

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.8 2010

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.8 2010 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 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.8 2010

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

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8号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

世界同時不況による影響を受けたわが国の設備投資の急激な落ち込みは、やや落ち着きを取り戻しつつあるものの、建設投資は相変わらず減少傾向にあり、2010年度においても民間投資の大きな回復が望めないことに加えて公共投資が大幅に減少することから、全体として一段と水準を下げると予想されています。また、政権交代後の新政権下でCO₂削減を1990年比の25%とする目標が打ち出されるなど、経済的にも政治的にも建設業を取り巻く環境は大きく変化してきています。

弊社におきましては、このような社会状況・市場動向に迅速に対応するため、本年度（平成22年度）を初年度とする新たな中期経営計画「第3次中期経営計画」をスタートさせました。その中では、「施工プロセスの確実な実行」「環境をキーワードとした企業活動の推進」が大きな柱として掲げられています。

「施工プロセスの確実な実行」については、発注者やお客様の信頼を獲得し三井住友建設ブランドを確立することを目的に、高品質な建造物の提供を目指して橋梁高品質化委員会・住宅高品質高機能化委員会を社内に設置し、すでに3年目に入り多くの成果が得られるに至っています。技術開発におきましても、これら高品質化関連委員会と連動する形で、PC橋や超高層住宅など得意分野の更なる高度化、高付加価値化に資する技術開発を鋭意進めております。

一方、「環境をキーワードとした企業活動の推進」については、地球温暖化対策や二酸化炭素排出量削減などの環境経営の充実に加えて、環境に寄与できる技術開発を多方面より展開しております。平成22年度技術開発テーマにおきましても、約4割が環境負荷低減に関連したテーマとなっており、この傾向は今後益々加速していくものと考えられます。

品質と環境、これらを両輪として、顧客ニーズを的確に捉えた技術開発をタイムリーに発信することにより弊社経営計画の確実なる実行を達成するとともに、未来社会の構築に貢献していく所存です。

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。

2010年9月

常務執行役員

技術研究開発本部長 兼 技術開発センター長

黒崎 幸夫

三井住友建設技術開発センター報告 第8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	低速度衝撃を受ける四辺支持RC版の耐衝撃性に及ぼすコンクリート強度の影響	三上 浩	1	23
2	持続荷重を受けるアラミド繊維シートを緊張接着したPC梁の長期耐荷性状	三加 崇 浅井 洋 三上 浩	2	31
3	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2面せん断実験による基礎的研究	竹之井 勇 篠崎 裕生 三加 崇 浅井 洋	3	37
4	外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚構築工法（ML工法）の耐震性能	篠崎 裕生 竹之井 勇 澤井 淳司 村尾 光則	4	43
5	低弾性高じん性セメント複合体の開発	谷口 秀明 佐々木 亘 斯波 明宏 樋口 正典	5	51
6	低弾性高じん性セメント複合体の製造・施工	谷口 秀明 佐々木 亘 樋口 正典 室田 敬 平 喜彦	6	57
7	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	谷口 秀明 佐々木 亘 斯波 明宏 樋口 正典	7	63
8	コンクリートのアルカリシリカ反応の促進方法に関する検討	佐々木 亘 谷口 秀明 斯波 明宏 樋口 正典	8	73
9	型枠面からのコンクリートの締固め評価方法に関する検討	斯波 明宏 樋口 正典 佐々木 亘	9	81
10	モール・グラウト工法の超長距離・大容量圧送性能の実証	山地 宏志 戸村 豪治 高橋 直樹 黒川 幸彦 酒入 修 泉 国彦	10	85

※ 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	杭式深層混合処理工法における新たな杭配置方法	高橋 直樹 山本 陽一 黒川 幸彦 黒島 一郎	11	91
12	画像計測を利用した変状抽出の自動化に関する研究	塩崎 正人	12	95
13	振動実験に基づく5層構造物の擬似的損傷検出	川島 学 鈴木 亨 中南 滋樹	13	101
14	浮遊式減衰ネット付石油貯蔵タンク液面の地震応答解析	鈴木 亨 野田 博	14	109
15	膨張材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験	江頭 寛 小坂 英之 梅木 俊毅	15	119
16	有開口並列プレキャストPC大梁工法の研究開発	小坂 英之 新上 浩 田野 健治 山中 久幸	16	127
17	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	17	135
18	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	小林 秀彰 嶋田 泰 赤尾 伸一	18	147
19	集合住宅における簡易測定法によるTVOC測定の見直し	酒井 英二 樋口 義次 松井 孝夫 紺野 康彦 松崎 真豊	19	153
20	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	20	157
21	「ふげん」原子炉本体解体に向けたAWJ技術の適用性検討評価 —厚板水中切断性能の把握と音による切断監視試験—	丸山 信一郎 西尾 新一	21	161
22	地域暖房を導入する集合住宅群への分散型エネルギーシステムの導入効果に関するフィールドスタディ	西尾 新一	22	167
【社外発表論文一覧】				173

概要

低速度衝撃を受ける四辺支持 RC 版の耐衝撃性に及ぼすコンクリート強度の影響

三上 浩

キーワード：低速度衝撃, RC 版, コンクリート強度, 押抜きせん断耐力

研究の目的

本研究は衝突速度が 10m/s 程度以下の低速度衝撃を受ける四辺支持 RC 版の耐衝撃性に及ぼすコンクリート強度の影響を実験的に検討したものである。実験に用いた RC 版の有効高さおよび鉄筋比は同様

とし、コンクリートの圧縮強度を 11 MPa~51 MPa に変化させた。載荷方法は、同一の直径および質量を有する鋼製の重錘を RC 版中央に一度だけ自由落下させる単一衝撃載荷方式とした。

研究の概要

表-1 に試験体の一覧を示す。試験体はコンクリートの圧縮強度が異なる 4 種類であり、試験体名は英文字 C に概略の強度 (MPa) を付して示している。試験体の寸法はすべて 2,000×2,000×180 mm であり、有効高さ 140 mm, 芯かぶり 40 mm の位置に下端鉄筋を配置している。下端鉄筋には D16 を用い、版中央部から 150 mm 間隔で格子状に配筋している。なお、鉄筋は SD345 であり、降伏強度は 390 MPa であった。

写真-1 に重錘落下衝撃実験の状況を示す。試験体の支持条件は載荷方法 (静載荷, 衝撃載荷) に関わらず純スパン長 1,750 mm の 四辺支持としている。試験体には質量が 300 kg, 重錘先端直径が 90 mm の鋼製重錘を 4 種類の衝突速度を設定して自由落下させた。なお、静載荷実験における載荷版の直径も 90 mm とした。

表-1 試験体の一覧

試験体名	コンクリート強度 (MPa)	衝突速度 V (m/s)	計算押抜きせん断耐力 V_{pcd} (kN)	実測押抜きせん断耐力 P_{us} (kN)
C11	11.3	3,3.5,4,4.5	174.6	212.9
C26	26.3	4,4.5,5,5.5	266.2	287.2
C39	39.0	5,3,5.7,6,6.3	311.7	415.1
C51	50.9	5,5.5,6,6.5	311.7	449.3

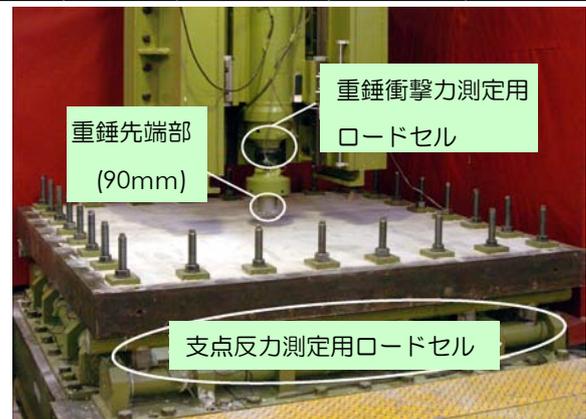


写真-1 衝撃実験の状況

研究の成果

図-1 にコンクリート強度と C11 試験体を基準とした動的, 静的せん断耐力比の関係を示す。なお、動的耐力は各試験体の最大支点反力とした。図より、静的せん断耐力比はコンクリート強度の増加に対応して大きく増大する一方、動的せん断耐力比の増加傾向は顕著でないことが分かる。また、C51 試験体の C39 試験体からの耐力比の増分はいずれの耐力比でも小さい。以上から、コンクリート強度が RC 版のせん断耐力に及ぼす影響は静載荷のほうが顕著であり、コンクリート強度が動的, 静的せん断耐力に及ぼす影響には上限があるものと考えられる。

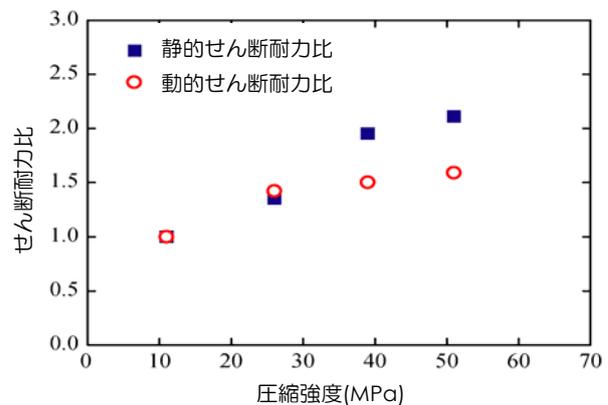


図-1 コンクリート強度とせん断耐力比の関係

Effects of Compressive Strength of Concrete on Impact Resistant Behavior of Simply Supported RC Slabs under Low-Velocity Impact Loading

HIROSHI MIKAMI

Key Words : Low-Velocity Impact, RC Slab, Compressive Strength of Concrete, Punching Shear Capacity

持続荷重を受けるアラミド繊維シートを緊張接着した PC 梁の長期耐荷性状

三加 崇 浅井 洋 三上 浩

キーワード：アラミド繊維シート，緊張接着，持続荷重載荷試験

研究の目的

コンクリート構造物の補強を目的として使用される連続繊維シート接着工法は、活荷重や地震による荷重などの補強後に作用する荷重に対して効果を発揮し、耐力やじん性を向上させる工法である。しかしながら、自重などのすでに作用している荷重に対してはほとんど寄与しないため、現在生じているひび割れ幅の低減や鉄筋応力の低減は期待できない。これに対する補強方法として、構造物にプレストレスを導入し、現有荷重に対しても補強効果を期待する緊張接着工法の開発を行ってきた。

本研究では、アラミド繊維シートを緊張接着した PC 梁が持続荷重に対して安定した耐荷性状を有することを確認した。

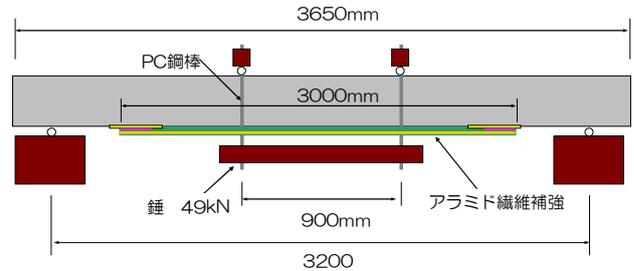


図-1 繰返し回数と中央変位の変化量

研究の概要

持続荷重載荷試験の試験体は、約1年間の養生を行った PC 梁に、補強を行わないものと3種類の補強を行ったものの計4体である。補強は、無緊張のアラミド繊維シートの接着と、アラミド繊維シートの緊張材を製作し、引張強度の25%、50%で緊張して接着したものである。試験方法は、49kNの錘を積載して持続荷重を与えた。持続荷重載荷試験状況を写真-1に示す。



写真-1 持続荷重載荷試験

研究の成果

持続荷重載荷試験による荷重開始当初を基準とした中央変位の変化量を図-2、中央断面における下段鉄筋ひずみの変化量を図-3に示す。アラミド繊維シートによる補強によって中央変位および鉄筋ひずみの発生が大幅に低減され、アラミド繊維シート緊張材によりプレストレスを導入することで、中央変位がさらに低減され、鉄筋ひずみは持続荷重載荷以降全く増加していない。

緊張接着することによる変位や鉄筋ひずみの抑制効果は、長期間経過後においても無緊張より優れていることから、プレストレスが長期間にわたって作用していることが明らかになった。

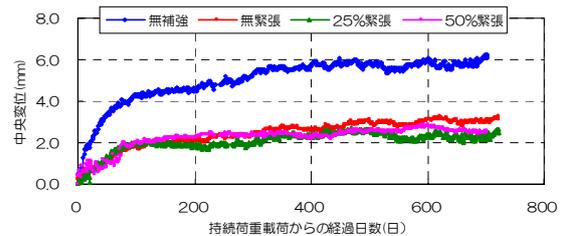


図-2 荷重開始からの経過日数と中央変位の変化量

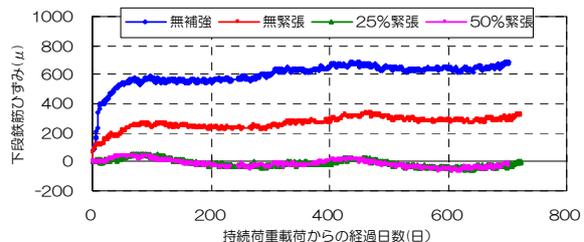


図-3 荷重開始からの経過日数と下段鉄筋ひずみの変化量

Long-Term Loading Performance of Externally Bonded PC Beams with Pre-Tensioned Aramid Fiber Sheet by Sustained Loading Test

TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI HIROSHI MIKAMI

Key Words : Aramid Fiber Sheet, Pre-Tensioned Adhesion, Sustained Loading Test

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 2面せん断実験による基礎的研究

竹之井 勇 篠崎 裕生 三加 崇 浅井 洋

キーワード：孔あき鋼板ジベル，高強度コンクリートジベル，鋼管充填コンクリートジベル

研究の目的

鋼材とコンクリートの接合部に用いられる孔あき鋼板ジベルは、鋼板に設けた孔に鉄筋を貫通させ、鋼板周辺の部材と一緒にコンクリートを打設するため施工が容易であることが利点とされている。しかしながら、ジベルを群配置してせん断力に抵抗する部材では、貫通鉄筋の配置が容易ではなくなり、孔内部にコンクリートが充填されたことを確認することが困難である。また、高強度コンクリートを使用

してジベル数を少なくしてせん断耐力を上げる方法も考えられるが、接合部周辺の部材全体に高強度コンクリートを使用しなければならず不経済である。

そこで、接合部の高強度化と施工の省略化のため、あらかじめ製作したコンクリートジベルを孔内に配置した接合方法について、基本性能を把握することを目的に2面せん断実験を行った。

研究の概要

本研究では、高強度コンクリートで製作した円柱型のコンクリートジベルに鉄筋や鋼管を付加させて補強を施したさまざまなジベルを用いて2面せん断実験を行い、せん断耐力、すれ変位の挙動などの基

本的性能について比較検討した。また、せん断耐力とコンクリートジベルの圧縮強度、鋼材断面積との関係から、それらを考慮したせん断耐力算定式を検討した。



写真-1 コンクリートジベル配置

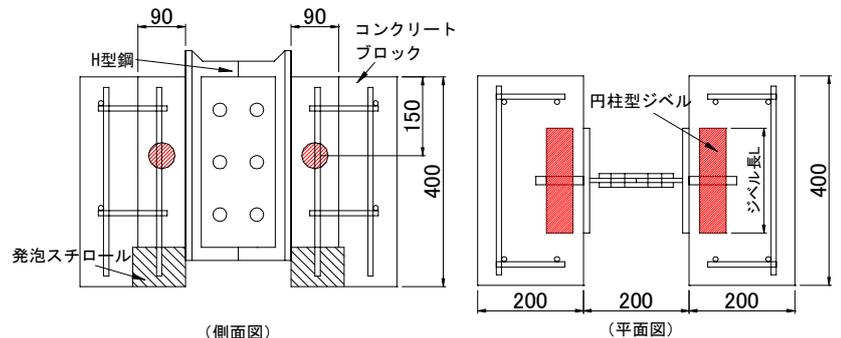


図-1 試験体形状

研究の成果

コンクリートジベルに高強度コンクリートや鉄筋、鋼管充填などを付加することで、孔あき鋼板ジベルと同等以上の性能が得られることが明らかとなった。特に鋼管充填コンクリートジベルでは、せん断耐力が大きく向上し、十分な変形性能を有して脆性的な破壊を緩和できることが分かった。さらにせん断耐力のコンクリート負担分と鋼材負担分を検討し、コンクリート負担分は圧縮強度の1/3乗に、鋼材負担分は断面積に比例することを明らかにし、せん断耐力算定式を提案した。

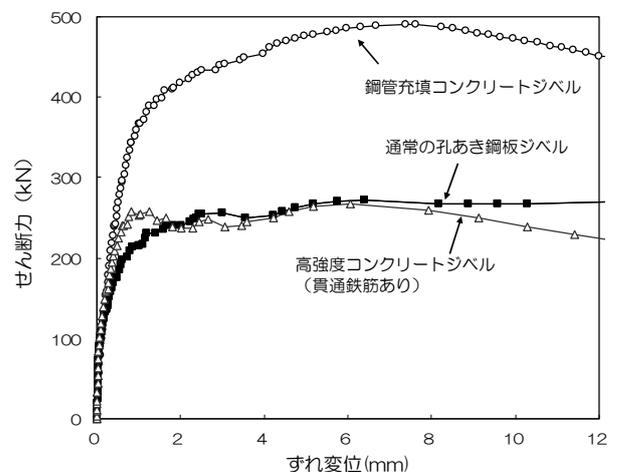


図-2 せん断力とすれ変位関係

The Basic Study of Steel-Concrete Joint Method with High-Strength Concrete Strip by Test of Double Shear

ISAMU TAKENOI HIROO SHINOZAKI TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI

Key Words : Perfo-Bond Strip, High-Strength Concrete Strip, Steel Pipe Filling Concrete Strip

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚構築工法（ML 工法）の耐震性能

篠崎 裕生 竹之井 勇 澤井 淳司 村尾 光則

キーワード：外面リブ付鋼管，耐震性能，終局変位塑性率

研究の目的

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の構築工法である ML 工法は、鉄筋や型枠の組立て作業を大幅に削減できることから施工コストの低減や工期短縮が可能である。ML 工法は、鋼管を鉄筋に置き換えて道路橋示方書に従って設計するが、耐震設計で重要となる終局変位は、同じ耐力を持つ鉄筋コンクリート橋脚の値と比較して小さく計算されることが分かっている。そこで、計 15 体の模型試験体の正負交番載荷試験結果をもとに、終局変位の算定法を考案するとともに、許容塑性率など耐震設計で必要となる諸数値を規定した。

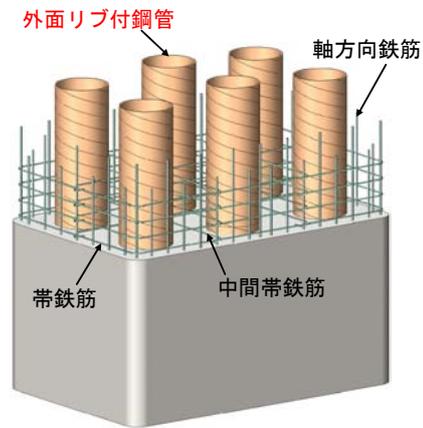


図-1 ML 工法により構築された橋脚の構造概念

研究の概要

柱模型試験体の正負交番載荷試験結果から、ML 橋脚の荷重と変位の関係および破壊の進展が図-2 のようになることが分かった。損傷の状況から、終局変位を軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷により水平荷重が最大荷重の 80% に低下した時点と定義した。そして、横拘束筋の体積比および鋼管の量に関するパラメータ (κ) により、比較的精度良く各試験体の終局変位塑性率を推定できることを明らかにした。そして、要求される耐震性能を確保するための安全率を規定した。

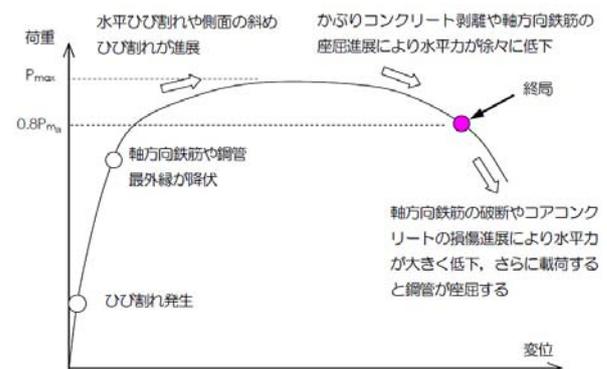


図-2 ML 橋脚の荷重－変位関係と損傷の進展

研究の成果

図-3 は、 κ と終局変位塑性率の関係を示したものである。両者は比較的良い相関が見られ、近似線から標準偏差の 2 倍を差し引いた値を設計で用いることとした。タイプ II 地震動に対して、道路橋示方書に示される耐震性能 2 および 3 で許容される損傷度合いに収めるための安全率はそれぞれ 1.5, 1.2 程度となることが分かった。

以上の諸数値を用いて ML 橋脚の耐震設計を行うことで、合理的かつ安全に ML 橋脚の耐震設計を行うことができる。

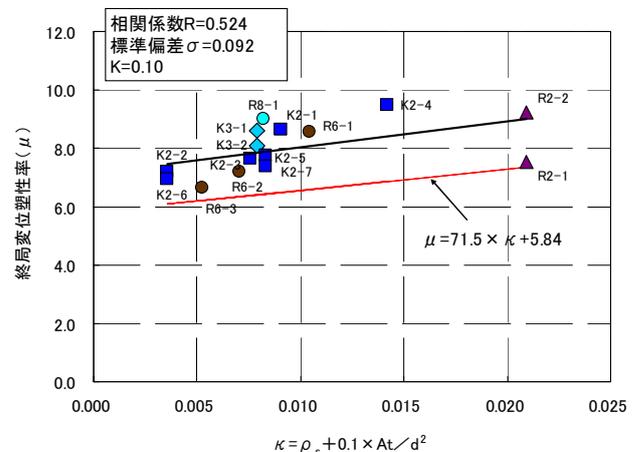


図-3 κ と終局変位塑性率の関係

An Seismic Performance of Composite Bridge Column Consisting of Concrete and Steel Pipes with Outer-Ribs

HIROO SHINOZAKI ISAMU TAKENOI JYUNJI SAWAI MITSUNORI MURAO

Key Words : Steel Pipe with Outer Ribs, Seismic Performance, Ductility Factor

低弾性高じん性セメント複合体の開発

谷口 秀明 佐々木 亘 斯波 明宏 樋口 正典

キーワード：じん性，弾性係数，微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料

研究の目的

PC 連結桁橋の連結構造として、床版連結構造を考案した。この構造は、隣り合う径間の PC 桁を床版で連結して連結桁橋とするものである。

床版連結構造において、断面力が大きい箇所の床版には、従来のコンクリートよりも弾性係数が低い材料を使用し、かつ床版の支間を大きくすることで、床版部に作用する断面力は大幅に低減することができる。しかし、従来のコンクリートは、弾性係数を下げようとする、圧縮強度も低下するため、設計基準強度が大きく制限される。また、連結床版の長期耐久性を確保するため、使用する材料は初期ひ

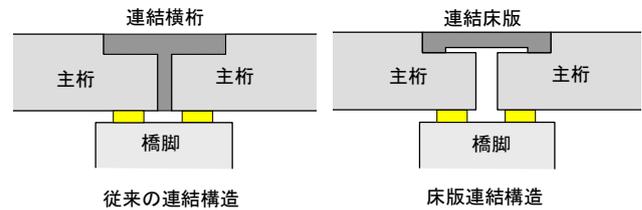


図-1 従来の横桁連結構造と考案した床版連結構造の比較

び割れや脆性的な破壊などの発生にも対策を講じる必要がある。

筆者らは、それらの問題を解決するため、弾性係数が小さく、じん性とひび割れ分散性に優れた材料「低弾性高じん性セメント系複合体」を開発した。

研究の概要

開発した低弾性高じん性セメント系複合体は、最終的に複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料 (HPFRCC) の一種である。使用材料としては、水、特殊粉体および短繊維のみであり、これらを定められた配合比率で混合すれば、低弾性高じん性セメント系複合体を製造できる。

本研究では、低弾性高じん性セメント系複合体のフレッシュ性状 (流動性、自己充てん性)、力学的特性 (圧縮強度、ヤング係数、曲げじん性)、体積変化 (自己収縮、乾燥収縮、熱膨張係数) について確認している。



写真-1 スランプフローの測定状況

研究の成果

低弾性高じん性セメント系複合体は、高い流動性と自己充てん性を有すること、設計基準強度 30N/mm^2 を満足する圧縮強度を得ながらヤング係数を 20kN/mm^2 以下に抑えることができること、高いじん性を持ち、微細なひび割れに多数分散できることなどが確認された。

筆者らは、PC 桁橋の床版連結構造に適用できる、さまざまな優れた性能を有する低弾性高じん性セメント系複合体の開発に成功した。

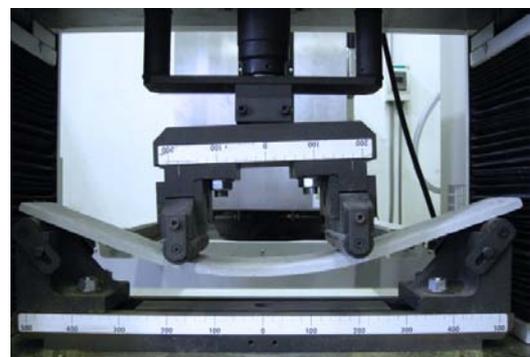


写真-2 低弾性高じん性セメント系複合体を用いた薄板の曲げ変形

Development of Fiber Reinforced Cementitious Composite
with High Ductility and Low Elasticity

HIDEAKI TANIGUCHI WATARU SASAKI AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI

Key Words : Ductility, Modulus of Elasticity, Fiber Reinforced Cement Composite

低弾性高じん性セメント複合体の製造・施工

谷口 秀明 佐々木 亘 樋口 正典 室田 敬 平 喜彦

キーワード：高じん性，低弾性，微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料，製造，施工

研究の目的

田辺パーキングエリア工事は、すでに供用されている第二京阪道路の上空に、3～4 径間の PC 連結桁橋を複数横に並べ、広い範囲の面を構築してパーキングエリアとするものである。しかし、同工事では、第二京阪道路の車線・幅員構成により橋脚位置に制約を受けるため、使用される PC 桁は各径間の支間長および桁高が異なる。

これに対し、筆者らは、隣り合う径間の PC 桁を

横桁で連結せずに床版を連結する新構造形式を考案した。また、断面力が大きい箇所の床版には、従来のコンクリートよりも弾性係数が低く、じん性に富み、ひび割れ分散性にも優れた「低弾性高じん性セメント系複合体」を適用することとした。

本報は、床版連結構造への適用に向けて、低弾性高じん性セメント系複合体の製造性および施工性に関する検討を行ったものである。

研究の概要

低弾性高じん性セメント系複合体の製造に関して、生コン工場における使用材料の貯蔵・搬送、計量および練混ぜの各製造方法の検討を行った。

低弾性高じん性セメント系複合体の施工に関して、生コン工場からの運搬、打込み、仕上げ、養生などの方法について検討を行ったが、本報では、運搬および時間経過による品質変化と、打込みによる床版の品質変化に着目し、実施内容と結果をとりまとめている。

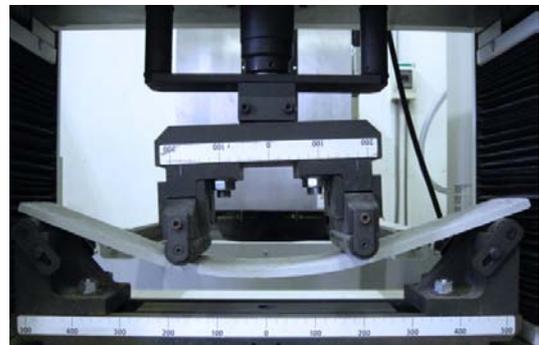


写真-1 低弾性高じん性セメント系複合体を用いた薄板の曲げ変形

研究の成果

試験の結果、以下のことが明らかになった。

- ① 低弾性高じん性セメント系複合体は、通常の生コン工場で製造し、トラックアジテータによって現場まで運搬しても所定の品質が得られる。
- ② 試験で確認した条件下では、自己充てん性は練混ぜ水注入から 2 時間程度まで確保できる。また、スランプフローが 500mm 以上であれば、自己充てん性を有すると判断できる。
- ③ 実施した施工試験の条件で施工を行えば、低弾性高じん性セメント系複合体の鉄筋周りの充てん性と硬化後の連結床版の均質性を確保できる。

これらの結果をもとに、低弾性高じん性セメント系複合体を用いた連結床版を実現した。



写真-2 打込み作業状況



写真-3 鉄筋周りの充てん状況

Manufacture and Construction of Fiber Reinforced Cementitious Composite
with High Ductility and Low Elasticity

HIDEAKI TANIGUCHI WATARU SASAKI MASANORI HIGUCHI KEI MURODA
YOSHIHIKO TAIRA

Key Words : High Ductility, Low Elasticity, Fiber Reinforced Cement Composite, Manufacture, Construction

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

谷口 秀明 佐々木 亘 斯波 明宏 樋口 正典

キーワード：乾燥収縮，骨材，配合，測長方法，養生日数

研究の目的

近年、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。これを受けて、学協会においてもコンクリートの収縮に対する対応が活発化している。

しかし、生コン工場で使用される骨材の品質がコンクリートの収縮などの品質に及ぼす影響は必ずしも明らかにはなっていない。そこで、筆者らは、国内各地の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てコンクリートの品質を把握した。そして、この骨材の影響

を考慮したうえで、他の材料、配合および試験方法が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響を確認した。

また、乾燥収縮ひずみは材齢 6 ヶ月の値によって判定しているため、設計・施工段階において事前に確認するのが難しい。このため、短期材齢の収縮ひずみもしくは何らかの他の指標によって、材齢 6 ヶ月の乾燥収縮ひずみを推定できることは、実務上有効である。そこで、筆者らは、短期材齢の乾燥収縮ひずみから長期ひずみを推定する場合の影響要因についても検討を行った。

研究の概要

本研究では、国内各地から収集した骨材を使用して、ほぼ同一条件でコンクリートを製造し、乾燥収縮試験を実施した。各骨材を使用したコンクリートの配合は、PC 橋上部構造と一般的な RC 構造物を対象とした 2 種類とした。骨材の影響を確認した後、セメントの種類、水セメント比、単位水量、単位粗骨材絶対容積、測定方法および前養生期間が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響を確認した。これらの結果をもとに、実工事で使用するレディーミクストコンクリートを対象として、乾燥材齢 28 日の乾燥収縮ひずみから 182 日の乾燥収縮ひずみを推定した。

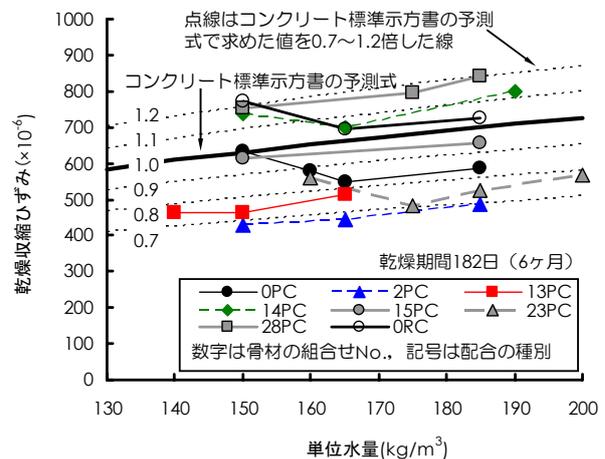


図-1 単位水量と乾燥収縮ひずみの関係

研究の成果

研究の結果、以下のことが明らかになった。

- ① 骨材の品質と乾燥収縮には密接な関係がある。
- ② 初期強度が小さいセメントを使用すると、コンタクトゲージで測定した乾燥収縮の値は、ダイヤルゲージで測定した乾燥収縮の値よりも大きくなる。
- ③ 乾燥開始までの供試体の水中養生日数は、乾燥収縮の値に影響を及ぼす。
- ④ 28 日の乾燥収縮の値によって 182 日の乾燥収縮の値を高い精度で予測できる。

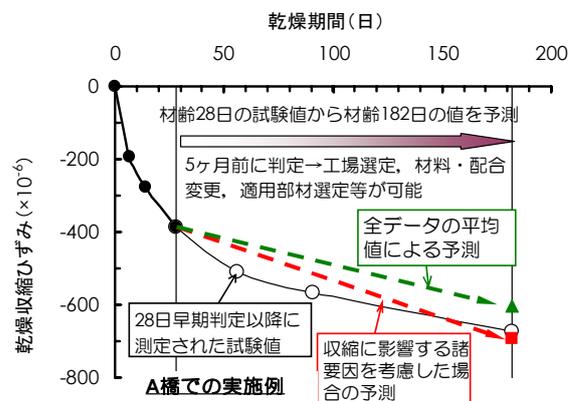


図-2 乾燥収縮ひずみの早期判定

Influence of Various Factors on Drying Shrinkage of Concrete and Judgment at Early Stage for Long-Term Shrinkage

HIDEAKI TANIGUCHI WATARU SASAKI AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI

Key Words : Drying Shrinkage, Aggregate, Mix Proportion, Measurement Method of Length, Curing Days

コンクリートのアルカリシリカ反応の促進方法に関する検討

佐々木 亘 谷口 秀明 斯波 明宏 樋口 正典

キーワード：アルカリシリカ反応，コンクリートバー法，前養生，生コンデータベース

研究の目的

コンクリート標準示方書では，アルカリシリカ反応対策として，設計基準強度 60~100N/mm² の高強度コンクリートで「無害」と判定された骨材を使用することとしている。

一方，PC 部材には呼び強度 40 を超える比較的高い強度域のコンクリートが使用される。このようなコンクリートのなかには，レディーミクストコンクリート工場によっては設計基準強度 60N/mm² と同程度の水セメント比や単位セメント量となるような配合が設定されている例が確認されている。

筆者らはこれまでに，高い反応性を示す骨材を用いて，コンクリートバー法によるアルカリシリカ反応の促進養生条件や，促進養生下での力学特性への影響，混和材による抑制効果などについて確認を行ってきた。これらの結果を元に，実際に用いられる骨材について，反応性をデータベースや試験により確認したうえで，これらの骨材を用いたコンクリートバー法による促進試験で膨張を促進できる条件や適用性についての検討を行った。

研究の概要

生コンデータベースから，化学法による骨材のアルカリシリカ反応性試験結果が判定境界付近にあるものを選び，化学法試験および，外部からアルカリを供給する促進モルタルバー法を実施した。

さらに，実際の工事で用いられる骨材と配合を参

考にコンクリートバーを作製し，前養生や養生温度，アルカリ量の調整に用いるアルカリの種類，および環境条件を変化させ，促進膨張への影響を確認した。なお，これまでの検討から，練混ぜ時にアルカリを添加し，総アルカリ量を 9.0gk/m³ に調整している。

研究の成果

実験の結果，表-1，図-1 に示すように，骨材のアルカリシリカ反応性は試験時期や方法によって判定結果が相違することが分かった。コンクリートバー法については，アルカリ総量を 9.0kg/m³ とすれば，初期の圧縮強度へ大きな影響を与えず膨張を促進できること，養生温度が高いほど膨張を促進できること，骨材や，コンクリートの水セメント比などによっては，外部からアルカリを供給することによる膨張の促進への影響は，練混ぜ時のアルカリ添加に比べればあまり大きくないことなどが分かった。

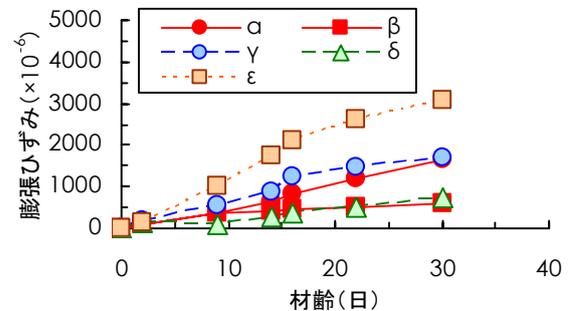


図-1 促進モルタルバー法の結果

表-1 化学法試験結果

骨材	データベースの値				化学法試験結果			
	Rc (mmol/L)	Sc (mmol/L)	Sc/Rc	判定	Rc (mmol/L)	Sc (mmol/L)	Sc/Rc	判定
α	114	111	0.97	無害	70	80	1.14	無害でない
β	49	45	0.92	無害	66	100	1.52	無害でない
γ	118	93	0.79	無害	164	62	0.38	無害
δ	50	14	0.28	無害	66	18	0.27	無害
ε	99	81	0.82	無害	63	53	0.84	無害

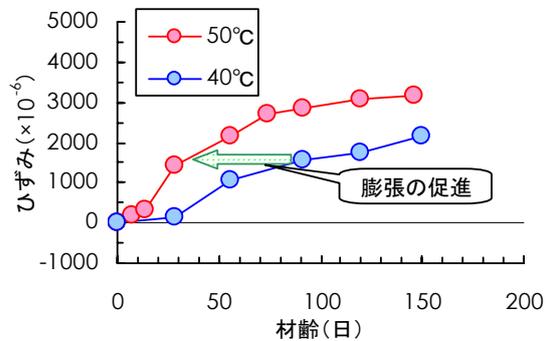


図-2 コンクリートバーによる実験結果の例

Examination of Accelerated Method for Alkali-Silica Reaction of Concrete

WATARU SASAKI HIDEAKI TANIGUCHI AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI

Key Words : Alkali-Silica Reaction, Concrete Bar Method, Pre Curing,

Database of Ready Mixed Concrete

型枠面からのコンクリートの締固め評価方法に関する検討

斯波 明宏 樋口 正典 佐々木 巨

キーワード：型枠面, 締固め, 含水率, 型枠表面温度

研究の目的

近年、コンクリート内部の充填状況を確認する手法については、振動センサーや静電容量センサーなどが用いられているが、最も懸念されるのはかぶり部分であり、実用性の観点からは型枠外面から非破壊的に確認する方法が望まれる。型枠外面から確認する手法については、既往の研究事例はいくつか存在するものの、十分検証されているとは言い難く、

確立された技術はないのが現状である。

そこで、本研究では、市販の高周波静電容量式水分計および赤外線サーモグラフィーを用いて、小型試験体に対して、合板型枠外面から、主にコンクリートの締固めの有無による相違を確認し、締固め状況の評価の可能性について検討を行った。

研究の概要

試験体は写真-1 に示すように、幅 600mm×高さ 300mm×奥行き 300mm で、厚さ 12mm の一般的な化粧合板を使用している。試験配合は、水セメント比 55%、スランプ 8cm を基本配合とし、スランプ（単位水量）を大きくしたケース、水セメント比を 40%にしたケースについて実験を行った。また、基本配合を用いて、型枠に事前散水したケースや型枠温度とコンクリート温度の差が小さい場合などについて比較検討を行った。なお、締固めは小型棒形振動機を用いて行った。



写真-1 試験体と水分計測定状況

研究の成果

図-1 に示すように、打込み前の型枠含水率を基準に打込み直後および締固め後の含水率の差分を測定すると、全体的に含水率は上昇し、締固めによってさらに上昇することが分かる。おおむね含水率の差分が 4.5%以上であれば十分に締固まっていると判断

され、それを下回る場合には再振動などが必要と判断される。

図-2 は型枠表面温度画像を示しているが、型枠温度とコンクリート温度に差がある場合には、締固めの有無により温度が異なることが確認された。

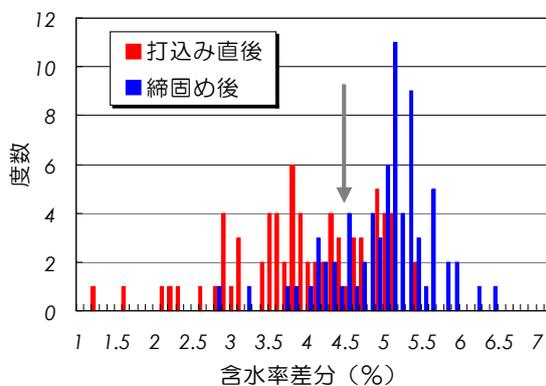


図-1 含水率差分の度数分布

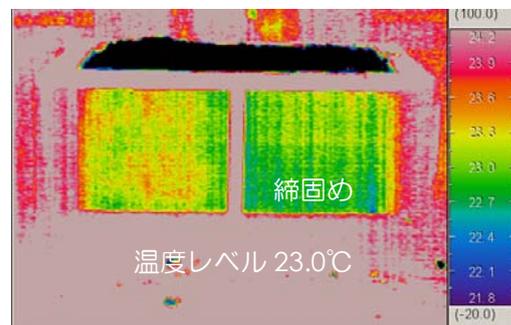


図-2 型枠表面温度

Study on Evaluation Method for Compactability of Fresh Concrete from Form Surface

AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI WATARU SASAKI

Key Words : Form Surface, Compactability, Water Content, Temperature of Form Surface

モールグラウト工法の超長距離・大容量圧送性能の実証

山地 宏志 戸村 豪治 高橋 直樹 黒川 幸彦 酒入 修 泉 国彦

キーワード：モールグラウト工法, 長距離・大容量圧送, リミキシングポンプ

研究の目的

モールグラウト工法は、3km以上の超長距離圧送性能と20m³/h程度までの大容量圧送性能を並立するよう開発された工法であるが、2km超程度の施工実績しかないため、実際の水路トンネル補修設計への採用を躊躇されている現状にある。

このような現状を打破し、3km超の超長距離充填技術を実用化するため、当能登川PC工場において実証実験を実施した。本報は、その実験結果を示し、モールグラウト工法の実用性を検証するものである。

研究の概要

能登川PC工場に、3,006mの超長距離配管と大容量混練りプラントを設け、モールグラウト工法の超長距離圧送実験を実施した。その主たる実証項目は以下のものである。

- ① 3,000m以上の圧送距離における安定な大容量圧送（18m³/h）の実証
- ② 上記条件で圧送された充填材の品質確認
- ③ 上記条件における圧送配管および接続部の耐圧性能の確認

実験では、上記の実証項目をすべて良好に満足する成果が得られた。



写真-1 混練りプラント



写真-2 混練りプラント全景



写真-3 急曲部近傍配管状況

研究の成果

本実験では、当初の想定をすべて満足する結果が得られた。これはモールグラウト工法開発時の設計要件を満足することを追認したに過ぎないが、当該工法が小断面水路トンネルの補修設計に問題なく適用できることを証明し得たものでもある。

また、実験場の制約から12箇所もの急曲部を設けざるを得なかったにもかかわらず、結果的には急曲部を配管設計上考慮する必要がないことを証明で

きた。これは、同工法の適用範囲をより一層拡大できることを示すものである。

さらに、当該工法の配管・機器の選定に当たっては設計上の余裕を大きく取っている。今回、3,000m級の超長距離圧送が設計どおり実施できたことから、現状と同一の配管と機器で5,000m級程度までの充填材圧送も可能であると判断された。

Verification of MOLE-Grout's Ultra Long Distance Pumping Ability in Large Material Quantities

HIROSHI YAMACHI GOJI TOMURA NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA
OSAMU SAKAIRI KUNIIHIKO IZUMI

Key Words : MOLE-Grout, Ultra Long Distance Pumping Ability in Large Quantities, Re-Mixing Pump

