、振動数を観測記録より同定した 1 次モードの値とする。また、建物の全体曲げ変形は、各層に配置した装置への有効な入力とならないことが知られている。そこで、文献 11)を参考とし、低速度領域における減衰係数に各層のせん断変形と全体変形との比の自乗を乗じることで、この効果を考慮することとする。構造減衰については、一次モードに減衰定数 1%を与える剛性比例型減衰とした。

### (2) 観測記録のシミュレーション

図-8 に、シミュレーション解析を行った結果について、強震計が設置された階の加速度波形を観測記録とともに示す。なお、最下段の 1 階の観測記録は解析モデルへの入力波であり、参考のために示したものである。

図より、入力加速度の大きい 10~30 秒の区間においては、解析結果は観測記録に見られる大きな振幅の数サイクルが表現できていないものの、40 秒前後の建物上層部の応答が最大となる区間では両者はほぼ一致している。60 秒以降の後揺れの時間帯においても解析結果と観測記録はよく対応しており、本シミュレーション解析により観測記録がほぼ再現されているといえる。

なお、解析結果と観測記録との間に見られた相違点は、当該時間帯に到達した短周期成分の卓越する入力動により励起された、高次振動モードの影響によるものであると推測される。

### (3) 制震効果の検証

地震時の制震効果の検証は、本節において構築した解析モデル（以下、制震モデル）と、粘性制震壁を取り除いたモデル（以下、フレームモデル）の解析結果を比較することによって行う。

フレームモデルによるシミュレーション解析より得られた加速度応答波形を、制震モデルの解析値と共に図-9 に示す。フレームモデルの解析結果は、制震モデルに比して大きな加速度応答となり、粘性制震壁による加速度応答値の抑制効果が確認される。また、フレームモデルの解析結果では、長周期地震動に特有の後続波によって長時間にわたり大きな振幅の応答が継続し、最上階においては  $200\text{cm/s}^2$  程度以上の応答が約 1 分間続いている。これに対し、制震モデルの応答値はすばやく収束し、後続波による後揺れが効果的に低減される結果となっている。図-10 は、制震モデルならびにフレームモデルのシミュレーション解析で得られた最大応答値を比較したものである。ここでは、最大加速度、層間変形角、せん断力係数の値を示している。制震モデルの解析結果は、いずれの指標に着目しても、フレームモデルの 7 割程度の値となっている。層間変形角の最大値は、制震モデルにおいて約  $1/220$ 、フレームモデルでは約  $1/157$  である。

続いて、振動エネルギーの観点から制震効果を検証する。地震時の建物へのエネルギー入力  $E$  は、弾性運動エネルギー  $W_e$ 、構造減衰による吸収エネルギー  $W_h$ 、制震要素による吸収エネルギー  $W_D$  の和となる<sup>12)</sup>。図-11 は、シミュレーション解析の結果をエネルギーの時刻歴で表したものである。(a) 制震モデルでは、粘性制震壁が応答開始時より効果的にエネルギーを吸収している。最終的に、粘性制震壁による吸収エネルギーは、総入力エネルギーの 78%に達する。一方、(b) フレームモデルの結果では、構造減衰によるエネルギー吸収能が小さいため、投入されるエネルギーは弾性運動エネルギーに転化され、長い時間振動が続くことが分かる。

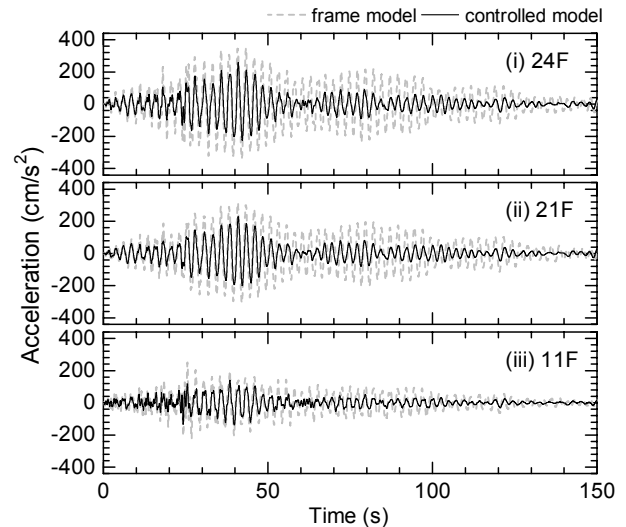


図-9 制震モデルとフレームモデルとの波形比較

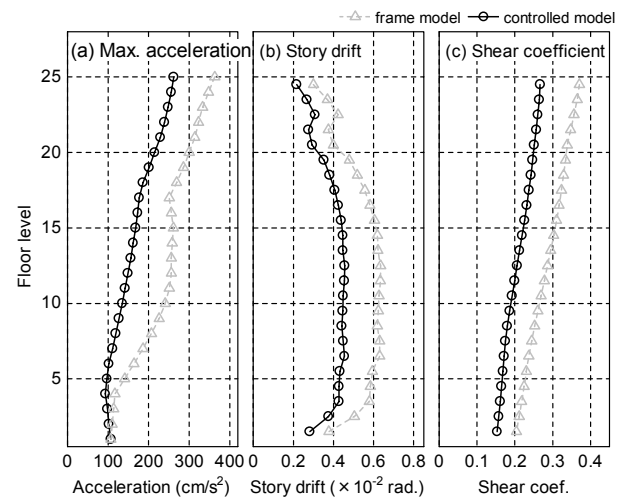


図-10 シミュレーション解析で得られた最大応答値

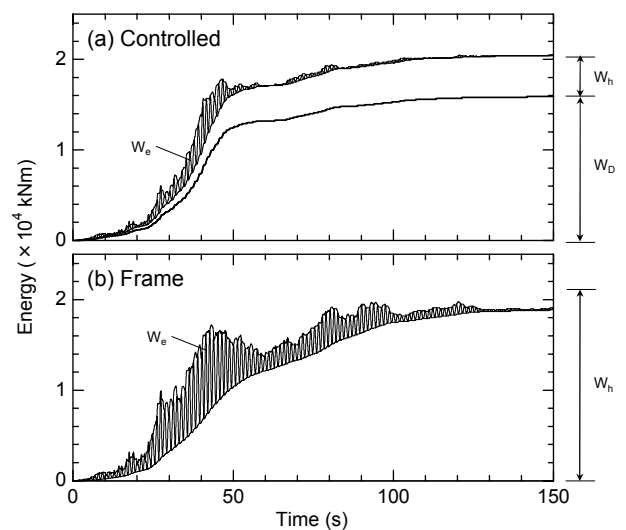


図-11 エネルギー入力、エネルギー吸収の時刻歴

## 6. まとめ

本報においては、東北地方太平洋沖地震時に収録された強震記録の分析を通じ、免制震建物の地震時挙動について述べた。対象建物は、当社の運用する地震観測システムを設置している、関東地域の東京湾沿いの地域に建つ2棟の免震建物と1棟の制震建物である。以下に、分析の結果得られた主要な知見をまとめる。

- ① 建物への入力となって作用した地震力は、建築基準法に基づく告示の「稀に発生する地震動」のレベルを超えており、対象建物の建設後最大のものであった。また、関東地域の深部地盤構造の影響による、長い継続時間の長周期の揺れが観測された。
- ② 免震建物であるA建物、B建物では、免震効果により上部建物での最大加速度が1/2～2/3に低減された。免震層の最大変位は、A建物では約5cm、B建物では約3cmであった。
- ③ 免震層に設置された減衰装置の特性による、地震時挙動の違いが抽出された。すなわち、履歴系の摩擦ダンパーが設置されたA建物では、上部建物に作用する地震力の大きな時間帯に変形が拡大し、固有周期が伸長するとともに減衰定数が増大する。一方、粘性系のダンパーが設置されたB建物では、応答振幅によらず一定の減衰効果を発揮し、固有周期は応答の継続時間中に変動しない。
- ④ 鉄骨造の制震建物であるC建物では、観測記録より減衰定数が4～5%程度と同定され、粘性制震壁の設置による減衰定数の増加がみられた。また、シミュレーション解析の結果、観測記録は精度良く再現され、解析モデルの妥当性が確認された。
- ⑤ 粘性制震壁の設置により、C建物の最大応答値は7割程度に抑えられ、また、長周期地震動に特有の大振幅の後揺れが効果的に低減されていることが、シミュレーション解析により検証された。粘性制震壁のエネルギー吸収量は全地震入力エネルギーの78%に達していると推定された。

謝辞：本報をまとめるにあたり、3建物の所有者各位には格別のご配慮をいただきました。ここに深謝いたします。

## 参考文献

- 1) 山本 裕, 寺元隆幸, 北村春幸, 野路利幸：免震建物の設計と振動実験, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.571-572, 1995
- 2) 河井慶太, 他：複合型免震レトロフィット構法の開発（その1）～（その5）, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.619-628, 1999
- 3) 石津 均, 古橋 剛：九段郵便局・九段宿舍の免震レトロフィット, MENSHEIN, No.26, 1999.11
- 4) 郵政事業庁施設情報部監修：郵政施設の免震・制震建築, pp.62-73, 2001
- 5) 世良信次, 早川 昇, 宮崎光生, 西村幸洋：粘性制震壁を用いた高層建築物の設計（その1：制震構造の設計耐震性能）, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.879-880, 1998
- 6) 世良信次, 早川 昇, 小倉 裕：粘性制震壁を用いた高層建築物の設計（その2：粘性減衰制震壁の性能試験）, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.989-990, 1999
- 7) 片山 徹：システム同定一部分空間法からのアプローチ, 朝倉書店, 2002
- 8) 川島 学, 永野正行, 鹿嶋俊英, 井口道雄：高密度地震観測記録に基づく中層SRC造建物の立体振動モードの評価, 日本建築学会学術講演梗概集, 2011（掲載予定）
- 9) 日本建築学会編著：建築物の減衰, 日本建築学会, 2000
- 10) 鈴木利哉, 鈴木 亨, 岡田泰秀：粘性制震壁の粘性減衰力評価の整合性検証, 三井住友建設技術研究所報告, 第1号, pp.101-108, 2003
- 11) 石井正人, 北村春幸, 小坂橋裕一, 森 伸之, 和田 章, 笠井和彦：粘弾性型制振部材を適用した構造骨組の地震応答評価に関する研究 その2. 制振部材の実効変位に着目した解析モデルの検討, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.1013-1014, 1999
- 12) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999