杭式深層混合処理工法における新たな杭配置方法

高橋 直樹 山本 陽一 黒川 幸彦 黒島 一郎

キーワード：液状化，側方流動，振動台実験，深層混合処理工法

研究の目的

深層混合処理工法における新たな改良杭配置方法（以下、イレギュラー配置）を提案し、矢板護岸をモデル化した模型振動台実験（図-1）における護岸

の水平変位の結果からその液状化対策効果について検討する。

研究の概要

イレギュラー配置の概要を図-2 に示す。本配置方法では、黒丸で示す間隔 d で正方形に配置された改良杭 4 本を一つのグループとする。図中 G1 で示すグループに隣接するグループ G2 および G3 では、G1 の中心座標を G1 (0,0) とした場合、それぞれの中心座標が G2 ($2d, d/2$) および G3 ($d/2, 2d$) となるように改良杭を配置する。千鳥配置などでは一定の方向に未改良領域が連続するのに対し、イレ

ギュラー配置ではどの方向から見ても改良杭が地盤中に存在する形になる。また、連続する未改良領域が千鳥配置と比較して少ないことから、地盤のせん断変形に対して改良杭が効果的に抵抗し、液状化対策効果が高まるものと期待される。ここではグループにおける改良体の配置を 2×2 の正方形配置として示したが、例えば 3×3 や 3×2 の長方形配置の場合にもイレギュラー配置は適用可能である。

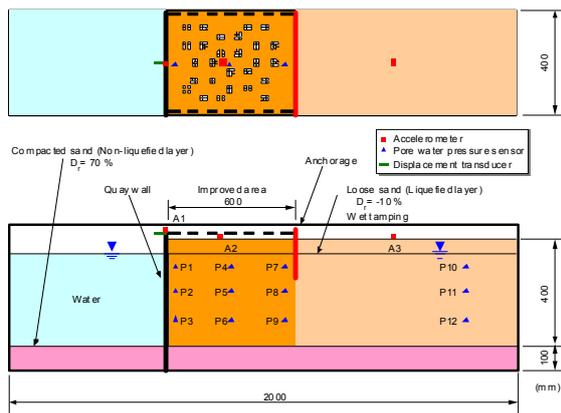


図-1 実験モデル

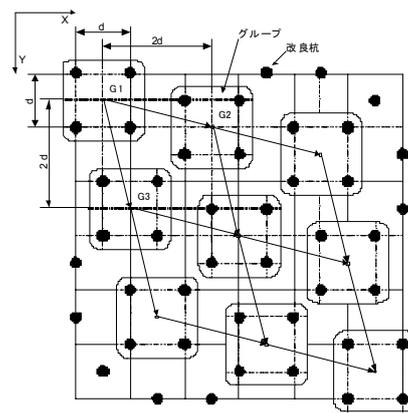


図-2 イレギュラー配置の概要

研究の成果

矢板護岸模型上端部の累積水平変位と入力加速度の関係を図-3 に示す。200Gal 加振後の結果について、無対策では矢板護岸模型の水平変位が 6.9cm 生じているのに対して千鳥配置のそれは 5.7cm となっており、千鳥配置でも若干の変位低減効果が認められる。一方、イレギュラー配置の水平変位は 3.5cm であり、無対策の 50%程度に低減されている。500Gal 加振後の結果について、矢板護岸模型の水平変位は、千鳥配置が 12.2cm、イレギュラー配置が 7.4cm となっており、変位低減効果は千鳥配置よりもイレギュラー配置のほうが高いことが明らかである。

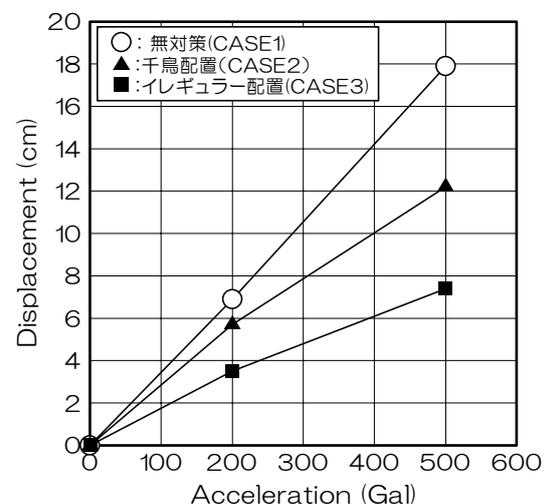


図-3 矢板護岸の水平変位と入力加速度の関係

New Arrangement of Column by Deep Mixing Method

NAOKI TAKAHASHI YOICHI YAMAMOTO YUKIHIKO KUROKAWA ICHIRO KUROSHIMA

Key Words : Liquefaction, Lateral Flow, Shaking Table Test, Deep Mixing Method of Soil Stabilization

画像計測を利用した変状抽出の自動化に関する研究

塩崎 正人

キーワード：デジタル画像、変状抽出、照明、二値化処理、度数分布、輝度値

研究の目的

既設建造物の劣化度調査が行われる際に、デジタルカメラ・デジタルビデオカメラを利用した非破壊計測手法が、従来の目視・接触式計測と併せて用いられている。また、劣化度調査では投光器を用いる

ケースが多く、コンクリート表面を照射することで段差・ひび割れの抽出を容易にしている。今回、投光器の照射による陰影に着目し、この撮影画像を二値化処理し、変状を自動抽出する手法を提案する。

研究の概要

画像計測においては、計測（撮影）より変状を抽出する作業に時間を要している。この変状抽出を省力化するための手法として陰影に着目した。

図-1 のように段差がある部分では、段差箇所では陰影が現れる。左図のように、段差の低い側から照射した画像では段差による陰影はほとんど現れない。一方、右図のように、段差の高い側から照射した画像では、陰影の幅が広く現れることとなる。

左右照明時に撮影した画像を二値化処理し、2枚の画像を差分処理した場合、変状箇所は陰影に差が生じるため、変状箇所のみが差分値として残る結果となる。

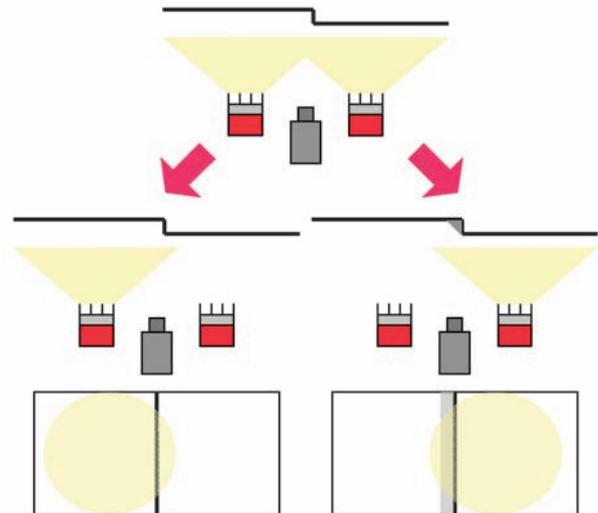


図-1 陰影による段差の抽出

研究の成果

図-2 は、片方から照射した際の撮影画像と、その二値化処理結果である。左側から照射した場合、段差箇所において、縦の陰影を差分値として抽出することに成功した。また、特異点として気泡痕の陰影を捉えることができた。段差・ひび割れ以外の変状についても抽出できることを証明した。

加えて、変状の自動抽出手法として累積度数百分率を提案した。膨大な画像から変状抽出を行うためには自動処理が欠かせない。二値化処理の閾値を求める自動処理方法として有効であると考えている。

本手法の特徴は、計測にはカメラと投光器、変状抽出処理に関してもパソコンが1台あれば実行可能であるため、簡便な変状抽出手法であるといえる。

施工品質に対する関心は年々高くなっており、解析処理が容易な本手法は有効なツールといえる。現場適用に向けてシステム化を進める。

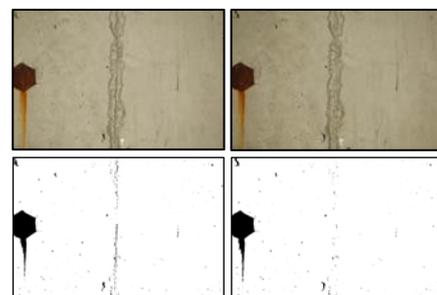


図-2 左右からの照射画像と二値化

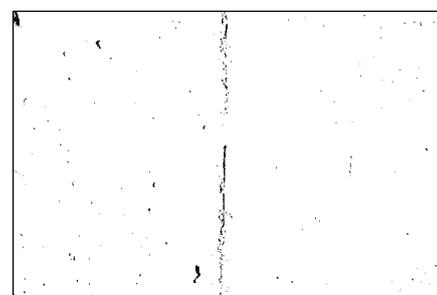


図-3 差分処理による段差抽出

Study on Automatic Detection of Deterioration by Processing Shade due to Floodlights

MASANDO SHIOZAKI

Key Words : Digitized Image, Detect Deterioration, Floodlight, Binarization, Frequency Distribution, Luminance

振動実験に基づく5層構造物の擬似的損傷検出

川島 学 鈴木 亨 中南 滋樹

キーワード：損傷検出，振動実験，層剛性，構造ヘルスマニタリング

研究の目的

近年のストック型社会への志向を背景とし、構造物に生じた、または蓄積した損傷を検出する技術の研究・開発が広く行われている。しかし、実際に損傷が生じた建物を対象に損傷検出を試みた例は少なく、ことに実構造物における検証は未だ充分ではない。また、損傷指標として従来用いられてきた固有振動数には、損傷箇所の特定やその程度の定量化が

困難であることが指摘されている。

このような背景から、本研究では、実大構造物に人為的な損傷を付与して振動実験を実施するとともに、得られた振動データに基づき損傷を検出する手法について検討した。また、構造物の損傷指標として層剛性を採用することにより、損傷を層単位で評価することを試みた。

研究の概要

振動実験の対象は、高さ約14m、平面寸法約3m×3mの5層鉄骨造建屋である。実験では、建屋基部を変位制御により一方向加振し、各層床中央位置において加速度波形を収録した。

基づく簡易な手法(B)の2手法を適用して評価した。

建屋の損傷状態は、加振方向2構面に設けられたブレースを脱着することにより擬似的に作り出した。損傷のパターンは、図-1に示すCASE-1～CASE-4の4パターンである。比較のため、全層にブレースを設置したCASE-5、全層にブレースを設置しないCASE-0の加振を実施した。層剛性は、各階床中央位置で収録された加速度波形に対し、モード空間上での力の釣り合いに基づく手法(A)、時刻歴波形に

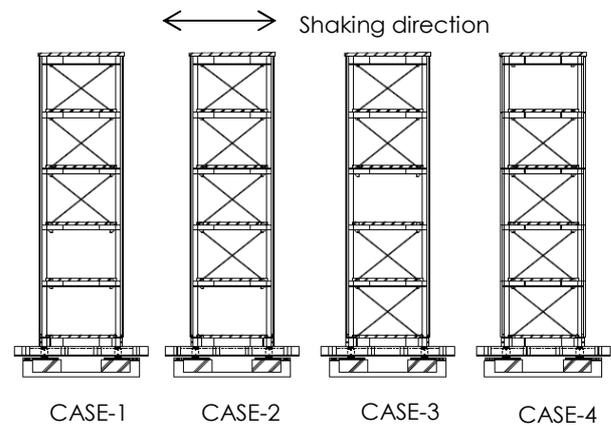


図-1 擬似的損傷のパターン

研究の成果

図-2に、2手法(A)、(B)を適用して評価した層剛性を示す。図中の破線は静的解析により評価した主架構の剛性値を示したものであり、ブレースを設置していないCASE-0の結果とよく対応している。図より、損傷層において剛性が低下する傾向が明瞭に捉えられていることが分かる。また、ブレースを外すことにより剛性は0.4～0.6倍に低下しており、これは静的解析の結果予測された値とほぼ対応している。よって、本手法により実構造物の層単位での損傷評価が可能であることが確認された。

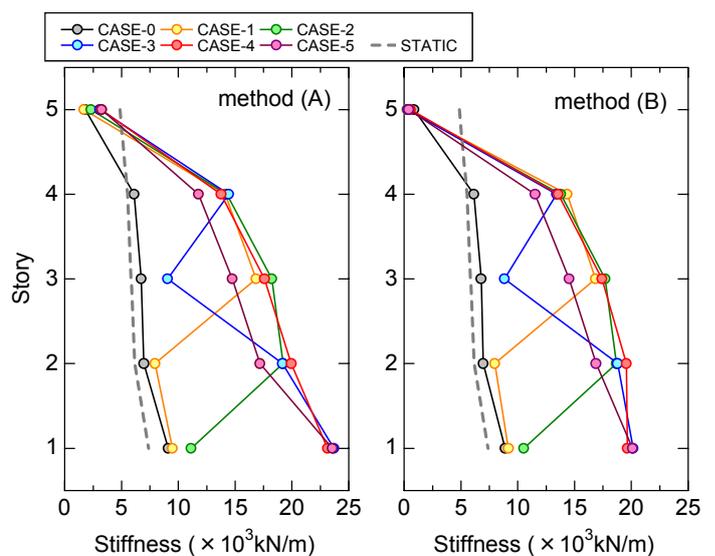


図-2 層剛性の評価値

なお、第5層の剛性値が過小評価されるなど、信頼性の低い評価結果が得られる場合があることも明らかとなった。評価精度をより向上させるための検討に今後も継続して取り組む予定である。

Pseudo-Damage Detection in a Five-Story Structure Based on Shaking Test

MANABU KAWASHIMA TORU SUZUKI SHIGEKI NAKAMINAMI

Key Words : Damage Detection, Shaking Test, Story Stiffness, Structural Health Monitoring

膨張材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験

江頭 寛 小坂 英之 梅木 俊毅

キーワード：デッキプレート合成スラブ、乾燥収縮ひび割れ、膨張材、養生剤

研究の目的

本研究では、デッキプレート合成スラブのコンクリートに膨張材を用いた（以下、膨張コンクリートと呼ぶ）場合の乾燥収縮ひび割れの抑制効果と、コンクリート打設後の養生条件の相違がひび割れ発生に与える影響について検討することを目的とし、拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験を実施した。本報はこのひび割れ試験の概要と、160日間にわたる長期観測の結果について報告するものである。

研究の概要

拘束ひび割れ試験体の試験要因は、コンクリートの種類（普通、膨張）、養生剤の有無、養生方法（気乾養生、湿布7日養生）、デッキプレートを想定した底板の形状（平板、凹凸板）である。試験は建設現場を想定した屋外で行い、コンクリート打設は冬季に行った。コンクリート打設後、該当する試験体に養生剤を散布し、金ゴテによる仕上げを施した。気乾養生試験体は気中に放置し、湿布養生試験体は7日間の湿潤状態を保った。

計測項目は溝型鋼（拘束材）と底板の軸方向ひずみ、雰囲気温度、コンクリート表面の含水量およびひび割れ幅である。

表-1 試験体の一覧

No.	試験体種類	試験体名称	コンクリート種類	養生剤	養生方法	底板形状	試験体数
1	拘束ひび割れ	NODO1.2	普通 (N)	無(O)	気乾 (D)	平板 (O)	2
2		NMDO1.2		M			2
3		NFDO1.2		F			2
4		NOWO1.2	無(O)	湿布7日 (W)	2		
5		NMWO1.2	M	2			
6		EODO1.2	膨張 (E)	無(O)	気乾 (D)		2
7		EMDO1.2	M	2			
8		EOWO1.2	無(O)	湿布7日 (W)	2		
9		EMWO1.2	M	2			
10		NODH1.2	普通 (N)	無(O)	気乾 (D)	凹凸 (H)	2
11		NMDH1.2	M	2			
12		EODH1.2	膨張 (E)	無(O)			2
13		EMDH1.2	M	2			
14	自由収縮	-	普通	無	気乾	-	1
15	自由収縮	-	膨張	無	気乾	-	1

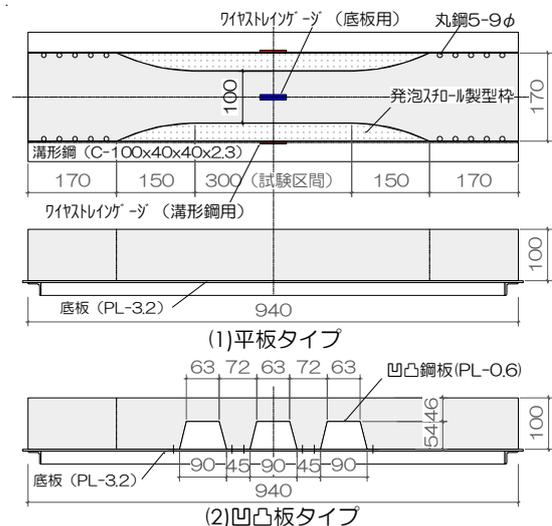
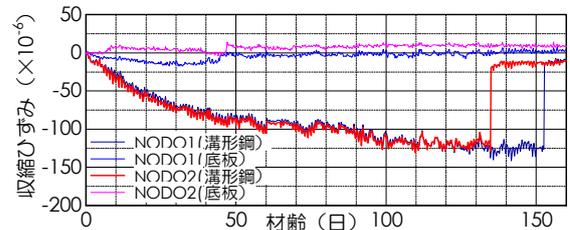


図-1 拘束ひび割れ試験体

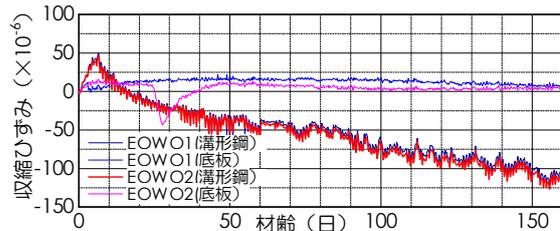
研究の成果

本試験の結果より、以下の知見を得た。

- ひび割れの発生は普通コンクリートに集中しており、膨張コンクリートのひび割れ抑制効果を確認した。
- コンクリート表面を湿潤養生することは、初期材齢時の乾燥収縮の抑制や、膨張コンクリートの膨張効果に対して有効である。
- 凹凸板タイプは平板タイプに比べて早期にひび割れが発生したが、膨張コンクリートの使用によってひび割れ発生日数が遅延した。
- 養生剤の効果は、本試験の収縮ひずみの推移やひび割れ発生時期からは明瞭には見られなかった。



(1) NODO (普通コンクリート+気乾養生)



(2) EOWO (膨張コンクリート+湿布7日養生)

図-2 収縮ひずみの推移 (平板タイプ)

Drying Shrinkage Cracking Tests of Concrete with Expansive Additive

HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA TOSHITAKE UMEKI

Key Words : Composite Slab of Steel Decks, Drying Shrinkage Crack, Expansive Additive, Curing Medicine

有開口並列プレキャスト PC 大梁工法の研究開発

小坂 英之 新上 浩 田野 健治 山中 久幸

キーワード：プレキャスト，プレストレス，開口，長期荷重，地震荷重

研究の目的

オフィス建築などの大スパン大梁工法の一つとして、複数の大開口を有する PCaPC 梁を 2 本並列に配置して 1 本の大梁を構成する構造を考案した。

本報は、この有開口 PCaPC 並列大梁工法の概要ならびに本工法の基本性状を把握するために実施した、長期荷重と地震荷重の双方を作用させた載荷実験について報告するものである。

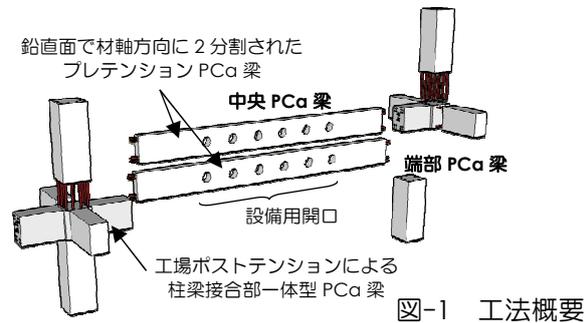


図-1 工法概要

研究の概要

試験体は、梁端部の曲げ降伏を想定した約 1/2 縮尺モデルである。端部 PCa 梁は幅 $b=375\text{mm}$ ，せい $D=550\text{mm}$ である。中央 PCa 梁は $b \times D=165 \times 550\text{mm}$ ($b/D=1/3.3$) の梁を 45mm のクリアランスを設けて並列させており、外形寸法を端部 PCa 梁と同じにしている。端部 PCa 梁は PC 鋼材 (2-17 ϕ (SBPR930/1080)) によるポストテンション方式とし、中央 PCa 梁は梁下端主筋 (各 4-D19 (SD490)) の緊張によるプレテンション方式である。

本実験では、試験体にコンクリート製の錘を吊り

下げることにより長期荷重を作用させるとともに、大野式加力装置により地震荷重を作用させた。



写真-1 実験状況

研究の成果

有開口 PCaPC 並列大梁に長期荷重および地震荷重を作用させる載荷実験の結果、以下のことが分かった。

- ① せん断力-変形角関係は、エネルギー吸収能力に優れた紡錘形を示し、最終加力までせん断力の低下の見られない良好な性状を示した。また、包絡線形状と骨格曲線の計算値はよい対応を示した。
- ② 並列配置させた 2 つの中央 PCa 梁のひび割れ状況および各部の変形性状は同様であり、分離されていることによる影響は見られなかった。
- ③ 鉛直荷重載荷後に、端部 PCa 梁と中央 PCa 梁の接合部には 0.3mm 程度の目開き変位が確認された。これは曲げ変形に伴う材軸の伸びに

よる影響が接合面に集中したものと考えられるが、これについては今後の検討課題である。

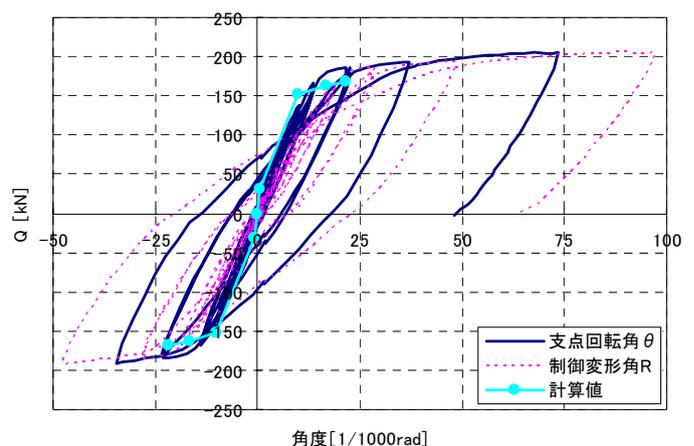


図-2 せん断力-変形角関係

Parallel Type Girders using Precast Prestressed Concrete Members
with Multiple Openings

HIDEYUKI KOSAKA HIROSHI SHINJO KENJI TANO HISAYUKI YAMANAKA

Key Words : Precast, Prestress, Opening, Long Term Load, Seismic Load

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

キーワード：超高強度コンクリート，自己収縮，初期高温履歴，シリカフューム

研究の目的

設計基準強度 (Fc) 150N/mm² を超える超高強度コンクリートの開発が進められている一方で、鉄筋コンクリートに生じるひび割れ問題が社会的注目を集めている。超高強度コンクリートは、結合材量が多いため、水和反応に伴う自己収縮と発熱量が大きくなる。また、自己収縮は、初期材齢時の水和反応に伴う温度条件（初期高温履歴）に大きく影響を受ける。このため、超高強度コンクリートは初期ひ

び割れ発生危険性が高く、その対策には自己収縮ひずみを定量化しひび割れの発生の有無を検証する必要がある。

本研究は、低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを混合した結合材 (LSF) を用いた超高強度コンクリートについて実験的検討から自己収縮特性を明らかにし、初期高温履歴を考慮した自己収縮ひずみ予測手法を提案することを目的としている。

研究の概要

LSF を用いた超高強度コンクリート供試体を、実構造物の初期高温履歴を模擬して最高温度 (T_{max}) を変化させた温度履歴条件下で養生し、圧縮強度と自己収縮ひずみを測定した。本実験で得られた特筆すべき結果を以下に示す。

- ① 圧縮強度・自己収縮ひずみの増進特性は、T_{max}=45~60℃を超えると急激に変化する。
- ② 圧縮強度・自己収縮ひずみは、T_{max} ≤ 45℃の場合は長期材齢にかけて、T_{max} ≥ 60℃の場合は温度が降下するまで、それぞれの温度履歴の範囲で有効材齢を用いて統一的に評価できる。

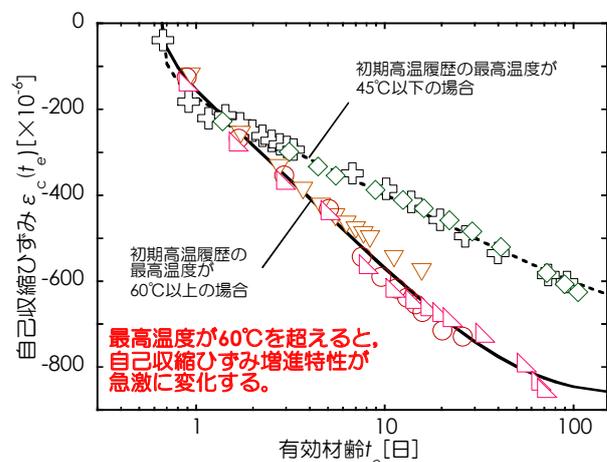


図-1 自己収縮ひずみ測定結果

研究の成果

本実験より、以下の知見を得た。

- ① 自己収縮ひずみの従来予測式 (JCI 予測式) の適用範囲を、LSF を用いた超高強度コンクリートまで拡張した。
- ② 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ひずみの予測には、T_{max} ≤ 45℃と T_{max} ≥ 60℃とで予測式を使い分ける必要がある。
- ③ 提案した予測手法は、実測値を ±20% の精度で予測できる。
- ④ 本研究結果より、初期高温履歴を受けることで、セメント硬化体生成過程が変化し、強度・収縮・クリープの特性が異なるコンクリートとなることが考えられた。

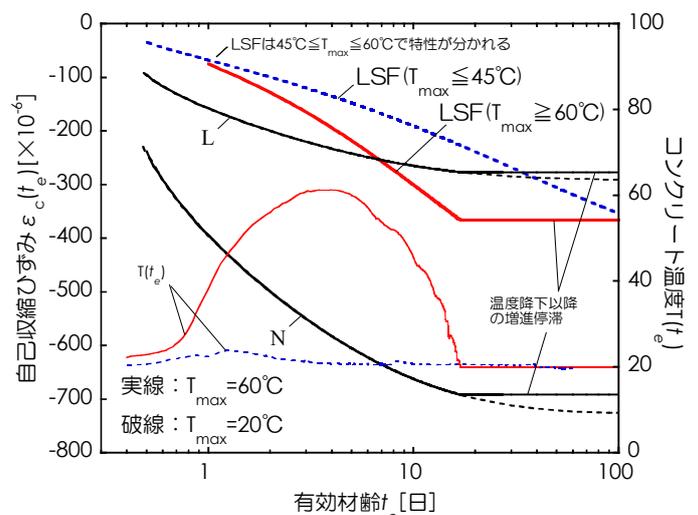


図-2 自己収縮ひずみ算定例 (W/B=0.2)

Autogenous Shrinkage Properties of Ultra-High-Strength Concrete Subjected to Early Heat Curing and their Prediction Technique

TAKU MATSUDA KOICHI HASUO

Key Words : Ultra-High-Strength Concrete, Autogenous Shrinkage, Early Heat Curing, Silica Fume

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

小林 秀彰 嶋田 泰 赤尾 伸一

キーワード：サウンドマスキング, スピーチプライバシー, 遮音性能, S/N

研究の目的

オフィスの音環境に関する要求として、会話を周辺の執務者に聞かれたくないといったスピーチプライバシーに関する要求と、周囲の音が気になって仕事に集中できないといった知的生産性に関する要求がある。これらは建築側で適切な遮音設計をすることが一般的であるが、サウンドマスキングという手法も考えられる。このサウンドマスキングを適用す

るには、マスキング効果が得られることとマスキング音が不快でないことの両面についての検討が必要であるが、実際のオフィスの会議室や打合せスペースにおいて検討した報告例は少ない。

本研究では、実際のオフィスの会議室やパーティションによる打合せスペースにサウンドマスキングを適用するための基礎的検討を行った。

研究の概要

隣り合う空間から透過してくる会話に対するマスキングを考え、マスキング音の付加によるマスキング効果と、マスキング音についての気になりやすさと好ましさについて聴感実験を行った。会議室での実験では、壁から透過してくる会話の提示レベルを3段階に設定し、それぞれにマスキング音を付加して聴感実験を行った。打合せスペースでの実験では、パーティション越しに聞こえる会話に対するマスキング音のマスキング効果について実験を行った。

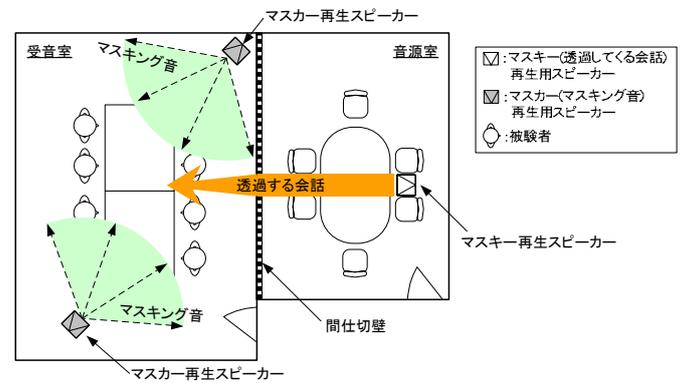


図-1 会議室での実験条件

研究の成果

実験結果より、マスキング音を付加することで、聞き取りにくさの向上が見られた。また透過してくる会話(マスキ)の周波数特性の主帯域でのマスキング音(マスキ)とのレベル関係がマスキング効果に寄与することが示唆された。

会議室とパーティションによる打合せスペースでは、透過してくる会話の傾向が異なるため、サウンドマスキングを適用する際には、それぞれの空間に適したマスキング音を選定する必要がある。

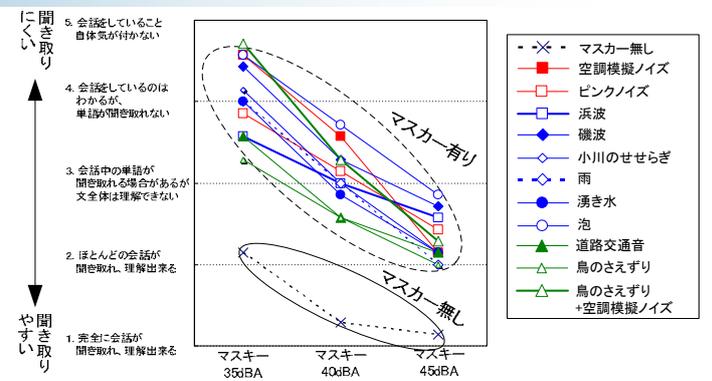


図-2 会議室での会話の聞き取りにくさの評価結果

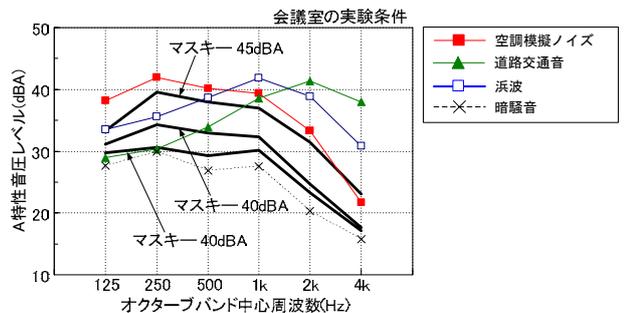


図-3 透過する会話(マスキ)とマスキング音(マスキ)の周波数帯域別 A 特性音圧レベルの関係

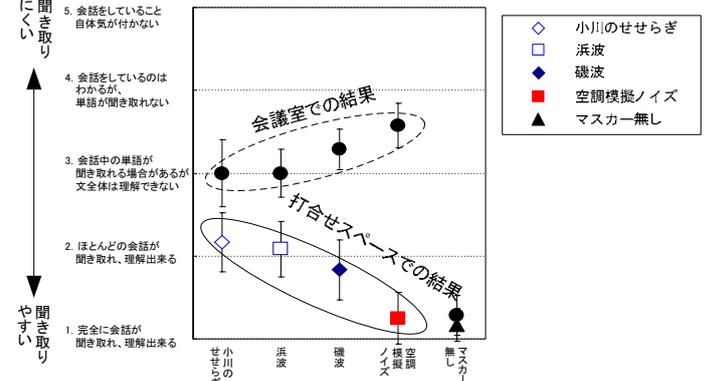


図-4 会議室と打合せスペースでの評価結果比較

Study on Application of Sound Masking Technique to Office Space

HIDEAKI KOBAYASHI YASUSHI SHIMADA SHIN-ICHI AKAO

Key Words : Sound Masking, Speech Privacy, Sound Insulation Performance, Signal to Noise Ratio

集合住宅における簡易測定法による TVOC 測定の見直し

酒井 英二 樋口 義次 松井 孝夫 紺野 康彦 松崎 真豊

キーワード：TVOC, 簡易測定法, 光音響赤外検出方法, 集合住宅, 新築

研究の目的

建築に対する社会のニーズは、従来の「質」に加えて「環境」や「健康」など、ますます多様化してきている。「健康」に関して言うと、室内空気中の揮発性有機化合物（以下、VOCs）の問題があり、VOCs の総量である総揮発性有機化合物（以下、TVOC）を低減させようとの動きがある。

TVOC の測定には、精密測定法と簡易測定法があ

る。精密測定法は分析結果が出るまでに時間が掛かることと費用が比較的高いことから、その場で結果が求められる安価な簡易測定法が望まれている。

そこで本研究では、新築集合住宅における TVOC 濃度を精密測定法および簡易測定法を用いて測定し、簡易測定法の適応可能性を明らかにすることを目的とした。

研究の概要

(1) 測定装置および分析方法

精密測定では、Tenax-TA (SUPELCO) およびミニポンプ（柴田科学：MP-Σ30N）、GC/MS（Agilent：6890N/5973）を用い、JIS A 1965 の算出方法に準拠し、C6～C16 の範囲に検出される物質についてピークの面積を合計し、トルエン換算で定量した値を TVOC 濃度とした。

簡易測定法では、光音響赤外検出方法に基づいたマルチガスモニタ（B&K：1302）に光学フィルタ（B&K：UA0987）をセットし、トルエンを用いて感度調整して求めた値を TVOC 濃度とした。

(2) 測定対象空間および測定スケジュール

測定対象空間は、竣工間近の新築集合住宅 4 物件（各物件 3 住戸の計 12 住戸）のリビングダイニングとし、リビングダイニング中央の床上 120cm を測定点とした。住戸内の内装仕上は、壁天井が押入を除きビニルクロス、床がフローリングや畳、CFシートなどである。測定は、高温時（夏季）と低温時（冬季）のデータが採取できるように、2008 年 12 月から 2009 年 9 月にかけて行った。一日のスケジュールは、シックハウス問題に関する検討会の室内空气中化学物質の採取方法に準拠した。

研究の成果

本研究では、測定時の気温は 11.4～32.6℃、相対湿度は 36.5～76.8% となり、低温時から高温時、低湿度から高湿度までの 30 データを採取でき、以下の知見を得た。

- ① 内装仕様がほぼ同じである新築集合住宅において、簡易測定法（マルチガスモニタ）と精密測定法の測定値には高い相関が見られた。
- ② マルチガスモニタは、簡易測定法として実測に適用可能であると考えられ、マルチガスモニタの測定値と精密測定法の測定値から濃度換算式を提案した。

今後、さらにデータを拡充し、マルチガスモニタに

よる簡易測定法の信頼性を高め、新築集合住宅の竣工時室内空气中化学物質濃度の低減に寄与していく。

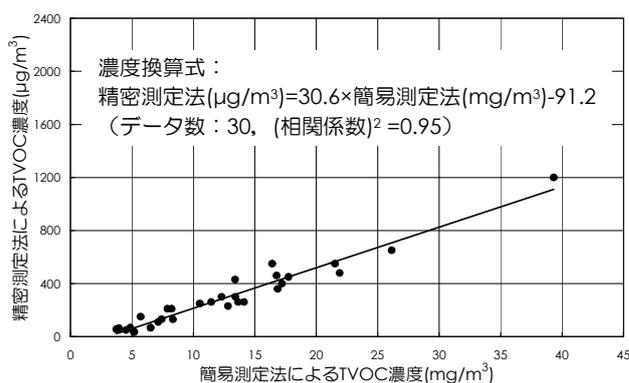


図-1 簡易測定法と精密測定法の相関

Study on Simplified Method for Measuring TVOC in Multiple Dwelling House

EIZI SAKAI YOSHITSUGU HIGUCHI TAKAO MATSUI YASUHIKO KONNO
 MASATOYO MATSUZAKI

Key Words : TVOC, Simplified Measurement Method, The Photoacoustic Infra-Red Detection Method, Multiple Dwelling House, New-Built

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

キーワード：高反射塗料, 表面温度, 実測, 熱収支計算

研究の目的

高反射塗料は、ヒートアイランド現象の緩和や建物熱負荷の低減効果が期待され、近年数多く開発されるとともに、反射性能や耐候性についての研究が盛んに行われている。一方、建物外表面の性能や外部デザインのほか、周辺建物の影響も考慮した熱収支計算コードが開発されており、高反射塗料を実建

物に使用する際の効果の予測に適用されつつある。

本報告では、熱収支計算コードによる高反射塗料の効果の予測精度を把握することを目的として、ボックス型模型の実測により高反射塗料の効果を確認し、熱収支計算コードにより予測した効果と比較検討した結果について報告する。

研究の概要

(1) 実測概要および実測結果

実測模型はボックス型模型 3 体とし、一般塗料と高反射塗料を用いて模型の表面特性を変えている。実測模型の概要を図-1 に、実測結果を図-2 に示す。実測模型はフレキシブルボード製のため、熱容量が小さく、表面温度は日射量や気温の変化に敏感に反応した。no.1（一般塗料）と no.3（高反射塗料）の屋根面表面温度の差は最大で -5.3°C であった。

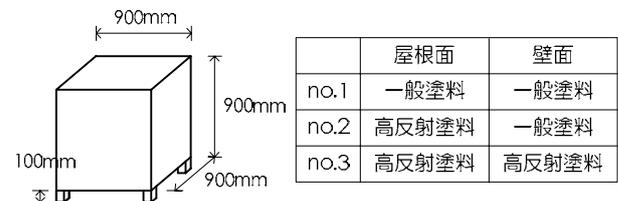


図-1 実測模型概要

(2) 熱収支計算概要

計算には、市販コード「サーモレンダー3Pro（エアアンドエー（株）」を使用した。計算対象は実測模型を再現したモデルとし、気象条件として実測値を用いた場合と東京管区気象台の観測値を用いた場合の2ケースで検討を行った。

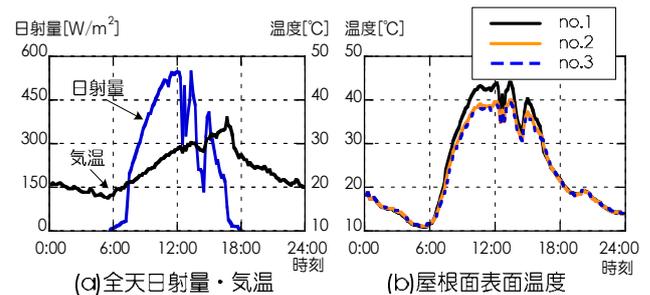


図-2 実測結果

研究の成果

no.1（一般塗料）の屋根面および南壁面の表面温度を図-3 に、no.1（一般塗料）と no.3（高反射塗料）の表面温度の差を表-1 に示す。気象条件に実測値を用いた場合、日射量の変化の少ない時間帯では実測値とよい対応を示し、no.1 と no.3 の表面温度の差が示す高反射塗料の効果の予測精度はおおむね良好であった。気象条件として風速の大きい東京管区気象台の観測値を用いた場合、表面温度は低めの予測となり、高反射塗料の効果は小さめに評価された。また、実測でみられた直達日射による表面温度の上昇を再現するには、直達日射量を適切に見積もる必要があり、今後検討が必要である。

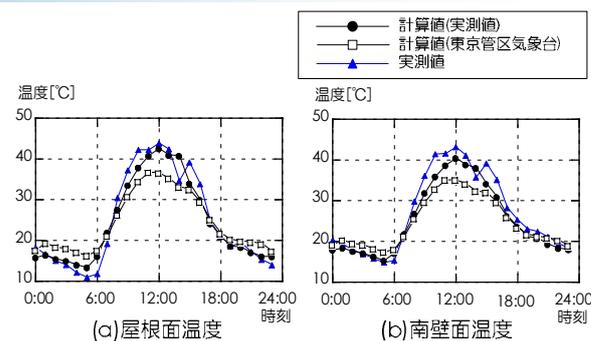


図-3 表面温度 (no.1)

表-1 no.1 と no.3 の表面温度の差 (高反射塗料の効果)

		屋根面(12時)	南壁面(12時)
計算値	実測値	-6.1°C	-3.8°C
	東京管区気象台	-4.0°C	-2.5°C
実測値		-4.9°C	-3.9°C

Study on Reproducibility of Effects of High Reflective Paint
using Heat Budget Analysis

MICHIKO SAKUTA HIROSHI NODA EIZI SAKAI

Key Words : High Reflective Paint, Surface Temperature, Actual Measurement, Heat Budget Analysis

「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価 ー厚板水中切断性能の把握と音による切断監視試験ー

丸山 信一郎 西尾 新一

キーワード：ふげん, 原子炉解体, アブレイシブウォータージェット (AWJ), 水中切断, 音

研究の目的

原子炉廃止措置研究開発センター（ふげん）（写真-1）の原子炉本体（図-1）解体検討にあたり、アブレイシブウォータージェット（AWJ）技術が、有力候補の一つとされている。そのため、開発した小型切断装置の適用性評価として、厚板水中切断性能の把握と音による切断監視（二次的な切断監視）試験を実施した。なお、本成果は、（独）日本原子力研究開発機構「ふげん」における原子炉解体工法検討のために実施した試験によるものである。



写真-1 原子炉廃止措置研究開発センター（ふげん）

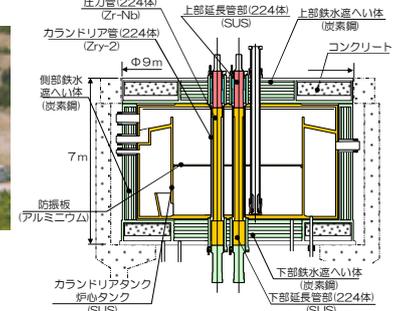


図-1 ふげん原子炉構造

研究の概要

開発した小型 AWJ 切断装置の適用性検討評価のため、以下の項目について試験を実施した。

- ① 切断性能評価：ステンレス鋼板 SUS304 $t=150$ mm などを用いた水中切断試験（写真-2）
- ② 二次的な切断監視技術評価：水中マイクロホンを用いた水中切断状況の音監視試験（写真-3）