【東日本大震災 調査報告 2】

## 東日本大震災に見られた吊天井の損傷メカニズム

### Damage Mechanisms of Suspension Ceilings during the Great East Japan Earthquake

川島 学 MANABU KAWASHIMA

以前より学校体育館などで吊天井の地震被害は顕在化していたが、東日本大震災においても同様の被害が数多く見られた。ここでは、天井の応答推定を行うことによりその損傷メカニズムについて検討した。検討の結果、典型的に見られた柱・壁との取り付け部における損傷状況は、主に吊天井の過大な変形によるものと推定された。本検討により、損傷メカニズムに応じた吊天井の耐震性確保・向上の重要性が示された。

キーワード：東日本大震災、吊天井、水平変位、応答推定

Although seismic damage of suspension ceilings such as school gymnasium had come to the surface before, similar damages occurred in many sites during the Great East Japan Earthquake. Damage mechanism will be investigated by response prediction of suspension ceilings in this paper. Typical damage situations of ceilings which joint with column or wall are estimated to be caused mainly by their excessive deformation. From this examination, the importance of securing and improving seismic performance for suspension ceilings according to the damage mechanism was shown.

**Key Words:** the Great East Japan Earthquake, suspension ceiling, horizontal displacement, response prediction

#### 1. はじめに

東日本大震災では、構造部材は損傷が皆無もしくは軽微であるものの、吊天井や外壁などの「非構造部材」に損傷を生じた建物が多く見られた。これら非構造部材は相当の重量があることが多く、高所より落下した場合の危険性は重大である。実際に、東日本大震災においては、震源から遠く離れた東京都内の建物内において、天井の崩落により 2 名の死者を出し、26 名が負傷する事故が発生している。

このような東日本大震災で顕在化した非構造部材の安全性の確保については、基規準の整備などにより強化される方向へ向かうものと考えられる<sup>1)</sup>。しかしながら、仕様規定的な工法の選定によっては、部材の有する耐震性能が陽に評価されない場合がある。たとえば、『公共建築工事共通仕様書』の解説本である『建築工事監理指針』<sup>2)</sup>には、吊天井の下地材の補強についての記述があるが(図-1)、その直後には「ここでいう(中略)補強は、必ずしも耐震性を考慮することを意図したものではな

い」とも記され、具体的な数値については示されていない。

つまり、現状では非構造部材に何らかの補強を行う場合、その耐震性を明示するためには別途技術的な検討が必要となる訳である。この事情は、これまでの被害地震

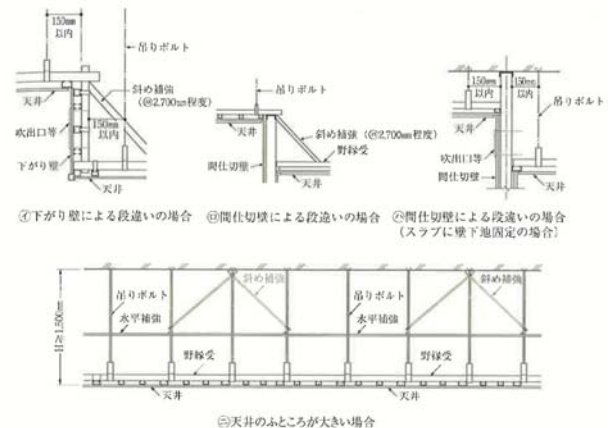


図-1 吊天井の振れ止め補強の例  
(『建築工事監理指針』<sup>2)</sup>より引用)



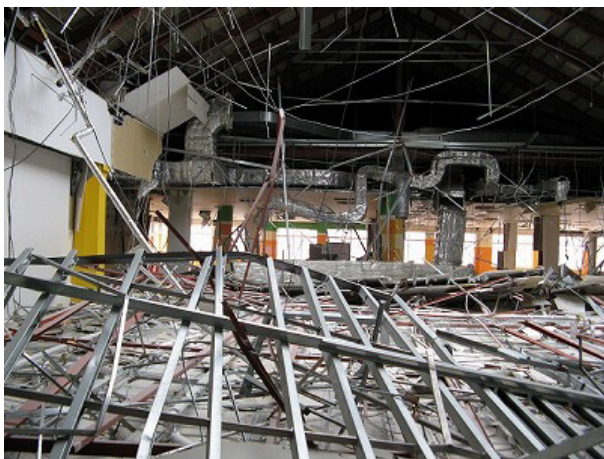


写真-1 大空間の天井脱落被害



写真-2 天井下地とボードの脱落



写真-3 吊天井と外壁取り合い部の損傷



写真-4 空調ダクトの脱落

において、非構造部材がなぜ損傷したのかを検証するにあたって同様である。

本報においては、東日本大震災において吊天井に発生した典型的な被害例に対し、その損傷メカニズムについて検討した事例を報告する。示される結果は、全ての天井被害について説明するものではないが、類似のメカニズムによる被害防止を今後図っていくうえで、有用な知見となるものと考えている。

## 2. 天井の被害事例

本節においては、東日本大震災で見られた天井の被害例を示す。

写真-1 は、大スパン大空間の天井が脱落した事例である。脱落した天井はほぼ全面にわたっており、大きな面積での脱落が生じている。人的な被害の発生も危ぶまれる状況であるが、幸いにも怪我などの被害はなかった。

このような大空間の天井の脱落防止は、その直下で活動する人の安全性の確保のために、極めて重要である。

一方、写真-2～写真-4 は、いずれも事務所内において発生した天井被害の例である。写真-2 では、軽量鉄骨下地（在来工法）の吊天井において、下地と共に仕上げのボードが一部脱落している。また、写真-3 は、吊天井と外壁の取り合い部において、下地材（野縁）が座屈することにより、そこへビス止めされたボードが落下した状況を示している。天井下地の吊ボルトの振れ止めが行われていない場合において、同様の損傷が生じるケースが多かった。写真-4 は、空調ダクトが天井面を突き破る形で脱落した例である。

執務室内において写真-2～写真-4 のような天井の被害が発生した場合、損傷した部材の撤去ならびに応急復旧がなされるまで、立ち入り禁止の措置が講じられ、業務を再開するまでに一定の期間が必要となる。人的な被害が発生しない場合においても、天井の損傷は事業継続の大きな障害になるといえる。

### 3. 天井の損傷メカニズム

前述のような天井の被害には、それぞれにさまざまな要因があり、現在も調査・研究が進められている<sup>1)</sup>。ここでは、特に吊天井の端部や他部材との取り付け部において被害が発生した事例と中心として、その損傷メカニズムを検討した結果を紹介する。

検討は、平成 17 年に日本建築センターより出されている『体育館等の天井の耐震設計ガイドライン』(以下、『ガイドライン』)を参考にして行った。『ガイドライン』では、体育館などの建物を 1 自由度系とみなして屋根面での応答波を算定し、これを入力波として吊天井の応答を算定する方法が示されている。この手法を多層の建物に適用するにあたり、図-2 に示すように、建物を多自由度系にモデル化し、対象階の床応答を吊天井への入力波とすることとした。吊天井の剛性評価は、『ガイドライン』に示される方法に準拠し、実況に則して行った。損傷した吊天井の現地調査の結果、吊ボルトの長さは 1,500mm、振れ止め補強は水平、斜め方向ともに施されていないかった。

建物モデルへの入力地震動は、建物からの離隔距離約 5km に位置する、(独)防災科学技術研究所の強震観測網<sup>3)</sup>の観測点において、東日本大震災の本震時に記録された波形とした。なお、検討対象建物は、北東北地方の内陸部に位置する。図-3 に、建物モデルへの入力地震動の加速度波形と擬似速度応答スペクトルを示す。入力地震動の最大加速度は、東西方向において約  $350\text{cm/s}^2$  であり、波形から計算される震度階は 5 強である。