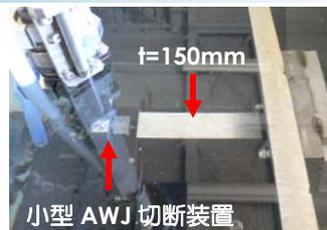


写真-2 ステンレス鋼板設置状況

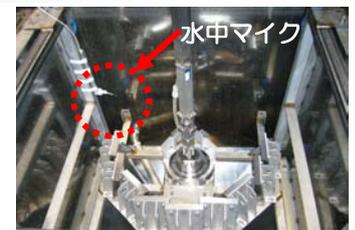


写真-3 水中マイク設置状況

研究の成果

本試験の成果について、以下にまとめる。

- ① ステンレス鋼板 SUS304 $t=150$ mm の切断（スタンドオフ距離 10mm）が、小型 AWJ により切断速度 4.8mm/min で、ワンパス切断が可能であった。
- ② ステンレス鋼板 SUS304 切断（スタンドオフ距離 10mm）での各切断速度における切断深さを明らかにし、切断深さと切断速度との関係予測を可能にした（図-2）。
- ③ 円管および厚板部材を水中切断した場合のジェット噴射やピアッシング（材料穴明け）などの切断工程における音の変化を捉えることができた。今後、この技術は切断状況把握に有効な手段となる可能性を示す（図-3）。

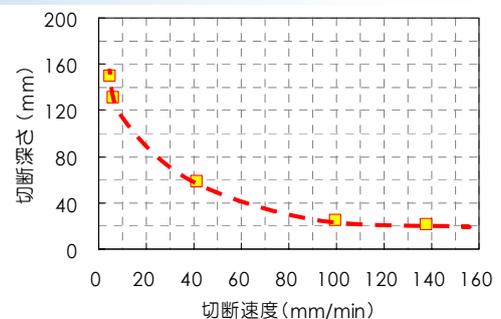


図-2 切断深さと切断速度との関係予測（SUS304）

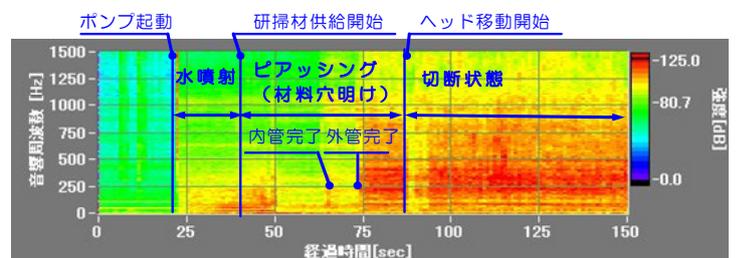


図-3 音の変化（二重管 SUS304 水中切断）

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of Fugen - Performance of Underwater-Cutting Thick Plate and Testing of Sound-Based Monitoring for Underwater-Cutting Process -

SHIN-ICHIRO MARUYAMA SHIN-ICHI NISHIO

Key Words : Fugen, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet(AWJ), Underwater-Cutting, Sound

地域暖房を導入する集合住宅群への分散型エネルギーシステムの導入効果に関するフィージビリティ・スタディ

西尾 新一

キーワード：分散型エネルギーシステム，地域暖房，集合住宅，省エネルギー

研究の目的

地域熱供給は、熱源設備を集約することで大型の高効率機器を利用でき、適切な運転・維持管理が可能になるため、エネルギー効率が高いという特徴がある。一方で、寒冷地において公営住宅などの集合住宅を中心に温熱供給のみを実施している地域暖房事業では、温熱負荷の平準化による恩恵が受けづらいこと、エリア内の負荷密度が低く熱源の集約効果が低いこと、供給開始から 30 年以上を経過し、老朽化が進行しているという共通の課題を有する。

研究の概要

特定の事業エリアにおける効果予測に際しては、本研究への協力が得られていた北海道の熱供給事業者（以下実モデル事業）から現状設備の仕様、事業内容についてのデータ提供を受けた。

実モデル事業における導入効果の試算では、現状のシステムを「ケース 1」、分散型エネルギーシステムを「ケース 2」と設定し、実負荷を用いたシステムシミュレーションにより、年間一次エネルギー消費量と CO₂ 排出量を推定した。

また、国内事業者全体への波及効果の試算では、北海道内において、集合住宅に温熱供給のみを行う

本研究では、国内に現存するこのような熱供給エリア（8 事業所）を対象とし、機器の更新により効率的なシステムを構築し、事業性を向上させる手段として「分散型エネルギーシステム（小型コージェネレーションシステムの分散配置）」を取り上げ、特定の事業エリアにおける「電力+温熱供給事業」への転換による効果予測結果を用い、国内全体への環境面、経済面に対する波及効果を定量化することを目的とする。

8 事業者を抽出し、総延床面積と実モデル事業者における試算結果から、国内への波及効果を推定した。

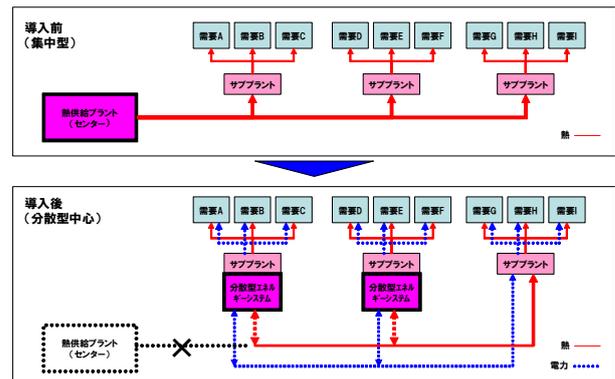


図-1 分散型エネルギーシステムの導入概念

研究の成果

実モデル事業の試算において、現況システムに対し分散型エネルギーシステムを導入することで、年間一次エネルギー消費量が約 13.7%、CO₂ 排出量が約 15.7%低減可能であることが分かった。

また、国内 8 事業者への波及効果としては、年間 371,913GJ の一次エネルギー削減効果と、22,284 トンの CO₂ 排出量削減効果が期待できることが分かった。また、熱供給事業から「電力+温熱供給事業」への転換により、年間売上高で 12 億円規模の新規事業が創出可能であることが分かった。

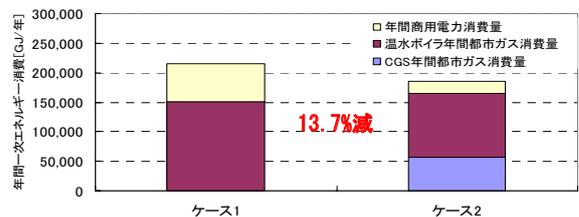


図-2 年間一次エネルギー消費量



図-3 年間 CO₂ 排出量

Feasibility Study on Energy Efficiency of the Decentralized Energy System in the District Heating Area for Residential Buildings

SHIN-ICHI NISHIO

Key Words: Decentralized Energy System, District Heating, Residential Building, Energy Conservation

論文・報告

低速度衝撃を受ける四辺支持 RC 版の耐衝撃性に及ぼす コンクリート強度の影響

Effects of Compressive Strength of Concrete on Impact Resistant Behavior of Simply Supported RC Slabs under Low-Velocity Impact Loading

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

本研究は低速度衝撃を受ける四辺支持 RC 版の耐衝撃性に及ぼすコンクリート強度の影響を実験的に検討したものである。実験に用いた RC 版の有効高さおよび鉄筋比は同様とし、コンクリートの圧縮強度を 11 MPa～51 MPa に変化させた。載荷方法は、同一の直径を有する重錘を一度だけ RC 版中央に自由落下させる単一衝撃載荷方式とした。実験の結果、① RC 版のコンクリート強度を増加させることで RC 版の動的耐力は増大するもののその効果には上限があること、②コンクリート強度の影響は 動的耐力よりも静的押抜きせん断耐力に顕著に出現すること、などが明らかとなった。

キーワード：低速度衝撃，RC 版，コンクリート強度，押抜きせん断耐力

In this paper, the effects of concrete strength on impact load-carrying capacity of the RC slabs under low-velocity impact loading are experimentally investigated. Here, the single impact-loading tests for RC slabs are conducted under keeping effective depth and rebar ratio of the slab, and diameter of the ram constant, in which the concrete compressive strength is varied from 11 MPa to 51 MPa. From this study, following results are obtained: (1) even though impact resistant capacity is affected by the concrete strength, these effects may be limited; and (2) the influence of concrete strength appears more remarkably in static punching shear capacity than in impact resistant capacity.

Key Words : Low-Velocity Impact, RC Slab, Compressive Strength of Concrete, Punching Shear Capacity

1. はじめに

近年の異常気象に伴い集中豪雨や竜巻および大型台風が発生し、国民の生命や財産が脅かされている。このような現状に鑑み、安全・安心な国土を形成するためには、より一層、社会資本整備を充実させる必要がある。現在まで、ロックシェッド（落石覆工：写真-1 参照）や砂防ダムなどに代表される耐衝撃構造物¹⁾が数多く建設され、安全・安心な国土形成に貢献してきた。しかし、昨今の異常気象による自然災害の頻発や施設の老朽化を考慮すると、自然災害によるリスクを軽減するためには施設の新設や経年劣化施設の維持管理、すなわち改築や補修・補強を含めた予防保全が極めて重要であると考えられる。

ロックシェッドの頂版などのような鉄筋コンクリート



写真-1 ロックシェッドの例

(RC) 製の面部材に小型・軽量の衝突体が高速で衝突すると、衝撃固有の破壊性状（貫入，貫通，裏面剥離など）を示すことが良く知られている。この現象は世界の多くの機関で検討され、すでに精度の高い設計式¹⁾も提示され、併せて補強方法^{2),3)}も提案されている。一方、

ロックシェッドで対象とする衝突体である落石は重量が重く、衝突速度は比較的低速である。そのため、破壊性状は小型・軽量の衝突体が高速で衝突する場合とは異なり、静的に局所荷重が面部材に作用した場合と同様の押抜きせん断型の破壊性状を示すことが明らかになっている。しかしながら、低速の衝撃を直接的に受ける面部材の耐衝撃設計法に関する検討例は著者らの例^{4),5)}を除いて少なく、未だ十分には確立されていないのが現状である。

著者らは既往の研究⁵⁾で、比較的低速（10 m/s 程度以下）の直接衝突を受ける RC 版に関する実験結果を取りまとめ、耐衝撃性に及ぼす影響因子や影響度合いを明らかにするとともに、RC 版の耐衝撃設計法を提案した。既往の研究での実験は、RC 版の有効高さ、下端鉄筋比および重錘の直径に着目して実施した。しかしながら、コンクリート強度は 20.2~37.4 MPa まで分布し、強度の影響が比較的顕著であることが明らかとなった。

本研究は、既往の研究でコンクリート強度の影響が比較的顕著であることが明らかとなったため、RC 版の有効高さや下端鉄筋比および重錘直径を同様とし、コンクリート強度の影響のみに着目して耐衝撃性を比較検討したものである。本実験でのコンクリート強度は、既往の実験での強度を下回る範囲および上回る範囲を包含するように 11.3 ~ 50.9 MPa までの 4 水準とした。衝撃実験は所定の高さから重錘を一度だけ落下させる単一衝撃載荷実験とし、各試験体で 4 種類の衝突速度を設定した。試験体数は、静的載荷実験用試験体 1 体を含めた 4 種類×5 体の全 20 体である。

2. 実験概要

(1) 試験体の種類、形状寸法および実験方法

表-1 に試験体の一覧を示す。試験体はコンクリートの圧縮強度（以後、単に強度と呼ぶ）が異なる 4 種類であり、試験体名は英文字 C に概略の強度 (MPa) を付して示している。表にはコンクリート強度、衝突速度、計算押抜きせん断耐力および静載荷実験の結果（実測押抜きせん断耐力）を併せて示している。計算押抜きせん断耐力はコンクリート標準示方書⁶⁾に準拠し、材料試験の結果を用いて $\gamma_b = 1.0$ として算出している。なお、鉄筋は SD345 であり、降伏強度は 390 MPa であった。ここで、C39 および C51 試験体の計算押抜きせん断耐力が同等になっているのは、コンクリート標準示方書⁶⁾ではコンクリート強度が 36 N/mm^2 以上の場合に押抜きせん断耐力の算定値が同等になるためである。

各試験体には質量が 300 kg、重錘先端直径が 90 mm

表-1 試験体の一覧

試験体名	コンクリート強度 (MPa)	衝突速度 V (m/s)	計算押抜きせん断耐力 V_{pcd} (kN)	実測押抜きせん断耐力 P_{us} (kN)
C11	11.3	3,3.5,4,4.5	174.6	212.9
C26	26.3	4,4.5,5,5.5	266.2	287.2
C39	39.0	5,5.5,7,6,6.3	311.7	415.1
C51	50.9	5,5.5,6,6.5	311.7	449.3

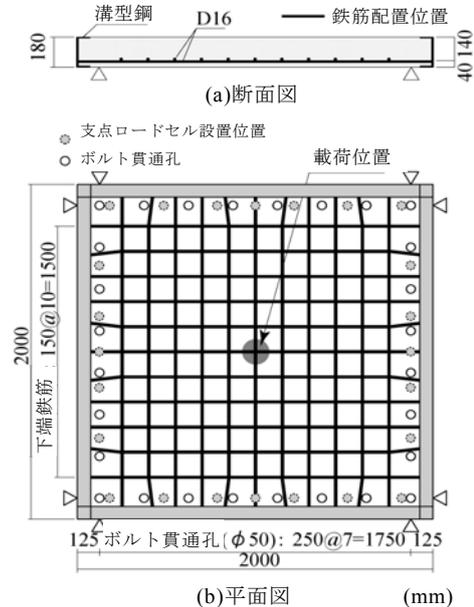


図-1 RC 版の形状寸法および配筋状況

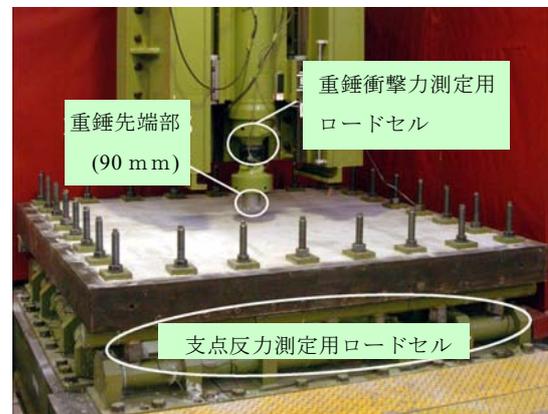


写真-2 実験状況

の鋼製重錘を所定の高さから一度だけ自由落下させる単一衝撃載荷方式で衝撃荷重を作用させた。また、既往の研究例^{4),5)}を参考に各々の試験体種類で衝突速度を 4 段階に変化させて衝撃載荷実験を行っている。なお、静載荷実験における載荷版の直径も 90mm とした。衝撃載荷実験における落下高さは、実験前に衝突速度の検定を行い、所定の衝突速度になるように設定している。試験体数は別途実施した静載荷実験（静的押抜きせん断実験）と併せて 4 種類×5 体の合計 20 体である。

図-1 に試験体の形状寸法および配筋状況を示す。試

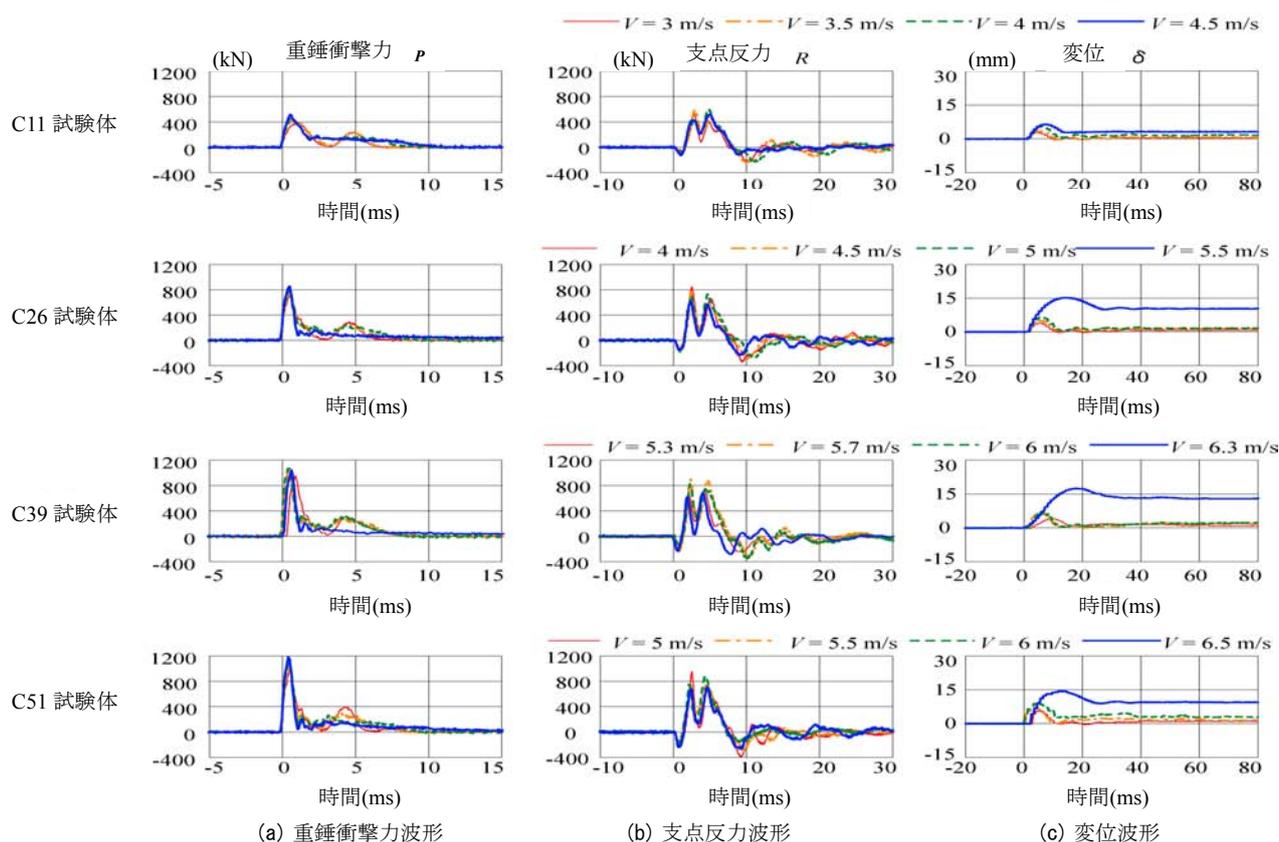


図-2 重錘衝撃力、支点反力および変位波形

験体の寸法はすべて $2,000 \times 2,000 \times 180 \text{ mm}$ であり、有効高さ 140 mm 、芯かぶり 40 mm の位置に下端鉄筋を配置している。下端鉄筋には $D16$ を使い、版中央部から 150 mm 間隔で格子状に配筋し、四辺に設置した溝型鋼に溶接して定着を確保している。写真-2 に重錘落下衝撃実験の状況を示す。試験体の支持条件は荷重方法（静荷重、衝撃荷重）に関わらず純スパン長 $1,750 \text{ mm}$ の四辺支持としている。なお、支点となる四辺および隅角部で RC 版の浮き上がりをボルトで拘束しているが、支点治具全体は回転を許容する構造となっている。

(2) 測定項目と測定機器

測定項目は荷重荷重 P （以後、静荷重実験では静荷重、重錘落下衝撃実験では重錘衝撃力と呼ぶ）、合支点反力 R （四辺の支点反力の合計、以後単に支点反力と呼ぶ）、荷重点変位 δ （以後、単に変位と呼ぶ）の各応答波形である。

ここで、支点反力は合計 24 個のロードセルから得られた波形を合算したものである。なお、各ロードセルの波形は荷重点とロードセルの位置関係に依存するため必ずしも同様とはならないものの、荷重点に関して対称な位置に設置されたロードセルの波形はほぼ同様であることを確認している。

静荷重の測定には容量 500 kN の静荷重測定用ロードセルを用い、重錘衝撃力の測定には容量が $1,470 \text{ kN}$ 、応答周波数が $\text{DC} \sim 4.0 \text{ kHz}$ のロードセルを用いた。支点反力の測定には容量が 980 kN 、応答周波数が $\text{DC} \sim 2.4 \text{ kHz}$ のロードセルを 24 個用いている。なお、支点反力測定用のロードセルは、写真-2 に示すように支点治具に内蔵されている。変位は容量 500 mm 、応答周波数が 915 Hz の非接触型レーザ式変位計を用いて版下面中央点を測定した。本実験ではコンクリート片の剥落、飛散が主として RC 版裏面に形成される円形状ひび割れ周辺で生じることから、版中央点のみに限定して変位計測を行った。その結果、すべての試験体、衝突速度において変位は良好に計測された。

重錘落下衝撃実験では各応答波形を広帯域用データレコーダで一括収録し、メモリレコーダを用いて最大 200 ms まで 0.1 ms/word で AD 変換している。実験終了後には RC 版裏面のひび割れをトレースし、ひび割れ図を作成した。

3. 実験結果および考察

(1) 各種応答波形

図-2 に各試験体の重錘衝撃力 P 、支点反力 R および

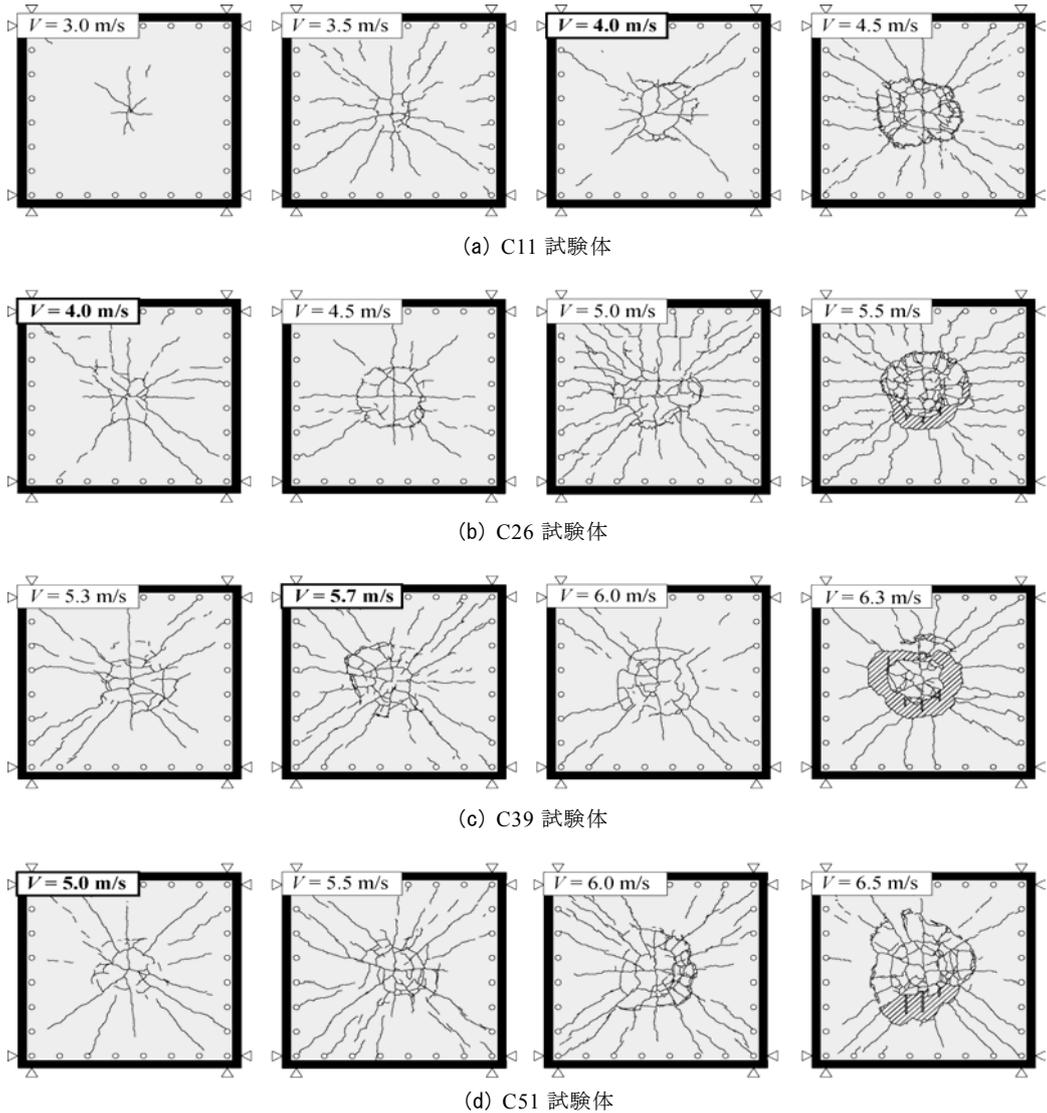


図-3 衝撃実験終了後におけるRC版裏面のひび割れ性状

変位 δ に関する応答波形を試験体ごとに示す。なお、時間軸は重錘衝撃力が励起した時刻を 0 ms として整理している。図-2(a)より、重錘衝撃力 P の波形は、いずれの試験体も衝突初期に卓越する振幅が大きく周期の短い第 1 波と、その後の振幅が小さく周期の長い第 2 波で構成されていることが分かる。また、いずれの試験体も衝突速度の増加に伴って第 2 波目が消失する傾向にある。これは、衝突速度の増加に伴い RC 版の塑性化が進行するためと考えられる。なお、重錘衝撃力はコンクリート強度の増加に対応して増大する傾向にあるものの C39 および C51 試験体の重錘衝撃力は同等程度である。

図-2(b)より、支点反力 R の波形は、いずれの試験体および衝突速度においても衝突初期に卓越する周期が 10 ms 程度の正弦半波状の波形および後続する減衰波と周期が 3 ms 程度の高周波成分が合成された性状を示していることが分かる。支点反力はコンクリート強度の増加に対応して増大する傾向にあるものの、重錘衝撃力と

同様に C39 および C51 試験体の支点反力は同等程度である。

図-2(c)に変位の応答波形を示す。変位 δ の波形は各試験体ともに衝突速度が最大の場合を除いて正弦半波状を示し、残留変位は 0mm～数 mm 程度と小さいことが分かる。一方、最終の衝突速度では変位が大きく残留し、C11 試験体を除いて 10mm 程度以上を示している。特に、C39 試験体では最大応答変位がほぼ残留し、残留変位は 15 mm 程度と大きくなっている。

(2) ひび割れ性状

図-3 に衝撃載荷実験終了後における RC 版裏面のひび割れ性状を示す。図より、いずれの試験体も衝突速度 V の増加に伴って放射状のひび割れが増加するか、または、版中央部に押抜きせん断面の形成に起因する円形状のひび割れが明瞭に生じていることが分かる。最終衝突速度では、各試験体ともに著しい押抜きせん断破壊に至り、

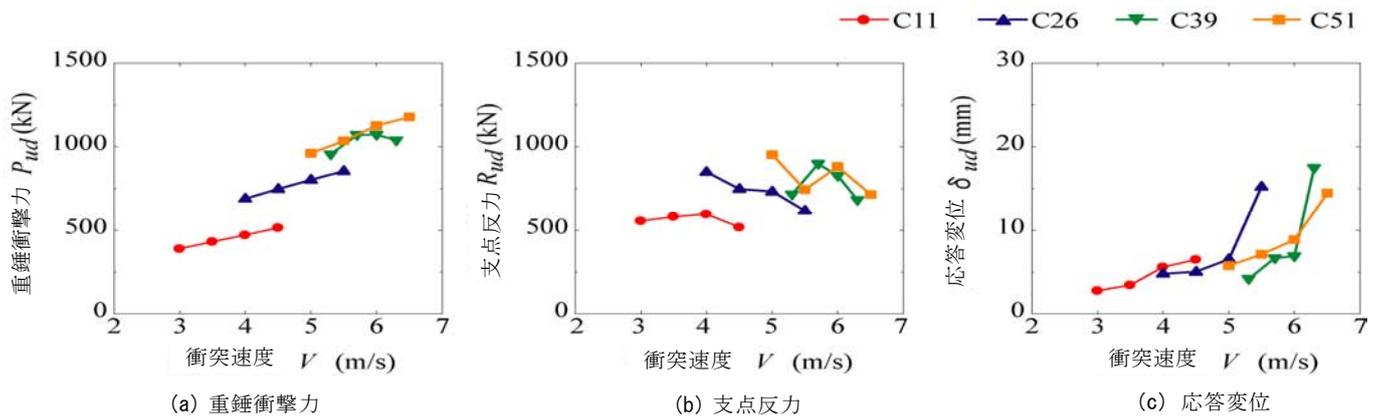


図-4 衝突速度と重錘衝撃力，支点反力および応答変位の関係

C11 試験体を除いた試験体の下縁かぶりコンクリートが円形状ひび割れに沿って大きく剥落していることが分かる。

各試験体において，衝突速度 V が同程度の場合には，コンクリート強度が高い試験体ほど放射状や円形状のひび割れが軽微となり，より健全であることがうかがわれる。また，C39 および C51 試験体の衝突速度とひび割れ性状の関係には大きな差異は認められない。この傾向は，後述する各種応答値と衝突速度との関係に良く対応している。

一方，各試験体で最大支点反力を示した衝突速度を図中に太字で示した。最大支点反力を示した衝突速度における RC 版裏面のひび割れ性状は，いずれの試験体でも大略同様である。この傾向は，既往の研究⁵⁾での最大支点反力時におけるひび割れ性状が試験体によって大きく異なったことと対照的である。すなわち，版の有効高さや鉄筋比および重錘直径が RC 版の最大支点反力時におけるひび割れ性状に及ぼす影響はコンクリート強度の影響よりも顕著であるものと考えられる。

(3) 各種応答値

図-4 に各試験体の衝突速度 V とその衝突速度における各種最大応答値，(a) 重錘衝撃力 P_{ud} ，(b) 支点反力 R_{ud} および (c) 応答変位 δ_{ud} の関係を示す。図-4(a) より，重錘衝撃力 P_{ud} は C39 試験体の衝突速度が大きい場合を除いて，いずれの試験体も衝突速度 V の増加に伴ってほぼ線形に増大していることが分かる。なお，重錘衝撃力 P_{ud} はコンクリート強度が大きいほど大きくなる傾向にあるものの，C39 および C51 試験体の重錘衝撃力は最終の衝突速度を除いて大略同程度である。

図-4(b) より，各試験体の支点反力 R_{ud} は既往の研究^{4,5)}と同様に，ある衝突速度でピークを示した後，衝突速度（入力エネルギー）を増加させても同等か低下する傾向にあることが分かる。なお，支点反力 R_{ud} もコンクリート強度の増加に対応して増大する傾向にあるものの，

衝突速度が小さい場合を除いて C39 および C51 試験体における支点反力の差異は顕著ではない。

このように，重錘衝撃力や支点反力の大きさにコンクリート強度は大きな影響を及ぼすものの，C39 および C51 試験体で P_{ud} や R_{ud} が同等程度を示していることから，コンクリート強度が重錘衝撃力や支点反力に及ぼす影響には上限があるものと考えられる。なお，重錘衝撃力と支点反力の大きさを比較すると，コンクリート強度が高い C39 および C51 試験体では全般的に重錘衝撃力のほうが支点反力よりも大きい傾向にあるものの，C11 および C26 試験体では大略同程度である。

図-4(c) より，各試験体の応答変位 δ_{ud} は衝突速度 V の増加に対応して増大し，C11 試験体を除いて最終の衝突速度で急激に増大していることが分かる。これは，最終の衝突速度において RC 版に押抜きせん断面が明瞭に形成されるとともにひび割れが一気に開口したためと考えられる。なお，応答変位 δ_{ud} が急増する衝突速度は，コンクリート強度が高いほど大きくなる傾向にあるが，C39 と C51 試験体では大差がない。以上から，応答変位の性状にもコンクリート強度の影響が認められるものの，重錘衝撃力や支点反力と同様にコンクリート強度が応答変位に与える影響にも上限があるものと考えられる。

(4) 耐力および最大応答値

表-2 に各試験体の動的耐力と静的押抜きせん断耐力を一覧にして示した。また，参考のため図-5 に静荷重実験における静荷重と版中央変位の関係を示した。表中の終局速度とは，各試験体が最大支点反力を示した衝突速度である。なお，本研究においても既往の研究^{4,5)}と同様に最大支点反力を RC 版の動的耐力と定義した。

これは，図-3 のひび割れ性状からも明らかのように，最大支点反力が生じた衝突速度以上の場合には押抜きせん断破壊が顕在化し，RC 版裏面に形成される円形状ひび割れ周辺のコンクリートが剥落して第三者被害を及ぼ

表-2 各試験体の動的，静的押抜きせん断耐力

試験体名	終局速度 V (m/s)	動的せん断耐力 R_{ud} (kN)	動的せん断耐力比	静的せん断耐力 P_{ud} (kN)	静的せん断耐力比
C11	4.0	597.3	1.00	212.9	1.00
C26	4.0	849.7	1.42	287.2	1.35
C39	5.7	898.6	1.50	415.1	1.95
C51	5.0	952.6	1.59	449.3	2.11

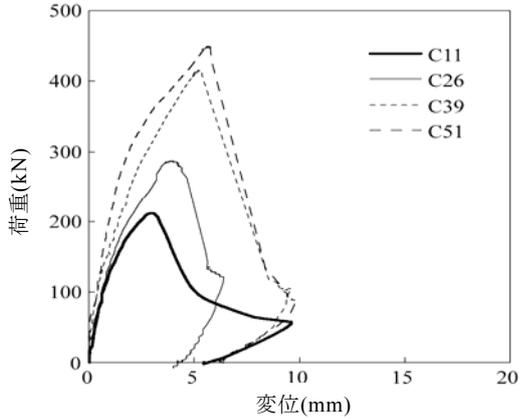


図-5 静载荷実験結果

す危険性があり，安全性の観点から最大支点反力発生時を RC 版部材の終局限界状態と定義したことによる。また，図-4 に示すように重錘衝撃力は衝突速度の増加に対応して増大する傾向を示し，耐力を評価するための指標とすることは困難である。これに対して，支点反力はある衝突速度で最大値を示すことより，動的耐力を評価する指標として利用可能であると考えられるためである。なお，表中の動的せん断耐力比および静的せん断耐力比は，C11 試験体の結果を基準とした値である。

図-6 にコンクリート強度と動的，静的せん断耐力比の関係を示す。図より，静的せん断耐力比はコンクリート強度の増加に対応して大きく増大する一方，動的せん断耐力比の増加傾向は，静的せん断耐力比に比べて顕著ではないことが分かる。また，C51 試験体の C39 試験体からの増分はいずれの耐力比でも小さい。

以上より，コンクリート強度が RC 版のせん断耐力に及ぼす影響は，衝撃载荷よりも静载荷のほうで顕著であり，C39 と C51 試験体の両せん断耐力比の差異は小さく，コンクリート強度が動的，静的せん断耐力に及ぼす影響には上限があるものと考えられる。なお，コンクリート強度の影響が衝撃载荷で顕著でなかった理由として，衝撃载荷における動的せん断耐力（最大支点反力）が衝突速度の影響を受ける物理量であることが考えられる。すなわち，コンクリート強度が増加することで最大衝突速度も増加し，押抜きせん断破壊モードに加えて高速度衝突固有の破壊モードである貫入などの局所破壊モード

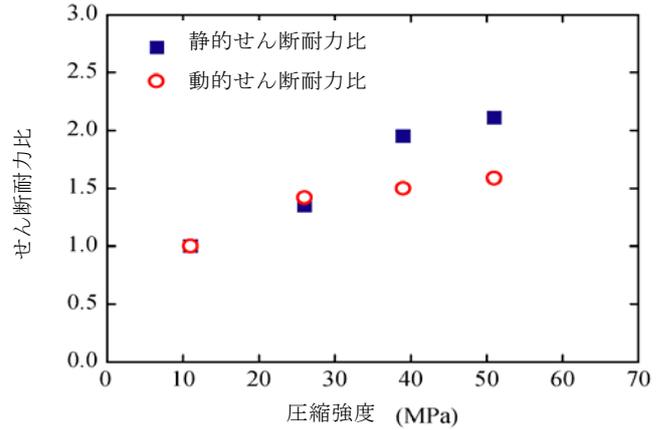


図-6 コンクリート強度とせん断耐力比の関係

が混在するようになったことが影響したものと推察される。

表-3 に各試験体の耐力および動的応答倍率の一覧を示す。終局速度とは表-2 と同様に，最大支点反力を示した衝突速度であり，最大重錘衝撃力は終局速度における重錘衝撃力とした。また，実測動的応答倍率は最大支点反力を実測の静的押抜きせん断耐力で除した値であり，計算動的応答倍率は最大支点反力を計算静的押抜きせん断耐力で除した値である。また，実測動的応答倍率は RC 版の曲げ剛性に影響される⁵⁾ことから，RC 版の曲げ剛性も併せて示した。

表-3 より，実測動的応答倍率は大略 2.0 ～ 3.0 程度であることが分かる。実測動的応答倍率はコンクリート強度の高い C39，C51 試験体で小さく，ほぼ 2 程度である。一方，C11，C26 試験体では 3 程度を示している。計算動的応答倍率は，実測動的応答倍率と異なり全般的に 3 程度以上と大きく，実測動的応答倍率が小さな C39，C51 試験体でも 3 程度を示している。これらの差異は，C39，C51 試験体の実測押抜きせん断耐力が計算押抜きせん断耐力を大幅に上回ったことに起因する。すなわち，計算押抜きせん断耐力は，コンクリート強度が 36N/mm^2 以上で一定値となるなど，実測のせん断耐力を過小に評価しているためである。

なお，既往の研究⁵⁾では動的応答倍率を 2 とした安全側の設計式を提案している。実測動的応答倍率はコンクリート強度が比較的高い場合でも 2 以上を示し，計算動的応答倍率は 3 程度を示していることから，既提案のように動的応答倍率を 2 と設定することで，コンクリート強度が比較的高い場合も適切な安全余裕度を保持した状態で動的耐力を算定評価可能であるものと判断される。

次に RC 版の単位幅 (1 m) 当たりの曲げ剛性と実測動的応答倍率の関係に着目する。曲げ剛性は鉄筋をコンクリートに換算して考慮した。換算は鉄筋とコンクリー

表-3 各試験体の耐力および動的応答倍率

試験体名	終局速度 V (m/s)	最大支点反力 R_{ud} (kN)(i)	最大重錘衝撃力 P_{ud} (kN)	計算押抜きせん断耐力 V_{pcd} (kN)(ii)	実測押抜きせん断耐力 P_{us} (kN)(iii)	実測動的応答倍率 (i)/(iii)	計算動的応答倍率 (i)/(ii)	曲げ剛性 (MNm)
C11	4.0	597.3	471.6	174.6	212.9	2.81	3.42	2.78
C26	4.0	849.7	690.6	266.2	287.2	2.96	3.19	3.16
C39	5.7	898.6	1070.5	311.7	415.1	2.16	2.88	3.92
C51	5.0	952.6	960.8	311.7	449.3	2.12	3.06	4.18

トの弾性係数比を 7 として行い、引張側を無視して算定している。表-3 より、実測動的応答倍率と曲げ剛性の関係には相関が認められる。すなわち、RC 版の曲げ剛性が小さい場合には実測動的応答倍率が大きくなる傾向にある。これは、RC 版の曲げ剛性が小さいことで曲げ変形のモードが卓越するためと考えられ、コンクリート強度が大きい RC 版の場合には曲げ剛性が大きくなるため、実測動的応答倍率は小さくなるものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、比較的低速度 (10m/s 程度以下) の重錘落下直接衝突を受ける RC 版のコンクリート強度が耐衝撃性に及ぼす影響を実験的に検討した。実験は RC 版の有効高さ、鉄筋比および重錘直径と質量 (300kg) を同一とし、コンクリートの圧縮強度を 11.3~50.9 MPa まで 4 段階に変化させた RC 版を用いて行った。各試験体の衝撃荷重載荷は 4 段階の衝突速度を設定して単一衝撃載荷方式で行った。用いた試験体は静載荷実験を含めて 4 種類、全 20 体である。本研究の範囲内で明らかになった結果を整理すると以下のとおりである。

- ① 同程度の衝突速度ではコンクリート強度の高い RC 版ほど版裏面の損傷が軽微となる。ただし、C39 (コンクリート強度が 39MPa) と C51 (同 51MPa) 試験体では大差がない。また、最大支点反力が生じた衝突速度における RC 版裏面のひび割れ性状は、コンクリート強度の影響をほとんど受けずほぼ同様である。
- ② コンクリート強度は重錘衝撃力や支点反力に大きな影響を与えるものの、C39 と C51 試験体の差異は顕著ではない。これより、コンクリート強度が重錘衝撃力や支点反力の大きさに及ぼす影響には上限があるものと考えられる。
- ③ コンクリート強度が C11 試験体を基準としたせん断耐力比に及ぼす影響は、衝撃載荷よりも静載荷のほうが顕著である。しかしながら、両載荷ともに C39 と C51 試験体の差異は小さく、コンクリート

強度が動的、静的せん断耐力に及ぼす影響には上限があるものと考えられる。

- ④ 実測動的応答倍率と曲げ剛性の関係には相関が認められる。すなわち、コンクリート強度が高い RC 版は曲げ剛性が大きく、動的応答倍率が小さくなる傾向にある。
- ⑤ コンクリート強度が比較的高い場合の実測動的応答倍率は 2 程度を示すものの、計算動的応答倍率は 3 程度であることから、既提案の動的応答倍率を 2 と設定することで、コンクリート強度が比較的高い場合においても適当な安全余裕度を有して動的耐力を算定評価可能である。

謝辞: 本研究を行うに当たり、室蘭工業大学大学院の岸徳光教授および栗橋祐介講師ならびに構造力学研究室の皆様にご多大なるご支援をいただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：構造工学シリーズ 6，構造物の衝撃挙動と設計法，1993
- 2) 大沼博志，伊藤千浩，白井孝治：飛来物の衝突に対する鉄筋コンクリート構造物の耐衝撃補強工法，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.1579-1584，1999
- 3) 森川博司，河西良幸，坪田張二，内田 孝，大野友則，木暮幹太：飛来物の高速衝突を受ける鋼製ライナー付き鉄筋コンクリート版の耐衝撃性に関する実験と解析，日本建築学会構造系論文集，第 477 号，pp.107-114，1995
- 4) 岸 徳光，三上 浩，栗橋祐介：矩形 RC 版の衝撃耐荷挙動に及ぼす重錘直径の影響，構造工学論文集，Vol.54A，pp.1034-1043，2008
- 5) 岸 徳光，三上 浩，栗橋祐介：低速度衝撃を受ける四辺単純支持 RC 版の耐衝撃設計法に関する一提案，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1327-1336，2009
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，2007 年制定

持続荷重を受けるアラミド繊維シートを緊張接着した PC 梁の長期耐荷性状

Long-Term Loading Performance of Externally Bonded PC Beams with Pre-Tensioned Aramid Fiber Sheet by Sustained Loading Test

三加 崇 TAKASHI SANGA

浅井 洋 HIROSHI ASAI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

本研究では、緊張接着工法で補強した部材の長期耐荷性状を明らかにすることを目的に、PC 梁下面にアラミド繊維シートを緊張接着した試験体を用いて持続荷重載荷試験を実施した。持続荷重を載荷して 2 年間 PC 梁の性状を測定した結果、緊張力を与えない試験体ではひび割れの進展が認められたのに対して、緊張力を与えた試験体にはひび割れの発生、鉄筋ひずみの増加、たわみの著しい増加は認められず、緊張力が長期にわたり安定して導入されることを明らかにした。

キーワード：アラミド繊維シート，緊張接着，持続荷重載荷試験

Prestressing of externally bonded aramid fiber sheet for strengthening of existing concrete structure is effective method to utilize the material properties of aramid fiber. In this paper, the long-term performances of prestressed concrete (PC) beams which are externally bonded with prestressed aramid fiber sheets are discussed. The PC beams were subjected to sustained loading for two years and the specimen with prestressed aramid fiber sheets did not showed any crack occurrence, increase of strain of reinforcement and increase of deflection. The test results demonstrated that prestressing force introduced in aramid sheets kept working for long term application.