入力地震動に対する建物の応答解析を実施し、床応答のスペクトル(減衰定数 3.5%)が図-4 のように得られ

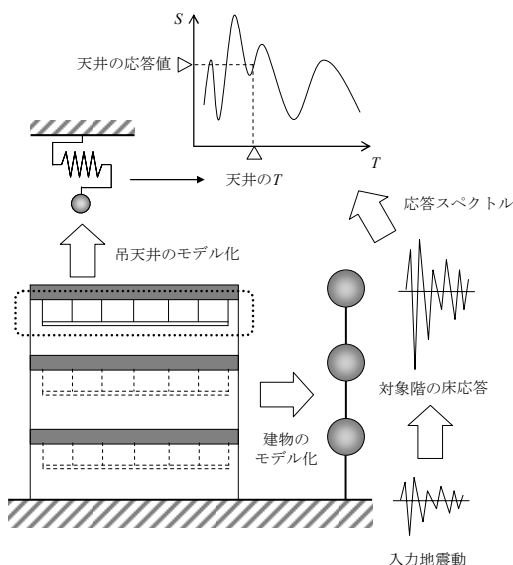
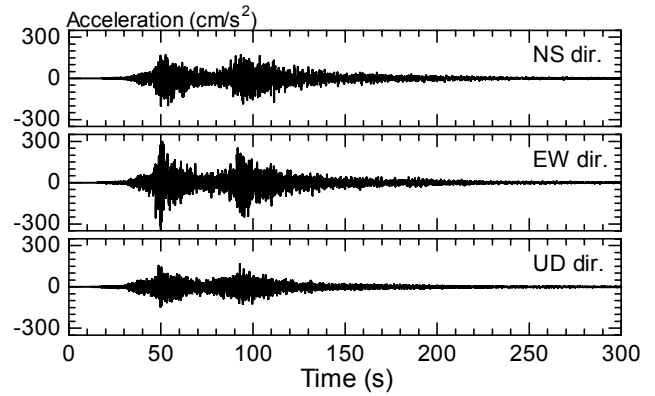
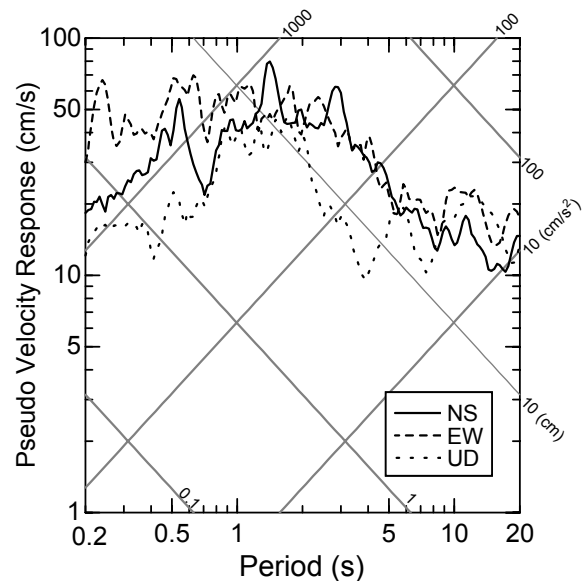


図-2 解析方法の概要



(a) 加速度波形



(b) 擬似速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

図-3 建物モデルへの入力地震動

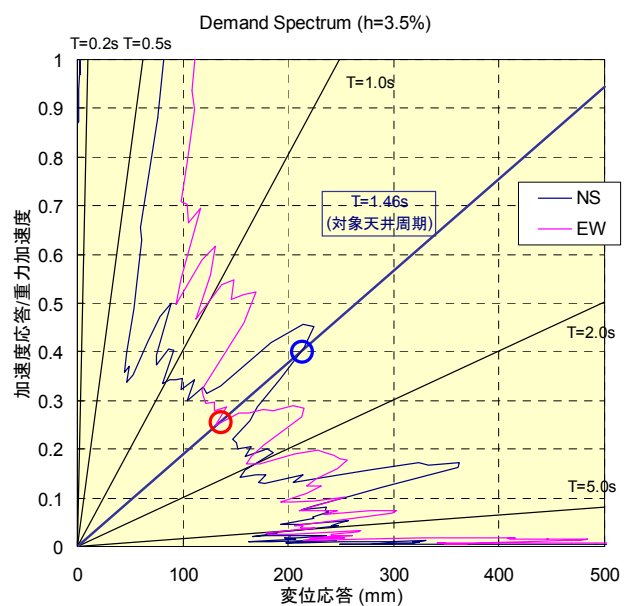


図-4 吊天井の応答推定値

た。ここでは、縦軸に応答加速度（重力加速度で基準化）、横軸に応答変位をとって表示している。図中には参考のため周期を表す原点を通る直線が示してあり、太線が検討対象とした吊天井の周期（1.46 秒）である。この直線とスペクトルとの交点が、吊天井の応答推定値となる。吊天井の床スラブに対する最大相対変位は、NS 方向では 200mm を超えており、EW 方向は 130mm 程度と推定された。

検討の結果より、写真-3 に示す吊天井の損傷メカニズムとしては、以下が想定される。

- ① クリアランスが十分でない吊天井と外壁や柱型との取り合い部分においては、天井下地の水平材（野縁、野縁受）は、柱・壁に激しく激突したと想定される。このとき、下地材の端部は局所的に強い衝撃力を受けて座屈し、仕上げ材のボード類が剥がれ落ちたものと考えられる。

大振幅で吊天井が揺れる場合、次のようなメカニズムにより損傷が発生した可能性も考えられる。

- ② 床スラブに直接留めつけられている設備機器などは、吊天井と異なった周期で振動するため、吊ボルトと干渉することが考えられる。この際発生する衝撃力により、野縁と野縁受の留め付けクリップの開き、設備機器を固定するビスの破断などが生じ、天井部材の損傷につながる。

そして、一旦損傷が発生すると応力は再配分され、その周囲に損傷が連鎖的に広がっていくであろう。このようにして、大面積での天井被害につながっていくものと考えられる。

なお、地震時に吊天井に作用する力は、天井の加速度応答に質量を乗じたものである。本報での検討結果（図-3）に示されるように、短周期化に伴い、吊天井に作用する力が増大する可能性があることに注意が必要である。振

れ止め補強などにより吊天井の耐震化を計画する場合には、個々の構成部材に作用する地震力と変位を適切に評価することが必要であり、本報に示した結果はそのひとつの筋道を示すものである。

#### 4. まとめ

本報では、東日本大震災において多く見られた非構造部材の被害の中から、吊天井の損傷を取り上げ、そのメカニズムを検討した結果について紹介した。検討結果から、主に吊天井の変位が過大となることによって、損傷が発生したメカニズムが推定された。

このような天井被害を低減するための対策としては、吊天井を筋交いなどにより適切に補強するとともに、柱・壁などとの取り合い部に十分なクリアランスを設けることなどが挙げられる。この場合、構造的な観点のみではなく、意匠的・環境工学的な観点からの要求性能も合わせて満足することが必要である。吊天井などの安全性に関わる非構造部材の耐震性能の確保・向上は、構造部材の場合と同様に重要であり、設計から施工に至るまで一貫した取り組みが必要である。

謝辞：本報の検討では、(独)防災科学技術研究所の強震観測網の記録を使用しました。

#### 参考文献

- 1) 渡壁守正：建築基準法等に係る技術基準整備のための事業（平成 21 年度報告）非構造部材に関する基準の整備の資する検討，ビルディングレター，2011. 3.
- 2) (社) 公共建築協会：建築工事監理指針（下巻）
- 3) (独) 防災科学技術研究所 強震観測網 (K-NET, KiK-net) URL: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

【東日本大震災 調査報告 3】

## 東北地方太平洋沖地震における東京湾岸地域の液状化被害調査

### Damage Investigation of Liquefaction in Tokyo Bay Area after the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

	平田 裕一 YUICHI HIRATA
	高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
建築技術部	宮田 勝利 KATSUTOSHI MIYATA
建築技術部	高岡 裕二 YUJI TAKAOKA
構造設計ディビジョン	瀬藤 慎一 SHINICHI SETO

東北地方太平洋沖地震による東京湾岸地域の液状化被害状況を調査した。調査対象は、当社施工物件を中心に行っている。液状化対策工法を採用した物件では、建物の構造的被害は、ほとんど観察されていない。液状化被害は、地盤沈下、地盤変状に伴うライフラインの被害が顕著であった。液状化対策工法の効果を確認するために、地盤物性の検討と有効応力解析を実施している。解析結果は、観察された液状化状況と調和的であった。

**キーワード：** 東北地方太平洋沖地震，東京湾岸地域，液状化，液状化対策工法，有効応力解析

Damage investigation of liquefaction was executed in Tokyo Bay area after the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. The investigation objects were buildings constructed by Sumitomo Mitsui Construction Co. While damage of buildings was hardly observed, damage of lifeline by land subsidence and ground transformation was remarkable. The comparison between soil properties and the effective stress analysis were carried out to confirm the effect of countermeasures against liquefaction. It is demonstrated that the effective stress analysis can simulate the observed behavior.

**Key Words:** The 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake, Tokyo bay area, liquefaction, countermeasures, effective stress analysis

#### 1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は、三陸沖を震源とするマグニチュード9.0というこれまでに経験したことのない国内最大規模のものであった。東北地方から関東地方にかけての太平洋沿岸で、大きな津波が発生し、各地に甚大な被害が生じた。本地震が多く、その被害状況を把握することが急務であった。

筆者らは、主として、液状化被害の状況を把握するために、地震発生直後から、東京湾岸地域の液状化被害調査活動を行った。本報告は、その調査結果と若干の分析結果をまとめたものである。

#### 2. 地震および地震動概要

本地震は、最大で震度7（宮城県栗原市、3成分加速度合成値2933gal）が観測されるなど、震源域に近接する岩手県、宮城県、福島県など太平洋側の広い地域において、強い揺れが生じた。震源域は、450km×200kmと広範囲におよんでいる。この震源は、おおむね東西に圧縮される逆断層型であり、破壊開始点附近の宮城県沖と、茨城～福島県沖に、すべり量の大きな強震動生成領域が2つ同定されている。

観測地震動は、(独)防災科学技術研究所の強震観測網(K-NET, KiK-net)、(独)建築研究所が管理する地震計などの記録が公開されている。これらから推定される東京湾岸地域の計測震度は、5前後であり、大部分の地域は、5弱であった。PGAは150gal程度の観測点が多いが、一部では250galを超えているところも見られた。

### 3. 液状化被害調査結果

#### (1) 液状化被害調査概要

本被害調査は、地震後の復旧対応を迅速に進めることおよび今後の液状化対策に関する資料収集のために行ったものである。調査項目は、主に以下の3項目である。

- ① 本地震による液状化現象の状況の把握
- ② 当社施工物件の被害状況の把握
- ③ 液状化対策工法の効果の確認

調査範囲は、東京湾岸地域（千葉、海浜幕張、市川、新浦安、舞浜、新木場、有明、豊洲、東京）である。その地域の中で、当社で液状化対策工法を採用している施工物件を中心に被害調査を行った。全調査建物数は、25棟である。調査期間は、2011年3月12日～3月18日である。表-1に調査した建物一覧を示す。