Key Words: Aramid Fiber Sheet, Pre-Tensioned Adhesion, Sustained Loading Test

1. はじめに

コンクリート構造物の補強を目的として使用される連続繊維シート接着工法は、活荷重や地震による荷重などの補強後に作用する荷重に対して効果を発揮し、耐力やじん性を向上させる工法である。しかしながら、自重などのすでに作用している荷重に対してはほとんど寄与しないため、現在生じているひび割れ幅の低減や鉄筋応力の低減は期待できない。これに対する補強方法として、構造物にプレストレスを導入し、現有荷重に対しても補強効果を期待する緊張接着工法が考えられる。そこで、梁や床版の下面にアラミド繊維シートを緊張接着し、ひび割れ幅の低減や鉄筋応力の低減、曲げ耐力の向上を目的とした工法の開発を行ってきた。静的な荷重を受ける RC 部材や PC 部材に対しては、緊張接着工法の補強効果について、これまで種々の実験によって明らかにしてい

る¹⁾。

本稿では、アラミド繊維シートを緊張接着した PC 梁が持続荷重に対して安定した耐荷性状を有することを確認する。

2. 試験概要

アラミド繊維シートを緊張して接着した PC 梁試験体に、錘を積載して持続荷重を与えた試験（以下、持続荷重載荷試験）を実施した。持続荷重中の梁のひび割れの進展や増加などを観察し補強効果の持続性を確認する。

(1) 試験体

PC 梁の形状は図-1 に示すように、全長 3,650mm、幅 400mm、高さ 300mm である。梁に使用した鉄筋は SD345 であり、主鉄筋に D13、帯鉄筋に D16 を使用した。

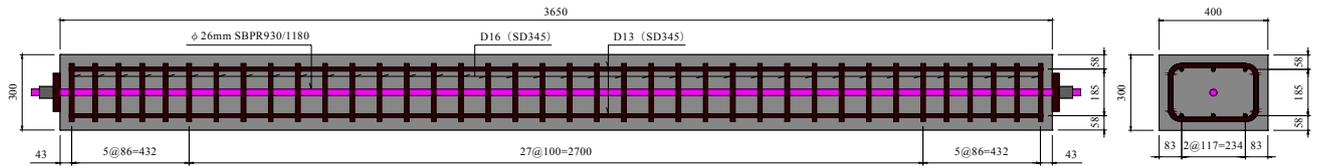
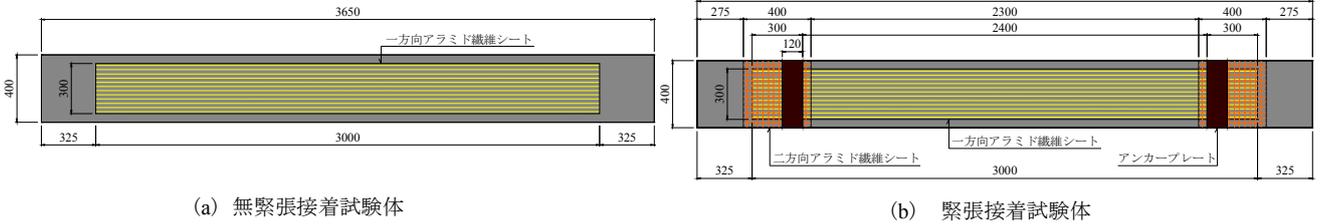


図-1 PC 梁寸法



(a) 無緊張接着試験体

(b) 緊張接着試験体

図-2 アラミド繊維シート補強範囲

表-1 鋼材の材料特性

材料	材質	降伏強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
鉄筋	SD345	403.3	191.0
PC鋼棒	SBPR930/1180	1102	201.9

表-2 コンクリートの材料特性 (材齢 28 日)

圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比
42.7	27.3	0.202

表-3 連続繊維シートの材料特性

	一方向アラミド繊維シート	二方向アラミド繊維シート (定着部補強用)
目付量 g/m ²	830	650
保証耐力 kN/m	1176	392/392
設計厚 mm	0.572	0.193/0.193
引張強度 N/mm ²	2060	2060/2060
ヤング係数 kN/mm ²	118	118/118

PC 鋼棒 φ26mm を図心に 1 本配置し、229kN (0.4Pu) の緊張力を導入した。鉄筋と PC 鋼材の材料特性を表-1 に示す。PC 梁と同一養生を行ったコンクリートの材齢 28 日における材料特性を表-2 に示す。

曲げ補強に用いるアラミド繊維シートは、幅 300mm の一方向アラミド繊維シートで保証耐力は 353kN である。アラミド繊維シートによる補強は、下縁に生じる引張応力に対するものであり、図-2 に示す PC 梁の下面、幅 300mm、長さ 3,000mm の範囲にエポキシ樹脂で接着している。緊張したアラミド繊維シートは両端 300mm で定着されている。定着部分ではアラミド繊維シートからコンクリートに荷重が伝達されるため、二方向アラミド繊維シートでこの範囲のコンクリートを補強している²⁾。さらに、緊張力がこの範囲で均等に伝達するように定着範囲の接着にはヤング係数の小さいウレタンエポキシ系樹脂を使用している。補強に使用したアラミド繊維シートの材料特性を表-3 に示す。

(2) 試験体の種類

試験体の種類を表-4 に示す。持続荷重載荷試験は、補強を行わない試験体 1 体とアラミド繊維シートの緊張力を変えた試験体 3 体の合計 4 体で行った。case1 は、補強を行わない試験体である。case2 は、アラミド繊維シートに緊張力を与えずエポキシ系の樹脂で接着した試験体である。case3 および case4 は、アラミド繊維シートに保証

表-4 試験体の種類

試験体	補強方法
case1	無補強
case2	緊張を行わないアラミド繊維シートの接着
case3	保証耐力の25%で緊張したアラミド繊維シートの接着
case4	保証耐力の50%で緊張したアラミド繊維シートの接着

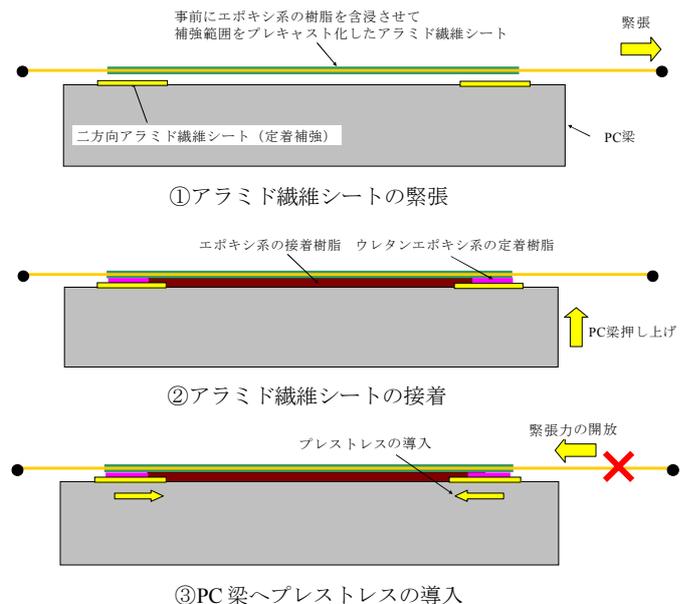


図-3 施工手順

耐力の 25% (88kN), 50% (177kN) の緊張力を与えて接着した試験体である。

(3) 施工方法

PC 梁は製作から約 1 年間の養生を行い、アラミド繊維シートによる接着を行った。本来であれば、PC 梁の下方からアラミド繊維シートを接着するが、緊張装置の都合により、緊張したアラミド繊維シートに PC 梁を下方から押し上げて接着した。載荷の際には、試験体の上下を反転し、アラミド繊維シートによる補強面を下面にして試験を行った。case2 はアラミド繊維シート接着面を研磨し、プライマーを塗布した後に、緊張しないアラミド繊維シートをエポキシ系の樹脂を含浸させて接着した。case3 および case4 の緊張力を与えた試験体の施工方法を図-3 に示す。アラミド繊維シート接着面を研磨し、プライマーを塗布した。接着面に凹凸がある場合には、パテにより不陸修正を行うが、試験体では不陸修正が必要な凹凸がなかったため、パテの塗布は行っていない。プレストレスを導入すると PC 梁の定着部には、アラミド繊維シートからコンクリートに荷重が伝達される。伝達範囲が短いとコンクリートに過大な引張力が働きプレキャスト化し、アラミド繊維シートの端部がコンクリートともに引き剥がされる場合がある。そこで、定着部に生じる引張力を緩和させるため、定着範囲の接着にはエポキシ樹脂より低弾性なウレタンエポキシ系の樹脂を使用して応力を緩和している。アラミド繊維シートは、緊張のために接着範囲より長く成形し、両端部をループ状に折り返して緊張装置を取付ける部位を形成する。シートの端部は、接着時の定着部まで折り返してエポキシ樹脂で接着する。また、アラミド繊維シートは補強範囲のみを事前にエポキシ系の樹脂で含浸させて、部分的にプレキャスト化した緊張材（以下、アラミド繊維シート緊張材）に成形した。すなわち、アラミド繊維シート緊張材は、補強範囲が事前樹脂含浸したプレキャスト FRP であり、緊張装置が取り付く両端のループ部分は未含浸のアラミド繊維シートである。アラミド繊維シート緊張材のループ部分に緊張装置の引張治具を挿入し、シート幅方向に均等に力が作用するように緊張する。緊張装置は反力フレームに固定され、アラミド繊維シート緊張材に所定の緊張力を与える。緊張装置に取り付けたロードセルにより緊張力を測定した。アラミド繊維シート緊張材と PC 梁の接着面にエポキシ樹脂を、定着面にウレタンエポキシ系樹脂を塗布し、PC 梁を押し上げて上面に接着した。接着後は、7 日間の養生を行った後に、緊張装置を開放して PC 梁にプレストレスを導入した。また、試験中に定着区間の剥離を抑制するためにアンカープレートをアラ

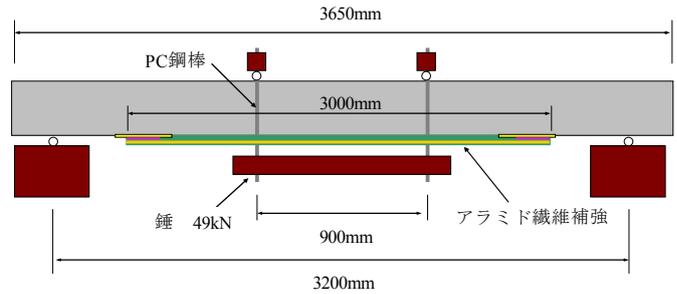


図-4 持続荷重載荷方法



写真-1 載荷状況



写真-2 養生状況

ミド繊維シートの上から PC 梁に固定した。

PC 梁の補強後は、約 2 ヶ月の養生を行った後に持続荷重載荷試験を実施した。

(4) 試験方法

図-4 に持続荷重載荷試験の載荷方法を示す。支間長は 3,200mm である。持続する荷重は 49kN の錘による 2 点載荷とし、載荷点間距離を 900mm とした。

試験体の計算結果による高さ方向の応力状態を図-5 に示す。case1 および case2 では下縁の応力が引張になり、ひび割れが発生する状態である。case3 は、下縁でほぼ 0 N/mm², case4 は全圧縮状態である。

持続荷重載荷試験は case2 および case3 の試験体に持続荷重を載荷し、1 ヶ月後に case1 および case4 の試験体に

持続荷重を載荷した。また、試験場所は直射日光による影響を除くために、試験場所の周りをシートで覆い養生を行った。載荷試験中は、試験体支間中央の変位、PC梁上縁および下縁の鉄筋ひずみを測定した。計測位置を図-6に示す。

3. 試験結果

(1) 導入緊張力

アラミド繊維シート緊張材の緊張から PC 梁にプレストレスを導入するまでの緊張力の変化を図-7 に示す。緊張時の張力は、case3 で 101kN (保証耐力の 29%)、case4 で 194kN(保証耐力の 55%)である。接着して 7 日間の養生後におけるアラミド繊維シート緊張材の緊張力は、case3 で 87kN (保証耐力の 25%)、case4 で 160kN (保証耐力の 45%) であった。緊張後 7 日間におけるアラミド繊維シート緊張材のリラクゼーションと緊張装置の影響によって case3 で 86%、case4 で 82%に応力が緩和した。緊張力の推移は、気温の変化による影響と思われるわずかな張力変化が認められるが、初期に緩和が進行した後は安定した張力変化を示している。

図-8 にアラミド繊維シート緊張材の緊張時の張力と PC 梁のプレストレス導入時の張力の関係を示す。図にはこれまでに実施されてきた研究²⁾および今回の試験結果の値を示している。アラミド繊維シート緊張材の緊張時の緊張力と養生 7 日後の緊張力との関係にはほぼ直線関係が得られ、式(1)で表すことができ、導入時の張力は緊張時の張力の約 80%である。

$$T_0 = 0.808T_i \quad (1)$$

T_0 : 導入時の緊張力
 T_i : 緊張時の緊張力

(2) 梁の挙動

a) ひび割れおよびシート剥離状況

載荷開始から 702 日経過したひび割れの発生状況およびアラミド繊維シートの剥離状況を図-9 に示す。持続荷重載荷した試験初期におけるコンクリート側面のひび割れは、case1 でひび割れ本数が 6 本であり、曲げモーメントが一定区間である載荷点間での下縁からのひび割れ高さは平均で 35mm である。中立軸の計算値は 30mm であり、ほぼ一致している。case2 で持続荷重載荷時にひび割れはせん断スパン内に 1 本のみであり、ひび割れの高さは下縁から 82mm であった。case3 では、載荷点の片側でひび割れが発生している。case2 および case3 では持続荷

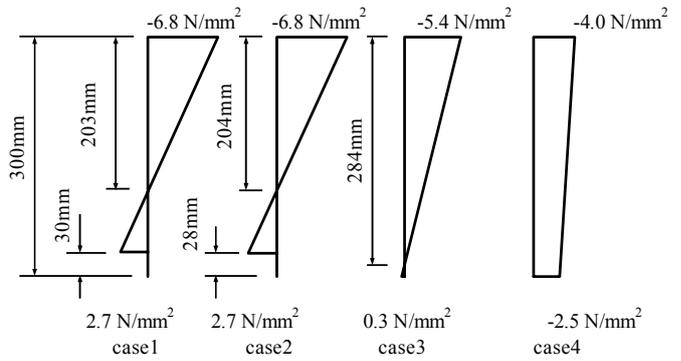


図-5 持続荷重載荷直後の中央断面のコンクリート応力分布 (計算値)

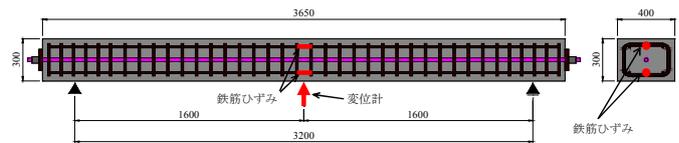


図-6 計測位置図

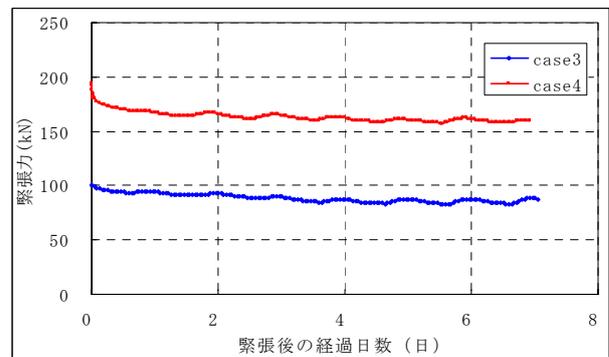


図-7 緊張後の張力変化

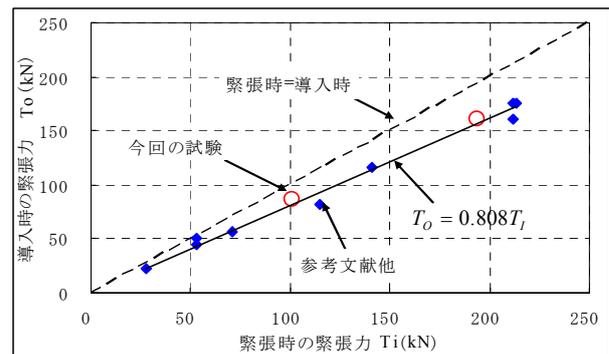


図-8 緊張時と導入時の張力の関係 (養生 7 日間)

重の錘を積載した際に偏心したことが原因であると考えられる。case4 ではひび割れの発生は確認できなかった。いずれの試験体においても載荷によるアラミド繊維シートの剥離は観察されなかった。

702 日後におけるコンクリート側面のひび割れは、case1 でひび割れ本数が 12 本に増加し、下縁からのひび

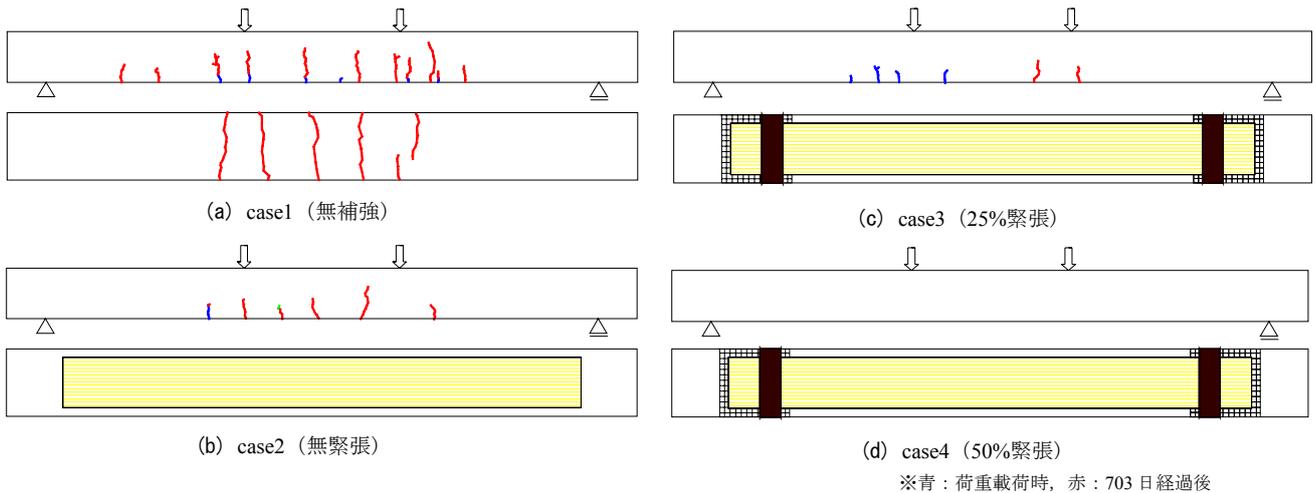


図-9 ひび割れ状況

割れ高さも平均で 180mm に進展している。case2 では、ひび割れ本数が 6 本に増加し、ひび割れ高さは平均で 125mm である。無補強の case1 と比較すると、case2 の無緊張でアラミド繊維シートを接着することでひび割れの進展を抑制することが確認された。case3 では、持続荷重載荷時直後に発生したひび割れと反対の載荷点側でひび割れが発生した。しかし、それ以後のひび割れの発生およびひび割れの進展は認められなかった。case4 では、ひび割れはまったく認められていない。試験体下面では、case1 で新しいひび割れの発生は確認されたが、case2, case3 および case4 では、アラミド繊維シートの剥離は確認できなかった。

アラミド繊維シートを接着することによりひび割れの発生および進展を抑制することが示され、アラミド繊維シートにプレストレスを与えることで、さらに高い抑制効果が得られることが示された。

b) 変位

荷重開始当初を基準とした中央変位の変化量を図-10 に示す。702 日までの中央変位は、case1 では 6.1mm であった。case2 の中央変位は 3.1mm であり、case1 の 48% に低減されている。これは、アラミド繊維シートによってひび割れの発生が抑制されたため、中央変位が大幅に低減されたと考えられる。case3 の中央変位は 2.4mm、case4 は 2.3mm であり、case2 より若干小さい。これは、ひび割れの発生と進展がアラミド繊維シートによりプレストレスを与えた試験体でほとんど生じなかったためと考えられる。

c) 鉄筋ひずみ

荷重開始時を基準とした中央断面における下段鉄筋ひ

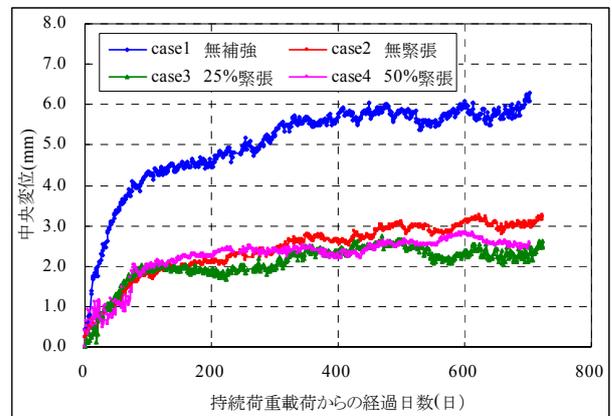


図-10 中央変位の変化量

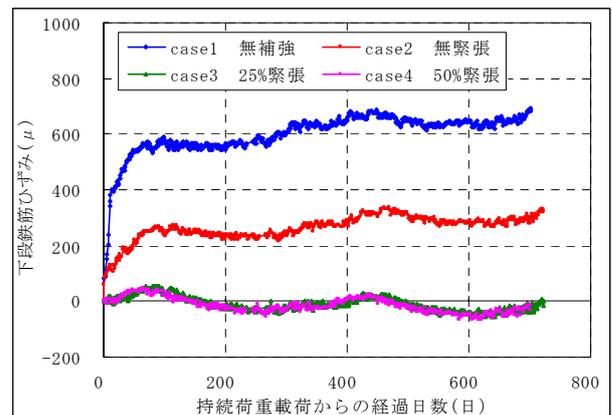


図-11 中央断面の下段鉄筋ひずみ変化量

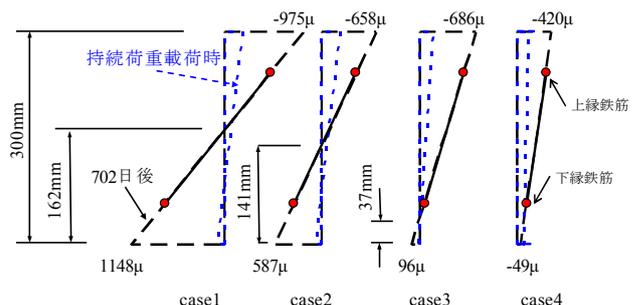


図-12 中央断面の高さ方向ひずみ分布

ずみの変化量を図-11に示す。経過日数702日でのcase1の変化量は 631μ であった。case2では 282μ であり、case1と比較してcase2では下段鉄筋ひずみが47%に低減されている。case3では持続荷重載荷時にひび割れが発生したが、測定した位置のひずみにはその影響はほとんど認められず、全くひび割れが認められなかったcase4と同程度である。また、プレストレスを導入した両試験体の鉄筋ひずみは、持続荷重載荷以降全く増加していないことが明らかである。

図-12に持続荷重載荷時および702日後の中央断面における高さ方向のひずみ分布を示す。702日後のひずみ分布は、持続荷重載荷時のひずみ分布に鉄筋に発生したひずみの実測値を足したものである。中立軸は、case1では下縁から162mm、case2では141mmであり、ひび割れの高さと比較すると、case1ではひび割れが若干高いものの、比較的一致している。case3の中立軸は持続荷重載荷前とほとんど変わらず、case4も全圧縮状態が維持されている。

緊張接着することによる変位や鉄筋ひずみの抑制効果は、長期間経過後においても無緊張より優れていることから、プレストレスが長期間にわたって作用していることが明らかになった。

4. まとめ

本研究では、アラミド繊維シートで補強したPC梁の持続荷重載荷試験により、PC梁の長期耐荷性状を測定し、アラミド繊維シート緊張材の長期安定性について検討を行った。本試験の範囲内で得られた知見を整理すると以下のとおりである。

- ① アラミド繊維シート緊張材によりプレストレスを導入することで、ひび割れの進展の抑制、またはひび割れ発生の防止が期待できる。
- ② アラミド繊維シートの接着により、持続荷重による中央変位や鉄筋ひずみの増加を抑制することができ、アラミド繊維シート緊張材によりプレストレスを導入することでその効果は大幅に改善される。
- ③ ひび割れの進展抑制効果や中央変位の抑制効果、ひずみの抑制効果が持続することを明らかにし、アラミド繊維シート緊張材によるプレストレスが長期間にわたって安定して作用することが示された。

参考文献

- 1) 例えば、岸 徳光, 三上 浩, 藤田 学, 澤田 純之: AFRPシートを緊張接着して曲げ補強したPC梁の静載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.3, pp.1507-1512, 2007
- 2) 池田 聡, 岸 徳光, 三上 浩, 張 広鋒: RC部材のAFRPシート緊張接着補強時の定着法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.3, pp.1501-1506, 2007

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 2面せん断実験による基礎的研究

The Basic Study of Steel-Concrete Joint Method with High-Strength Concrete Strip
by Test of Double Shear

竹之井 勇 ISAMU TAKENOI
篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
三加 崇 TAKASHI SANGA
浅井 洋 HIROSHI ASAI

孔あき鋼板ジベルにおいて、高強度コンクリートを使用してジベル数を減らすことが考えられるが、接合部を含むコンクリート部材全体に高強度コンクリートを使用しなければならず不経済である。そこで、接合部のみを高強度化させるため、孔あき鋼板ジベルにあらかじめ製作した高強度コンクリートジベルを用い、せん断耐力の向上を試みた。その結果、高強度コンクリートジベルや鋼管充填コンクリートジベルによってせん断耐力の向上が図れることを明らかにした。

キーワード：孔あき鋼板ジベル，高強度コンクリートジベル，鋼管充填コンクリートジベル

However using high-strength concrete for perfo-bond strip decreases the required number of strip; this method may not be economical by use considerable amount of high-strength concrete around perfo-bond strip. This study deals with the methods of joints using prefabricated high-strength concrete strip and steel pipe strip filled with concrete for perfo-bond strip to minimize the amount of high-strength concrete. The test result demonstrated that these method using high-strength concrete locally could increase the share strength of joints.

Key Words: Perfo-Bond Strip, High-Strength Concrete Strip, Steel Pipe Filling Concrete Strip

1. はじめに

鋼材とコンクリートの接合部では、力を確実に伝達する性能が要求され、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。貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルは、鋼板孔内のコンクリートが鋼板と貫通鉄筋によって三次元的に拘束されてせん断力に抵抗する。初期剛性は大きいですが、せん断力が大きくなるに従ってずれ変位が大きくなり、最大せん断力に達してからは、緩やかに減少するのが特徴である。また、鋼板に設けた孔に鉄筋を貫通させ、鋼板周囲の部材と一緒にコンクリートを打設するため、施工が容易であることも利点とされている。しかしながら、実構造物など大きなせん断力が作用する部材では、ジベルを群配置してせん断力に抵抗することになる。その際、確実に孔内部にコンクリートが充填されたことを確認することが困難であり、

貫通鉄筋の配置も容易ではなくなる。さらに孔内のコンクリート強度や貫通鉄筋径によってせん断耐力が決まるが、高強度コンクリートを使用してせん断耐力の増加を図る方法は、接合部を含むコンクリート部材全体に高強度コンクリートを使用しなければならず不経済である。そのため、接合部のみを高強度化させ、ジベル配置数の減少など施工の簡素化・省力化を図ることができれば、より合理的な接合が可能であると考えられる。

そこで本研究では、接合部の高強度化と施工の省略化を目的として、あらかじめ高強度コンクリートなどで作製した円柱型ジベルを鋼板の孔内に配置した接合方法について、基本的性能を把握するために2面せん断実験を実施した。円柱型ジベルは、あらかじめ製作できるため高強度コンクリートや繊維補強コンクリートを用いることが容易であり、鋼管にコンクリートを充填した鋼管充填コンクリートジベルなど、さまざまな補強を施すこと

も可能であり、それらの違いについて検討を行った。

2. 実験の概要

試験体形状を図-1に示す。試験体中央はH形鋼を2分割した鋼板とし、コンクリートブロックに埋まる箇所に厚さ16mmの孔付き鋼板を溶接している。両側のコンクリートにおいては、コンクリートと接触するH形鋼のフランジ面にはコンクリートとの付着を排除するためにグリースを塗布して図に示す方向でコンクリート打設を行った。実験時には鋼板をボルトで接続して一体化して、2面せん断実験を行った。

また試験体の種類を表-1に示す。試験体は、従来の孔あき鋼板ジベルタイプ (No.1~3)、高強度モルタルで円柱を製作したコンクリートジベルタイプ (No.4~7, 13)、鋼管に高強度モルタルを充填した鋼管充填コンクリートジベルタイプ (No.8~12, 14) に分類することができる。

PBL1~3は、従来の孔あき鋼板ジベルの形状で、左右の埋め込み鋼板にφ53mmの孔を1箇所ずつ設け、それぞれD10, D19, D22の貫通鉄筋を孔の中心に配置した。No.4のHC以降の試験体は、コンクリートジベル、鋼管充填コンクリートジベルを孔あき鋼板に挿入し、荷重の際にジベルが鋼板に接触するように配置して隙間をエポキシ樹脂で充填した。また、ジベル長はNo.13, 14以外は200mmとし中心を孔あき鋼板位置に配置して表裏100mmずつ突出させた。

HCとUFCは、高強度モルタルで製作したジベルを用いてせん断耐力増大を目的としたタイプである。HCは、圧縮強度約120N/mm²の高強度モルタルで製作したジベルを配置した試験体であり、UFCはせん断耐力以降の荷重低下を徐々にもたらし、脆性的な破壊を抑えることを目的として鋼繊維 (φ0.2mm, 長さ22mm以下) を混入し

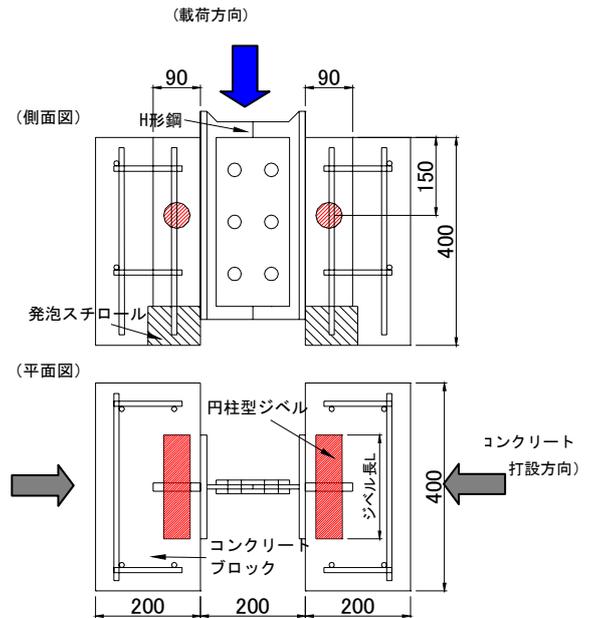


図-1 試験体形状



(コンクリートジベルタイプ)



(鋼管充填コンクリートジベルタイプ)

写真-1 ジベル配置状況

表-1 試験体の種類

No	記号	ジベル	ジベル径 (mm)	補強仕様	ジベル強度 (N/mm ²)	コンクリート強度 (N/mm ²)
1	PBL1	PBL-D10	φ 53.0	貫通鉄筋D10, 一体打ち	35.2	35.2
2	PBL2	PBL-D19	φ 53.0	貫通鉄筋D19, 一体打ち	47.9	47.9
3	PBL3	PBL-D22	φ 53.0	貫通鉄筋D22, 一体打ち	47.9	47.9
4	HC	高強度モルタル	φ 51.8	—	115.3	50.2
5	UFC	超高強度繊維補強モルタル	φ 51.8	鋼繊維 (繊維体積混入率1.75Vol%)	213.3	38.5
6	HCS1	高強度モルタル+鉄筋	φ 51.8	鉄筋D10	115.3	50.2
7	HCS2	高強度モルタル+鉄筋	φ 51.8	鉄筋D22	129.0	38.5
8	CFT1	高強度モルタル+鋼管①	φ 48.6	鋼管 φ 48.6 (t=2.3mm)	129.0	50.2
9	CFT2	高強度モルタル+鋼管②	φ 48.6	鋼管 φ 48.6 (t=3.5mm)	129.0	38.5
10	CFT2S	高強度モルタル+鋼管②+鉄筋	φ 48.6	鋼管 φ 48.6 (t=3.5mm), 鉄筋D16	129.0	38.5
11	CFT2PC	高強度モルタル+鋼管②+PC	φ 48.6	鋼管 φ 48.6 (t=3.5mm), 鋼材 φ 16	129.0	38.5
12	CFT3	高強度モルタル+鋼管③	φ 48.6	鋼管 φ 60.5 (t=3.2mm)	129.0	38.5
13	UFCM	超高強度繊維補強モルタル (L=100)	φ 51.8	鋼繊維 (繊維体積混入率1.75Vol%)	213.3	38.5
14	CFT2M	高強度モルタル+鋼管② (L=100)	φ 48.6	鋼管 φ 48.6 (t=3.5mm)	129.0	38.5

た圧縮強度200N/mm²以上の繊維補強モルタルで作製したコンクリートジベルを配置した試験体である。

No.6のHCS1以降は、120N/mm²高強度モルタルのコンクリートジベルを基本とし、鉄筋や鋼管を付加してさらなるせん断耐力の向上と脆性的な破壊を抑えることを目的とした試験体である。HCS1とHCS2は、高強度モルタルのコンクリートジベルの中心にジベル長200mmと同じ長さの貫通鉄筋D10、D22を配置した試験体である。CFT1は外径48.6mm、厚さ2.3mmの鋼管（STK400）に高強度モルタルを充填したジベルを配置した試験体である。CFT2はCFT1に対して孔径を変えず、厚さを3.5mmに増した鋼管、CFT3は孔径60.5mm、厚さ3.2mmの鋼管に高強度モルタルを充填したジベルを配置した試験体である。CFT2Sは、CFT2の鋼管充填コンクリートジベルに鉄筋D16を中心に配置した試験体である。CFT2PCはさらなる拘束効果を目的としてφ16mm全ネジ鋼材に張力を与えて鋼管の中心に配置し、鋼管内に高強度モルタルを充填して硬化後に張力を解放して鋼管充填コンクリートにプレストレスを導入した。導入張力は、ジベル1本当たり20kNとした。これらは鋼管内に鉄筋などを配置することで、さらなるせん断耐力の向上や脆性的な破壊を防ぐ効果を期待した。

UFCEMとCFT2Mは、ジベル長を100mmと短くして、孔あき鋼板位置に中心を配置して表裏50mmずつ突出させた。ジベル長の違いがせん断耐力、ずれ変位に与える影響を把握することを目的とした試験体である。

荷重は、日本鋼構造協会による頭付きスタッドの押し抜き試験方法¹⁾を参考に、ずれ変位が2.0mmまで0.2mm増すごと、2.0mmから4.0mmまでは0.5mm増すごとに荷重・除荷の漸増繰り返し荷重とし、それ以降は、破壊に至るまで単調荷重とした。また両側コンクリートが外側に移動して耐力に影響を及ぼすことを避けるためにコンクリートの下端にストッパーを設けた。

3. 実験結果

(1) せん断耐力について

荷重実験結果の一覧を表-2に示す。最大荷重は荷重時の全荷重で表し、ジベル1箇所当たりの荷重は全荷重を1/2にした数値である。最も荷重が大きかったのはCFT3であり、ジベル1箇所当たり491.3kNを示した。破壊形状は、実験終了後にコンクリート内部のジベルを観察したところ、コンクリートジベルは鋼板とコンクリートの界面に沿ってせん断破壊していた。鋼管充填コンクリートジベルは、コンクリートジベルと同様のせん断破壊やジベルが大きくせん断変形した状態で先にジベル下のコ

表-2 実験結果一覧

No	記号	最大せん断力(kN)		最大せん断力時ずれ変位(mm)
		最大荷重	ジベル1箇所あたり	
1	PBL1	371.7	185.9	0.98
2	PBL2	542.8	271.4	6.41
3	PBL3	628.7	314.3	9.17
4	HC	471.7	235.9	0.80
5	UFC	609.2	304.6	1.21
6	HCS1	586.0	293.0	0.72
7	HCS2	534.7	267.3	6.07
8	CFT1	715.4	357.7	3.78
9	CFT2	921.4	460.7	5.72
10	CFT2S	925.3	462.6	6.08
11	CFT2PC	917.8	458.9	4.85
12	CFT3	982.5	491.3	7.62
13	UFCEM	621.2	310.6	1.01
14	CFT2M	912.3	456.1	8.42



写真-2 コンクリートジベル (UFC) 破壊状況



写真-3 鋼管充填コンクリートジベル (CFT1) 破壊状況

表-3 孔あき鋼板ジベルタイプの設計せん断耐力比較

算定式		単位 (kN)		
		PBL1 (D10)	PBL2 (D19)	PBL3 (D22)
計算値	① (土木学会 複合構造設計基準 ²⁾) $V_{psud}=(1.85A-26.1 \times 10^3)/\gamma_b$ (1) $A=\pi(d^2-\phi^2) f_{cd}/4+\pi\phi^2 f_{td}/4$ (2)	183.5	353.9	416.8
	② (鉄道構造物等設計基準 ³⁾) $Q_{ud}=(1.85A-106.1 \times 10^3)/\gamma_b$ (3) $A=\pi(d^2-\phi^2) f_{cd}/4+\pi\phi^2 f_{td}/4$ (4)	90.5	273.9	336.8
	③ (波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル ⁴⁾) $V=2 \times (\pi \cdot \phi^2) / 4 \times 1.14 \sigma_{ck}$ (5)	177.1	240.9	240.9
実測値		185.9	271.4	314.3

d: 孔径(mm), φ: 鉄筋径(mm), f_{cd} , f_{cu} , σ_{ck} : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)
 f_{td} , f_{td} : 貫通鉄筋の設計引張強度 (N/mm²), γ_b : 部材係数 (=1.0)

ンクリートが破壊したケースが見られた(写真-2,3)。また、各試験体で最大荷重時のずれ変位が異なるため、併せて記載した。

孔あき鋼板ジベル(PBL1~3)については、表-3に示すように設計せん断耐力の算定式がいくつか提案されており、実験結果と算定式による計算値を比較した。算定式①²⁾は実験値より得られた算定式であり、算定式②³⁾は算定式①の下限値を包絡するようにシフトさせた式である。また算定式③⁴⁾はレオンハルトの設計思想が基本となっており、貫通鉄筋が考慮されていない。今回の実験結果ではPBL1については、算定式①の設計値とはほぼ一致しているが、鉄筋径がD19, D22と大きくなると設計値より下回り、算定式②の設計値に近い結果となった。算定式③では貫通鉄筋が考慮されないため、鉄筋径が異なるPBL2とPBL3の設計せん断耐力が同値となり、実測値とは整合しない結果となった。

(2) せん断力とずれ変位の関係

せん断力とのずれ変位の関係を図-2に示す。図-2(a)は、孔あき鋼板タイプとコンクリートジベルタイプの実験結果を示す。孔あき鋼板ジベルの鉄筋径が太いタイプのPBL2, PBL3は、ずれ変位を伴いながらせん断力が増加していき、ずれ変位6mm以降に最大荷重に達している。また、コンクリートジベルの圧縮強度が高いHCや鋼繊維を混入したUFCの最大せん断力は、孔あき鋼板ジベルタイプとあまり変わらない結果となった。しかし、孔あき鋼板ジベルタイプの最大せん断力時のずれ変位が6mm以上であるのに対し、HC, UFCは最大せん断力時のずれ変位が1mm程度である。ずれ変位が小さい領域では、孔あき鋼板ジベルタイプよりも高いせん断力を示すことが分かる。また貫通鉄筋が配置されていないタイプのHC, UFC, 貫通鉄筋が細径D10のHCS1は、PBL1と同様にずれ変位1mm程度で最大荷重に達した後、せん断力が減少している。その際、UFCのせん断力の減少は緩やかであり、鋼繊維の抵抗によると考えられるが、HCとHCS1のせん断力は急激に低下しており、コンクリートジベルに脆性的な破壊が生じた。

図-2(b)は高強度モルタルに鉄筋、鋼管を付加したタイプの試験結果を示す。鋼管充填コンクリートジベルを使用することで、鉄筋を付加したタイプよりも最大せん断力は大きく増加したことが分かる。また、鋼管充填コンクリートジベルは、ずれ変位の増加に伴い、せん断力がさらに増加して最大せん断力時のずれ変位は約4~8mm程度となっており、十分な変形性能が期待できる。その後のずれ変位に対しても、急激な荷重低下は見られず、脆性的な破壊を抑えることができると考えられる。

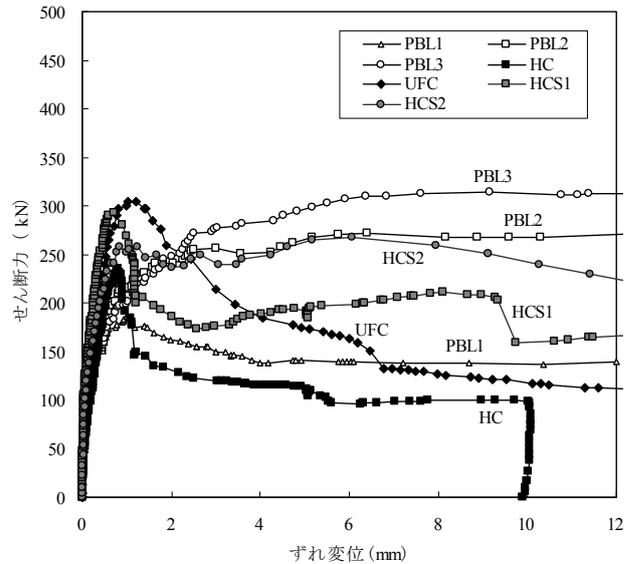


図-2(a) 孔あき鋼板ジベルとコンクリートジベル

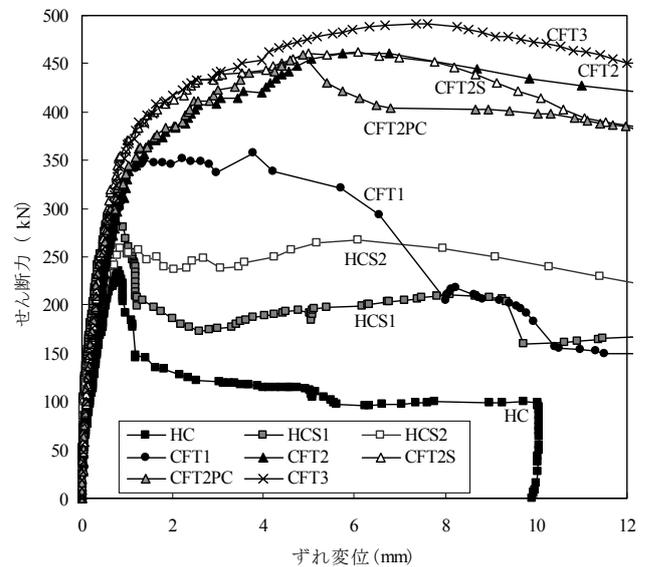


図-2(b) 高強度モルタルを使用したジベル

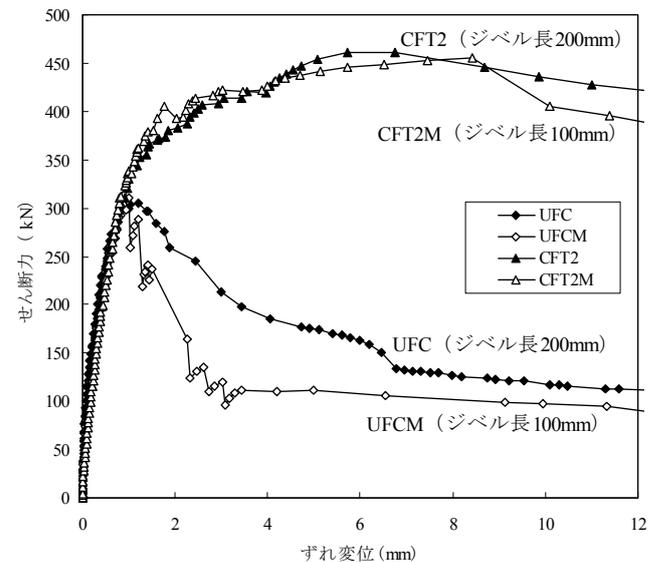


図-2(c) ジベル長が異なる試験体の比較

鋼管の種類が異なるCFT1, CFT2, CFT3では、鋼管の厚さや鋼管径を大きくすることで最大せん断力が増加し、さらにその後の急激な荷重低下も抑える効果が認められる。一方、鋼管内に鉄筋D16を配置したCFT2S, さらにプレストレスを導入したCFT2PCでは、CFT2に対してせん断力、ずれ変位とも大きな差はなく、明確な効果は見られなかった。