表-1 調査建物一覧

地区	番号	用途	階数	躯体
新浦安	1	集合住宅	14	RC
	2	集合住宅	14	RC
	3	集合住宅	13,14	RC
	4	養護施設	4	RC
	5	集合住宅	18	RC
	6	集合住宅	14	RC
	7	宿泊施設	8	-
新木場	8	物流施設	5	RC
	9	物流施設	7	RC,S
舞浜	10	商業施設	-	RC,S
海浜幕張	11	商業施設	-	RC,S
有明	12	集合住宅	33	RC
	13	集合住宅	33	RC
豊洲	14	集合住宅	23,20,2	RC
	15	集合住宅	52,32,7,5,4	RC
	16	学校	13	S
市川	17	集合住宅	24	RC, SRC
	18	集合住宅	24	RC, S
東京	19	集合住宅	25,9,5	RC
	20	物流施設	5	複合
	21	物流施設	5	複合
	22	集合住宅	33	RC
千葉	23	工場	-	S
	24	学校	9	S
	25	商業施設	-	S

#### (2) 東京湾岸地域の被害状況

##### a) 新浦安地域

新浦安地域の液状化被害状況を写真-1, 2, 3 に示す。写真-1 は、新浦安駅前の EV 周りの液状化による地盤沈下状況である。数 10cm 程度の沈下が認められ、周辺に著しい噴砂が観察された。写真-2 は、液状化により建物が、砂に埋まっている状況である。建物の 1 階床に砂が入り込んでいる。写真-3 は、歩道のマンホールが液状化のために 2m 近く浮き上がっている状況である。このようなマンホールの浮上りは、数多く見られた。新浦安地域は、地震直後から各種報道機関に取り上げられており、今回の地震において、顕著な液状化が観察された地域の一つ



写真-1 新浦安駅前 EV 周辺の地盤沈下



写真-2 新浦安地域のセブンイレブンの液状化被害



写真-3 新浦安地域のマンホールの浮き上がり

である。

##### b) 新木場地域

新木場地域の液状化状況を写真-4, 5, 6 に示す。写真-4, 5 は、新木場駅前から、若洲方向に向かう歩道で撮影したものである。液状化により噴出した砂の量が夥しい。

写真-4 より、マンホール上面から測定して、30cm 以上の砂が堆積している。写真-5 では、自転車の車輪が、およそ半分埋まっている。写真-6 は、歩道の沈下状況である。歩道の沈下により、敷地境界付近のインターロッキングが、大きく傾斜している。



写真-4 新木場地域のマンホールの噴砂の堆積



写真-7 舞浜駅前での液状化による歩道の被害



写真-5 新木場地域の噴砂に埋まる自転車



写真-8 舞浜駅前での歩道の沈下、浮き上がり



写真-6 新木場地域の歩道の沈下



写真-9 舞浜駅前でのデッキ柱脚周辺の被害状況

新木場地域は、工場施設などが多く、住宅地と比べて報道機関の取り上げられ方が少ない。しかしながら、実際には、大きな液状化被害が生じている。

#### c) 舞浜地域

写真-7, 8, 9 に舞浜地域の液状化状況を示す。写真は、いずれも舞浜駅前周辺の被害状況である。数 10cm 程度の地盤変状が観察された。全体的に、歩道がうねるような上下の不陸が見られた。

#### (3) 当社施工物件の被害例

本液状化調査を行った 25 棟の建物は、液状化対策工法を適用した箇所では、建物の構造的な被害は生じていない。ただし、ライフラインの損傷などに伴う設備的な被害や、駐車場、外構において、噴砂、沈下などが生じている。これらの中から、新浦安地域にある代表的な 2 つの建物の被害状況を図-10, 11 に示す。以下、外構部分の被害が顕著であった建物を①、被害が少なかった建物を②と記す。

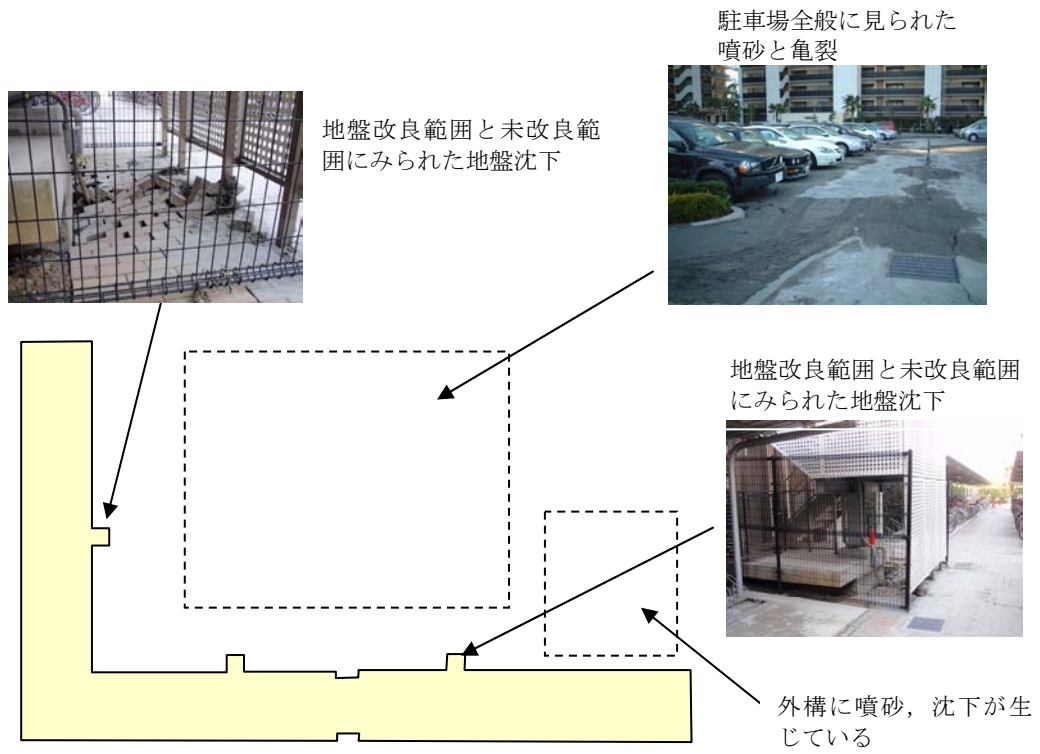


図-10 建物①の被害状況例（駐車場，外構などの液状化被害が顕著）

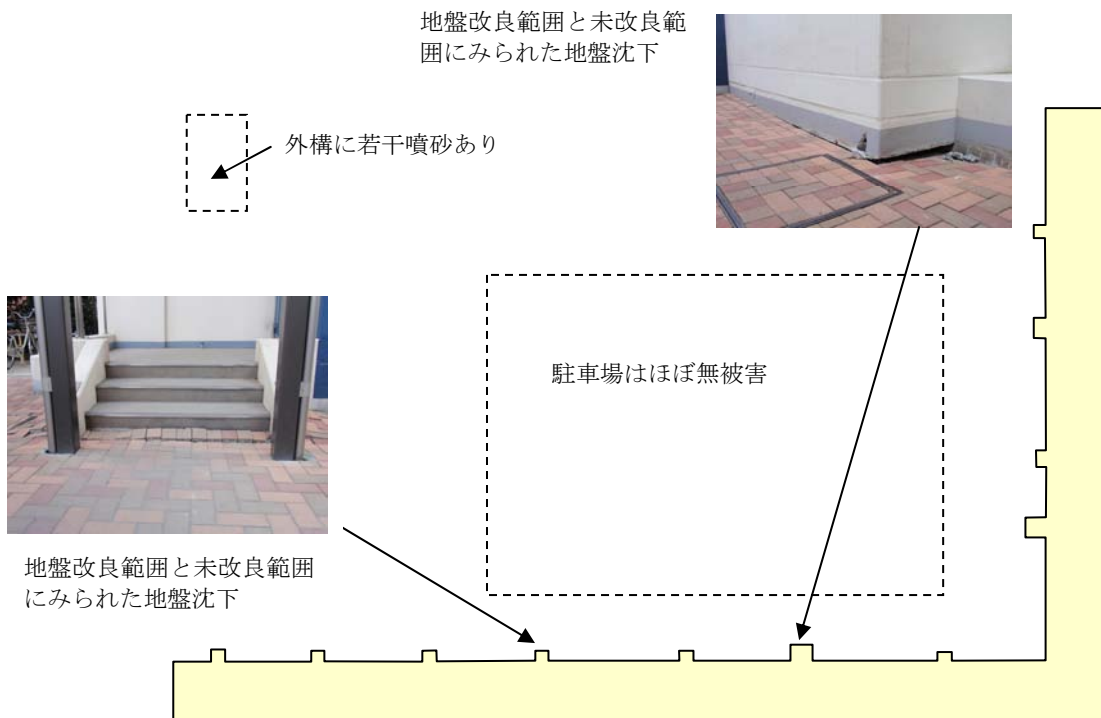


図-11 建物②の被害状況例（駐車場，外構などの液状化被害が軽微）

図より、建物①では、液状化対策工法を採用していない駐車場で、著しい噴砂とアスファルトの亀裂が確認された。この亀裂は、施工時の打継ぎ面に沿って生じていると思われる。目視した範囲では、駐車場は、20cm程度の沈下が生じている。また、外構部分において噴砂、沈下が生じている。地盤改良範囲と未改良範囲の境界領域においても地盤沈下が見られた。

これに対して、建物②では、液状化対策工法を採用していない駐車場においても、噴砂などの影響が確認できなかった。ただし、外構の一部と地盤改良範囲と未改良範囲の境界領域において、建物①と比較すると小さいが、地盤沈下が確認されている。

#### 4. 液状化被害状況の分析

##### (1) 被害状況の検証

前節に示した当社施工物件の液状化被害状況を評価するために、新浦安地域の面調査、土質柱状図、細粒分含有率、FL値の4項目に関してまとめる。

##### a) 新浦安地域の面調査

新浦安地域では、地震直後から東京大学東畑郁生教授らによる面調査（調査日：2011年3月13,15,16,18日）が行われている<sup>1)</sup>。その調査結果の一部を、図-12に示す。図は、当該地域を踏査し、液状化の痕跡（噴砂、沈下など）のあったところを赤、それ以外を青で示している。

図より、前節に示した建物①の建設された高洲地区は1980年に埋め立てされた土地であり、「全域液状化」と判定されている。これに対して、建物②が建設された明海地区は、1988年に埋め立てされた土地であり、海側ではほとんど液状化が確認されていない。

同調査によれば、同じ新浦安地域内においても、液状化による被害状況は大きく異なる。これらの違いは、埋



図-12 東畑研究室による新浦安地域の液状化調査

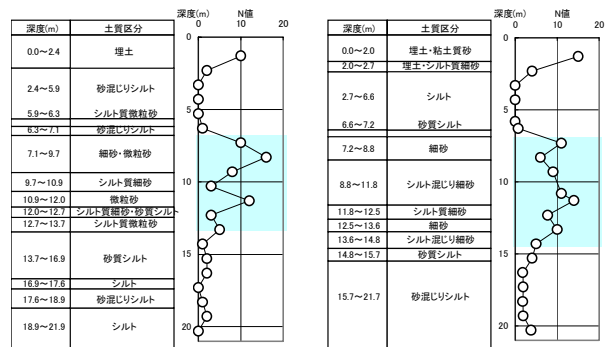
立て時期、埋立てに用いた地盤材料、埋立て施工方法などの影響を受けているものと思われる。

建物①、②の敷地内において、液状化対策を行っていない箇所の液状化状況は同調査の報告と対応している。

液状化対策を施す前の地盤の特性として、今回の地震に対しては、建物①周辺（高洲地区）が、建物②周辺（明海地区）よりも液状化の影響を受けやすかったことが推測される。

##### b) 土質柱状図

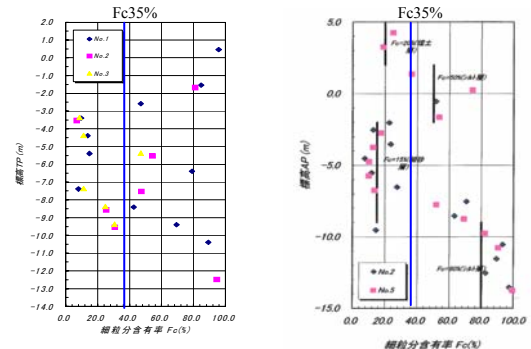
建物①、②の敷地の土質柱状図を図-13に示す。図より、表層2~3mは埋土であり、その下に、N値0の軟弱なシルト層がある。深度約7m以深において、N値10前後の細砂層があり、そこから深度14m程度までが、液状化対象層である。これらは、両地盤に共通して見られる特徴である。土質柱状図から認められるN値の深度分布は、表層近傍において若干建物②が大きいものの、全体的にはかなり類似していると思われる。



a) 建物①（高洲地区） b) 建物②（明海地区）  
図-13 土質柱状図

##### c) 細粒分含有率 Fc

図-14に細粒分含有率の深度分布を示す。図より、建物①では、TP-3.5m~9.5mにFc=35%以下の層が見られる。建物②では、AP-2.0m~9.5m（≒TP-1.0m~8.5m）に存在する。両者の細粒分含有率の構成も、かなり類似している。



a) 建物①（高洲地区） b) 建物②（明海地区）

図-14 細粒分含有率



d) FL 値

表-2, 3 に建物①, ②の地盤の代表的な FL 値を示す。表より, 地表面加速度 200Gal の場合, 建物①の FL 値は, 深さ方向の平均値として評価した場合, 0.736~1.065 であり, 建物②では, 0.842~1.115 である。また 350Gal では, 建物①は, 0.421~0.609 であり, 建物②では, 0.481~0.637 である。2 つの地表面加速度で, ともにわずかながら建物②の FL 値が大きい。また, 深度方向の FL 値の標準偏差は, 建物①では, 200Gal の場合, 0.105~0.408, 350Gal の場合, 0.060~0.234, 建物②では, 200Gal の場合, 0.187~0.632, 350Gal の場合, 0.107~0.361 であり, 建物②のばらつきがやや大きい。

これは, 建物①の地盤に比べ, 建物②の地盤の液状化抵抗が, 局部的にはかなり大きくなっている箇所が混在すること示している。このことや, 図-13 の土質柱状図に見られた表層の N 値が, 建物②が若干大きいことを考え合わせると, 建物②の地盤は, 液状化対象層から表層にかけて, 局部的に液状化抵抗の大きい層と弱い層が互層のような構造を形成し, そのことが, 建物②の被害を小さくしたのではないかという可能性が考えられる。

表-2 建物①地盤の F 値

標高 TP	No.1		No.2		No.3			
	FL値		FL値		FL値			
-3.395	0.825	0.471	-3.53	0.691	0.395	-3.37	0.886	0.506
-4.39	1.601	0.915	-5.53	—	—	-4.37	1.14	0.651
-5.39	0.766	0.438	-7.53	0.869	0.497	-5.375	—	—
-6.395	—	—	-8.56	0.623	0.356	-7.37	1.16	0.663
-7.39	0.767	0.438	-9.545	0.762	0.435	-8.37	1.072	0.612
-8.405	—	—	-12.49	—	—	-9.375	1.069	0.611
平均	0.990	0.566	平均	0.736	0.421	平均	1.065	0.609
標準偏差	0.408	0.234	標準偏差	0.105	0.060	標準偏差	0.108	0.062

表-3 建物②地盤の FL 値

標高 AP	No.1		No.2		No.3			
	FL値		FL値		FL値			
-1.76	1.073	0.613	-2.058	0.635	0.363	-1.85	—	—
-2.76	0.666	0.38	-2.558	2.366	1.352	-2.85	1.277	0.73
-3.76	0.791	0.452	-3.558	1.002	0.572	-3.85	0.74	0.423
-5.26	0.885	0.506	-4.558	0.943	0.539	-5.35	0.915	0.523
-5.76	1.157	0.661	-5.558	0.72	0.411	-5.85	0.632	0.361
-6.76	0.723	0.413	-6.558	1.517	0.867	-6.85	0.948	0.541
-7.76	0.799	0.457	-7.558	—	—	-7.85	0.876	0.501
-8.76	0.638	0.365	-8.558	—	—	-8.85	0.918	0.525
-9.76	—	—	-9.558	0.621	0.355	-9.85	—	—
平均	0.842	0.481	平均	1.115	0.637	平均	0.901	0.515
標準偏差	0.187	0.107	標準偏差	0.632	0.361	標準偏差	0.201	0.115

(2) 液状化対策工法の効果

被害例で示した建物①, ②で採用した液状化対策工法は, 静的締固め工法である。液状化対策範囲は, 敷地内の住棟直下であり, 駐車場および外構部分には適用されていない。なお, 液状化対策工法における設計クライテリアは, 建物①, ②で若干異なる。これは, 地盤改良の設計指針<sup>2)</sup>の刊行が, 2006年11月であり, その年を挟

んで, 2 つの建物が設計, 施工されたためである。ただし, クライテリアの違いによる地盤改良の改良ピッチなどには, 大きな差異はない。

a) 建物①の液状化対策効果

図-15 に改良後の N 値の深度分布 (施工後結果) を示す。砂杭の改良ピッチは, 2.1m (改良率 8%) である。図より, 地盤改良後 N 値は, 10 以上増加している。建物①の地震後調査で確認された液状化発生箇所は, 液状化対策工法を採用していない駐車場などに集中していた。液状化対策工法を適用した箇所では, 顕著な液状化の発生が認められず, N 値の増大とも整合的である。液状化対策工法の効果が現れていると思われる。ただし, 液状化による路面の沈下やがたつきなどの被害がマンション本体近傍において生じていることから, 適切な余改良範囲についての検討は, 今後進める必要があると思われる。

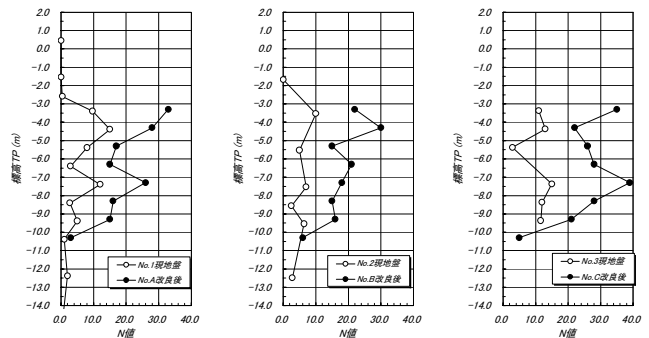


図-15 建物①の液状化対策後の N 値分布

b) 建物②の液状化対策効果

図-16 に改良後の N 値の深度分布 (施工後結果) を示す。砂杭の改良ピッチは, 2.0~2.1m (改良率 9.6~8.7%) である。図より, 地盤改良後 N 値は, 建物①と同様に, 10 以上増加している。建物②の地震後調査では, 対策工法の採用した箇所と採用していない箇所ともにあまり著しい液状化の発生が認められていない。建物②においても, 液状化対策工法が有効であったものと思われる。