図-2(c)はジベル長を変化させた試験体を比較した結果を示す。コンクリートジベルタイプ、鋼管充填ジベルタイプともジベル長を鋼板面から5cm程度まで短くしても、せん断耐力とずれ変位の挙動に影響がないことが分かり、ジベル部材の簡素化が期待できる結果となった。UFCは最大せん断力後の荷重の低下がUFCMよりも緩やかであるが、これはジベル長の影響ではなく鋼繊維の向きなどが影響したと考えられる。

(3) 圧縮強度とせん断耐力の関係

図-3に各試験体のジベル圧縮強度とせん断耐力の関係を示す。図中に複合構造標準方書²⁾より貫通鉄筋を有さない場合の設計せん断耐力を算出する式(6)を用いてジベル圧縮強度40N/mm²のせん断耐力計算値を合わせてプロットした。

(貫通鉄筋を有さない場合)

$$V_{psud} = (4.31A - 39.0 \times 10^3) / \gamma_b \quad (6)$$

$$A = \pi d^2 (t/d)^{1/2} f'_{cd} / 4 \quad (7)$$

その計算値を含めて貫通鉄筋を有さない試験体においては、高強度の領域でせん断耐力は増加しているが、式(6)と実験結果とは一致していない。そこで、棒部材のせん断耐力式⁵⁾からせん断耐力が圧縮強度の1/3乗に比例するものとして回帰した結果を式(8)と図中に示す。

$$V_c = 0.023 A_c \cdot f_c^{1/3} \quad (8)$$

V_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

A_c : コンクリート断面積 (mm²)

f_c : ジベルの圧縮強度 (N/mm²)

これよりジベルの圧縮強度を40N/mm²から210N/mm²に高めればせん断耐力は約1.7倍の増加が期待できる。貫通鉄筋を有する試験体では、貫通鉄筋がD10の場合は圧縮強度の増加によってせん断耐力が大きくなっているが、貫通鉄筋を大きくしたD22の試験体の場合では、せん断耐力は同程度であり、鉄筋径に見合う拘束効果は認められなかった。

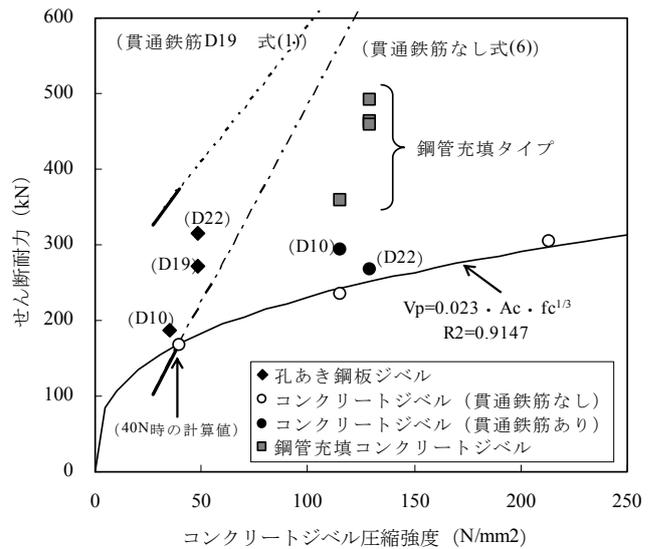


図-3 ジベル圧縮強度とせん断耐力の関係

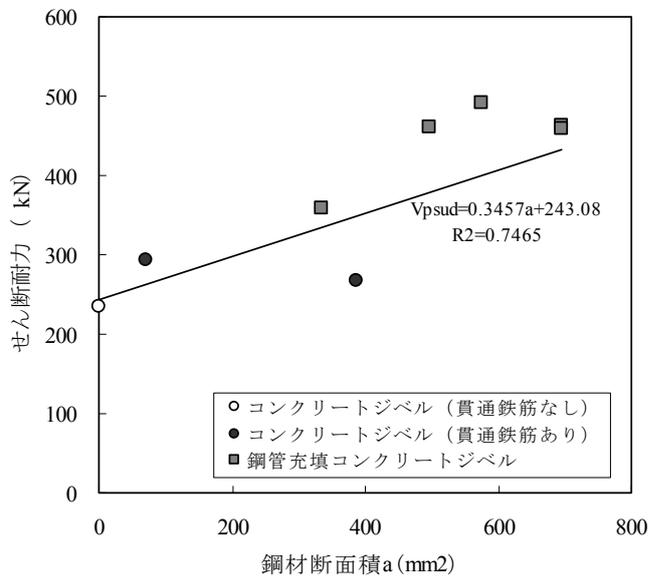


図-4 鋼材断面積とせん断耐力の関係

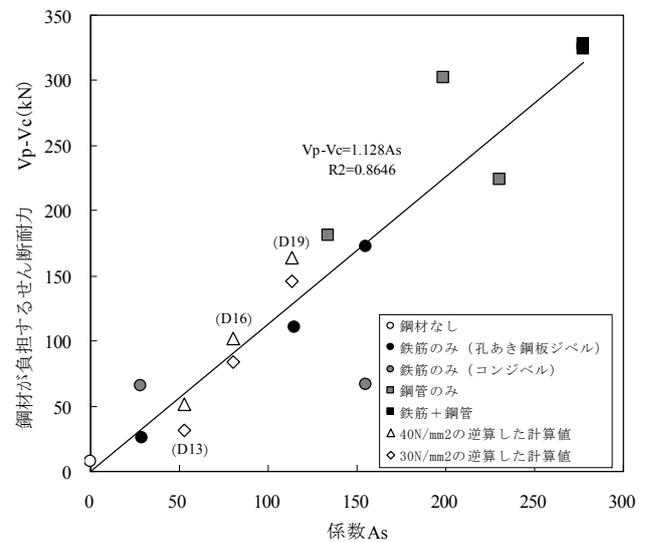


図-5 係数 As と鋼材分が負担するせん断耐力

(4) 鋼材断面積がせん断耐力に及ぼす影響

次に高強度モルタルをジベルに使用した試験体において、図-4に鋼材断面積とせん断耐力の関係を示す。鋼材断面積の算出は、例えばCFT2Sであれば鋼管と鉄筋の断面積を加算した面積とした。高強度モルタルに貫通鉄筋を配置したHCS1, HCS2の場合は、鋼材断面積が大きくなってもせん断耐力に差は見られないが、鋼管充填タイプでは鋼材の断面積に比例して、せん断耐力は高くなる傾向を示しており、鋼管による効果が期待できることが認められた。

(5) せん断耐力算定式の提案

実験結果よりせん断耐力の算定式を検討した。(3)節では貫通鉄筋を有さない場合のせん断耐力は式(8)によりジベルのコンクリート断面積と圧縮強度の1/3乗に比例することが認められた。そこで、式(9)のように、各試験体において全体のせん断耐力から式(8)によって算出されるコンクリートが負担するせん断耐力を差し引いて貫通鉄筋や鋼管の鋼材部分が負担しているせん断耐力を算出し、それと式(10)によって算出した鋼材の断面積と引張強度を乗じた係数 A_s との関係を求めた。その結果を図-5に示す。

$$V_p - 0.023 A_c \cdot f_c^{1/3} = k \cdot A_s \quad (9)$$

$$A_s = (a1 \cdot f_{ud} + a2 \cdot f'_{ud}) / 1000 \quad (10)$$

$a1$: 貫通鉄筋の断面積 (mm^2)

$a2$: 鋼管の断面積 (mm^2)

f_{ud} : 貫通鉄筋の設計引張強度 (N/mm^2)

f'_{ud} : 鋼管の設計引張強度 (N/mm^2)

貫通鉄筋を有するコンクリートジベルタイプの1点を除いて鋼材が負担するせん断耐力は、鋼材に関する係数 A_s にほぼ比例して増加している。直線による近似式を図中に示しており、係数 k は1.128となった。また、図中に孔あき鋼板ジベルのせん断耐力算定の式(3)、式(4)を用いて算出したジベルの圧縮強度30, 40 N/mm^2 、貫通鉄筋径がD13, D16, D19のせん断耐力から、式(8)より算出したコンクリート負担分を差し引いて逆算した鋼材分のせん断耐力をプロットしたが、ほぼ実験結果の近似式に近い値を示しており、従来の耐力算定式との整合を確認することができた。

その結果、高強度コンクリートジベル強度や鋼管充填コンクリートの効果を考慮したせん断耐力算定式(11)で各試験体のせん断耐力を評価することが確認できた。

$$V_p = 0.023 A_c \cdot f_c^{1/3} + 1.128 A_s \quad (11)$$

4. まとめ

孔あき鋼板ジベルに高強度コンクリートジベルや鋼管充填コンクリートジベルを用いて2面せん断実験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 貫通鉄筋がないコンクリートジベルのせん断耐力は、コンクリートジベルの圧縮強度に応じて増加するが、圧縮強度に比例した増加は期待できない。
- ② 鋼管充填コンクリートジベルにすることで、せん断耐力を増加し、さらに十分な変形性能を有して脆性的な破壊を緩和することができる。
- ③ コンクリートジベル、鋼管充填コンクリートジベルともジベル長を200mmから100mmまで短くしてもせん断力とずれ変位の関係はほとんど変わらず、材料の省略化・簡素化が期待できる。
- ④ ジベル内の鋼材断面積を大きくすることで、せん断耐力を大きくできる。
- ⑤ コンクリートジベル、鋼管充填コンクリートジベルのせん断耐力算定式を提案した。

以上より、コンクリートジベルに超高強度コンクリートや鉄筋、鋼管充填などを付加することで、孔あき鋼板ジベルと同等以上の性能が得られることが明らかになった。今後、これらの接合方法を用いて部材実験等により、群配置による挙動などの性能を確認する。

参考文献

- 1) 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，pp.1-18, 1996
- 2) 土木学会：2009年制定複合構造標準示方書，pp.59-67, 2009
- 3) 鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，pp.668-674, 2009
- 4) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル，pp.42-44, 1998
- 5) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書設計編，pp.132-141, 2008
- 6) 保坂鐵矢，光木 香，平城弘一，牛島祥貴：孔あき鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1265-1272, 2002
- 7) 古内仁，上田多門，鈴木 統，田口秀彦：孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力に関する一考察，第6回複合構造の活用に関するシンポジウム，pp.26-1-26-8, 2005

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚構築工法 （ML工法）の耐震性能

An Seismic Performance of Composite Bridge Column Consisting of Concrete and Steel Pipes with Outer-Ribs

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

土木設計部 澤井 淳司 JYUNJI SAWAI

土木設計部 村尾 光則 MITSUNORI MURAO

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の構築工法である ML 工法は、鉄筋や型枠の組立て作業を大幅に削減できることから施工コストの低減や工期短縮が可能である。ML 工法により構築される橋脚の耐震性能を、計 15 体の模型試験体の正負交番載荷試験結果をもとに考察した。考察ではまず、破壊の進展状況を踏まえて終局変位を定義するとともに終局変位塑性率を整理して、その評価式を構築した。そして、必要とされる耐震性能が確保できるように安全率を設定した。

キーワード：外面リブ付鋼管，耐震性能，終局変位塑性率

A structural system of composite bridge pier consisting of concrete and steel pipe with outer ribs named ML system enables to reduce construction cost and period by decreasing assembly work of the re-bars and forms. The authors have studied seismic performance of ML bridge pier by means of evaluating static seismic tests based on 15 scaled models. In this study ultimate horizontal deformation considering destructing process is defined, estimating formulae of ductility factor is derived, and finally safety factor is defined in order to preserve required seismic performance.

Key Words: Steel Pipe with Outer Ribs, Seismic Performance, Ductility Factor

1. はじめに

本工法は図-1 に示すように外面リブ付鋼管を断面内に配置した複合（Multiple）構造で、レンコン（Lotus）を輪切りにした断面形状に似ていることから ML と命名されている。ML 工法は、（財）国土技術研究センターから技術審査証明を取得¹⁰⁾しており、NETIS（国土交通省新技術情報提供システム）にも登録している。

ML 工法により構築された橋脚（以下、ML 橋脚）は、外面リブにより鋼管とコンクリートの一体性を確保することにより、鋼管を軸方向鉄筋の代わりとして用いる。そのため多くの場合、従来の軸方向鉄筋の多段配置を解消できる。また、鋼管自体がせん断力を負担するため、その分の帯鉄筋を削減できる。以上から、橋脚施工で課題となっていた過密な鉄筋配置が解消され、施工性やコンクリートの充填性が向上する。

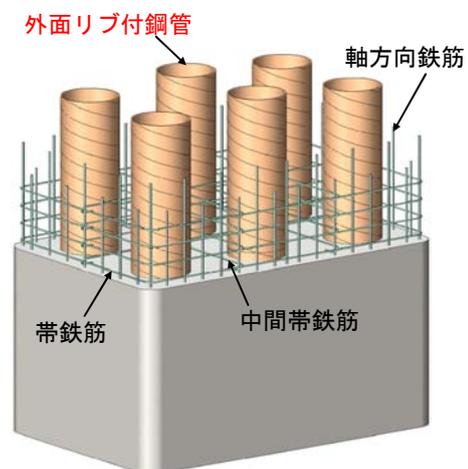


図-1 ML 橋脚の構造概念

高橋脚では重量低減や断面を有効に活用する観点から中空断面が合理的となるが、中空を確保するための内型枠および足場支保工作業が煩雑である。ML橋脚では鋼管が内型枠として機能するため、これらの作業が不要となり、省力化と工期短縮が可能となる。

ML橋脚の設計法に関しては、ML橋脚の曲げ耐力は、鋼管を鉄筋とみなしてひずみの平面保持を仮定した計算方法で精度良く推定できることを梁部材の曲げ試験により確認している¹⁾。また、せん断耐力は鉄筋コンクリート部分のせん断耐力に鋼管のせん断耐力（鋼管の全塑性モーメントをせん断スパンで除した値）を加えた値で、十分に安全に評価できることを確認している²⁾。橋脚の耐震設計で重要となる変形性能については、橋脚模型の正負交番荷重試験により鉄筋コンクリート橋脚と同等以上であることを確認している。しかし、鋼管を鉄筋に置き換えて道路橋示方書に従って計算した終局変位は、同じ耐力を持つ鉄筋コンクリート橋脚の値と比較して小さく計算されることが分かっている。これは、ML橋脚の帯鉄筋量や中間帯鉄筋の間隔が鉄筋コンクリート橋脚よりも小さく、終局変位の計算値に最も影響が大きい終局ひずみの値が小さく評価されることが大きな要因である。このように、ML橋脚の変形性能についてはそれを適切に評価する方法が求められていた。

そこで、これまでに実施した正負交番荷重試験の結果から、帯鉄筋と鋼管の量に基づいた指標によりML橋脚の終局変位塑性率を推定する方法を検討した。また、ML橋脚の破壊の進展を整理して道路橋示方書³⁾に示される耐震性能を満足するための終局変位塑性率に対する安全率を提案した。

2. 正負交番荷重試験の概要

(1) 試験体の概要

試験体一覧を表-1、表-2に示す。ここでは、5種類の断面形状でそれぞれ断面諸元を変えた計15体の試験体^{4)~11)}である。使用した鋼管の降伏強度は182~360N/mm²の範囲である。鉄筋はすべてSD345を使用した。コンクリートの圧縮強度は29.4~55.5N/mm²の範囲である。

いずれの試験体も、橋脚基部からh(hは荷重方向の断面高さ)の高さまで鋼管内に中詰めコンクリートを打設している。これは塑性ヒンジが形成される領域において鋼管が内側へ座屈することを防止するためである。また、鋼管のフーチングへの埋込み長は2D(Dは鋼管外径)以上として、鋼管の拔出しを防止している(図-2)。

荷重方法は、鋼材の降伏変位 δ_{y0} の整数倍の変位を

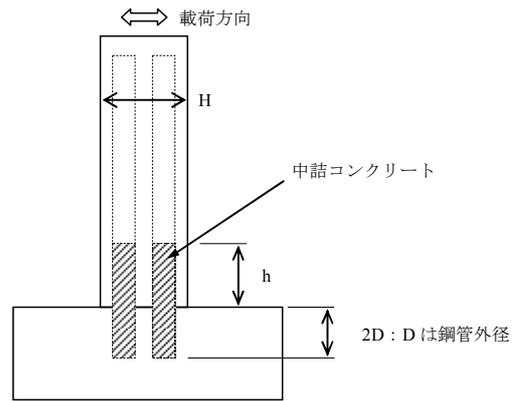


図-2 鋼管中詰めコンクリートの概要

表-1 試験体の断面形状

試験シリーズと鋼管配置		断面形状 (単位: mm) (荷重方向は紙面上下方向)
I ^{4),5)}	1列 2本	
II ^{6),7)}	1列 3本	
III ^{8),9)}	2列 2本	
IV ¹⁰⁾	2列 6本	
V ¹¹⁾	2列 8本	

表-2 試験体諸元

Series	No.	B (mm)	H (mm)	a/d	主鉄筋	鋼管	帯鉄筋	軸力 (N/mm ²)	γ %	P_w (%)	ρ_s	κ
I	K2-1	420	180	4.9	16-D6	ϕ 77.6-t4.5	D6-120	0.0	25	0.19	0.0059	0.0091
	K2-2	420	180		12-D10	ϕ 75.6-t3.5	D6-150	0.0	54	0.10	0.0023	0.0036
	K2-3	420	180		12-D10	ϕ 75.6-t3.5	D6-120	0.0	54	0.19	0.0059	0.0083
	K2-4	420	180		12-D10	ϕ 75.6-t3.5	D6-60	0.0	54	0.38	0.0117	0.0142
	K2-5	420	180		16-D10	ϕ 73.6-t2.5	D6-120	0.0	102	0.19	0.0059	0.0076
	K2-6	420	180		12-D10	ϕ 75.6-t3.5	D6-150	2.0	54	0.10	0.0023	0.0036
	K2-7	420	180		12-D10	ϕ 75.6-t3.5	D6-120	2.0	54	0.19	0.0059	0.0083
II	K3-1	2500	800	4.8	40-D19	ϕ 500-t6.0	D13-100	0.5	41	0.20	0.0064	0.0079
	K3-2	2500	800		40-D19	ϕ 500-t6.0	D13-100	1.0	41	0.20	0.0064	0.0079
III	R2-1	320	620	5.0	—	ϕ 200-t7.0	D10-75	2.5	10	0.59	0.0146	0.0209
	R2-2	320	620	2.9	12-D10	ϕ 200-t7.0	D10-75	0.0	10	0.59	0.0146	0.0209
IV	R6-1	1000	500	4.0	78-D10	ϕ 150-t2.0	D6-75	1.0	80	0.28	0.0094	0.0104
	R6-2	1000	500		78-D10	ϕ 150-t2.0	D10-50	1.0	80	0.29	0.0063	0.0070
	R6-3	1000	500		78-D10	ϕ 150-t2.0	D6-100	1.0	80	0.13	0.0042	0.0053
V	R8-1	1250	500	5.0	30-D13	ϕ 114.3-t3.5	D6-85	0.0	39	0.24	0.0070	0.0082

B: 断面幅, H: 断面高さ, a/d: セン断スパン比, 主鉄筋: 本数-径, 鋼管: 外径-厚, 帯鉄筋: 径-間隔, γ : 鉄筋鋼管比 (軸方向鉄筋全断面積/鋼管全断面積 \times 100), p_w : 帯鉄筋比, ρ_s : 横拘束筋の体積比 ($4 \times A_h / (d \times s)$), A_h : 帯鉄筋 1 本あたりの断面積, d : 横拘束筋の有効長, s : 横拘束筋の間隔), κ : 鋼管および帯鉄筋の量に関するパラメータ ($\rho_s + 0.1 \times A_t / d^2$, A_t : 鋼管 1 本あたりの断面積)

正負 3 回ずつ繰り返し、荷重が大きく低下するまで行った。なお、シリーズIVに関しては、後述する式(1)により計算した δ_y を降伏変位として載荷を行った。

(2) 試験結果

試験結果をまとめて表-3 に示す。鋼材降伏時の荷重および最大荷重については、鋼管を鉄筋とみなして道路橋示方書に示される方法で精度良く推定できることが分かる。

15 体の試験から ML 橋脚の荷重と変形の関係および損傷の進展は図-3 に示すようになることが分かった。

図-4 には、ML 橋脚の損傷を模式的に示した。

ML 橋脚の損傷は、まず、橋脚基部付近に曲げひび割れが発生する。次に軸方向鉄筋や鋼管の最外縁が降伏すると橋脚の剛性が徐々に低下し始める。その後、橋脚側面では曲げひび割れが斜め方向に進展し、正負交替することによりそれが貫通するようになる。最大荷重を示した後、軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落が生じて荷重が徐々に低下する。さらに橋脚を变形させると軸方向鉄筋の破断や軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの損傷が進展することにより荷重が大きく低下する。

軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥離により徐々に荷重が低下し、軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷により荷重が大きく低下するという損傷の進展は鉄筋コンクリートとほぼ同じであり、ML 橋脚の破壊が鉄筋コンクリート部分の損傷に大きく支配されていることが分かる。鋼管の座屈が確認された R2-1、

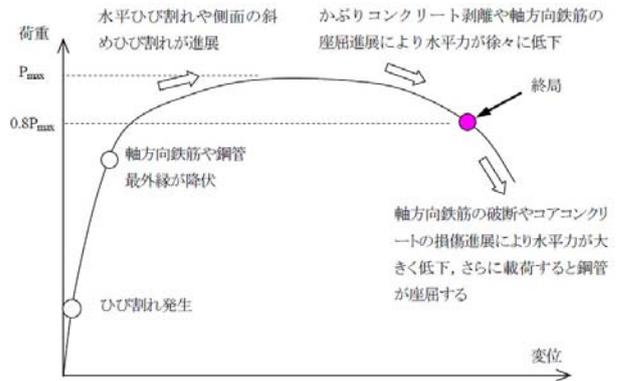


図-3 荷重-変位関係と損傷

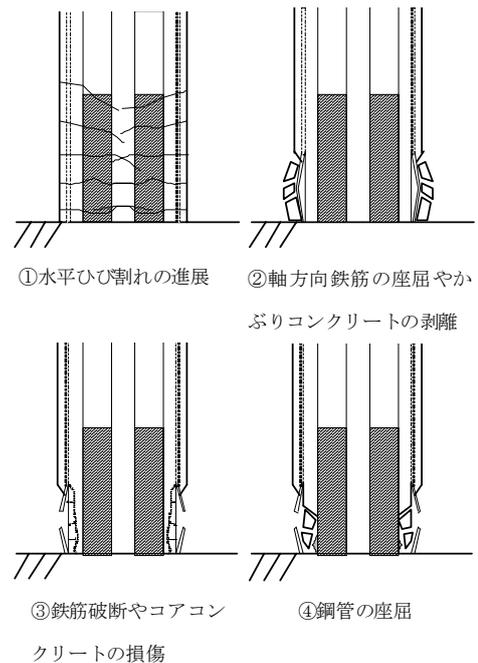


図-4 損傷の進展

表-3 試験結果一覧

Series	No.	降伏時						最大荷重 (kN)		終局変位塑性率		
		荷重(kN)		変位(mm)			先に降伏した鋼材	実験値	計算値	実験値	計算値①*1	計算値②*2
		実験値	計算値	実験値	計算値	δ_y						
I	K2-1	37.9	35.9	5.6	4.7	8.3	主鉄筋	61.9	44.4	8.7	4.1	6.5
	K2-2	45.9	44.4	7.4	5.5	8.5	主鉄筋	61.7	48.4	7.2	3.8	6.1
	K2-3	45.2	44.4	6.9	5.3	8.6	主鉄筋	62.7	49.1	7.7	4.2	6.4
	K2-4	44.2	44.3	6.6	5.5	9.0	主鉄筋	62.7	49.7	9.5	4.9	6.9
	K2-5	48.7	46.2	6.5	5.4	8.1	主鉄筋	62.8	50.3	7.7	4.5	6.4
	K2-6	55.1	51.8	6.8	4.9	8.3	主鉄筋	71.6	55.3	6.9	3.6	6.1
	K2-7	54.0	51.3	6.5	4.9	8.4	主鉄筋	69.4	56.4	7.4	4.0	6.4
II	K3-1	895	906	27.5	23.0	32.0	主鉄筋	1352	1165	8.6	4.1	6.4
	K3-2	892	992	23.3	21.1	32.0	主鉄筋	1387	1207	8.1	4.3	6.4
III	R2-1	142	156	16.8	18.9	23.4	主鉄筋	228	192	7.6	3.6	7.3
	R2-2	241	222	6.9	7.3	9.1	主鉄筋	395	329	9.1	4.7	7.3
IV	R6-1	319	341	7.8	8.8	10.2	鋼管	466	390	8.6	4.9	6.6
	R6-2	281	337	7.3	9.1	11.1	鋼管	456	381	7.2	4.2	6.3
	R6-3	330	375	8.0	8.8	11.6	鋼管	476	417	6.7	3.4	6.2
V	R8-1	269	260	15.5	13.6	17.2	鋼管	423	314	9.0	5.4	6.4

*1: 計算値①は道路橋示方書³⁾にしたがって計算した終局変位塑性率、

*2: 計算値②は式(4)で計算した終局変位塑性率。

R2-2, R6-3 試験体のうち、軸方向鉄筋を配置していない R2-1 試験体以外はいずれも鋼管の座屈は軸方向鉄筋の破断が生じてから荷重が大きく低下した後に確認された。R6-3 試験体は帯鉄筋の量が比較的小さい試験体で、軸方向鉄筋が破断し始めてからさらに変形を増大させたときに、軸方向鉄筋内側のコアコンクリートの損傷が進行した。損傷したコンクリートを取り除いてみたところ鋼管の座屈が観察された(写真-1)。R2-2 試験体も、軸方向鉄筋が破断した後軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの損傷が大きくなり、鋼管の座屈が確認された。R2-1 試験体は軸方向鉄筋を有しない試験体であるが、比較的早い段階で鋼管の周りのコンクリートが損傷を受けて鋼管が露出したものの鋼管の座屈は見られなかった。その後、11 δ_y という極めて大きな変形を受けて初めて鋼管が座屈して荷重が低下した。これらのことから、鋼管の座屈は軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの損傷が進展して大きく橋脚が変形した後に生じることが分かる。



写真-1 鋼管の座屈 (R6-3)

傷し始めたりして水平荷重が最大荷重の 80%に低下した時点と定義した。

各試験体の終局変位を降伏変位 δ_y で除して終局変位塑性率を求めた。終局変位塑性率算出の基準となる降伏変位はガイドライン(案)¹²⁾に従って、以下の式(1)で求めた。

$$\delta_y = \frac{P_{max}}{P_{y0}} \times \delta_{y0} \quad (1)$$

ここに、 δ_y : 降伏変位、 P_{max} : 材料の強度試験結果を用いて計算した部材の水平耐力、 P_{y0} : 材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏するときの水平力である。

各試験体の終局変位塑性率は 6.7~9.5 の範囲となった。これに対して道路橋示方書に準じて計算した終局変

3. 耐震性能の評価

(1) 終局変位の定義と終局変位塑性率

ML 橋脚の破壊の進展は鉄筋コンクリート部分の損傷に大きく支配される。また、ML 橋脚特異の現象である鋼管の座屈は、軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷が進み、水平荷重が大きく低下した後に発生する。これらのことから、終局変位は鉄筋コンクリート橋脚を参考に、軸方向鉄筋が破断したりコアコンクリートが損

位塑性率は 3.4~5.4 と実験値をかなり小さく評価する。これは、ML 橋脚の断面は RC 橋脚断面と比較して中間帯鉄筋の配置間隔が広く、横拘束筋の体積比が相対的に小さく計算されることなどが主な理由である。図-5 は各試験体の終局変位塑性率の実験値と計算値の比である。図には各シリーズで同時に実施している RC 試験体の結果も併記した。ML 橋脚試験体では終局変位塑性率の実験値と計算値の比は平均で約 1.9 倍、RC 模型供試体の平均は 1.1 倍であり、ML 橋脚の場合、かなり安全側の評価になることが分かる。

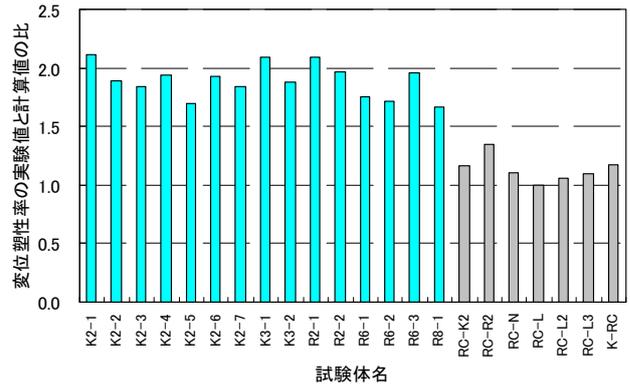


図-5 終局変位塑性率の実験値と計算値の比

(2) 終局変位塑性率の評価

鉄筋コンクリート橋脚の終局変位塑性率は、軸力やせん断スパン比など荷重条件や、曲げせん断耐力比や鉄筋比、帯鉄筋比など断面諸元の影響を受けることが知られている¹³⁾。ML 橋脚では、これらに加えて鋼管の配置や径、厚さなどの影響があると考えられる。

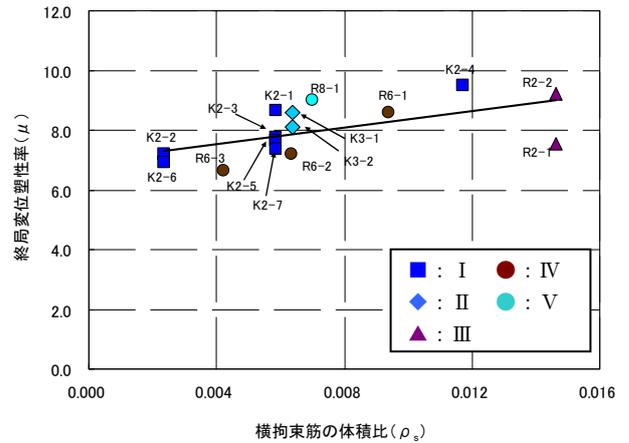


図-6 横拘束筋の体積比と終局変位塑性率の関係

これらをパラメータとした回帰分析の結果から、横拘束筋の体積比と終局変位塑性率には図-6 に示すように良い相関があることが分かった。これは、ML 橋脚も鋼管の周りの鉄筋コンクリート部分の損傷に変形性能が依存しており、帯鉄筋や中間帯鉄筋の量が軸方向鉄筋の座屈やコンクリートのはらみ出しに影響を与えているためである。

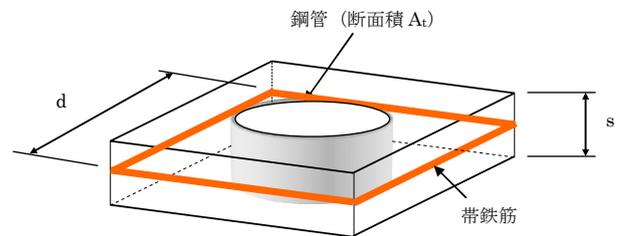


図-7 R_v の概念図

一方、鋼管が変形性能に与える影響について考察すると、最大荷重時から終局に至る大変形時においても、橋脚基部断面の中立軸位置は鋼管を跨いでいる¹⁰⁾ため鋼管および鋼管の中詰めコンクリートの一部が圧縮力を負担している。中詰めコンクリートはその変形（膨張）が鋼管に拘束されているため鋼管の外側のコンクリートに及ぼす影響はほとんどない。したがって、鋼管の外側のコンクリートの負担はその分だけ軽減され、それともない横拘束筋の負担も減り、見かけ上横拘束筋の体積比 (ρ_s) が増加していると考えられる。

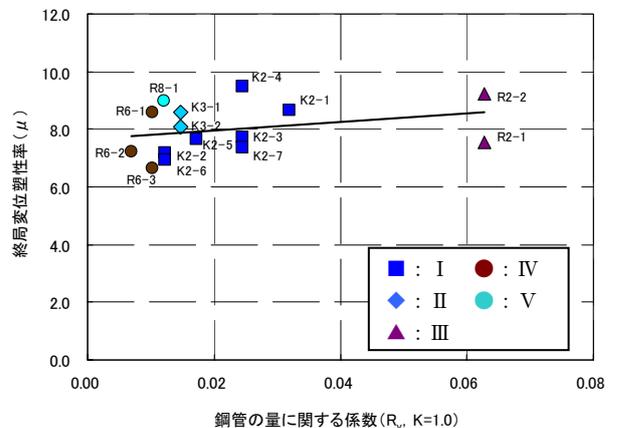


図-8 R_v と終局変位塑性率の関係

鋼管が横拘束筋と同じ機能を持つと仮定して、式(2)で表される量を定義した。

$$R_v = K \times \frac{A_t}{d^2} \quad (2)$$

ここに、 K : 係数、 A_t : 鋼管の断面積、 d : 横拘束筋の有効幅（中間帯鉄筋の配置間隔）である。

式(2)の意味は、図-7 に示すように、中間帯鉄筋を含む帯鉄筋に囲まれた領域に含まれる鋼管の体積割合である。図中の s は帯鉄筋の間隔である。図-8 は R_v と終局変位塑性率の関係である。両者は一定の相関が見られる。

次に、横拘束筋の体積比 ρ_s と鋼管の体積比 R_v の和を κ として式(3)で定義した。 κ と終局変位塑性率の関係から両者の相関が最も高くなるように式(2)中の係数 K の値 0.1 と定めた。

$$\kappa = \rho_s + 0.1 \times \frac{A_t}{d^2} \quad (3)$$

κ と終局変位塑性率の関係を図-9 に示す。ばらつきはあるものの、両者は一定の相関を示している。両者の関係を直線で近似し、標準偏差 σ の2倍を差し引いた値を式(4)として終局変位塑性率 μ を安全に算定できる。

$$\mu = 71.5 \times \kappa + 5.84 \quad (4)$$

(3) 終局変位塑性率に対する安全率の設定

道路橋示方書では、終局変位塑性率に対して地震動のタイプと要求される耐震性能に応じて設定された安全率を考慮して所要の損傷状態に留まるように橋脚の耐震設計を行う。道路橋示方書に示されている地震時に許容される橋脚の損傷度を表-4 に示す。

地震動のタイプは、タイプ I がプレート境界型の大規模な地震、タイプ II が兵庫県南部地震のような内陸直下型地震である。2. で示した橋脚模型の正負交番載荷試験は、繰り返し載荷回数が少ないタイプ II 地震動を想定している。また、要求される耐震性能については、耐震性能 1 は、許容応力度法による設計であるので、ここではタイプ II 地震動に対する耐震性能 2 および 3 を満足するための安全率の設定を行う。

許容塑性率と安全率の関係は以下の式(5)で表される。

$$\mu_a = 1 + \frac{(\delta_u - \delta_y)}{\alpha \times \delta_y} \quad (5)$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率、 δ_u : 終局変位、 δ_y : 降伏変位、 α : 安全率、右辺 2 項目を δ_y で除すと式(6)が得られる。

$$\mu_a = 1 + \frac{(\mu - 1)}{\alpha} \quad (6)$$

ここに、 μ は終局変位塑性率である。
式(6)を変形して α は以下の式(7)で求められる。

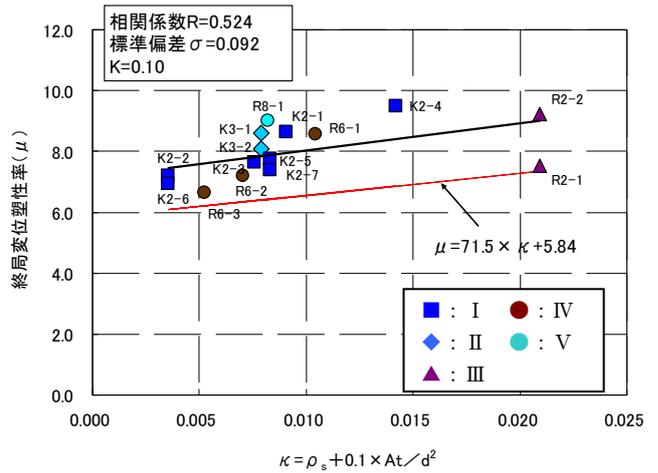


図-9 κ と終局変位塑性率の関係

表-4 地震時に許容される橋脚の損傷度¹⁰⁾

要求される耐震性能	地震動のタイプ	
	タイプ I	タイプ II
耐震性能 1	各部材が許容応力度以下	各部材が許容応力度以下
耐震性能 2	ある程度の幅の水平ひび割れが生じるような損傷度	かぶりコンクリートが大きく剥落する前の状態
耐震性能 3	ある程度の幅の水平ひび割れが生じるような損傷度	かぶりコンクリートが大きく剥落するかしないかの状態

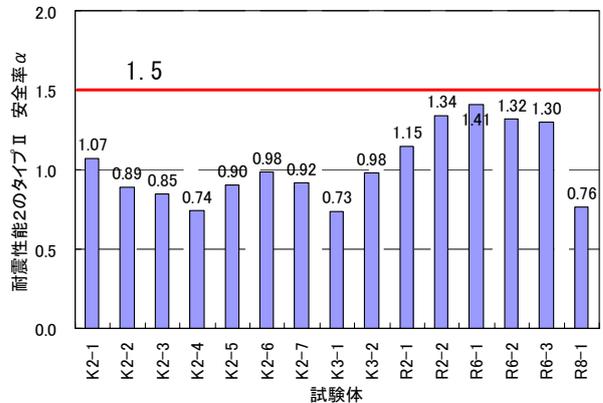


図-10 耐震性能 2 における安全率 α

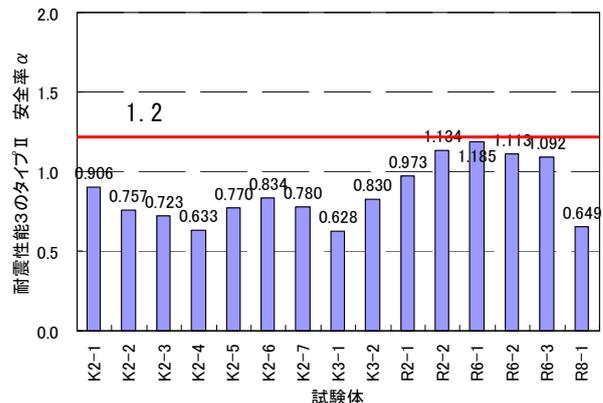


図-11 耐震性能 3 における安全率 α

$$\alpha = \frac{(\mu - 1)}{(\mu_a - 1)} \quad (7)$$

各試験体の損傷の状況から表-4 に示される損傷度合いに達する変位塑性率を μ_a 、式(4)で計算される終局変位塑性率を μ として安全率 α の値を求めた。耐震性能 2 における安全率を図-10 に、耐震性能 3 における安全率を図-11 に示す。

耐震性能 2 に対する安全率は 0.73～1.41 であり、おおむね 1.5 を設定すれば十分許容される損傷度に収めることができる。一方、耐震性能 3 に対してはその安全率の範囲は 0.65～1.19 であり、おおむね 1.2 程度の安全率を設定することにより許容される損傷度に収めることができる。

4. まとめ

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚を構築する ML 工法の 15 体の橋脚模型試験体の正負交番載荷試験の結果を評価して、その耐震設計法を提案した。本検討で得られた知見を以下に示す。

- ① ML 橋脚の変形性能は鋼管の周りの鉄筋コンクリート部分の損傷に大きく支配される。
- ② ML 橋脚の損傷の進展を考慮して、その終局変位を軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷により水平荷重が最大荷重の 80% に低下した時点と定義した。鋼管の座屈は、終局変位よりも大きな変位で発生する。
- ③ 鋼管が横拘束筋と同等の機能を持つと考え、横拘束筋に囲まれた領域中の鋼管の量 (R_v) を定義し、横拘束筋の体積比 (ρ_s) と R_v の和により終局変位塑性率を精度良く評価できる。
- ④ 耐震性能 2 および 3 で許容される損傷度合いに収めるための安全率はそれぞれ 1.5、1.2 程度となることが分かった。

参考文献

- 1) 篠崎，三上，岡本，水谷：外面リブ付鋼管・コンクリート合成はりの静的耐荷挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16， No.2， pp.1199-1204， 1994
- 2) 篠崎，田村，岡本，水谷：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造はりのせん断耐力について，コンクリート工学年次論文集，Vol.22， No.3， pp.1117-1122， 2000

- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，平成 14 年 3 月
- 4) 三上，田村，岸，池田：外面リブ付鋼管を用いた合成構造橋脚の耐荷性状に関する一考察，構造工学論文集 Vol.47A， pp.1433-1444， 2001.3
- 5) 三上，田村，岸，池田：鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.49A， pp.1087-1096， 2003.3
- 6) 池田，皆川，三上，岸：外面リブ付鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.24， No.2， pp.1591-1596， 2002
- 7) 皆川，池田，三上，岸：鋼管・コンクリート合成壁式大型橋脚模型の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26， No.2， pp.1453-1458， 2004
- 8) 跡部，田村，岡本，水谷：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，第 6 巻，第 2 号， pp.107-116， 1995.7
- 9) 篠崎，三上，岡本，水谷：鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18， No.2， pp.1313-1318， 1996
- 10) (財) 国土技術研究センター：ML 工法建設技術審査証明報告書，2010
- 11) 篠崎，田村，岡本，水谷：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚模型の水平力交番載荷試験，コンクリート工学年次論文集，Vol.23， No.1， pp.673-678， 2001
- 12) 橋の耐震性能の評価に活用する試験に関するガイドライン（案）：土木研究所資料 平成 18 年 8 月
- 13) 町田，睦好，豊田：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第 378 号/V-6， pp.203-212， 2001

低弾性高じん性セメント複合体の開発

Development of Fiber Reinforced Cementitious Composite with High Ductility and Low Elasticity

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

佐々木 亘 WATARU SASAKI

斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

本報告では、筆者らが開発した低弾性高じん性セメント系複合体の特徴を紹介する。この材料は繊維補強セメント複合材料の一種で、PC 桁を連結する床版部分への適用を想定して開発を行ったものである。高い断面力が作用する部分の連結床版は、構造および耐久性の観点から判断して弱点になる可能性があった。そこで、コンクリートに比べて弾性係数が低く、じん性に富み、さらに変形時に発生するひび割れが微細で、多数に分散する性能を持つ材料を開発し、その部分に適用した。

キーワード：じん性、弾性係数、微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料

This report describes the mix proportion and the quality of developed fiber reinforced cementitious composite. This material has been developed for the use of slabs where prestressed concrete girders are connected. The slab in that part which is subjected to higher section force may have a possible weak point from the viewpoint of the structural safety and durability. These problems could be solved by using the material whose modulus of elasticity is small and ductility is high. Even if the deformation of the slab used with the material grows, the minute cracks are expected to well-distribute in the slab.

Key Words: Ductility, Modulus of Elasticity, Fiber Reinforced Cement Composite

1. はじめに

PC 連結桁橋では、一般には図-1 に示すように架設した隣接径間の PC 桁どうしを橋脚上で横桁と一体化させる方法が用いられる。しかし、連結部の施工は非常に煩雑な作業となる。また、隣接する主桁の桁高や断面形状が異なる場合には、横桁部で断面および桁下端側の配筋が不連続となる。

これに対し、新しく考案した床版連結構造は、隣り合う径間の PC 桁を床版で連結して連結桁橋とするものである。これにより、PC 桁相互を柔らかく繋げ、連結部に作用する断面力を低減でき、連結部の施工性や維持管理性の向上を図ることが可能になる。

床版連結構造において、断面力が大きい箇所の床版には、従来のコンクリートよりも弾性係数が低い材料を使用し、かつ床版の支間を大きくすることで、床版部に作用する断面力を大幅に低減することができる。しかし、従来のコンクリートでは、弾性係数を下げようとすると、

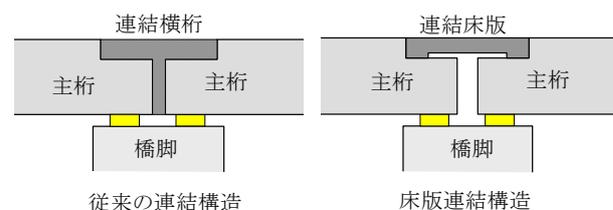


図-1 横桁連結構造と床版連結構造の比較

圧縮強度も低下するため、設計基準強度が大きく制限される。また、一般的なモルタルや人工軽量骨材などを使用することでも弾性係数は小さくできるが、初期ひび割れや脆性的な破壊などを発生する可能性があり、連結床版の長期耐久性を確保するうえで事前の検討・対策を十分に行う必要がある。

筆者らは、それらの問題を解決するため、弾性係数が小さく、じん性とひび割れ分散性に優れた材料「低弾性高じん性セメント系複合体」を開発した。

2. 低弾性高じん性セメント系複合体の要求性能と使用材料・配合

(1) 要求性能

低弾性高じん性セメント系複合体は、第二京阪道路田辺パーキングエリア工事の連結床版への適用を想定し、その要求性能を満足するように配合設計を行った。田辺パーキングエリア工事は、すでに供用されている第二京阪道路の上空に、3~4径間のPC連結桁橋を複数（上り線：10連、下り線：8連）横に並べ、広い範囲の面を構築してパーキングエリアとするものである（写真-1）。

同工事は、第二京阪道路の車線・幅員構成により橋脚位置に制約を受け、PC桁は各径間の支間長および桁高が異なるものを使用しなければならなかった。図-1に示す連結床版構造を採用し、断面力の比較的小さい箇所には、作用する断面力に応じて連結床版の支間を1.0mないし1.5mとし、普通コンクリート（短繊維等を含む）を用いた。一方、断面力が大きい箇所に対しては、新たに開発した低弾性高じん性セメント系複合体を適用し、床版支間を2.0mとすることで床版部に作用する断面力を低減した。設計基準強度はいずれも30N/mm²であるが、ヤング係数の設計値に関しては、前者が28kN/mm²であるのに対して後者は20kN/mm²であり、通常のコンクリートでは、圧縮強度、ヤング係数の双方の設計値を満足することは難しい。

また、断面力が集中する箇所の連結床版に使用するため、ひび割れの集中・進展に伴う部材の安全性や耐久性の低下に配慮する必要があった。連結床版は後打ちとなるため、主桁に拘束されてひび割れを発生する可能性もあった。このため、低弾性高じん性セメント系複合体は、じん性とひび割れ分散性に優れ、その体積変化も通常のコンクリートとあまり大きく異なることとした。

さらに、適用する箇所は、床面積が約300m²、打込み数量が約60m³である。補修等を目的にさまざまな材料が開発されているが、少量の材料を小型ミキサで製造し、左官、充てんあるいは吹付けによって施工するようなものが多い。開発する低弾性高じん性セメント系複合体は、通常のコンクリートの製造・施工の設備や方法を適用できるものが必要であった。

(2) 使用材料および配合

前述の要求性能を満足するように開発を行った結果、低弾性高じん性セメント系複合体は、最終的に複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）¹⁾の一種に相当するものとなった。

低弾性高じん性セメント系複合体は、表-1に示すと



写真-1 田辺パーキングエリアの全景（完成後）

表-1 低弾性高じん性セメント系複合体の配合

水結合材比 (%)	砂結合材比 (%)	空気量 (%)	短繊維混入率 (%)	単位量(kg/m ³)		
				水	特殊粉体	短繊維
48.4	44.8	3.0	2.0	361	1643	25.6



写真-2 低弾性高じん性セメント系複合体に使用する特殊粉体と短繊維

おり、水、特殊粉体および短繊維を混合して製造する。写真-2は、特殊粉体と短繊維を撮影したものである。これらに水を混合するだけで、低弾性高じん性セメント系複合体を得ることができる。

要求性能を満足するためには、さまざまな材料が必要となり、各材料を個別に貯蔵・計量を行うのは製造が非常に煩雑であった。このため、必要となる材料をすべて粉体とし、また事前に混合・存置できる状態（特殊粉体）としたことで、通常の生コン工場であっても、空きセメントサイロを確保するだけで容易に製造できるようにした。特殊粉体には、ポルトランドセメント、石灰石微粉末、膨張材を主成分とし、粉末減水剤、粉末収縮低減剤、天然砂等が含まれている。使用した短繊維はビニロン繊維（長さ：12mm、直径：40μm）であり、その短繊維混入率（低弾性高じん性セメント系複合体 1m³ 当たり占める短繊維の容積百分率）は2%とした²⁾。

3. 低弾性高じん性セメント系複合体の品質

(1) 自己充てん性および流動性

対象構造物の配筋や施工の条件を総合的に判断し、低弾性高じん性セメント系複合体は、高流動コンクリートの自己充てん性のランク¹⁾に相当する自己充てん性を持つものとした。自己充てん性のランク1とは、鋼材の最小あきが35~60mm程度で、複雑な断面形状、断面寸法の小さい部材または箇所に打ち込まれる高流動コンクリートに必要な自己充てん性を有していることを指す。写真-3に示す試験器を用いた充てん試験(JSCE-F511に準拠)を実施し、充てん高さが300mm以上であれば合格としている。この試験器の底の部分には、幅200mmに対してD10鉄筋を5本入れ、そのあきを35mmとした障害物を入れており、材料の自重のみでこの障害物を通して、300mm以上の高さまで上がってくる必要がある。

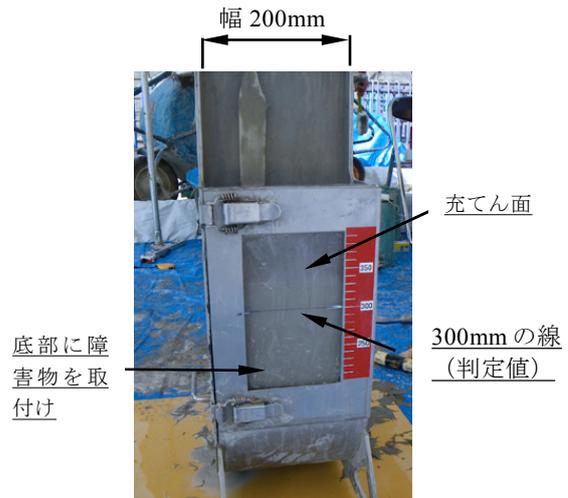


写真-3 充てん高さの測定状況



写真-4 スランプフローの測定状況

写真-4は、スランプフロー試験(JIS A 1150に準拠)後の状態を示している。低弾性高じん性セメント系複合体は、高流動コンクリートと同様に、流動性がある程度高くないと、所定の自己充てん性が得られない。低弾性高じん性セメント系複合体の練上りのスランプフローは、600~700mmの範囲である。これまでの試験により、スランプフローが500mm以上であれば、前述の充てん高さは300mm以上となることが確認されている。

(2) 圧縮強度およびヤング係数

低弾性高じん性セメント系複合体の材齢と圧縮強度(JIS A 1108による)およびヤング係数(JIS A 1149による)の関係を、図-2に示す。前述のとおり、低弾性高じん性セメント系複合体の圧縮強度およびヤング係数の設計値は、それぞれ、 30N/mm^2 、 18kN/mm^2 である。図中には、比較として設計基準強度 30N/mm^2 に相当する普通ポルトランドセメントと天然骨材を使用した普通コンクリートの結果と設計値を示した。

低弾性高じん性セメント系複合体は、通常のコンクリートと同様に、標準水中養生を行った材齢28日の試験値に対して変動係数10%程度を見込んで水結合材比を定めた。このため、材齢28日の圧縮強度は、設計基準強度 30N/mm^2 よりも若干高い。また、低弾性高じん性セメント系複合体の材齢の経過に伴う強度発現性は、普通コンクリートとほとんど違いがないことが分かる。

一方、ヤング係数は、同養生下の材齢91日の試験値が設計値である 20kN/mm^2 とほぼ一致するよう、配合設計を行っている。管理材齢28日におけるヤング係数は 18kN/mm^2 程度となる。構造設計上の要求により、ヤン

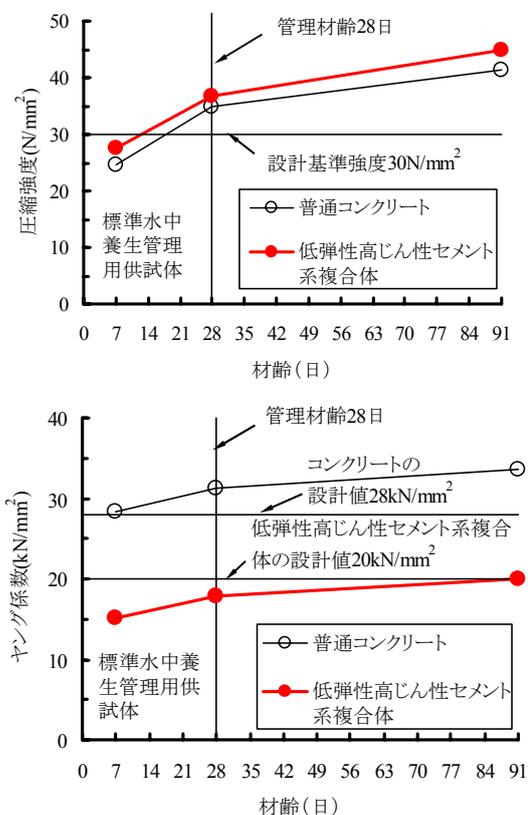


図-2 材齢と圧縮強度およびヤング係数の関係

グ係数は低いほうが望ましいこと、材齢の経過に伴ってヤング係数も増加する傾向があることなどを考慮したものである。低弾性高じん性セメント系複合体のヤング係数は、比較した普通コンクリートに対して、設計値で0.71倍(=20/28)、試験値(材齢28日)では0.57倍(=17.9/31.3)である。

(3) じん性およびひび割れ分散性

低弾性高じん性セメント系複合体は、写真-5に示すように、これを用いた薄板(厚さ10mm)に対して曲げ載荷を行うと、ある程度の荷重まで破断することなく、大きな変形を示す材料である。

図-3は、100×100×400mmの角柱供試体を用いて、低弾性高じん性セメント系複合体の曲げ強度試験(材齢28日、JSCE F553による)を実施した場合の荷重-たわみ曲線を示している。比較として、水セメント比50%のコンクリートに対して、ビニロン繊維(長さ30mm、コンクリート用)の短繊維混入率(Vf)を0~1.5%とした場合の試験結果⁴⁾を図示した。写真-6は、普通コンクリート、短繊維補強コンクリートおよび低弾性高じん性セメント系複合体の曲げ強度試験で発生するひび割れ状態である。

普通コンクリートは、ひび割れ発生荷重に達すると、曲げ破壊が急激に進行する。ビニロン繊維を混入した短繊維補強コンクリートは、曲げひび割れが生じた時点で一度荷重が急降下し、たわみが增大するものの、その後は、ビニロン繊維によって粘りを見せて大きな変形を示す。短繊維混入率が大きいほど、曲げひび割れが発生した後の荷重の低下量は小さく、その後のたわみの増加に伴って荷重も増加する傾向がある。

ビニロン繊維は、引張強度がコンクリートに比べて相当に高いが、ヤング係数はコンクリートと同程度である。また、ビニロン繊維のセメントマトリックスとの一体性は、親水性による繊維表面の付着に依存し、表面の凹凸による機械的な付着に依存する鋼繊維とは異なる。このため、ビニロン繊維のヤング係数が小さいことと多少の抜けを生じることによって直ちにビニロン繊維が荷重を負担することができず、その後、ビニロン繊維が伸長しながら耐力を回復して再び荷重が増加する現象を生じる。

一方、低弾性高じん性セメント系複合体は、ビニロン繊維を使用しているが、微細なものを多量に使用していること、セメントマトリックス中に粗骨材などのひび割れが集中して発生しやすいものが存在しないことなどにより、ひび割れ発生荷重に達した後、たわみの増加に伴って荷重が増加し、たわみが5~6mm程度に達するま

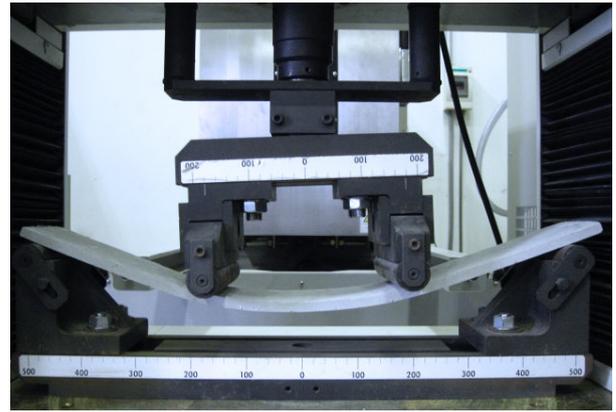


写真-5 低弾性高じん性セメント系複合体を用いた薄板の曲げ変形

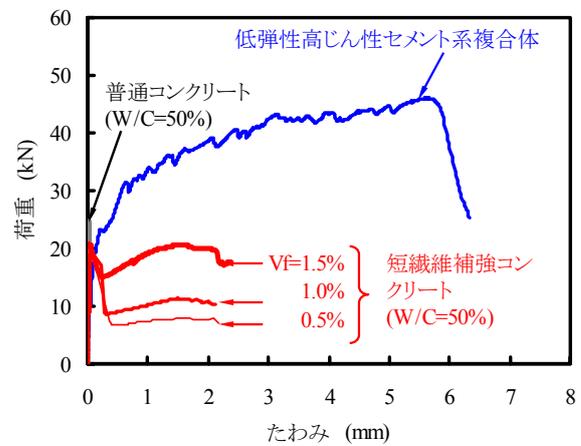


図-3 荷重-たわみ曲線

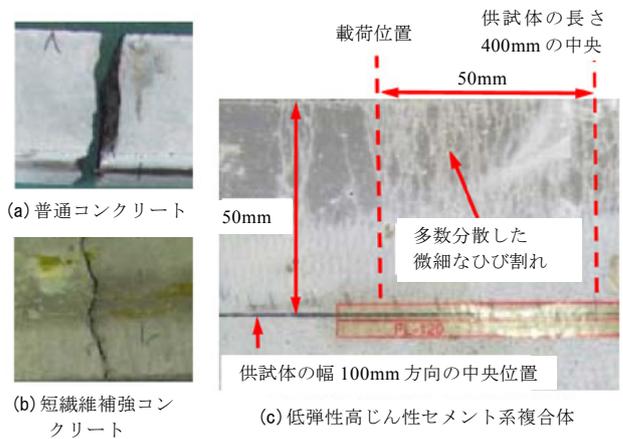


写真-6 曲げ供試体に発生するひび割れ

で破壊に至らない。低弾性高じん性セメント系複合体の最大荷重とそのたわみは、通常の短繊維補強コンクリートに比べて相当に大きい。荷重-たわみ曲線と横軸で囲まれる部分の面積は材料のじん性を表すものであり、低弾性高じん性セメント系複合体が高いじん性を有することが分かる。また、図-3において、低弾性高じん性セ

表-2 曲げ強度試験の結果

材料名	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 E (kN/mm ²)	ひび割れ 発生強度 σ_{bc} (N/mm ²)	曲げ強度 σ_b (N/mm ²)	たわみが 2mmまで の曲げ じん性係数 (N/mm ²)	最大荷重 までの面 積 (N・mm)	最大荷重 までの曲 げじん性 係数 (N/mm ²)	最大荷重 時の曲げ モーメント Mmax (N・mm)	最大荷重 時の曲率 ϕ_u (1/mm)	引張終局 ひずみ $\varepsilon_{tu,b}$	引張強度 f _{t,b} (N/mm ²)
低弾性高じん性セメント系複合体 (設計基準強度30N/mm ² , 微細な ピロコン繊維2.0%混入), A	37.2	15.9	4.08	13.86	9.59	194202	11.53	2342500	428	0.0430	4.62
短繊維補強コンクリート(設計基 準強度30N/mm ² , コンクリート用ピ ロコン繊維0.35%混入), B	34.7	31.3	4.13	4.31	1.00	389	3.64	738333	5	0.000541	1.44
A/B	1.1	0.5	1.0	3.2	9.6	499	3.2	3.2	79	80	3.2

メント系複合体の曲線の小さな凹凸は、写真-6 に示す微細なひび割れを多数発生していることを示している。

表-2 は、JSCE F553 および JCI-S-003 に基づく低弾性高じん性セメント系複合体の曲げ強度試験結果である。表中には参考として、剥落防止を目的としてピロコン短繊維(長さ 30mm, コンクリート用)の短繊維混入率を 0.35%とした設計基準強度 30N/mm²のコンクリートの試験値を併記した。表中に示すひび割れ発生強度、曲げ強度、曲げじん性係数、曲げモーメント、曲率、引張終局ひずみおよび引張強度は、いずれも前述の規準に基づいて算出したものである。

表-2 に示すとおり、低弾性高じん性セメント系複合体のひび割れ発生強度は、圧縮強度が同程度の短繊維補強コンクリートとほぼ一致する。しかし、図-3 に示すとおり、低弾性高じん性セメント系複合体は、ひび割れ発生強度に達した後、荷重を持続して加えると、たわみが 6mm 弱になるまで、荷重およびたわみの双方が大きくなる。このため、曲げ強度はひび割れ発生強度よりも大きく、短繊維補強コンクリートと比べても 3 倍程度大きい。短繊維補強コンクリートの短繊維混入率が高くなると、図-3 に示すように、曲げひび割れ発生後に荷重の増加が見られるようになるが、低弾性高じん性セメント系複合体のように曲げ強度が顕著に大きくならないことが分かる。

荷重-たわみ曲線に囲まれる面積から算出される曲げじん性係数は、たわみ2mmまでの値では約10倍、最大荷重までの値では3倍程度になる。最大荷重までの曲げじん性係数は、短繊維補強コンクリートのように、ひび割れ発生荷重の後に荷重が低下するもの(ひずみ軟化曲線を示すもの)ではひび割れ発生荷重に達するまでのたわみが極めて小さい範囲の曲げじん性係数を

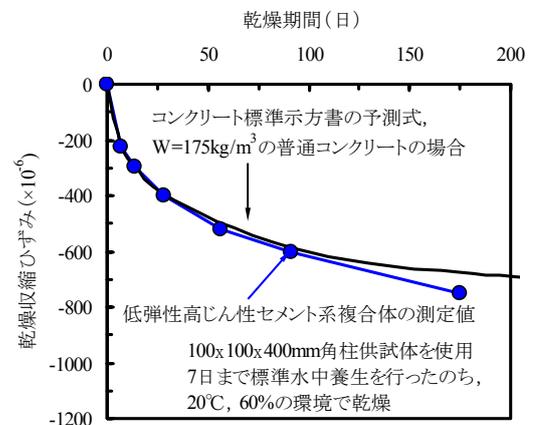


図-4 乾燥収縮試験の結果

求めることになるので、低弾性高じん性セメント系複合体とは直接比較できない。曲げじん性係数よりも最大荷重までの面積を比較すれば、低弾性高じん性セメント系複合体は短繊維補強コンクリートの約500倍となる。

最大荷重時の曲げモーメントおよび曲率も、低弾性高じん性セメント系複合体は短繊維補強コンクリートに比べて相当に大きいことが分かる。なお、短繊維補強コンクリートは、ひずみ軟化曲線を描くため、前述の計算により求まる引張強度は小さくなる。

(4) 体積変化

低弾性高じん性セメント系複合体の自己収縮ひずみ(JCI法に準拠し、埋込みひずみ計を使用した。室内・実機試し練りで採取)は、材齢7日および28日において $\pm 50 \times 10^{-6}$ 程度の範囲であり、粉体量が多い材料としては比較的小さな値であった。

図-4 は、低弾性高じん性セメント系複合体の乾燥収縮試験の結果である。試験は、JIS A 1129 に準じ、打込み翌日より標準水中養生を行い、材齢 7 日より乾燥を開始した。測定は、コンタクトゲージ法によるものである。図中には、参考として、土木学会コンクリート標準示方書に示された収縮ひずみの予測式⁵⁾を用いた、通常のコンクリート（単位水量 175kg/m³）の値を示している。低弾性高じん性セメント系複合体の乾燥収縮ひずみは、通常のコンクリートと大きく変わるものではないことが分かる。

自己収縮試験を終了した供試体を使用して熱（線）膨張係数（JSCE K561 による）を測定した。熱膨張係数の試験値は $9.5\sim 9.7\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ となり、通常のコンクリートの設計で用いる標準値（ $10\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ）とほぼ一致する結果となった。

4. まとめ

低弾性高じん性セメント系複合体の品質について、以下のことが確認できた。

- ① 自己充てん性ランク 1 に相当する自己充てん性と高い流動性を有する。
- ② 設計基準強度 30N/mm² を満足する圧縮強度を得ながらヤング係数を 20kN/mm² 以下に抑えることができる。

- ③ 高いじん性を持ち、微細なひび割れに多数分散できる。
- ④ 生コン工場でも容易に製造できる。

低弾性高じん性セメント系複合体を用いた床版連結構造は、材料と構造のそれぞれの特徴をうまく活かしたもので、今後、橋梁の構造の合理化や施工の省力化に向けて展開していく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），2007.3
- 2) 谷口秀明，樋口正典，斯波明宏，佐々木亘：各種高じん性モルタルの開発，三井住友建設技術開発センター報告，第7号，pp.39-44，2009.9
- 3) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【施工編】，pp.288-290，2008.3
- 4) 谷口秀明，三上浩，浅井洋，樋口正典，藤田学：高じん性コンクリートの開発ービニロン繊維補強コンクリートの基礎物性ー，三井住友建設技術研究所報告，第6号，pp.73-82，2008.11
- 5) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】，pp.45-47，2008.3

低弾性高じん性セメント複合体の製造・施工

Manufacture and Construction of Fiber Reinforced Cementitious Composite with High Ductility and Low Elasticity

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

佐々木 亘 WATARU SASAKI

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

大阪支店 室田 敬 KEI MURODA

土木設計部 平 喜彦 YOSHIHIKO TAIRA

本報告では、筆者らが開発した低弾性高じん性セメント系複合体の製造性と施工性の評価を行った。低弾性高じん性セメント系複合体の製造・施工性能試験を実施した結果、以下のことが明らかになった。①低弾性高じん性セメント系複合体は、通常の生コン工場で製造し、トラックアジテータによって現場まで運搬しても所定の品質が得られる。②低弾性高じん性セメント系複合体の自己充填性は、実施した施工試験の条件下では練混ぜ水の注入から2時間程度確保できる。また、スランプフローが500mm以上であれば、自己充填性を有すると判断できる。③実施した施工試験の条件で施工を行えば、低弾性高じん性セメント系複合体の鉄筋周りの充填性と硬化後の均質性を確保できる。

キーワード：高じん性，低弾性，微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料，製造，施工

This report describes test result of manufacturing and construction using fiber reinforced cementitious composite with high ductility and low elasticity (FRCC). As a result of the examination, the followings were clarified. 1) FRCC which is manufactured from a general ready-mixed concrete plant and transported by a track agitator satisfies the quality confirmed in the laboratory. 2) FRCC has self-compactability within about two hours after mixing. 3) Under the condition of construction tests on FRCC, FRCC in slab elements is homogeneously consolidated and filled around closely arranged reinforcements.

Key Words: High Ductility, Low Elasticity, Fiber Reinforced Cement Composite, Manufacture, Construction

1. はじめに

田辺パーキングエリア工事は、すでに供用されている第二京阪道路の上空に、3～4径間のPC連結桁橋を複数（上り線：10連，下り線：8連）横に並べ、広い範囲の面を構築してパーキングエリアとするものである（写真-1）。しかし、同工事では、第二京阪道路の車線・幅員構成により橋脚位置に制約を受けるため、使用されるPC桁は各径間の支間長および桁高が異なる。

これに対し、筆者らの一部は、隣り合う径間のPC桁を横桁で連結せずに床版を連結すること（以下、床版連結構造と称す）によって連結桁橋を構築する工法を考案した。本構造の採用により、従来の横桁連結と比べて



写真-1 田辺パーキングエリアの全景（完成後）

PC桁相互を柔らかく繋げ、連結部に作用する断面力を低減できる。また、大きな断面力が作用する連結床版に対しては、弾性係数が低く、じん性に富み、ひび割れ分散性にも優れた低弾性高じん性セメント系複合体を使用

した。低弾性高じん性セメント系複合体の品質等の詳細については、別報¹⁾で紹介している。

本報告では、床版連結構造への適用に向けて、低弾性高じん性セメント系複合体の製造および施工に関する検討を実施した内容を述べる。

2. 床版連結構造の概要

PC 連結桁橋では、図-1 (左) に示すとおり、一般に架設した隣接径間の PC 桁どうしを橋脚上で横桁と一体化させる。しかし、従来の連結横桁構造では連結部の施工が煩雑となるとともに、本橋のように隣接する主桁の桁高および断面形状が異なる場合には横桁部で断面が不連続となる。これに伴い、桁下端側の配筋が不連続となるため、完成後には維持管理面の課題が残る。一方、筆者らが考案した床版連結構造は、図-1 (右) に示すとおり、隣り合う径間の PC 桁を床版で連結して連結桁橋を構築するものである。本構造を採用することで、従来の横桁連結と比べて PC 桁相互を柔らかく繋げて、連結部に作用する断面力を低減することができる。また、パーキングエリアの維持管理性の向上と連結部施工の合理化を図ることが可能となる。

本工事では、支間長や桁高の違いによって生じる断面力に応じて、異なる構造諸元および材料を用いている。すなわち、断面力の比較的小さい箇所には、作用する断面力に応じて連結床版の支間を 1.0m ないし 1.5m とし、普通コンクリート（短繊維等を含む）を用いた。一方、断面力が大きい箇所に対しては、新たに開発した低弾性高じん性セメント系複合体を適用し、床版支間を 2.0m とすることで床版部に作用する断面力を低減した。設計基準強度はいずれも 30N/mm² であるが、弾性係数の設計値は、前者が 28kN/mm²、後者が 20kN/mm² である。新材料の適用であるため、設計においては、コンクリートの引張抵抗および短繊維の引張抵抗を無視し、鉄筋のみで引張に抵抗させて、安全側の処置を講じた。

3. 低弾性高じん性セメント系複合体の特徴

(1) 使用材料および配合

低弾性高じん性セメント系複合体の配合を、表-1 に示す。筆者らは、さまざまなタイプの繊維補強セメント複合材料（FRCC）の開発を行ってきた^{例えば、2),3),4)}。今回、開発した低弾性高じん性セメント系複合体は、繊維補強セメント複合材料の中では、複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）⁵⁾の一種である。表中の特殊粉体とは、ポルトランドセメント、石灰石微粉

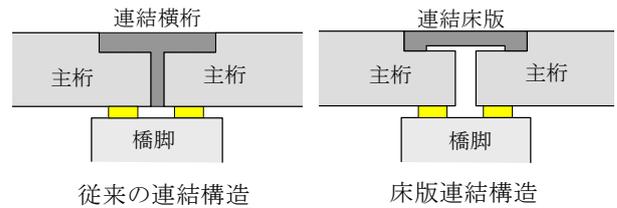


図-1 従来の連結構造と床版連結構造

表-1 低弾性高じん性セメント系複合体の配合

水結合材比 (%)	砂結合材比 (%)	空気量 (%)	短繊維混入率 (%)	単位量(kg/m ³)		
				水	特殊粉体	短繊維
48.4	44.8	3.0	2.0	361	1643	25.6



写真-2 スランプフローの状況

末、膨張材を主成分とし、粉末減水剤、粉末収縮低減剤、天然砂などをプレミックスしたものである。使用した短繊維はビニロン繊維（長さ：12mm、直径：40μm）であり、その短繊維混入率（低弾性高じん性セメント系複合体 1m³ 当りに占める短繊維の容積百分率）は 2% とした⁴⁾。

(2) 流動性状

配筋や施工の諸条件を総合的に判断し、低弾性高じん性セメント系複合体には締固めなしで充填できる性能（自己充填性）を付与した。自己充填性のレベルは、コンクリート標準示方書の中で最も厳しい条件となるランク 1 に相当するものとした。具体的には、充填試験の充填高さが 300mm 以上となるものとした。

また、自己充填性を確保するうえで、ある程度高い流動性が必要となる。そこで、低弾性高じん性セメント系複合体の流動性は、スランプフロー（写真-2）で管理するものとし、練上がり時に 600~700mm、打込み時

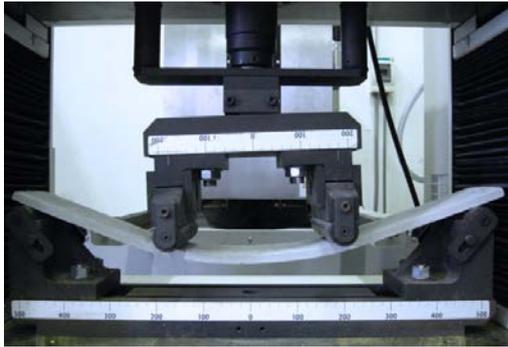


写真-3 低弾性高じん性セメント系複合体を用いた薄板の曲げ変形



写真-4 練り上がりの状態（ミキサ内）

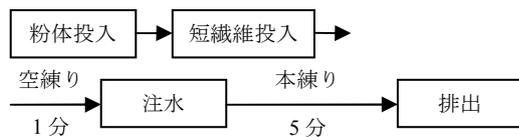


図-2 練混ぜの手順

の最小値を 500mm とした。この根拠については、後述する。

（3）力学的特性および体積変化

構造設計より要求される低弾性高じん性セメント系複合体の圧縮強度およびヤング係数の設計値は、それぞれ 30N/mm^2 、 20kN/mm^2 であり、通常のコンクリートでは双方を満足するように実現することは難しい。

また、低弾性高じん性セメント系複合体は断面力が集中する部分に使用する。このため、ひび割れの集中や進展に伴う部材の使用性、安全性および耐久性の低下に配慮する必要がある。図-1 に示すとおり、連結床版と主桁の剛結により、後打ちを行った連結床版部分は外部拘束によるひび割れを発生する可能性もある。そこで、低弾性高じん性セメント系複合体はじん性とひび割れ分散性に優れ、その体積変化が通常のコンクリートと大きく異なるものとした。

開発した低弾性高じん性セメント系複合体を用いた薄板（厚さ 10mm）は、曲げ荷重を行うと、写真-3 に示すように、ある程度の荷重まで破断することなく、大きな変形を示す。

（4）製造性および施工性

低弾性高じん性セメント系複合体の適用対象は、床面積が約 300m^2 、打込み総量が約 60m^3 になる。補修材などの特殊な材料の多くは、小型ミキサを用いて製造し、左官、充填あるいは吹付けといった方法で少量ずつ施工するものである。しかし、連結部は、従来、コンクリー

トが使用される部分であり、開発する低弾性高じん性セメント系複合体は、通常のコンクリートの製造・施工システムをうまく利用できるものである必要がある。4章および5章で、この製造・施工性に関する試験結果を述べる。

4. 低弾性高じん性セメント系複合体の製造方法に関する検討

（1）貯蔵・搬送

要求性能を満足するためには、さまざまな材料が必要となり、各材料を個別に貯蔵・計量するのは製造が非常に煩雑になる。このため、筆者らは、必要となる材料をすべて粉体とし、事前に混合・存置しても品質変化が小さいことを確認したうえで、プレミックス品（特殊粉体）を採用した。これにより、通常の生コン工場であっても、空きセメントサイロを確保すれば容易に製造できるようになった。

製造試験の結果、特殊粉体は天然砂などのさまざまな材料を含むが、通常のコンクリートの貯蔵・搬送設備（セメントサイロ、貯蔵ビン、搬送管等）を使用しても、閉塞など等の問題を発生しないことが確認された。

（2）計量

練混ぜ水と特殊粉体は、表-1 に示すとおり、単位量が相当に多いため、一般的な計量ビンでは1バッチ分（公称容量 3.0m^3 ミキサを使用した場合の練混ぜ量 2.4m^3 ）を1回で計量できない。しかし、分割して計量すれば、各材料は、1バッチ当たり $\pm 1\text{kg}$ 程度の精度で計量できることが確認された。短繊維は、製造量などを考慮し、事前に1バッチごとに計量し、袋詰めにして人力でミキサ内に投入することとした。

（3）練混ぜ

製造試験は、コンクリート製品工場（栃木県）と生

コン工場（京都府）の2箇所で実施した。工場で保有するミキサは、いずれも強制二軸ミキサであるが、公称容量は、それぞれ、1.5m³、3.0m³と異なるほか、羽根の構造なども若干異なるものであった。

練混ぜ手順を、図-2に示す。短繊維を人力で投入する場合、ミキサを停止した状態で投入するので、粉体と攪拌しながら連続的に短繊維を混入することはできず、投入される箇所に短繊維の偏りを生じる。しかし、空練り時間を30秒程度、練混ぜ水を投入後の練混ぜ時間を5分程度とすることで、短繊維が均一に分散し、かつ流動性が高い状態を得られることが確認された。本練り時間に関しては、3～7分の間で変化させた結果、5分後の流動性状が最も良いことが確認された。図-2に示す各練混ぜ時間は、それらの結果を反映させたものである。写真-4は、ミキサの開口窓から観察した低弾性高じん性セメント系複合体の練上がり状態である。

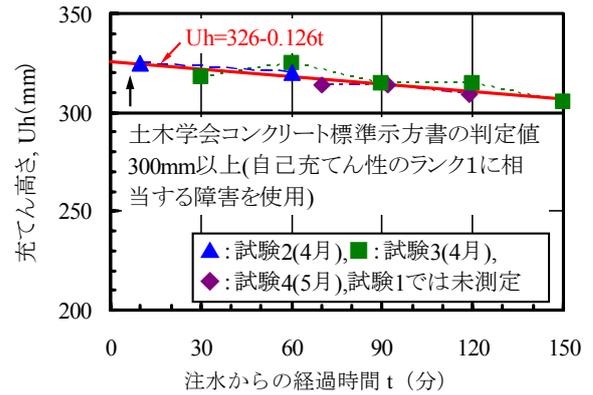
5. 低弾性高じん性セメント系複合体の施工方法に関する検討

(1) 運搬および時間経過による品質変化の確認

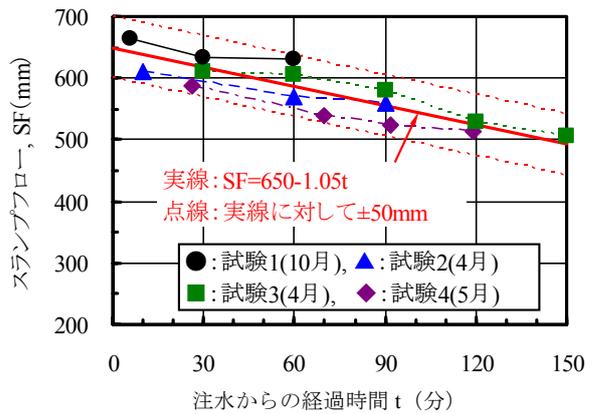
低弾性高じん性セメント系複合体は、通常のトラックアジテータを使用して運搬が可能である。工場から現場までの運搬（25分程度）、積載する2バッチ分の製造、品質管理試験などの時間を加算すると、1バッチ目の注水から打込み開始までの所要時間は60分前後となる。運搬および時間経過により、低弾性高じん性セメント系複合体の品質が変化する可能性がある。このため、トラックアジテータを使用した運搬・経時変化試験を実施した。

図-3は、充填高さおよびスランプフローの経時変化を示すものである。試験は実製造・施工までに4回実施している。図中には、目安として、注水からの経過時間とスランプフローまたは充填高さの試験値を直線回帰した結果を示した。充填高さおよびスランプフローは、試験ごとに若干のばらつきがあるが、注水からの時間の経過に伴い、低下する傾向がある。スランプフローは、120分後では500mm程度にまで低下するが、この場合にも、充填高さは自己充填性の判定値（300mm）以上であることが分かる。

そこで、図-4に示すように、スランプフローと充填高さの関係性を調べた。両値を直線回帰した場合、スランプフローが450mm程度まで低下すると、充填高さが判定値300mmになることが分かる。試験値にばらつきが存在することを考慮し、スランプフローは500mm以上を確保していれば、充填高さが300mm以上となるものと判断された。スランプフローが500mm以上の領域に



(a) 充填高さ



(b) スランプフロー

図-3 充填高さおよびスランプフローの経時変化

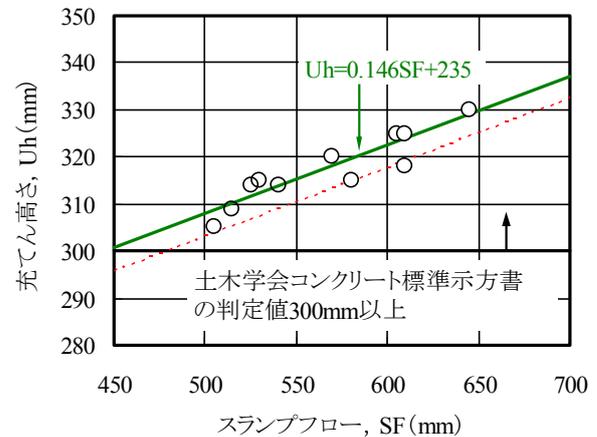


図-4 スランプフローと充填高さの関係

において、どの程度の流動性が必要になるかは、打込み時の流動距離と打込み間隔の関係などの施工方法を十分に検討・決定し、それを満足するように出荷時の目標値の設定や打込み終了までの時間管理を行うことが重要である。

図-5は、空気量の経時変化を示したものである。空気量は、4回の試験において、一部を除き、配合上の設定値3.0%に対して±0.5%の変動幅であり、非常に安定

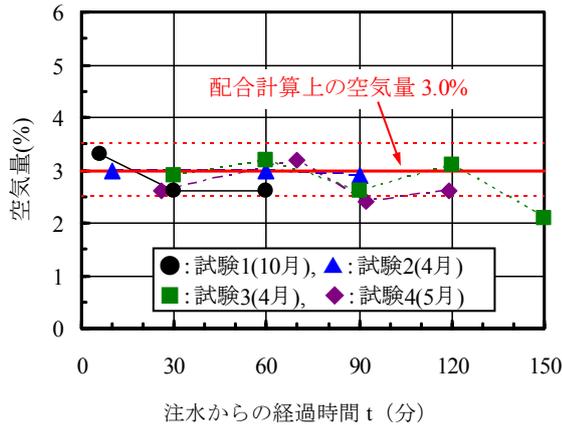


図-5 空気量の経時変化

した状態であった。このため、空気量の変動が圧縮強度などに及ぼす影響も小さく、試験 1 (10 月) と試験 4 (5 月) に実施した施工試験 (出荷から経時変化試験の終了時まで) に 3 回供試体を採用した結果では、圧縮強度は、各試験での平均値に対して $\pm 1.0 \text{ N/mm}^2$ の変動幅で、また両試験の平均値の差は 0.7 N/mm^2 であった。

(2) 打込みによる床版の品質変化の確認

模擬試験体 (寸法は $3.6 \times 3.0 \times 0.2 \text{ m}$, 配筋は実際の連結床版を模擬) を製作し、打込み方法の検討を行った。写真-5 は、模擬試験体の型枠内に打ち込んだ低弾性高じん性セメント系複合体の流動状況である。施工試験では、打込み時のスランブフローは $500 \sim 550 \text{ mm}$ 程度であったが、低弾性高じん性セメント系複合体は底面を先行して流動し、鉄筋周りに充填される様子が観察された。鉄筋が存在しない側枠近くは摩擦抵抗が小さいため、やや先行して流動するが、最終的な流動距離は鉄筋が密な部分と大きく異なることはなかった。試験体の厚さが 0.2 m で、打込み高さが小さいため、流動距離は試験体の橋軸方向 (3.6 m) の半分以下であった。実際の工事においては、この流動距離を参考として打込み間隔などの計画を行った。

写真-6 は、田辺パーキングエリア工事の連結床版に低弾性高じん性セメント系複合体を打ち込んでいる様子を示すものである。

表-2 は、現場封緘養生を行った管理用供試体と模擬試験体から採取したコア供試体 (両端と中央の 3 箇所、各箇所 3 本ずつ) の圧縮強度およびヤング係数の測定結果である。測定時の材齢は 28 日である。コア供試体の圧縮強度は、管理用供試体の値とほぼ一致し、ヤング係数は管理用供試体に比べて 1 割弱小さい。ヤング係数は、前述のとおり、小さいほうが構造設計上は好ましいので、