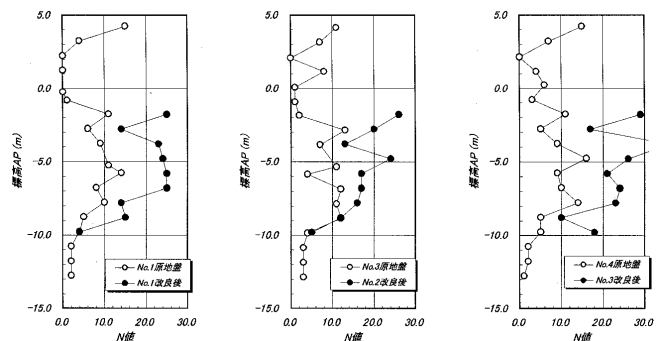


図-16 建物②の液状化対策後の N 値分布

(3) 液状化・残留変形解析

本節では、新浦安地域の建物①を対象とし、解析的に地盤の液状化特性ならびに残留変形特性（沈下特性）について検討した結果を示す。解析条件（地盤のモデル化、入力地震動など）は、現時点で入手可能な情報に基づいて設定している。このため、今回示す結果は、暫定的なものであり、今後、詳細な情報が得られた場合、適宜解析結果を修正する予定である。

地震応答解析は、2次元液状化解析プログラム FLIP を用いた。また、FLIP の解析結果に基づき、応力・浸透の連成した Biot の多次元圧密方程式を解析することにより、地震終了後の過剰間隙水圧の消散・移動およびこれに伴う沈下・変形の予測を行っている。

地震応答解析に用いた入力地震動は、公開されている観測地震動の中から、建物建設地点に近く、目視観察の報告から液状化の影響が少ないと思われる地点の観測波形を工学的基盤に引戻して用いている。引戻し波形の最大加速度は 204Gal である。

解析モデルを図-17 に示す。基礎地盤を 15 層に分け、それぞれマルチスプリング要素でモデル化した。マンション躯体および基礎梁は、建物の水平固有周期が対応するように等価剛性と等価質量を評価し、平面ひずみ要素としてモデル化した。杭基礎は梁要素でモデル化している。なお、以下において、建物直下の地盤を構造物近傍地盤、建物から離れた周辺地盤を自由地盤と表記する。

マルチスプリング要素のパラメータは、「港湾技研資料：FLIP パラメータ簡易設定法（1997）」<sup>3)</sup> に準じて設定した。この方法により、N 値と細粒分含有率 FC から計算に必要な材料パラメータ（地盤）を設定することが可能である。材料諸元は、当該敷地のボーリングデータから設定している。

図-18 は、過剰間隙水圧比ならびにせん断ひずみの深度分布である。図-19 は、過剰間隙水圧比のコンターである。図より、過剰間隙水圧比は深度 6m～10m の砂層において 1 近くになっており、これらの層は液状化に至っている。また、深度 40m 付近の砂層においても過剰間隙水圧比が若干上昇していることが認められる。

せん断ひずみは、GL-10m 以浅の液状化した砂層において大きく生じている。GL-10m 以深のシルト層においても比較的大きな値となっている。GL-9m 付近の L6 層のせん断ひずみが大きな値となっているのは、上下の砂層と比較して相対的に N 値が小さいため、ここにひずみが集中したものと考えられる。なお、この層の過剰間隙水圧比がゼロとなっているのは、細粒分含有率が比較的高い (Fc=50%) ため、液状化しないものとしてモデル化したことによる。自由地盤と構造物近傍の結果を比較す

ると、せん断ひずみは構造物近傍の方が大きく、特に 10m 以浅において顕著である。

過剰間隙水圧消散後の変形量に関して、図-20 に沈下量の深度分布および地表面沈下量を、図-21 に鉛直変位のコンター図を示す。

地表面沈下量は、自由地盤で 19.7cm、構造物近傍地盤で 0.3cm であった。この値は、実際の観測状況と調和的である。この結果より、自由地盤における沈下量に関して、地表面沈下量のほとんどが、10m 以浅の液状化層において生じているとしても解釈可能であることになるが、これについては地盤物性の評価、入力地震動の評価の影響が大きいため今後の課題としたい。

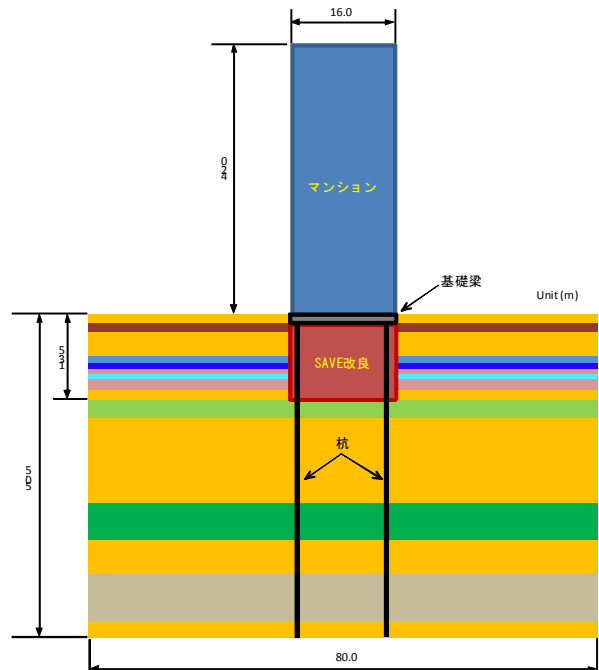


図-17 解析モデル

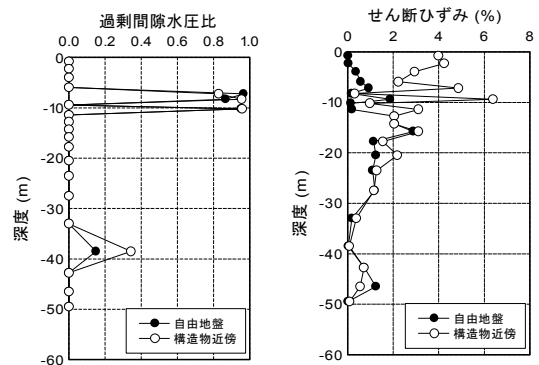


図-18 過剰間隙水圧比とせん断ひずみの深度分布

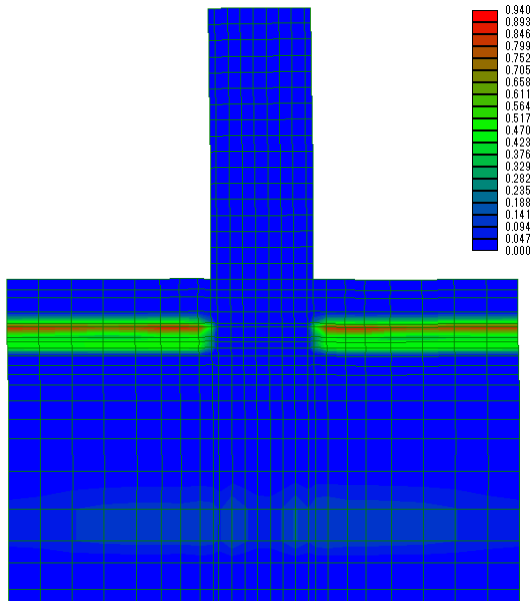


図-19 過剰間隙水圧比のコンター図

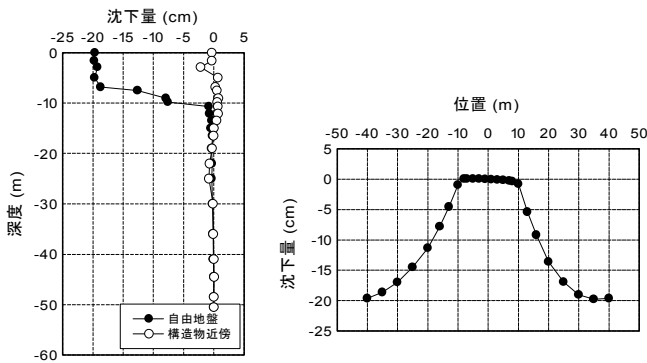


図-20 沈下量の深度分布および地表面沈下量

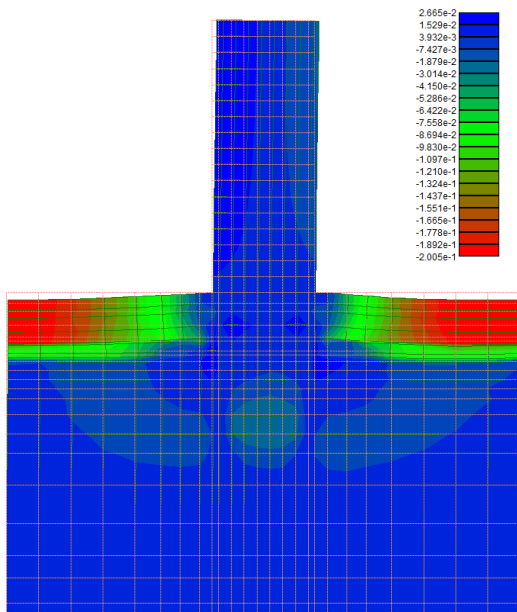


図-21 地盤鉛直変位のコンター図

## 5. おわりに

2011年3月12日～3月18日にかけて東京湾岸周辺地域を中心として液状化被害調査を実施した。一部の物件においては外構設備やライフラインなどに被害が生じたが、本体基礎における損傷などの大きな被害は認められなかった。地盤改良による液状化対策効果については、改良範囲にある本体構造物に対しては、対策効果が確認できたものの、改良範囲と未改良範囲の境界における地表面沈下の問題などが指摘される。

液状被害状況と地盤物性の比較検討から、局部的に液状化抵抗が大きい層が混在する場合に、被害が小さくなる可能性を考察したが、その評価に関しては、今後の課題である。また、液状化・残留変形解析の結果は、液状化観察状況と調和的であった。

平成13年の国交省告示第1113号には、地震時に液状化する恐れのある地盤の場合は、建築物の自重による沈下やその他の地盤の変形などを考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形および沈下が生じないことを確かめなければならないとしている（ただし、確認申請を不要とする比較的規模の小さい第四号建築物を除く）。