写真-5 模擬試験体の型枠内における流動状況



写真-6 実際の工事における打込みの状況

表-2 管理用供試体とコア供試体の圧縮強度およびヤング係数の測定結果

測定項目	荷卸し管理用供試体、現場封緘養生	版模擬試験体から採取したコア供試体				コア供試体と管理用供試体の比
		①	②	③	①②③平均	
圧縮強度 (N/mm ²)	35.5	①	②	③	①②③平均	1.01
		36.9	37.2	36.5	36.9	
		④	⑤	⑥	④⑤⑥平均	
		36.1	35.9	35.2	35.7	
		⑦	⑧	⑨	⑦⑧⑨平均	
		36.2	35.9	33.1	35.1	
		①④⑦平均	②⑤⑧平均	③⑥⑨平均	全平均	
36.4	36.3	34.9	35.9			
ヤング係数 (kN/mm ²)	15.1	①	②	③	①②③平均	0.91
		13.5	14.2	13.7	13.8	
		④	⑤	⑥	④⑤⑥平均	
		13.7	13.6	13.8	13.7	
		⑦	⑧	⑨	⑦⑧⑨平均	
		14.2	13.4	13.4	13.7	
		①④⑦平均	②⑤⑧平均	③⑥⑨平均	全平均	
13.8	13.7	13.6	13.7			

コア供試体の試験値が管理用供試体に比べて若干小さくても問題ない。圧縮強度，ヤング係数ともに，9本のばらつきはとても小さく，標準偏差を求めると，それぞれ， 1.2N/mm^2 ， 0.3kN/mm^2 である。

写真-7は，模擬試験体中の鉄筋位置に対してコア抜きを行った場合の側面と，コンクリートカッターを使用して切断した場合の切断面である。いずれにおいても，低弾性高じん性セメント系複合体は，鉄筋周りに対して密実に充填されていることが分かる。

このように，低弾性高じん性セメント系複合体に対して自己充填性を付与し，適切な打込み方法を行うことにより，密実で均質な連結床版が得られることが明らかになった。

6. まとめ

低弾性高じん性セメント系複合体の製造・施工性の試験を実施した結果，以下のことが明らかになった。

- ① 低弾性高じん性セメント系複合体は，通常の生コン工場で製造し，トラックアジテータによって現場まで運搬しても所定の品質が得られる。
- ② 低弾性高じん性セメント系複合体の自己充填性は，実施した施工試験の条件下では練混ぜ水の注入から2時間程度確保できる。また，スランプフローが500mm以上であれば，自己充填性を有すると判断できる。
- ③ 実施した施工試験の条件で施工を行えば，低弾性高じん性セメント系複合体の鉄筋周りの充填性と硬化後の連結床版の均質性を確保できる。

低弾性高じん性セメント系複合体を用いた床版連結構造は，材料と構造のそれぞれの特徴を上手に活かした組合せであり，構造の合理化や施工の省力化が図れる。

本構造は新設工事のみならず既設橋梁のリニューアル工事に対しても適用可能であり，今後の展開が期待できる。材料への要求性能は用途によって異なるので，新たな用途に対しては，必要に応じて低弾性高じん性セメント系複合体の改良・開発を進めていく予定である。

謝辞：第二京阪道路田辺パーキングエリア工事において，PC連結床版構造および低弾性高じん性セメント系複合体の採用にあたっては，西日本高速道路（株）に多大なるご理解を賜りました。また，低弾性高じん性セメント系複合体は，三井住友建設（株）と住友大阪セメント（株）が共同で開発したものです。田辺パーキングエリ

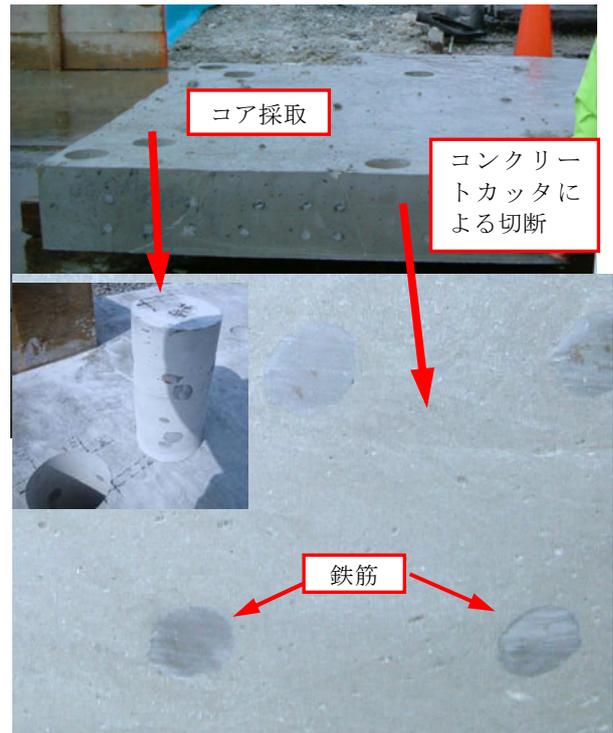


写真-7 模擬試験体から採取したコア側面および切断した側面における鉄筋周りの充填状況

ア工事への適用に向けては住友大阪セメント（株）から多大なるご支援を賜りました。製造に関しては，京阪奈生コン（株）にご協力いただきました。ここに，深く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 谷口秀明，斯波明宏，佐々木亘，樋口正典：低弾性高じん性セメント複合体の開発，三井住友建設技術開発センター報告，第8号（投稿中），2010
- 2) 谷口秀明，三上浩，浅井洋，樋口正典，藤田学：高じん性コンクリートの開発ービニロン繊維補強コンクリートの基礎物性ー，三井住友建設技術研究所報告，第6号，pp.73-82，2008.11
- 3) 谷口秀明，樋口正典，佐々木亘，三上浩：高じん性コンクリートの開発ー高じん性コンクリートのさらなる高性能化に向けてー，三井住友建設技術開発センター報告，第7号，pp.29-38，2009.9
- 4) 谷口秀明，樋口正典，斯波明宏，佐々木亘：各種高じん性モルタルの開発，三井住友建設技術開発センター報告，第7号，pp.39-44，2009.9
- 5) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），2007.3

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

Influence of Various Factors on Drying Shrinkage of Concrete and Judgment at Early Stage for Long-Term Shrinkage

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
佐々木 亘 WATARU SASAKI
斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA
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使用し、コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因を確認した。試験の結果、骨材の相違は他の材料・配合要因に比べて乾燥収縮ひずみに及ぼす影響が大きいこと、単位水量の影響の度合いは、コンクリート標準示方書の予測式とおおむね一致すること、コンタクトゲージで測定した乾燥収縮ひずみは、初期強度が小さいセメントを使用するほど、ダイヤルゲージで測定した値よりも大きくなること、乾燥開始までの前養生期間の検討が重要であることなどがわかった。乾燥材齢 28 日と 182 日の乾燥収縮ひずみの比に及ぼす要因はさまざまで、その影響度も異なるため、それらを十分に考慮すれば、28 日の値によって 182 日の値を精度よく予測が可能であることが確認された。

キーワード：乾燥収縮、骨材、配合、測長方法、養生日数

This report describes the result of the examination in the factor to exert influence on drying shrinkage of concrete. As a result of the examination, the followings were clarified. 1) There exists a relationship between the quality of aggregates and the shrinkage of concrete. 2) Using cement with small initial strength, drying shrinkage value measured with contacting gauge shows higher value than drying shrinkage value measured with dial indicator. 3) Water curing days of the specimen until beginning of dry affects on the value of drying shrinkage. 4) The value of drying shrinkage at 182 days can be predicted according to the value of drying shrinkage at 28th with high accuracy.

Key Words: Drying Shrinkage, Aggregate, Mix Proportion, Measurement method of length, Curing Days

1. はじめに

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¹⁾。これを受け、土木学会コンクリート標準示方書²⁾の改訂や日本建築学会 JASS 5³⁾の改定においては、コンクリートの収縮に関する内容が大幅に盛り込まれた。また、日本コンクリート工学協会では、この問題の収束に向けて会長特別委員会を発足し、その成果が 2010 年 3 月に報告された⁴⁾。報告書では、収縮の基準化に対する課題と提案が示されているが、残された課題を解決するため、新たな委員会が発足している。

現状では、レディーミクストコンクリート工場（以

下、工場）で使用される骨材の品質がコンクリートの収縮などの品質に及ぼす影響は必ずしも明らかにはなっていない。既往の研究報告では、工場の室内試験室あるいは実機で製造したコンクリートを用いて供試体を採取し、乾燥収縮などの試験を実施している場合が多いが、コンクリートの製造から試験終了までの諸条件が異なるため、試験値に対してさまざまな要因が複雑に関係し合い、それぞれの影響の度合いを正確に把握することが難しい。そこで、筆者らは、国内各地の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てコンクリートの品質を把握した。骨材の影響を考慮したうえで、骨材以外の使用材料、配合および試験方法が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響を確認した。

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								PC配合(W/C=40%)			RC配合(W/C=55%)								
	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	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
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	WAE		46.0	165
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	WAE		46.0	165
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	WAE		45.4	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	WAE		46.0	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	WAE		46.0	170
5	砕砂	新潟県	2.62	1.95									砕石2505	新潟県	2.66	1.20									SP		44.0	165	WAE		47.0	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	WAE*		48.0	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	WAE		46.0	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	WAE		45.0	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	WAE		45.0	170
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	WAE		45.0	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	WAE		46.0	170
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	WAE		46.0	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	WAE		45.0	160
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	WAE		45.0	160
15	川砂	山梨県	2.65	1.54									川砂利	山梨県	2.68	1.16									SP		44.0	160	WAE		47.0	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	WAE		46.0	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	WAE*		47.0	155
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	WAE		44.0	175
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	WAE		45.0	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	WAE		45.0	170
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	WAE		48.0	165
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	WAE		46.0	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	WAE		46.0	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	WAE		47.0	170
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	WAE		46.0	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	WAE		48.0	170
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	WAE		47.0	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	WAE		47.0	170
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	WAE		45.0	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	WAE		45.0	165

骨材の密度は表乾密度で、その単位はg/cm³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/m³である。*は使用量が少ないため、減水率が小さいAE減水剤に変更した方がよい場合があるものを指す。

また、乾燥収縮ひずみは材齢6ヶ月の値によって判定しているため、設計あるいは施工段階において事前に確認するのが難しい場合がある。このため、短期材齢の収縮ひずみもしくは何らかの他の指標によって、材齢6ヶ月の乾燥収縮ひずみを推定できることは、実務上有効である。そこで、本研究では、短期材齢の乾燥収縮ひずみで長期のひずみを推定する場合の影響要因について検討を行っている。

2. 各地の骨材を使用したコンクリートの乾燥収縮ひずみの実態把握

(1) 試験方法

表-1 に示すとおり、国内各地の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.1 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。

コンクリートは、設計基準強度 40N/mm² 程度の PC 橋上部構造を対象とした配合（以下、PC 配合と呼ぶ）

と、設計基準強度 24~27N/mm² 程度の一般的な RC 構造物を対象とした配合（以下、RC 配合と呼ぶ）とした。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/cm³）、普通ポルトランドセメント（密度 3.15g/cm³）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・ロットのものである。

単位水量とスランプ（練り上がり直後で 12~15cm 程度）の調整には、基本的に PC 配合では高性能 AE 減水剤（標準形、ポリカルボン酸エーテル系の化合物、抑泡タイプ）、RC 配合では AE 減水剤（標準形、リグニンスルホン酸化合物とポリカルボン酸エーテルの複合体抑泡タイプ）を使用することとした。空気量（4.5±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。

水セメント比（W/C）は、PC 配合が 40%、RC 配合が 55%である。単位水量は、コンクリート標準示方書¹⁾で示される標準範囲 155~175kg/m³を参考とし、高性能 AE 減水剤あるいは AE 減水剤の使用量が過多あるいは過少にならないようにした。細骨材率は工場の標準配合の値を参考とした。それらは、フレッシュコンクリートの性状をもとに調整した。ただし、単位粗骨材絶対容積（単位粗骨材量）は、コンクリートの収縮量に及ぼす影

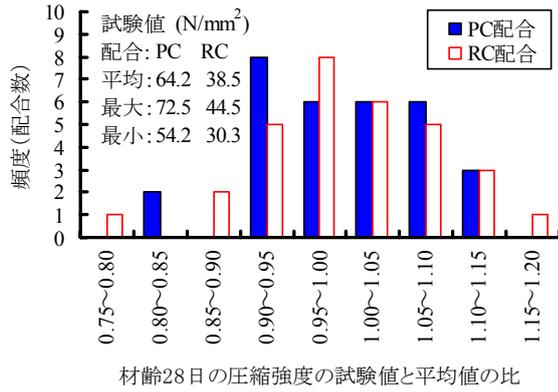


図-1 圧縮強度の分布

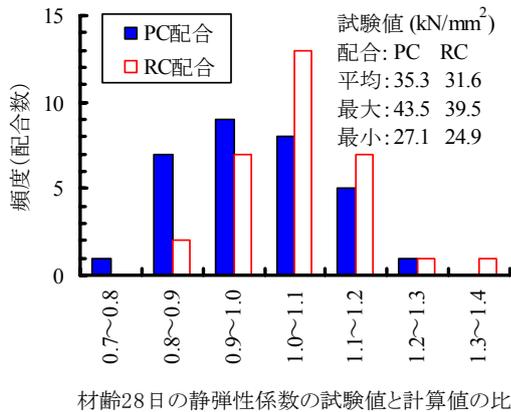


図-2 静弾性係数の分布

響を考慮し、一部を除き、 $0.375 \pm 0.015 \text{m}^3/\text{m}^3$ の範囲とした。

本研究では、コンクリートの品質として、圧縮強度、静弾性係数（ヤング係数）および乾燥収縮ひずみを確認した。圧縮強度および静弾性係数は、それぞれ、JIS A 1108, JIS A 1149 に準拠し、標準水中養生を材齢 28 日まで行った円柱供試体（ $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ ）の値である。乾燥収縮試験は、JIS A 1129-2（コンタクトゲージ法）によるもので、ゲージプラグには埋込み型のものを使用した。供試体は $100 \times 100 \times 400 \text{mm}$ 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°C 、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。

(2) 試験結果および考察

圧縮強度および静弾性係数の結果を、それぞれ、図-1, 図-2 に示す。圧縮強度は試験値と配合種別ごとの全試験値の平均値との比、静弾性係数は試験値と計算値との比を表している。ここで、静弾性係数の計算値は、コンクリート標準示方書¹⁾の構造計算に用いる標準値に対して累乗式で回帰し、圧縮強度の試験値を代入して求め

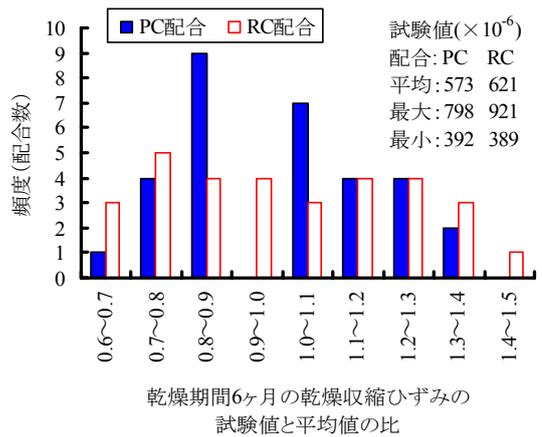


図-3 乾燥収縮ひずみの分布

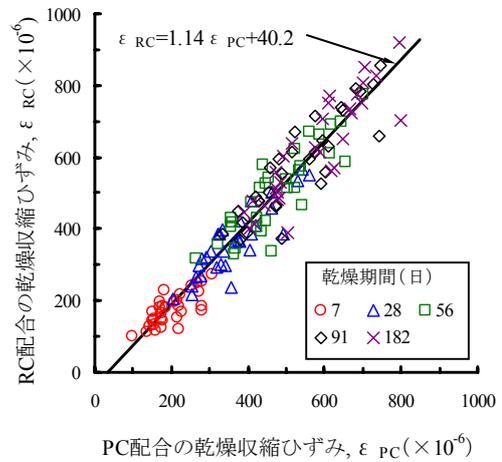


図-4 配合種別による乾燥収縮ひずみの比較

たものである。すなわち、圧縮強度と静弾性係数の標準値の関係を基準とし、これに対する比率で骨材の品質が静弾性係数に及ぼす影響を把握している。これらの結果から明らかなように、骨材以外のさまざまな条件をほぼ同一にしても、圧縮強度および静弾性係数は、それぞれ、 $\pm 20\%$ 程度、 $\pm 30\%$ 程度の範囲を有する。一方、図-3に示すとおり、乾燥収縮ひずみ（図中では試験値と平均値の比）は圧縮強度および静弾性係数に比べるとばらつきが大きく、その範囲は $\pm 40\%$ 程度に拡大する。いずれもばらつきの程度に差異はあるが、試験によって確認しなければ精度良く把握できないことは明白であり、圧縮強度および静弾性係数と同様に、各工場で使用している骨材を用いてコンクリートの乾燥収縮試験を実施しておく必要があると言える。

図-4 は、同一の骨材の組合せ（表-1 中の同一 No.）による PC 配合と RC 配合のコンクリートの乾燥収縮ひずみ（乾燥期間 7~182 日）を比較したものである。図中の直線は、両試験値に対して一次式で回帰を行ったものである。両配合は、セメントの種類および水セメント

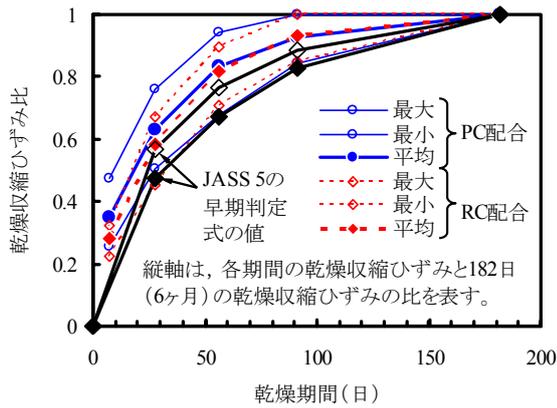


図-5 乾燥期間と乾燥収縮ひずみ比の関係

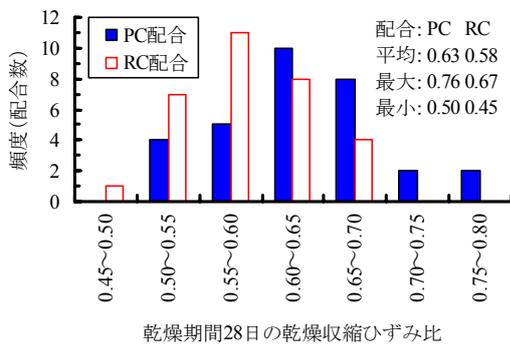


図-6 乾燥期間 28 日の乾燥収縮ひずみ比の分布

比が異なるが、RC 配合の乾燥収縮ひずみが PC 配合の乾燥収縮ひずみよりも若干大きくなる程度で、両者は比較的相関がある。今回の条件におけるセメントの種類および水セメント比の相違が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響は骨材の組合せの相違に比べて小さい。このため、暫定的な配合であっても、工場の骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみの測定値が存在すれば、その値によって設計・施工上の対策の必要性を検討し、方針を決定した後、諸要因の影響を調整してもよいと考えられる。図-5 は、乾燥期間 182 日（6ヶ月）の乾燥収縮ひずみを基準とし、各乾燥期間の乾燥収縮ひずみとの比（図中では乾燥収縮ひずみ比と表現）を求めたものである。

図-6 は、乾燥期間 28 日の乾燥収縮ひずみ比の分布である。JASS 5 では、乾燥収縮ひずみの早期判定を目的に、ここで示した乾燥収縮ひずみ比に相当する係数の値（JASS 5 では逆数）を与えており、図-5 中の◆印が 4%不良率を許容した値、◇印が平均値である。今回の試験結果では、乾燥収縮ひずみ比は、JASS5 の 4%不良率を許容した値がほぼ最小値に相当する。JASS5 の平均値は、RC 配合の乾燥期間 28 日の試験結果と一致するが、それ以外の乾燥期間および PC 配合の結果はいずれも JASS5 の平均値よりも大きい。このため、JASS5 で示された値と今回の試験条件における短期の乾燥収縮ひ

ずみを用いて推定を行うと、乾燥期間 182 日（6ヶ月）の乾燥収縮ひずみは試験結果よりも大きくなる可能性がある。乾燥収縮ひずみ比は、骨材の種類によって大きく異なるほか、配合種別によっても異なるので、早期判定にあたってはそれらの要因を十分に考慮して実施する必要がある。

3. コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因

2. の結果を踏まえ、骨材の影響を考慮したうえで、骨材以外の使用材料、配合および試験方法が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響を確認した。断りがない限り、試験の基本条件は、2. と同一である。

(1) 単位水量

一般にコンクリートの単位水量が多いほど、乾燥収縮ひずみは大きくなる傾向があるが、両者の関係は研究報告によって異なることが多い。そこで、表-1 の中から 7 種類（No.0, No.2, No.13, No.14, No.15, No.23 および No.28）を選び、表中の PC 配合に対して水セメント比および単位粗骨材絶対容積を一定とし、単位水量を変化させた場合の単位水量と乾燥収縮ひずみの関係を調べた。No.0 については、RC 配合における両者の関係も調べた。単位水量の変化量は、コンクリートが製造できる範囲で任意とし、高性能 AE 減水剤と AE 減水剤の選択、ならびにそれらの使用量の調整によって行った。

図-7(a) は、それぞれの骨材の組合せ・配合における単位水量と乾燥収縮ひずみの関係を表したものである。図-7(a)に示すとおり、それぞれの骨材の組合せ・配合によって両者の関係は異なる。しかし、コンクリート標準示方書の予測式で求めた値を結んだ線と、これを 0.7～1.2 倍の範囲で変化させた点線を示すことにより、骨材の組合せ・配合ごとの乾燥収縮ひずみの大小程度を把握できる。また、個々の組合せ・配合における両者の関係は、おおよそ、コンクリート標準示方書の予測式の傾向と一致することが分かる。すなわち、単位水量が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響に対しては、コンクリート標準示方書の予測式が適用できる。なお、図中の OPC や 14PC などにおいて、高性能 AE 減水剤の使用量を標準使用量よりも増やして単位水量を大幅に減じた場合には、かえって乾燥収縮ひずみが大きくなる傾向も認められる。図-7(b) は、単位水量と乾燥収縮ひずみ比（ここでは、乾燥期間 28 日と 182 日の乾燥収縮ひずみの比）の関係を示している。乾燥収縮ひずみ比の値あるいは影響因子との何らかの傾向は、長期材齢の乾燥収縮ひずみを早期に判定するうえで重要な役割を果たす。いずれの乾燥収

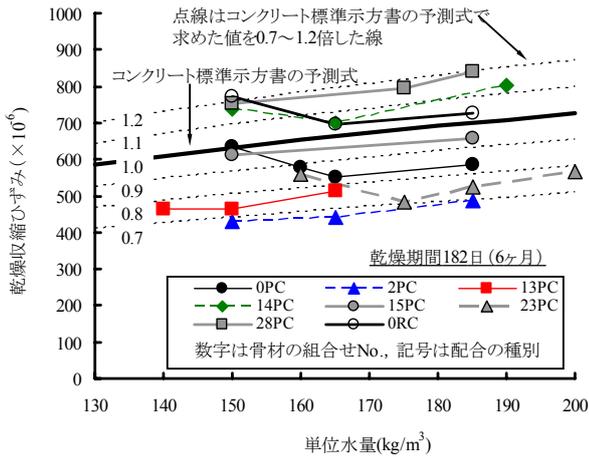


図-7(a) 単位水量と乾燥収縮ひずみの関係

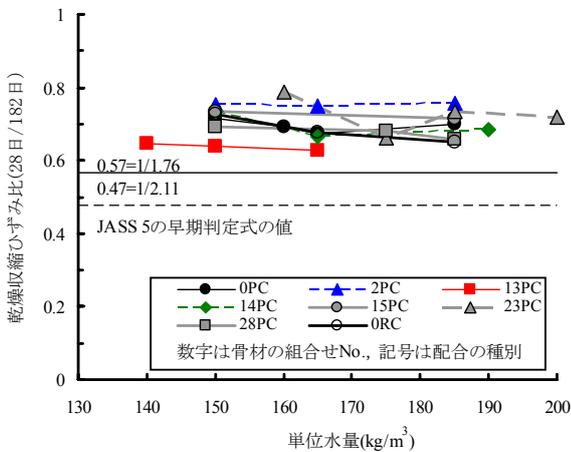


図-7(b) 単位水量と乾燥収縮ひずみ比の関係

縮ひずみ比も、前述の JASS5 で示された値とは大きく異なり、JASS5 の値に比べて大きいことがわかる。単位水量は、乾燥収縮ひずみには影響を及ぼすが、乾燥収縮ひずみ比に及ぼす影響は小さいことが分かる。すなわち、一部のばらつきが大きい試験値を除き、同一の骨材およびセメントを使用し、水セメント比を一定として単位水量を変化させても、乾燥収縮ひずみ比はほとんど変化しない。ただし、骨材の種類ごとに乾燥収縮ひずみ比が異なるため、他の骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみを推定する場合には注意する必要がある。配合 2PC と配合 13PC では、乾燥収縮ひずみ比が 0.15 程度異なる。また、単位水量の変化により、乾燥収縮ひずみが若干変化しているものもあるため、精度よく推定しようとする場合には、そのような微増減にも着目する必要がある。

(2) 単位粗骨材量 (単位粗骨材絶対容積)

コンクリート中の骨材量が多いほど、一般に乾燥収縮ひずみは小さくなると言われている。そこで、表-1 の中から 4 種類 (No.0, No.2, No.15, No.28) を選び、

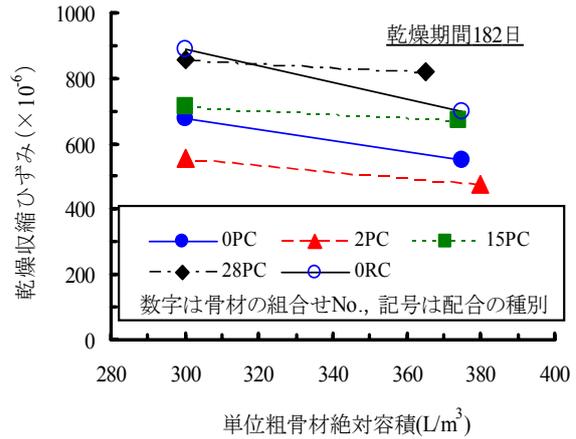


図-8(a) 単位粗骨材絶対容積と乾燥収縮ひずみの関係

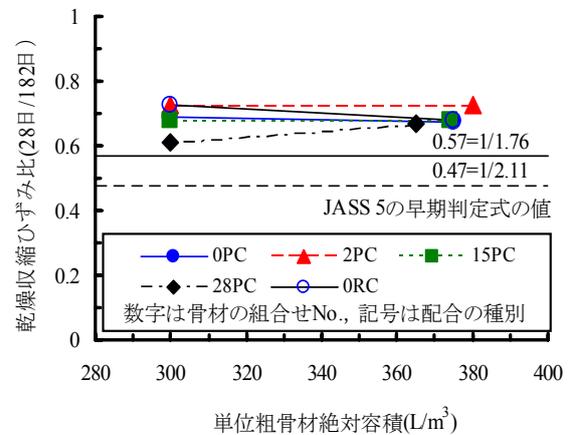


図-8(b) 単位粗骨材絶対容積と乾燥収縮ひずみ比の関係

表中の PC 配合の条件を基準に、水セメント比および単位水量を一定とし、単位粗骨材絶対容積を 300L/m³まで減じて乾燥収縮ひずみへの影響を確認した。No.2 については、RC 配合における両者の関係も調べた。

図-8(a) は、単位粗骨材絶対容積と乾燥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が減少すると、骨材の相違によって乾燥収縮ひずみが増大するもの (No.0, No.2) と、ほとんど変化しないもの (No.15, No.28) が存在することが分かる。水セメント比および単位水量が一定であるため、単位粗骨材量の減少に伴い、単位細骨材量が増加することになる。粗骨材、細骨材のいずれも、コンクリートの乾燥収縮ひずみに影響を及ぼすが、それぞれの影響の度合いが骨材の種類によって異なるようである。

図-8(b) は、単位粗骨材絶対容積と乾燥収縮ひずみ比 (乾燥期間 28 日と 182 日の乾燥収縮ひずみの比) の関係を示すものである。単位粗骨材絶対容積は、乾燥収縮ひずみ比に及ぼす影響は小さく、配合 28PC を除き、本実験の単位粗骨材絶対容積の範囲では、ほぼ一定とみな

すことができる。配合 28PC に関しては、単位粗骨材絶対容積が大きいほど、乾燥収縮ひずみ比も大きくなる傾向があるが、単位粗骨材絶対容積が 365L/m³における乾燥収縮ひずみ比は他の配合とほぼ一致している。今回の実験では、単位水量および水セメント比を一定としているため、単位粗骨材絶対容積を減じると、単位細骨材絶対容積が増えることになる。粗骨材のみならず、細骨材も乾燥収縮ひずみ比に影響を及ぼすものが存在すると言える。

(3) セメントの種類と水セメント比

図-4 において、セメントの種類と水セメント比の双方が異なる PC 配合と RC 配合の乾燥収縮ひずみを比較し、RC 配合の乾燥収縮ひずみが PC 配合よりも若干大きくなる傾向が認められた。そこで、図-9(a)では、骨材 No.0 を用いて、セメントの種類と水セメント比の影響を調べた。単位水量を 165kg/m³、単位粗骨材絶対容積もほぼ一定（水セメント比が 40, 55%では 375L/m³、30%ではフレッシュ性状を考慮して 370L/m³に微調整）とした。セメントとしては、前述の早強ポルトランドセメントおよび普通ポルトランドセメント以外に、低熱ポルトランドセメント（密度 3.24g/cm³）を比較した。図-9(a)に示すとおり、セメント水比が大きくなるほど、早期に強度を発現するセメントを使用するほど、乾燥収縮ひずみは小さくなることが明らかである。

図-9(b)は、セメント水比と乾燥収縮ひずみ比（乾燥期間 28 日と 182 日の乾燥収縮ひずみの比）の関係を示したものである。セメント水比は、乾燥収縮ひずみ比にはあまり影響を及ぼさないが、早強ポルトランドセメントおよび普通ポルトランドセメントを使用した場合、セメント水比が 2.5 以下では乾燥収縮ひずみ比が若干小さくなっている。セメント水比が小さいほど、単位セメント量が少なくなり、その代わりに単位細骨材絶対容積が増加することになるため、この結果は、セメント組織の緻密性と細骨材の品質の双方に起因するものとして考える必要がある。

一方、乾燥収縮ひずみ比に及ぼす影響は、セメント水比よりもセメントの種類がよりも大きく、乾燥収縮ひずみ比は、低熱ポルトランドセメント、普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメントの順に小さくなる。すなわち、早期に強度発現を示し、セメント組織が緻密となるセメントを使用するほど、乾燥収縮ひずみ比は小さくなると言える。前述のセメント水比の影響は、この結果と相反するものであるため、セメント水比 2.5 以下の傾向は細骨材の品質に起因するものである可能性が高い。

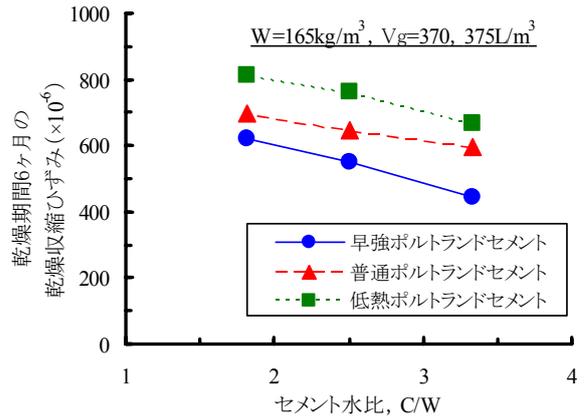


図-9(a) セメントの種類およびセメント水比と乾燥収縮ひずみの関係

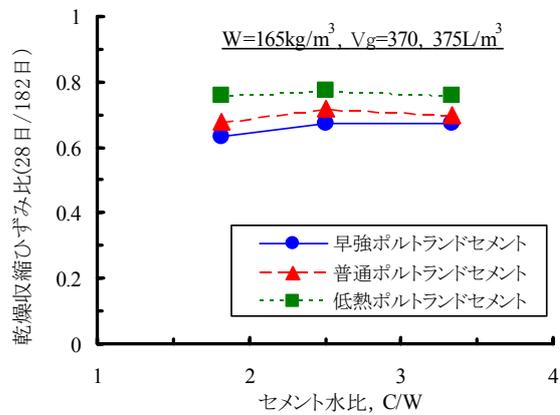


図-9(b) セメントの種類およびセメント水比と乾燥収縮ひずみ比の関係

(4) 測定方法

これまでの検討は、乾燥収縮ひずみの測定をコンタクトゲージで行ったものである。しかし、図-5 に示すように、今回の試験結果は、JASS5 で提案された乾燥収縮ひずみの早期判定の係数とかなり異なり、また JASS5 の結果よりも乾燥収縮ひずみの進行が早いことが分かった。乾燥環境条件は JASS5 と同一であるため、測長方法に起因するものと推測された⁵⁾。そこで、供試体の側面にゲージを取り付けるコンタクトゲージ法と、供試体中心部の長さを測定する方法であるダイヤルゲージ法（JIS A 1129-3）の乾燥収縮ひずみを比較することとした。

図-10 は、コンタクトゲージとダイヤルゲージを用いた乾燥収縮ひずみを比較したものである。図中の記号はセメントの種類と水セメント比を表す。セメントには、早強ポルトランドセメント (H)、普通ポルトランドセメント (N)、低熱ポルトランドセメント (L) および高炉セメント B 種 (BB, 密度 3.04g/cm³) を使用した。水セメント比は 40% (BB を除く) と 55%とした。使用し

た骨材は No.0 である。いずれの水セメント比においても、初期強度が小さいセメントを使用するほど、コンタクトゲージで測定した乾燥収縮ひずみは、乾燥の初期から長期にまでダイヤルゲージで測定した値よりも大きくなるのが分かる。早強ポルトランドセメントを使用し、水セメント比 40% の H40 については、両測定方法の結果が一致している。すなわち、初期材齢より強度が高い条件のコンクリートにおいては測定方法による乾燥収縮ひずみの相違は生じにくい。

図-11 は、それらのコンクリートに対してコンタクトゲージとダイヤルゲージで乾燥収縮ひずみを測定し、各乾燥期間と 182 日（6 ヶ月）の乾燥収縮ひずみ比で表したものである。図-11 中の◆印および◇印は、図-5 と同様である。コンタクトゲージの結果は、図-5 とほぼ一致するが、ダイヤルゲージで測定した乾燥収縮ひずみ比の平均値は、JASS5 の平均値と比較的に近い値になった。したがって、JASS5 の値は、ダイヤルゲージで測定した乾燥収縮ひずみ、もしくはこれが多く含まれる条件の試験値をもとに定められた可能性がある。測定方法が記載されていない乾燥収縮試験の研究報告があるが、乾燥収縮ひずみへの影響要因やその早期判定の検討に当たっては、測定方法を明らかにすることが重要である。

(5) 前養生（標準水中養生）の期間

前述の結果を踏まえ、乾燥環境下におけるコンクリートの品質変化に着目することとした。図-12 は、乾燥開始までの前養生（標準水中養生）の期間を変化させ、材齢と圧縮強度の関係を示したものである。セメントは、(4) で検討した 4 種類で、水セメント比は 55% とした。早強ポルトランドセメントを使用した場合には、通常の 7 日間の前養生であっても、長期にわたって標準水中養生を行ったものとの強度差が小さい。しかし、低熱ポルトランドセメントを使用すると、7 日間の前養生では、乾燥開始から 7 日以降の強度増進が極めて小さく、長期強度は標準水中養生の半分程度となる。前養生期間の延長に伴い、強度発現性は高まり、28 日間の前養生を行った場合には標準水中養生の圧縮強度とほぼ一致する。低熱ポルトランドセメントと同様の傾向は、高炉セメント B 種を使用した場合にも顕著に認められる。普通ポルトランドセメントに関しても、早強ポルトランドセメントに比べると、7 日間の前養生では乾燥を開始した後の強度発現は、標準水中養生を施した場合に比べてやや小さくなる傾向がある。すなわち、乾燥収縮試験の前養生期間は一般に 7 日間としているが、強度発現の遅いセメントを使用するほど、乾燥がコンクリートの水和反応に及ぼす影響が大きくなる傾向があり、本来の想定

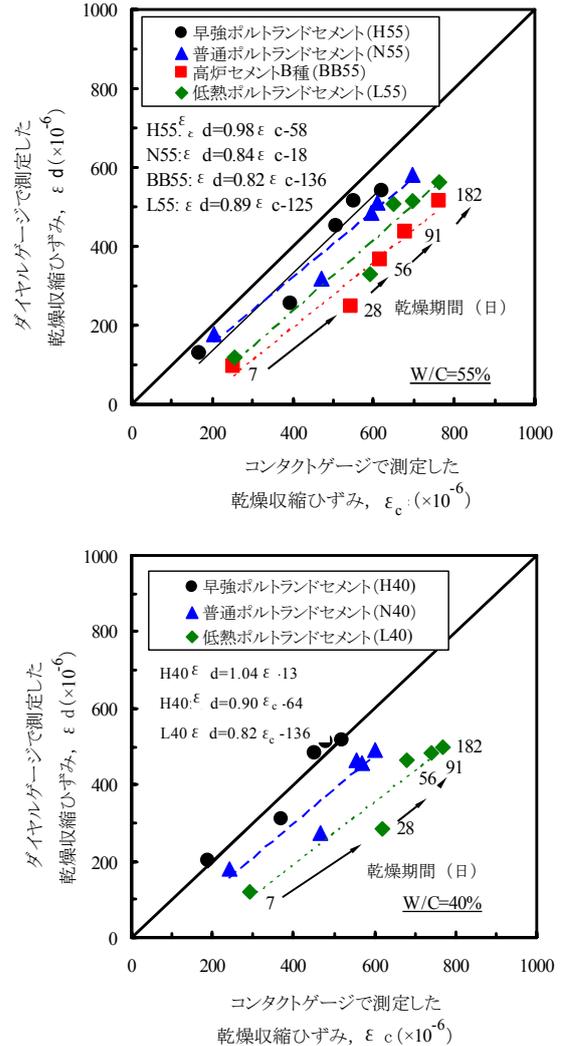


図-10 コンタクトゲージとダイヤルゲージによる乾燥収縮ひずみの比較

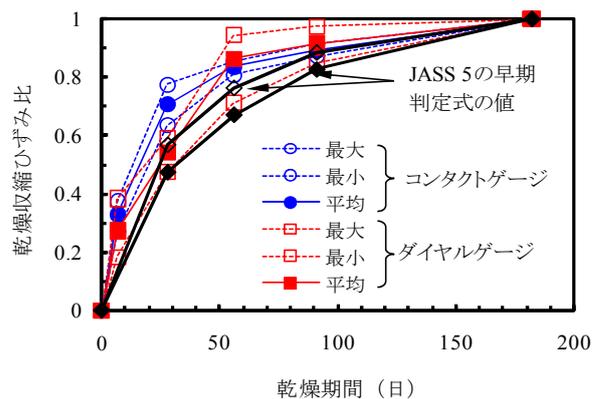
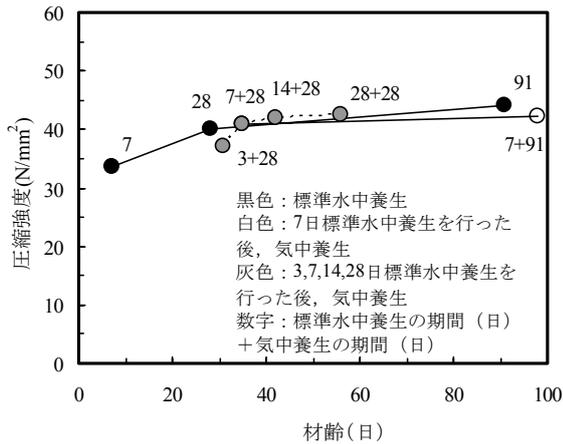
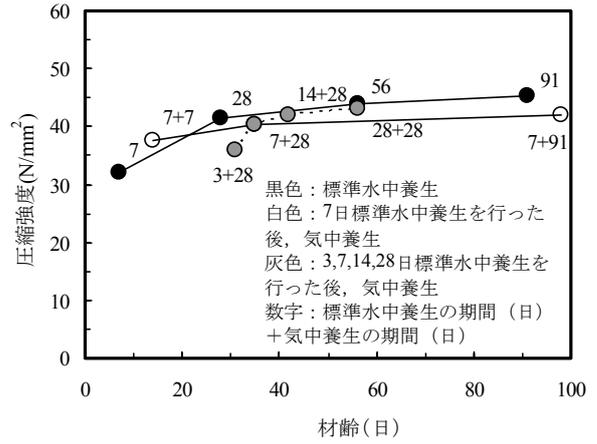


図-11 乾燥期間と乾燥収縮ひずみ比の関係

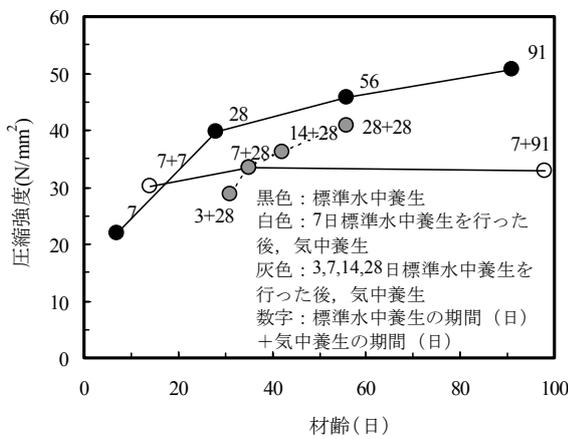
した品質とは異なるコンクリートの乾燥収縮ひずみを測定している可能性がある。コンクリート構造物の湿潤養生期間や凍結融解試験の前養生期間と同様に、乾燥収縮試験においても養生期間の検討が必要であると考えられる。



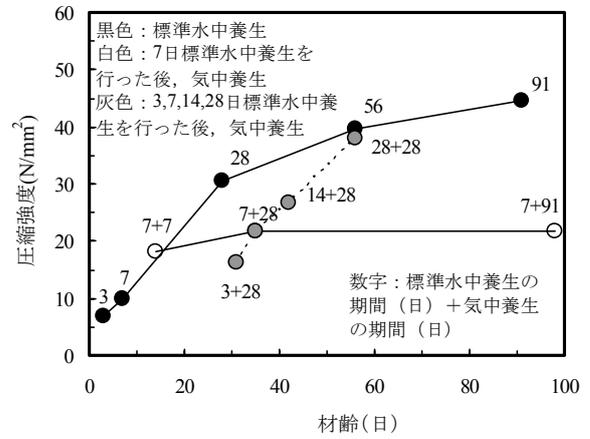
(a) 早強ポルトランドセメント



(b) 普通ポルトランドセメント



(c) 高炉セメント B 種



(d) 低熱ポルトランドセメント

図-12 材齢と圧縮強度の関係(水セメント比 55%の場合)

図-13 は、水セメント比 55%において、4 種類のセメントを使用したコンクリートの乾燥期間 28 日の乾燥収縮ひずみ差と前養生期間の関係である。乾燥収縮ひずみ差とは、コンタクトゲージの試験値からダイヤルゲージの試験値を差し引いたものである。乾燥収縮ひずみ差は、前養生期間を 14 日間以上で小さくなり、また 28 日ではセメントの種類の相違も相当に小さい。今後、前養生期間が長期の乾燥収縮ひずみに及ぼす影響についても確認していく予定である。

4. 長期材齢の乾燥収縮ひずみの早期判定

筆者らは、2. および 3. の検討結果に基づき、各地のコンクリート構造物の建設工事で使用するレディーミクストコンクリートの乾燥収縮ひずみの早期判定を行っている。図-14 には、その一例として A 橋における実施結果を示した。また、A 橋で実施した乾燥収縮試験の条件を、表-2 に示す。コンクリートの使用材料は、2.