液状化に対して、杭基礎の場合は、液状化層を地盤改良し、杭の設計応力の軽減を図るという方法や、地震時の液状化を考慮して杭自体を剛強にするなどの方法があり、その設計手法は、おおむね確立しているものと思われる。これに対して、直接基礎の場合は、地盤の液状化の特性そのものの評価精度と設計の考え方が密接に関連するので、液状化に対しどのような対策を行うかは、今後の課題の一つであると考えられる。

今後は、引き続き本調査結果の分析、解析的検討の評価精度の向上などを行うとともに、低コストの合理的な液状化対策工法について検討する予定である。

## 参考文献

- 1) 東畑郁夫：東北地方太平洋沖地震（2011/03/11）南関東地区の被害調査速報（東京大学），2011.3
- 2) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針，2006.11
- 3) 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法，港湾空港技術研究所資料0869，1997.6

# ／ 社外発表論文一覧

---

---

## 社外発表論文一覧【土木】 平成22年度(2010/04/01~2011/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
1	地盤補強材のための光る変位計の開発	芥川真一, 南裕輔 山地宏志 羽馬徹 廣嶋孝也, 野澤忠明	神戸大 大学院 当社 KFC エスイー	岩盤力学に関するシンポジウム講演集	2011
2	低弾性高じん性セメント系複合体の床版連結構造への活用	谷口秀明, 平喜彦, 室田敬 川上明大 大城壮司	当社 住友大阪セメント 西日本高速道路	コンクリート構造物の補修,補強,アップグレード論文報告集	2010.10.29
3	ひび割れ補修したRC梁のAFRPシート緊張接着による曲げ補強効果	岸徳光, 栗橋祐介, ALI AbelAziz M 三上浩	室蘭工大 大学院 当社	コンクリート構造物の補修,補強,アップグレード論文報告集	2010.10.29
4	PVA短繊維混入率の異なる片持ちRC梁の静荷重実験	栗橋祐介, 岸徳光 三上浩 田口史雄	室蘭工大 大学院 当社 土木研 寒地土木研	コンクリート構造物の補修,補強,アップグレード論文報告集	2010.10.29
5	コンクリートのASR促進膨張に及ぼす要因	佐々木亘, 谷口秀明 斯波明宏, 樋口正典	当社	コンクリート構造物の補修,補強,アップグレード論文報告集	2010.10.29
6	アラミド繊維シートを緊張接着したPC梁の持続荷重載荷試験	三加崇, 浅井洋, 三上浩	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2010.10.13
7	超高強度繊維補強コンクリートを用いた外ケーブル定着体の適用	石井昌治, 中積健一 松枝真吾 篠崎裕生	当社 中日本高速道路 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2010.10.13
8	低弾性高じん性セメント系複合体の開発	谷口秀明, 佐々木亘 樋口正典 川上明大	当社 住友大阪セメント	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2010.10.13
9	中空PC鋼棒を用いたPC桁の連結構造-北関東自動車道跨道橋新越安橋-	篠崎裕生 林秀和, 萩愛美 水野克彦	当社 東日本高速道路 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2010.10.13
10	可視光通信技術を用いた3次元位置計測システムの開発とPC橋施工への適用	永元直樹 春山真一郎 内山英昭 掛橋孝夫	当社 慶応大 大学院 慶応大 大学院 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2010.10.13
11	PC鋼棒緊張力解放装置の開発と実用化-アーチ橋吊材への適用-	浅井洋, 藤原保久 竹之井勇 林俊弥	当社 当社 君津市	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2010.10.13
12	高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリートの接合方法に関する基礎的研究	竹之井勇, 篠崎裕生 三加崇, 浅井洋	当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集	2010.10.13
13	固結砂岩の堆積構造と力学異方性の関係	竹村貴人 藤井幸泰 PARK Hyuck ,高橋学 高橋直樹	日本大 深田所 産業技術総合研 当社	日本応用地質学会研究発表会講演論文集	2010.10.21
14	来待砂岩における三軸伸張試験後割れ目の破断面解析	藤井幸泰 高橋直樹 高橋学, PARK Hyuck 竹村貴人	深田地質研 当社 産業技術総合研 日本大	日本応用地質学会研究発表会講演論文集	2010.10.21
15	封圧下における来待砂岩の強度・変形特性	高橋直樹 高橋学, PARK Hyuck 藤井幸泰 竹村貴人	当社 産業技術総合研 深田地質研 日本大	日本応用地質学会研究発表会講演論文集	2010.10.21
16	来待砂岩の堆積構造と力学異方性に関する研究-弾性波速度・一軸圧縮強度の異方性について-	PARK Hyuck, 高橋学 藤井幸泰 竹村貴人 高橋直樹	産業技術総合研 深田地質研 日本大 当社	日本応用地質学会研究発表会講演論文集	2010.10.21
17	来待砂岩の空隙構造	高橋学, PARK Hyuck AHN Changwan 藤井幸泰 高橋直樹 竹村貴人	産業技術総合研 埼玉大 深田地質研 当社 日本大	日本応用地質学会研究発表会講演論文集	2010.10.21

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
18	水中硬化型接着樹脂とAFRP版を用いた水中補強したRC梁の静載荷実験	三上浩 岸徳光, 栗橋祐介	当社 室蘭工大 大学院	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
19	載荷履歴を有するRC梁のAFRPシート緊張接着補強効果に及ぼすひび割れ補修の影響	青坂真也 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	ホクレン農業協同組合 室蘭工大 大学院	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
20	AFRPシート緊張接着RC梁のシート剥離性状に及ぼすシート導入緊張率の影響	栗橋祐介, 岸徳光, ALI Abdel Aziz Mohamed, 三上浩	室蘭工大 大学院  当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
21	ポンプ圧送可能な寒冷地仕様PVA短繊維混入軽量コンクリート製RC梁の静載荷実験	工藤雅史, 岸徳光 三上浩 安達優	室蘭工大 大学院 当社 尾張旭市	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
22	PVA短繊維を混入した軽量コンクリート製RC床版の疲労耐久性向上効果	安達優 三田村浩, 田口史雄 三上浩	尾張旭市役所 土木研 寒地土木研 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
23	高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリート接合方法に関する研究	浅井洋, 篠崎裕生 竹之井勇, 三加崇	当社 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
24	支持条件の異なるRC版に関する重錘落下衝撃実験	又坂文章 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
25	側方鉄筋を有するT型RC梁の耐衝撃挙動に関する弾塑性応答解析	小林竜太, 岸徳光 三上浩	室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
26	載荷盤直径および版厚の異なるRC版の押抜きせん断耐力評価に関する数値解析的研究	菊池康則 岸徳光, 小室雅人 三上浩	駒井鉄工 室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
27	側方鉄筋を有するT型RC梁の曲げ耐力評価に関する数値解析的検討	小室雅人, 岸徳光 三上浩	室蘭工大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
28	コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因に関する検討	谷口秀明, 佐々木亘 斯波明宏, 樋口正典	当社 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)	2010.06.15
29	PC-based simulations of blasting demolition of RC structures	上西幸司 櫻井春輔 高橋浩, 山地宏志	神戸大 建設工学研 当社	Construction and Building Materials Vol.24(2010)	2010.04.01
30	土粒子の微細空隙とベントナイトの膨潤を考慮した混合土の限界添加率簡易決定法	高橋直樹 今泉繁良, 吉直卓也 土居洋一 渡昌純	当社 宇大 川崎市環境局 日本通運	土木学会論文集C(地圏工 学) Vol. 67, No. 1	2011.01.05
31	水中硬化型接着樹脂を用いたAFRP版の水中接着補強工法を適用したRC梁の静載荷実験	三上浩 岸徳光, 小室雅人 栗橋祐介	当社 室蘭工大	室蘭工業大学地域共同研究 開発センター研究報告	2010.12.01
32	レーザースキャナーによる地下構造物のブダクトデータモデル構築とその設計・施工・維持管理への適用に関する研究	板倉賢一 松井裕哉, 早野明 山地宏志, 大津慎一	室蘭工大 大学院 日本原子力研究開発機構 当社	日本建設情報総合センター 研究助成事業成果報告会資料集(CD-ROM)	2010.11
33	INFLUENCE OF DEEP MIXING SOIL STABILIZATION PATTERN ON LIQUEFACTION MITIGATION	Ali Derakhshani A.Bahmanpour 東畑郁生 高橋直樹	東大 東大 東大 当社	4th Japan-Taiwan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfalls(仙台開催)	2010.10.25
34	照明による陰影を利用した変状抽出手法に関する研究	塩崎正人 大谷優輔 菊地典明 佐田達典, 石坂哲宏	当社 鹿島道路 テクノフラッシュ 日本大	土木情報利用技術論文集	2010.10.21
35	低炭素社会および少子高齢社会に資する地下空間利活用に関する一考察	三上哲司 中森純一郎 吉永剛 領家邦泰 松田敦夫 三井田英明	大林組 当社 東京電力 大成建設 奥村組 エンジニアリング振協	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD-ROM)	2010.08.05

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
36	照明による陰影を利用した変状抽出の自動化に関する研究	塩崎正人 大谷優輔 菊地典明 佐田達典,石坂哲宏	当社 鹿島道路 テクノフラッシュ 日本大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
37	低弾性高じん性セメント系複合体を用いたPC桁連結床版の施工	佐々木亘,尾原文宏 吉浦伸明 大城壮司,本山政司	当社 当社 西日本高速道路	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
38	PC桁連結部の連結床版に使用する低弾性高じん性セメント系複合体の開発	谷口秀明,佐々木亘 樋口正典 川上明大,山田宏	当社 当社 住友大阪セメント	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
39	ひび割れ補修したRC梁のAFRPシート緊張接着補強効果	青坂真也 岸徳光,栗橋祐介 三上浩	ホクレン農業協同連 室蘭工大 大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
40	AFRP版を水中硬化型樹脂で水中接着したRC梁の曲げ耐荷性状	三上浩 岸徳光,栗橋祐介	当社 室蘭工大 大学院	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
41	水分計による型枠面からのコンクリート充填確認に関する検討	斯波明宏,樋口正典 佐々木亘	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
42	側方鉄筋を有するT型RC梁の曲げ耐荷挙動に関する数値解析的検討	朱柯,岸徳光 小室雅人 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
43	載荷盤直径および版厚が異なるRC版の押抜きせん断耐力評価に関する三次元弾塑性有限要素解析	菊池康則 岸徳光,小室雅人 三上浩	駒井鉄工 室蘭工大 大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
44	PVA短繊維混入率の異なるRC片持ち梁のせん断耐荷性状	栗橋祐介,岸徳光 三上浩 田口史雄	室蘭工大 大学院 当社 寒地土木研	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
45	ポンプ圧送した寒冷地仕様短繊維混入軽量コンクリートRC梁に関する実験的研究	工藤雅史,岸徳光 三上浩 田口史雄	室蘭工大 大学院 当社 寒地土木研究室	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
46	支持条件を変化させたRC矩形版の重錘落下衝撃挙動に関する数値解析的検討	岸徳光,栗橋祐介 玉木美帆 三上浩	室蘭工大 大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
47	支持条件の異なる矩形RC版の重錘落下衝撃実験	又坂文章,岸徳光 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
48	杭式深層混合処理工法における新たな改良杭配置方法の提案	高橋直樹,山本陽一 BAHMANPOUR A. 東畑郁生,山田卓	当社 東大 東大	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)	2010.08.05
49	杭式深層混合処理工法の液状化対策効果に関する振動台実験	高橋直樹,山本陽一 Bahmanpour A 東畑郁生,山田卓	当社 東大 東大	地盤工学研究発表会発表講演集	2010.07.05
50	気泡を用いたソイルセメント壁工法用安定液の管理手法	野口欣彦,赤木寛一 黒川幸彦 小西一生 近藤義正	早稲田大 当社 竹中土木 マグマ	地盤工学研究発表会発表講演集	2010.07.05
51	生駒市東生駒配水池ドーム改修工事-RC製ドーム屋根の不断水ドーム改修工法-	鶴田哲也,山口忍,坂本昭二,武富幸郎,打越優,高田昭,嘉納正喜,斯波明宏	当社	全国水道研究発表会講演集	2010.04.20

## 社外発表論文一覧【建築】 平成22年度(2010/04/01~2011/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
1	曲線座標にIB法を用いた障害物のある地形上気流解析法	千秋雅信 野田博 中山昭彦	国土交通省 当社 神戸大 大学院	風工学シンポジウム論文集	2010.12
2	長期間に亘る地震観測記録より観察される建物動特性の変化と回帰推定式による予測精度	川島学 永野正行 鹿嶋俊英 井口道雄	当社 東京理大 建築研	日本地震工学シンポジウム論文集(CD-ROM)	2010.11.05
3	国内におけるコミッションングの動向に関する調査研究-総合建設業17社を対象としたアンケート調査結果-	須山喜美 岸本知子 栗木茂 泉山浩郎 村田圭介 西尾新一	ハザマ 竹中工務店 戸田建設 鹿島建設 大成建設 当社	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2010.08.12
4	住宅用ダクト換気システム設計法の信頼性向上に関する研究 第2報-各種換気システム部材への風量-静圧特性試験方法の適用及び静圧損失計算に基づく換気システム設計法の検証	澤地孝男 田島昌樹  清水則夫 長谷川功	建築研 国立保健医療科学院 ベターリビング 当社	空気調和・衛生工学会論文集	2010.06.05
5	初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの自己収縮特性および予測手法	松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫, 鈴木康範	当社 東大 大学院 住友大阪セメント	日本建築学会構造系論文集	2010.06.30
6	インターネット環境を利用した施工管理プラットフォームの開発 その2 施工管理情報の可視化・共有化事例とその検証	手塚慎一, 松本啓二 戸倉健太郎, 深谷学 大鐘大介	当社 当社 当社	建築生産シンポジウム論文集	2010.07
7	The Study on Abrasive Water Jet for Predicting the Cutting Performance and Monitoring the Cutting Situation in the Water	中村保之, 森下喜嗣, 佐野一哉 丸山信一郎, 大鐘大介 手塚慎一 高島雄次	JAEA  当社  日進機工(株)	Journal of Engineering for GAS Turbines and Power	2011.02.14
8	浮遊式減衰ネット付石油貯蔵タンクの実地震動による液面揺動の数値解析	鈴木亨, 野田博 中山昭彦	当社 神戸大学大学院	応用力学シンポジウム	2010.08.31
9	集合住宅における簡易測定法によるTVOC測定法の検討	酒井英二, 赤尾伸一	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2010.07.20
10	熱収支計算による高反射塗料の効果の予測に関する検討	作田美知子, 野田博 酒井英二	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2010.07.20
11	RC造ダンススタジオの床振動特性評価	原田浩之, 小坂英之	当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2010.07.20
12	実空間のオフィスでのサウンドマスキングの効果について	小林秀彰, 嶋田泰 赤尾伸一, 岩本毅	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1 JST資料番号	2010.07.20
13	集合住宅の室内騒音レベルの現状について	岩本毅 濱田幸雄	当社 日本大	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2010.07.20
14	常時微動測定に基づく超高層RC造建物の動特性評価(その3)固有振動数の回帰式と高次減衰定数の性状	平田裕一, 鈴木亨 川島学, 小田稔 徳武茂隆	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2010.07.20
15	実測と解析に基づく建物と周辺地盤の振動特性に関する研究	永野正行 川島学 飯場正紀, 鹿嶋俊英	東京理大 当社 建築研	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2010.07.20
16	浮遊式ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御装置の開発(その4)2方向地震動入力による解析	鈴木亨, 野田博 中山昭彦	当社 神戸大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2010.07.20
17	振動実験に基づく5層構造の疑似的損傷検出	川島学, 鈴木亨 平田裕一 中南滋樹	当社 当社 免制震デバイス	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2010.07.20
18	RC構造物の逆打ち工法におけるPCa構真柱の軸力伝達に関する実験的研究	田野健治, 伊藤彰 徳武茂隆, 高岡雄二 牧田瑞記	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2010.07.20



No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
19	住宅屋根の風圧実験 その2:軒のピーク外圧・ピーク風力係数	寺崎浩 中村修, 勝村章 奥田泰雄 喜々津仁密 植松康 野田博 山本学 吉田昭仁	大成建設 風工学研 建築研 国総研 東北大 当社 鹿島建設 東京工芸大	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2010.07.20
20	複雑地形周りの気流計算における壁面境界条件に関する考察	野田博 中山昭彦	当社 神戸大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2010.07.20
21	局所地形の影響を考慮した風速マップの作成	岡田創, 片桐純治, 丸川比佐夫 大熊武司 野田博	泉創建エンジニアリング 神奈川大 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2010.07.20
22	統合型施工管理プラットフォームの開発(その1)システム概要と見える化効果	手塚慎一 戸倉健太郎	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築社会システム	2010.07.20
23	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度算定法(その3.連層壁パネルの実験と適合性の検討)	藤田晋吾, 高山丈司 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2010.07.20
24	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度算定法(その3.連層壁パネルの算定法)	高山丈司, 藤田晋吾 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 大学院 室蘭工大 大学院 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2010.07.20
25	200N/mm <sup>2</sup> 級超高強度コンクリートにおける70℃加熱養生方法の検討	小出貴夫, 柴田要 蓮尾孝一, 松田拓 勝呂昇	住友大阪セメント 当社 SMCコンクリート	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2010.07.20
26	200N/mm <sup>2</sup> 級超高強度PCaコンクリートの検討(その2 実験結果)	松田拓, 蓮尾孝一 柴田要, 小出貴夫 松丸真 勝呂昇	当社 住友大阪セメント 三井プレコン SMCコンクリート	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2010.07.20
27	200N/mm <sup>2</sup> 級超高強度PCaコンクリートの検討(その1 実験要因および計画)	蓮尾孝一, 松田拓 小出貴夫, 柴田要 勝呂昇 松丸真	当社 住友大阪セメント SMCコンクリート 三井プレコン	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2010.07.20
28	レディーミクストコンクリート工場を対象としたアンケート調査結果(その4 コンクリートの乾燥収縮率の早期判定の検討)	山田雅裕 中根博 唐沢智之 西本好克 安田正雪 大倉真人	東亜建設工業 大木建設 鉄建建設 当社 東洋建設 長谷工コーポレーション	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2010.07.20
29	局所地形の影響を考慮した強風マップの作成	大熊武司 岡田創, 片桐純治 丸川比佐夫 野田博	神奈川大 泉創建エンジニアリング 当社	神奈川大学工学研究所所報	2010.11.30
30	DAMAGE DETECTION IN A STRUCTURE BASED ON SHAKING TEST	川島学, 鈴木亨 平田裕一	当社	fifth world conference on structural control and monitoring	2010.07.12

---

---

三井住友建設技術開発センター報告 No.9 2011

Reports of Technical Research and Development Center  
of SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.LTD

平成 23 年 9 月 30 日発行

No.9 September 2011

編集・発行

三井住友建設株式会社  
技術研究開発本部

〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1  
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

Published and Edited by

Technology & Research Development Division of  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

518-1,Komaki,Nagareyama-shi,Chiba 270-0132  
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

印刷 株式会社 コスモプランニング

---

---

URL <http://www.smcon.co.jp/>

三井住友建設株式会社  
技術研究開発本部