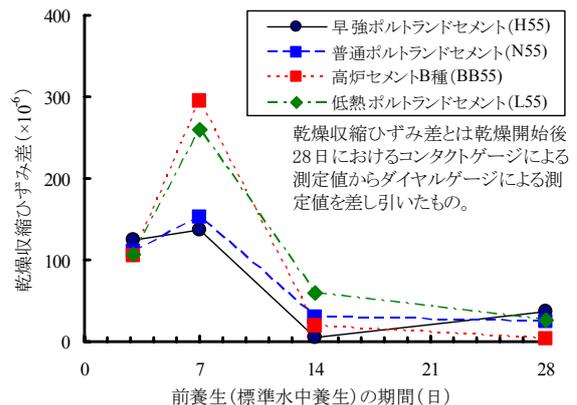


図-13 前養生期間と乾燥収縮ひずみ差の関係

および 3. で使用したものと異なる。現地で供試体が製作され、比較的近くの生コン協同組合共同試験場で乾燥収縮試験が実施されている。図-14 中には、材齢 28 日までの試験値、この試験値を用いて予測した値および予測を行った後に確認された材齢 182 日までの試験値を示

表-2 A橋における乾燥収縮試験の条件

レディーミクストコンクリートの呼び方	40-15-20H
セメント	早強ポルトランドセメント
細骨材	陸砂, 砕砂 (島根県産)
粗骨材	砕石 (島根県産)
混和剤	高性能 AE 減水剤
水セメント比	39%
単位水量	175kg/m ³
単位粗骨材絶対容積	334L/m ³
供試体の製作	現地の生コン工場
測定機関	生コン協同組合共同試験所
供試体の形状	100×100×400mmの角柱
測定方法	ダイヤルゲージ法
前(水中)養生期間	7日間
乾燥時の環境条件	20℃, 60%

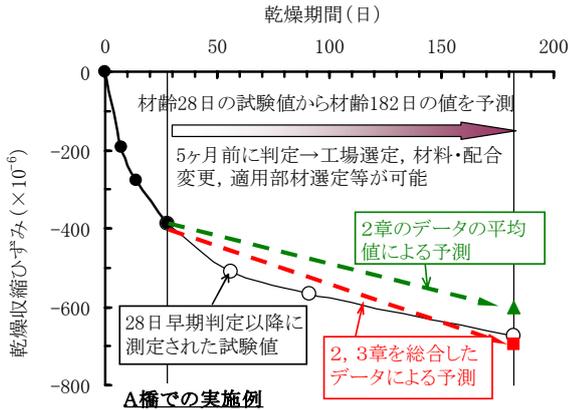


図-14 A橋における乾燥収縮ひずみの早期判定

した。また、予測値としては、2.の全国調査データをもとに、比較的配合に近いPC配合の平均値を用いた場合と、2.および3.を総合的に検討し、表-2に示す条件と照らし合わせて補正を行った場合の2通りの結果を示した。乾燥収縮試験の条件を吟味したうえで予測を行うことにより、材齢28日の段階において材齢182日の乾燥収縮ひずみを精度よく推定できることが分かる。乾燥収縮ひずみの早期判定を行う場合には、乾燥収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみ比に及ぼす要因の影響度を事前に調べ、分析を行うとともに、表-2に示すような項目を十分に確認したうえで、その影響を検討することが重要である。

5. まとめ

本研究では、コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因を確認し、その結果をもとに長期材齢の乾燥収縮ひずみの早期判定に適用した。それらによって、以下のことが明らかになった。

- ① 骨材の相違は他の材料・配合要因に比べて乾燥収縮ひずみに及ぼす影響が大きいいため、暫定配合であっても工場で使用する骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみを測定しておくことは重要である。
- ② 単位水量の増減が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響の度合いは、コンクリート標準示方書の予測式とおおむね一致する。
- ③ 単位粗骨材絶対容積が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響の度合いは、骨材によって異なる。

- ④ セメント水比が大きくなるほど、早期に強度を発現するセメントを使用するほど、小さくなる。
- ⑤ コンタクトゲージで測定した乾燥収縮ひずみは、初期強度が小さいセメントを使用するほど、ダイヤルゲージで測定した値よりも大きくなる。
- ⑥ 強度発現の遅いセメントを使用した場合には、乾燥がコンクリートの水和反応に及ぼす影響を考慮し、乾燥開始までの前養生期間の検討が必要である。
- ⑦ 乾燥収縮ひずみに及ぼす要因と影響度を調べ、適切に評価すれば、乾燥材齢28日の乾燥収縮ひずみの結果から乾燥材齢182日の乾燥収縮ひずみを精度よく推定できる。

参考文献

- 1) 例えば、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) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5，2009.2
- 4) 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書，2010.3
- 5) 松村仁夫，黒井登起雄，宮澤伸吾：各種測定方法によるコンクリートの乾燥収縮ひずみの信頼性，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.691-696，2009.7

コンクリートのアルカリシリカ反応の促進方法に関する検討

Examination of Accelerated Method for Alkali-Silica Reaction of Concrete

佐々木 亘 WATARU SASAKI
 谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
 斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA
 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

本研究では、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たコンクリートに対して、前養生や養生温度、環境条件を変化させたコンクリートバー法による促進養生を実施し、コンクリートの ASR 膨張を促進させる方法についての検討を行った。実験の結果、①アルカリ総量を 9.0kg/m^3 としても、圧縮強度へ大きな影響を与えず膨張を促進できる。②養生温度が高いほど膨張を促進できる。③コンクリートのアルカリ量を 9.0kg/m^3 とし、 50°C の NaCl 水溶液へ浸漬することで、コンクリートのアルカリシリカ反応性を早期に判定できる可能性があることなどがわかった。

キーワード：アルカリシリカ反応，コンクリートバー法，前養生，生コンデータベース

This study describes the examination results on accelerated method for Alkali-Silica Reaction of concrete made of aggregates used by some ready mixed concrete plants. As a result, the followings were obtained; 1) Additional alkali is few effect on compressive strength as the amount of the alkali is adjusted to about 9.0kg/m^3 , 2) The expansion of specimen can be accelerated as the temperature of curing is high, 3) Alkali-silica reactivity of concrete can be evaluated promptly if the amount of the alkali included in concrete is adjusted to about 9.0kg/m^3 and if the concrete specimen soak in saturated NaCl solution of 50°C .

Keywords: Alkali-Silica Reaction, Concrete Bar Method, Pre Curing, Database of Ready Mixed Concrete

1. はじめに

コンクリート標準示方書¹⁾では、アルカリシリカ反応への対策として、①コンクリート中のアルカリ総量の抑制、②アルカリシリカ反応抑制効果を持つ混合セメント B 種の使用、③アルカリシリカ反応性試験で「無害」と判定される骨材の使用のうちいずれかを採ることとしており、設計基準強度 $60\sim 100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートについては、単位セメント量が多く混合セメントによる抑制効果も明らかでないため、上記③の「無害」と判定される骨材を使用しなければならないことになっている。

PC 部材では、呼び強度 40 を超える比較的高い強度域のコンクリートが使用されるが、筆者らがやっている調査²⁾において、呼び強度 40 のレディーミクストコンクリートであっても、設計基準強度 60N/mm^2 程度のコンクリートに相当する水セメント比、もしくは単位セメント量

となるような配合が設定されている例が確認されている。このようなコンクリートに対するアルカリシリカ反応対策としては、高強度コンクリートと同様の対応とすることが必要であると考えられる。すなわち、高強度コンクリートおよびそれに準じる比較的高い強度域のコンクリートは、アルカリシリカ反応性に対するリスクが大きいとも言える。これまでには、高い反応性を示す骨材を用いて、コンクリートバー法によるアルカリシリカ反応の促進養生条件や、促進養生下での力学特性への影響、混和材による抑制効果などについて確認を行っている^{2),3)}。この結果を元に、本稿では、まず、実際に用いられる骨材について、反応性をデータベース⁴⁾や試験で確認した。次いで、これらの骨材を用いたコンクリートバー法による促進試験で膨張を促進できる条件や適用性についての検討を行った。

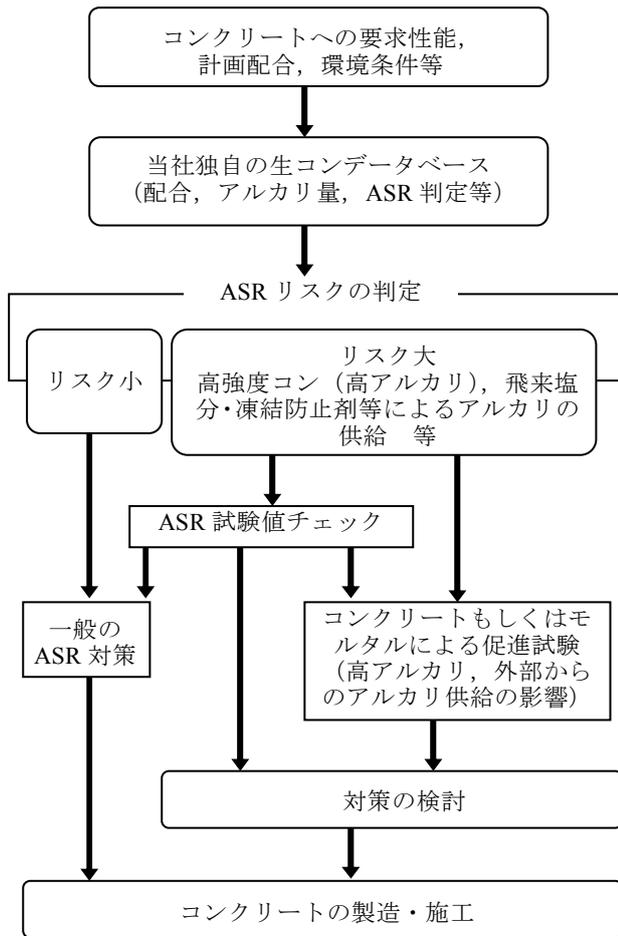


図-1 ASR 対策フローのイメージ

表-1 骨材の ASR 判定

試験方法	化学法	判定		計
		無害	無害でない	
	化学法	423	46	469
	モルタルバー法	203	11	214
	計	626	57	683

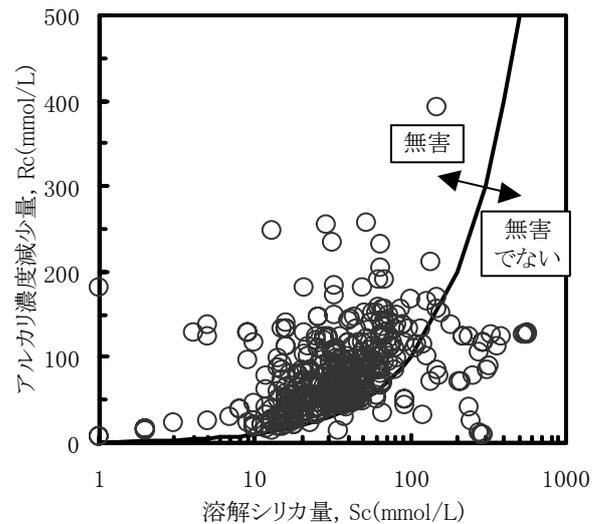


図-2 化学法試験結果

2. レディーミクストコンクリートに使用される骨材のアルカリシリカ反応性

(1) データベースにおける骨材のアルカリシリカ反応性

筆者らは現場の協力の下、コンクリート工事で関わったレディーミクストコンクリートおよびその製造工場の調査を行い、データベースの構築を進めている。また、それらの工場で使用している材料（特に骨材）を集め、これを用いたコンクリートの品質を確認している⁴⁾。このデータベースには、各生コン工場が使用している骨材のアルカリシリカ反応性試験の結果も含まれる。このデータベースを用いて、図-1のようなASR対策フローについて検討を行っている。これは、対象のコンクリート構造物の条件と生コンデータベースからASRのリスクを判定し、リスクが高いと判断されたものについては、通常のJIS化学法、モルタルバー法に加え、他の促進試験などでコンクリートのアルカリシリカ反応性およびその対策について検討を行うというものである。

表-1 はデータベース中の骨材についてのアルカリシ

リカ反応性試験結果である。全体の約7割が化学法、約3割がモルタルバー法を採用しており、化学法を採用した骨材のうち約10%が「無害でない」判定となっている。

この化学法結果について、溶解シリカ量 (Sc) とアルカリ濃度減少量 (Rc) の関係を図-2に示す。図中の曲線が $Sc=Rc$ となる判定ラインであるが、境界付近のデータが多く見受けられる。これらの骨材は、骨材採取場所の変化だけでなく、試験誤差などでも判定が変わる可能性が考えられる。

(2) 骨材のアルカリシリカ反応性試験

入手した骨材のうち、化学法の試験値が判定境界付近にあるものを選び、化学法試験を実施した。使用した骨材の物性を表-2に、結果を表-3に示す。試験値が調査データと異なるものが多く、選定した骨材5試料中、2試料において、「無害」であった判定が、「無害でない」と判定された。このように「無害」判定であっても、その供給中に「無害でない」骨材が混入してくる可能性は否定できず、特に試験値が境界付近のものはその可能性が高いと考えられる。これらのことから、高強度コンクリ

表-3 骨材の化学法試験結果

骨材	データベースの値				化学法試験結果			
	アルカリ濃度減少量, Rc (mmol/L)	溶解シリカ量, Sc (mmol/L)	Sc/Rc	判定	アルカリ濃度減少量, Rc (mmol/L)	溶解シリカ量, Sc (mmol/L)	Sc/Rc	判定
α	114	111	0.97	無害	70	80	1.14	無害でない
β	49	45	0.92	無害	66	100	1.52	無害でない
γ	118	93	0.79	無害	164	62	0.38	無害
δ	50	14	0.28	無害	66	18	0.27	無害
ε	99	81	0.82	無害	63	53	0.84	無害

表-2 骨材の物性

記号	種類	表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)
α	陸砂利	2.66	1.12
β	砕石	2.65	1.64
γ	陸砂	2.55	2.57
δ	砕砂	2.60	1.33
ε	海砂	2.62	1.70

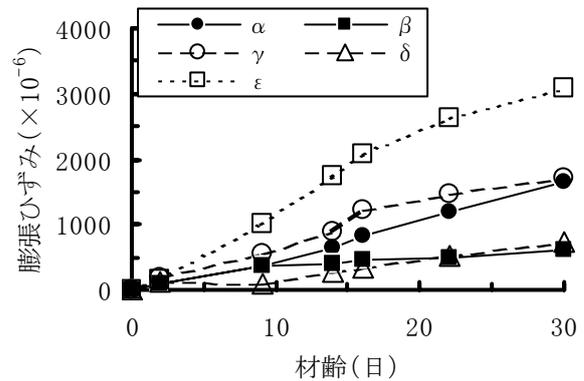


図-3 80°C1mol/L NaOH 水溶液に浸せきしたモルタルバーの膨張ひずみ

ートでは無害と判定された骨材を使用しても注意が必要である。

さらに、表-2 に示す 5 種の骨材を用いて、モルタルバー (40×40×160mm) を製作し、ASTM C 1260 法を参考に 80°C1mol/L の NaOH 水溶液に浸せきしたときの膨張ひずみを図-3 に示す。

膨張ひずみの大小関係に着目すると、骨材 ε > 骨材 α, γ > 骨材 β, δ となっている。これは表-2 に示す化学法による判定結果とは必ずしも対応しない。すなわち、通常の化学法により「無害」と判定された骨材であっても、外部からアルカリが供給されるなどといった環境条件によっては、アルカリシリカ反応性を示すものも存在することがわかる。

3. コンクリートバーによる実験

化学法やモルタルバー法といった、骨材のアルカリシリカ反応性試験では、対象の骨材以外の材料や骨材の組み合わせや配合などの条件が加味されず、実際に使用するコンクリートとしての反応性との関係は必ずしも明らかではない。そこで、コンクリートバーを用いてそのアルカリシリカ反応性を判定できる促進養生方法の検討を行った。

(1) コンクリートの条件

表-4 にコンクリートの配合とそれぞれに用いた骨材の物性を示す。以下、設計基準強度 40~50N/mm² 程度で PC 部材に用いられる配合を想定したものを「PC 配合」、設計基準強度 24~27N/mm² 程度で RC 構造物に用いられる配合を想定したものを「RC 配合」と呼ぶ。

シリーズ I : 配合 A~C は高い反応性が確認³⁾されている骨材 (以下、反応性骨材と呼ぶ) と、試験研究用に使用している無害骨材を組み合わせた配合であり、配合 A は筆者らがこれまでも PC 部材向けコンクリートの ASR による影響を確認^{3),4)}する目的で使用してきた配合である。配合 A, B はそれぞれ PC 配合, RC 配合に対応し、粗骨材に反応性骨材を用いたもの、配合 C は細骨材に反応性骨材 (配合 A, B に用いた砕石と同一原石による砕砂) を用いた PC 配合である。

シリーズ II : 配合 1~4 は実際の工事で用いられている配合であり、生コン工場から取り寄せた骨材を使用したものである。配合 1~3 は PC 配合, 配合 4 は RC 配合に対応する。それぞれ、生コン工場の配合を参考にして定めた。

シリーズ I, II 共に、使用したセメントは、早強ポル

表-4 コンクリートの配合と骨材の物性

シリーズ	記号	セメントの種類	W/C (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)				
					W	C	S1	S2	G
I	A	H	40.0	40.6	175	438	334	343	1018
	B	N	55.0	44.0	175	318	386	393	1018
			S1=川砂(密度2.57g/cm ³ , 吸水率2.93%, 化学法「無害」) S2=砕砂(密度2.64g/cm ³ , 吸水率1.48%, 化学法「無害」) G=砕石2005(密度2.68g/cm ³ , 吸水率1.95%, 化学法「無害でない」Sc=627mmol/L, Rc=128mmol/L)						
	C	H	40.0	40.6	175	438	686	—	1007
			S1=砕砂(密度2.64g/cm ³ , 吸水率2.84%, 化学法「無害でない」Sc=427mmol/L, Rc=98mmol/L) G=砕石2005(密度2.65g/cm ³ , 吸水率0.63%, 化学法「無害」)						
II	1	H	36.5	41.5	160	438	710	—	1049
			S1=川砂(密度2.61g/cm ³ , 吸水率1.86%, 化学法「無害」Sc=39mmol/L, Rc=63mmol/L) G=砕石2005(密度2.74g/cm ³ , 吸水率0.58%, 化学法「無害」Sc=18mmol/L, Rc=32mmol/L)						
	2	N	42.5	45.4	162	381	654	160	1018
			S1=砕砂(密度2.68g/cm ³ , 吸水率0.57%, モルタルバー法「無害」6ヶ月の膨張率0.009%) S2=海砂(密度2.62g/cm ³ , 吸水率1.70%, 化学法「無害」Sc=81mmol/L, Rc=99mmol/L), (表-2 εと同じ) G=砕石2005(密度2.70g/cm ³ , 吸水率0.49%, モルタルバー法「無害」6ヶ月の膨張率0.009%)						
	3	H	34.6	42.5	158	457	715	—	991
			S1=川砂(密度2.58g/cm ³ , 吸水率2.05%, 化学法「無害」Sc=30mmol/L, Rc=49mmol/L) G=川砂利(密度2.65g/cm ³ , 吸水率1.45%, 化学法「無害でない」Sc=93mmol/L, Rc=50mmol/L)						
	4	N	55.0	46.0	165	300	163	660	1024
		S1=陸砂(密度2.55g/cm ³ , 吸水率2.57%, 化学法「無害」Sc=93mmol/L, Rc=118mmol/L), (表-2 γと同じ) S2=陸砂(密度2.58g/cm ³ , 吸水率3.73%, 化学法「無害」Sc=69mmol/L, Rc=157mmol/L) G=砕石2505(密度2.73g/cm ³ , 吸水率1.95%, 化学法「無害」Sc=16mmol/L, Rc=134mmol/L)							

表-5 養生条件

記号	養生方法
J7D	材齢7日まで50℃湿潤封緘, 以後50℃飽和NaCl水溶液浸漬
W7D	材齢7日まで標準水中養生, 以後50℃飽和NaCl水溶液浸漬
J28D	材齢28日まで50℃湿潤封緘, 以後50℃飽和NaCl水溶液浸漬
J	50℃湿潤封緘
W	標準水中養生(※強度確認用)

トランドセメント(密度3.13g/cm³, 全アルカリ0.51%)および普通ポルトランドセメント(密度3.15g/cm³, 全アルカリ0.54%, 配合2のみ密度3.16g/cm³, 全アルカリ0.52%)である。

スランプの調整には高性能 AE 減水剤(標準形, ポリカルボン酸系), 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剤)を使用した。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(Na₂O当量)はNaOHにより調整し, 一律9.0kg/m³とした。一部の配合ではNaClも使用し, NaOHとの比較を行った。アルカリ総量を9.0kg/m³とすることで, 高い強度域のコンクリートであっても比較的早期に膨張を開始させることができることを確認している³⁾。

(2) 供試体寸法および測定項目

供試体は角柱供試体(100×100×400mm)および円柱供試体(φ100×200mm)とし, 角柱供試体を用いて長さ変化および動弾性係数を, 円柱供試体を用いて, 圧縮強度の測定を行った。長さ変化の測定はJIS A 1129-2(コンタクトゲージ法)により行い, ゲージプラグには埋込み型のものを使用した。また, いずれの試験も20℃の室内に24時間程度存置させ, 供試体温度が20℃に低下した時点で測定を実施した。

(3) 養生条件

各供試体は, 材齢1日で脱型し, 基長の測定後, 表-5に示す促進養生を実施した。養生J7D, W7DおよびJ28Dは外部からアルカリを供給するまでの前養生が異なり, 養生Jは外部からアルカリを供給しない方法である。また, 標準水中養生は圧縮強度の確認の目的で実施したものである。

4. コンクリートバーによる実験の結果および考察

(1) 圧縮強度

表-5に示す養生方法のうち, J7D, W7D, J28Dの各飽和NaCl水溶液浸せき法における溶液浸せき開始時点の

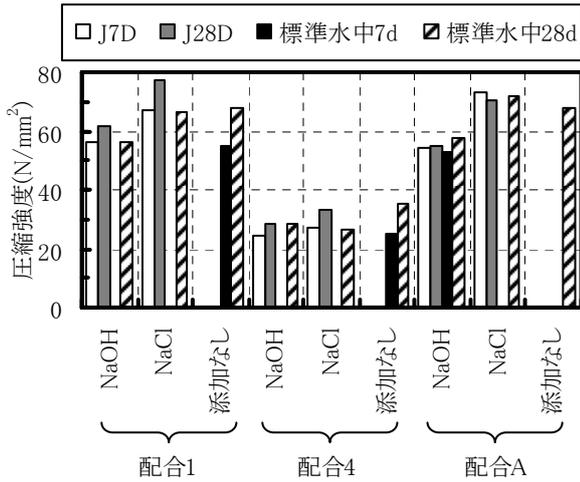


図-4 前養生後の圧縮強度の例

圧縮強度の例を図-4に示す。比較として、アルカリを添加しない供試体の標準水中養生での圧縮強度も併せて示す。各配合の養生 J7D と標準水中 28 日を比較すると、同程度の強度が得られている。養生 J7D の強度は材齢 7 日のものであるが、50℃で養生することにより、強度発現が促進されていると考えられる。次に、配合 1 や配合 A の標準水中養生について比較すると、NaOH を添加したものは添加なしに対して若干の強度低下がみられる。一般に、水セメント比が小さい配合に NaOH を多量に添加すると圧縮強度が低下すると言われている⁹⁾が、図-4からは 1 割程度の低下であり、問題となるような低下ではないと考えられる。一方、添加するアルカリとして NaCl を用いた場合は、圧縮強度に大きな変化はみられない。

以上のことより、材齢 7 日まで 50℃湿潤封緘養生とすれば、アルカリを 9.0kg/m³に調整しても、促進養生開始までに問題となるような大きな強度低下を起こすことはないものと考えられる。

(2) 膨張ひずみ

a) 養生方法の影響

配合 A については、既報³⁾で養生 J28D および養生 J の温度を 40℃とした場合の検討を行っている。今回の 50℃とした場合と併せて、図-5に供試体の材齢とひずみの関係を示す。この図からわかるように、どちらの養生条件でも、40℃よりも 50℃のほうが早期に膨張を開始している。同一温度条件であれば、飽和 NaCl 水溶液浸せき条件のほうが膨張ひずみが大きい、40℃飽和 NaCl 水溶液浸せき条件と 50℃湿潤封緘状態では膨張初期において 50℃湿潤封緘状態のほうが膨張ひずみが大きい期間が存在する。このため、コンクリートの ASR 反応性につ

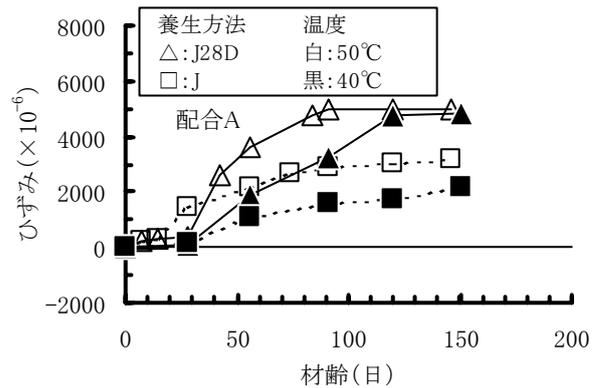


図-5 養生温度の影響

いて早期の判定を検討する場合においては、温度が高い条件のほうが有利であるといえる。

図-6 および図-7 に供試体製作からの材齢とひずみの関係を示す。図-6 がシリーズ I、図-7 がシリーズ II のものである。

シリーズ I では、飽和 NaCl 水溶液へ浸せきさせること、さらに、早期に浸せきさせることで、膨張ひずみは大きく、より早期から発生している。配合 A、B の比較からは水セメント比の影響はみられない。添加したアルカリと骨材が急速に反応することにより、水セメント比を小さくしても、ASR 膨張に伴うひび割れが発生し、外部からアルカリが浸透しやすくなっているものと考えられる。しかし、本実験の範囲内では、A~C いずれの配合においても、飽和 NaCl 水溶液に浸せきしたものは材齢 50~100 日で同程度のひずみとなっており、浸せき開始材齢の影響は、長期的には小さいといえる。また、細骨材に反応性骨材を用いた配合 C の膨張挙動からは、粗骨材に比べ比表面積の大きい細骨材のほうが、反応が急速に進むと考えられる。

一方、シリーズ II においては、通常の化学法、あるいはモルタルバー法で「無害」と判定された骨材を用いている配合 1 や、配合 2 であっても、大きな膨張が認められる。配合 4 については材齢 150 日付近で若干の膨張傾向が認められるが、それ以前の材齢では膨張ひずみは生じていない。

大きな膨張の生じた配合 1~3 について、飽和 NaCl 水溶液へ浸せきさせるまでの材齢を、7、28 日と変化させているが、図に示す材齢 150 日程度までの範囲内ではそのことが ASR 膨張へ及ぼす影響は見られない。配合 3 における養生 J を含めて、その膨張挙動はほぼ一致している。つまり、外部からのアルカリ供給の影響がみられない。これは配合 1~3 のような PC 部材に用いられる比較的小さい水セメント比では、初期には外部からのアルカリの

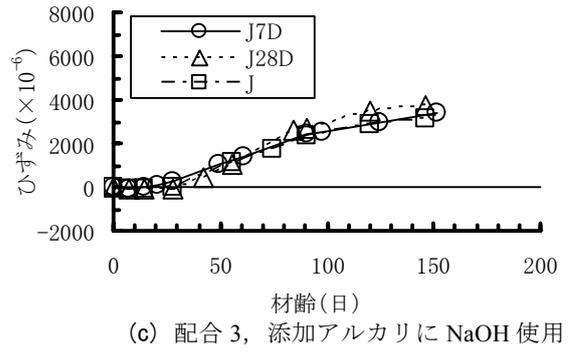
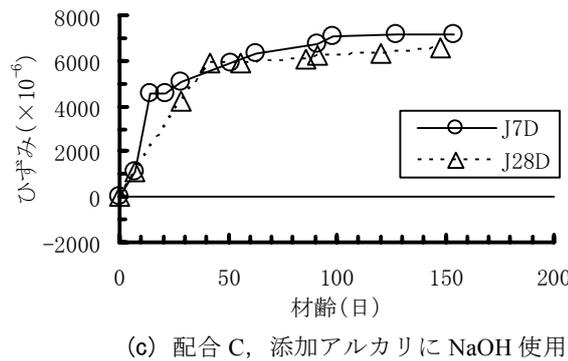
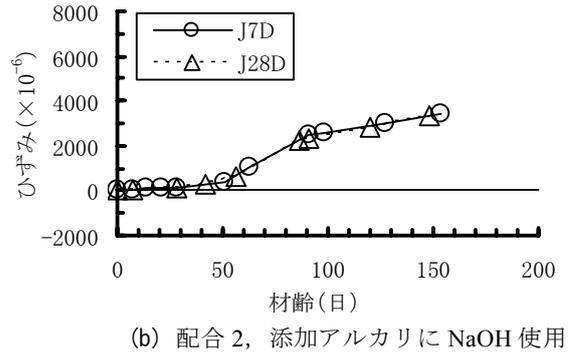
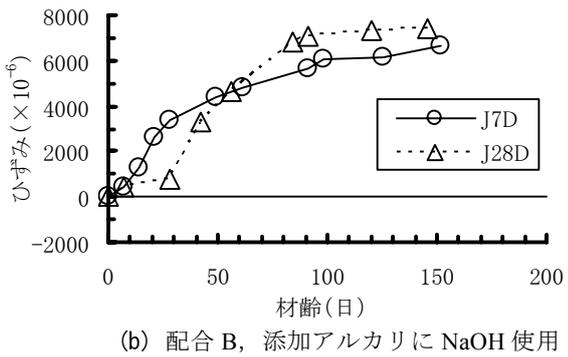
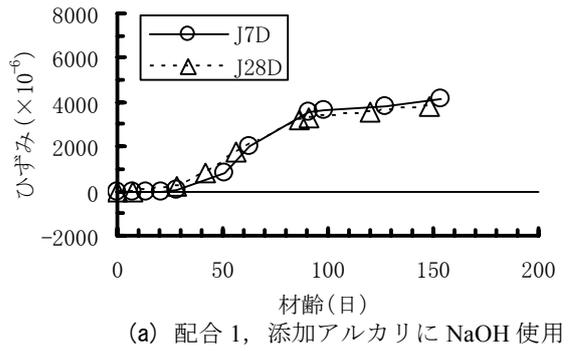
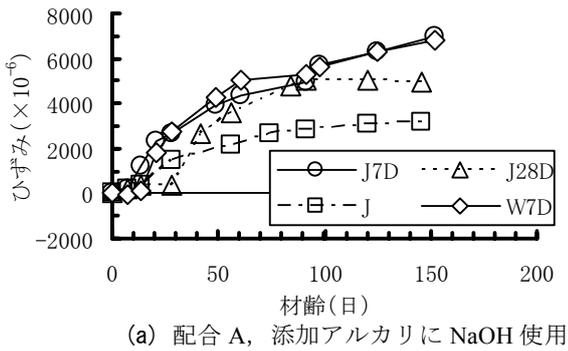


図-6 膨張ひずみの経時変化 (シリーズ I)

浸透量が抑えられていると考えられ、外部から浸透してくるアルカリと反応するに至っていないと考えられる。

b) 添加アルカリ種の影響

図-8 は配合 1 および配合 A において、練混ぜ時の添加アルカリとして NaOH を用いた場合と NaCl を用いた場合とを比較したものである。配合 1 では NaOH を添加したほうが膨張ひずみは大きい。配合 A では材齢 50 日程度までは添加アルカリの種類によらず膨張ひずみは同程度であるが、その後は NaCl を添加したほうが大きくなる傾向にある。コンクリート供試体の NaOH 溶液への浸せきと NaCl 溶液への浸せきを比較した実験で、OH⁻が直接作用する NaOH のほうが反応が早く、膨張を早期に発生させると報告されている⁹⁾。本実験のように添加アルカリで比較した場合も、配合 1 においては同様の影響が現れているものと考えられる。しかし、配合 A では骨材

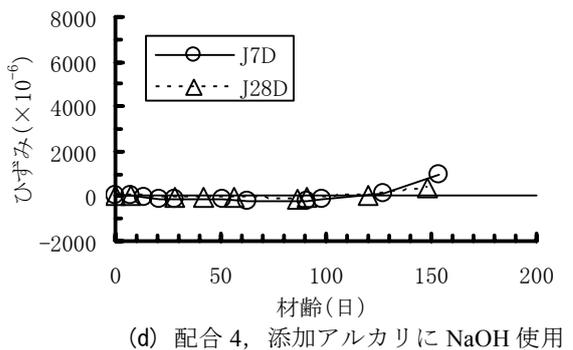


図-7 膨張ひずみの経時変化 (シリーズ II)

の反応性が高いためにその影響が明確に現れていないものと考えられる。このことから、今回の実験の範囲においては、NaOH を添加アルカリに使用するほうが、早期判定には有利であると思われる。一方で、NaOH を添加し、アルカリ総量を増加させると自己収縮ひずみが大きくなる³⁾ことが確認されている。配合 A における長期材

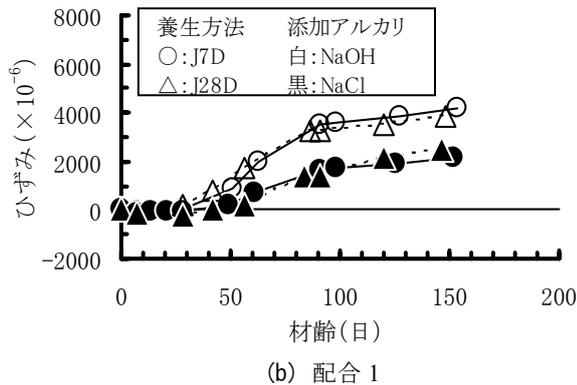
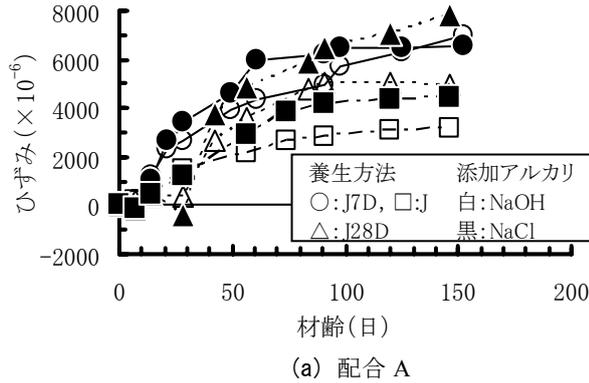


図-8 添加アルカリの種類の影響

齢でのひずみの差は、この自己収縮が影響している可能性も考えられる。このため、水セメント比が小さく強度域の高いコンクリートでは特に、膨張ひずみには自己収縮が含まれていることも考慮に入れる必要がある。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ① JIS 化学法で「無害」と判定された骨材であっても、特に判定値が境界付近である場合、試料採取位置・時期によっては、「無害でない」と判定される可能性がある。
- ② アルカリシリカ反応を促進する目的でコンクリートのアルカリ量を 9.0kg/m^3 まで高めても、圧縮強度への影響はそれほど大きくはない。

- ③ 促進養生時の環境温度 40°C と 50°C では、 50°C のほうが早期に膨張が開始した。
- ④ 飽和 NaCl 水溶液への浸せき時期を早めるほど膨張が早期に開始する。ただし、骨材の反応性やコンクリートの水セメント比によっては、内部へのアルカリ添加に比べると、その影響は小さい。
- ⑤ 練混ぜ時に添加するアルカリとして、NaOH と NaCl では NaOH のほうが膨張を早期に開始させることができた。ただし、測定されるひずみに自己収縮が与える影響も大きくなることも考慮する必要がある。
- ⑥ コンクリートのアルカリ量を 9.0kg/m^3 とし、 50°C の NaCl 水溶液へ浸漬することでコンクリートのアルカリシリカ反応性を比較的早期に判定できる可能性が見出された。

参考文献

- 1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008.3
- 2) 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
- 3) 谷口秀明，樋口正典，佐々木亘，三上浩：アルカリシリカ反応を生じた高強度コンクリートの品質評価，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9巻，pp.171-178，2009.10
- 4) 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
- 5) 日本コンクリート工学協会：コンクリート法によるアルカリ骨材反応判定試験方法研究委員会報告書，1991.6
- 6) 黒田保，井上正一，吉野公，西林新蔵：NaCl 溶液および NaOH 溶液に浸せきしたコンクリートの ASR 膨張挙動，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7巻，pp.7-14，2007.11

型枠面からのコンクリートの締固め評価方法に関する検討

Study on Evaluation Method for Compactability of Fresh Concrete from Form Surface

斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

佐々木 亘 WATARU SASAKI

高周波静電容量式水分計および赤外線サーモグラフィにより合板型枠面からコンクリートの充填状態を確認するための実験を小型試験体にて行い、締固めの有無による相違を検討した。その結果、コンクリート打込み前に対し、打込み後（締固めなし）および締固め後の含水率は、打込み前の含水率によらず、ほぼ一様に上昇し、締固めによりさらに上昇することが明らかとなった。また、含水率の差分により締固めの必要性を判断できることが判った。型枠表面温度は、条件によって締固めの有無による違いが現れることが明らかとなった。
キーワード：型枠面，締固め，含水率，型枠表面温度

In order to evaluate compactability of fresh concrete from the surface of plywood form by a high-frequency capacitance water meter or an infrared thermography, the influence of compactability on their results have been investigated by using small specimens. The results showed that water content of after-placing concrete without compaction or after compacting concrete increased almost evenly regardless of that of before-placing concrete and water content of after compacting concrete increased more than that of after placing concrete without compaction. In addition, the necessity of compaction could be determined by the difference of water content. It was recognized that compactability influenced on the temperature of form surface with limited conditions.

Key Words: Form Surface, Compactability, Water Content, Temperature of Form Surface

1. はじめに

コンクリートの充填および締固め状態は、コンクリート構造物の安全性や耐久性を左右する非常に重要なファクターであり、いくら良質な材料を使用し、最適な配合設計を行ったとしても、密実に充填されなければ性能は十分に発揮できない。コンクリートの充填や締固めについて最も懸念されるのはかぶり部分であり、耐久性の面からも非常に重要な箇所と考えられる。現状では、充填状況を確認する手法として、鉄筋などに小型振動センサーを設置し、振動特性の変化を捉えることによりセンサー周辺の充填状況の評価する方法¹⁾があるが、施工上あるいは経済上の面から箇所が限定されることや、耐久性の面からかぶり付近にはあまり設置できないことなどが課題である。一方で、型枠外面からかぶり部分の充填状態を評価する手法としては、打音による確認方法や赤外線サーモグラフィを用いた方法²⁾などがある。いずれの方法もコンクリートの有無については明瞭に判断でき

るものの、充填の程度や締固めの程度を評価する手法として十分に検証されているとは言い難い状況である。また近年では、高周波静電容量を用いた方法³⁾により、空洞や模擬豆板などについて評価可能であることが報告されているが、まだ研究事例が少なく、データの蓄積や適用性についての評価が必要と考えられる。

本研究では、現場での使い易さや広範囲での測定を考慮して、型枠外面からの非破壊検査手法である高周波静電容量式水分計と赤外線サーモグラフィを用いて実験を行った。大きな空洞や明らかな充填、未充填の相違は前述した方法で確認できることが明らかとなっているので、ここでは、主にコンクリート打込み時の締固めの有無による相違を検討した。また、コンクリートの配合を変えた場合や種々の条件を変えた場合についても検討を行った。

2. 試験概要

(1) 試験体

コンクリートの充填確認試験に用いた試験体型枠を写真-1に示す。型枠の大きさは幅 600 mm×高さ 300 mm×奥行き 300 mmで、厚さ 12mm の一般的な化粧合板である。試験配合は、表-1 に示すように水セメント比 55%，スランプ 8cm を基本配合とし、スランプ（単位水量）を大きくしたケース、水セメント比を 40%にしたケースについて実験を行った。また、基本配合を用いて、型枠に事前散水したケースや型枠温度とコンクリート温度の差が小さい場合などについて比較検討を行った。なお、締固めは小型棒形振動機を用いて行い、試験体全体を締固めた場合と、試験体の半分を締固めた場合についても測定を行った。



写真-1 試験体と水分計測定状況

表-1 試験に用いた配合

W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
				W	C	S	G	高性能 AE 減水剤
55.0	8.5	3.9	46.0	165	300	832	998	2.100
55.0	20.0	4.3	46.0	180	327	833	960	2.943
40.0	9.5	4.9	40.0	165	413	740	994	3.304

(2) 測定方法

型枠の1面に6点×2点の計12点の測点を設け、測点の間隔は横方向に10cm、縦方向に10cmとした。水分計はHI-500 (Kett社製)、赤外線サーモグラフィはTH7102MX (NEC三栄社製)を使用した。水分計による測定は、測定モードをALCにして、打込み前、打込み直後（締固めなし）、締固め後にそれぞれ型枠面に直接水分計を当てて行い、一部経時変化も測定した。赤外線サーモグラフィについては、測定面（写真-1の手前側の面）が1画像に収まるように調整し、打込み前、打込み直後（締固めなし）、締固め後に撮影した。また、一部経時変化も測定した。

小さくなっており、締固めにより品質が均一化されたものと考えられる。それぞれの回帰線の傾きを厳密に1とした場合の回帰線を点線で示す（式と相関係数は図中の枠内に示す）。これより回帰線の切片の差はおおよそ1.0となることから、締固めにより含水率がおおむね1.0%上昇することになる。

3. 水分計による測定結果

(1) 含水率の相関

打込み前の含水率と打込み直後の含水率および締固め後の含水率の相関をそれぞれ図-1、図-2に示す。図中の実線は全データを回帰して求めた線を示している。図-1より打込み前と比べて打込み直後の含水率は、多少バラツキはあるものの、全体的に上昇しており、その回帰線から判断するとおおむね比例した関係となっている。回帰線はほぼ傾きが1であることから、打込み前の含水率によらず、ほぼ一定量上昇することが確認され、コンクリートを打込むことにより約4.2%含水率が上昇する結果となった。

(2) 含水率の差分

打込み前を基準とした打込み直後および締固め後の含水率の差分の度数分布を図-3に示す。含水率の差分は0.1%刻みである。締固め後の度数分布は比較的正規分布に近い性状を示しているが、打込み直後の度数分布は3.8%と4.9%にピークが存在する。これは打込み直後の締固めを行っていない状況であっても、ある程度締固まっている箇所（型枠とコンクリートが密に接している箇所）が存在していたと考えられる。よって、打込み直後は、充填度合いに大きなばらつきがあるものと判断され、それらを見落とさないようにするには細かく点検する必要があると考えられる。打込み直後と締固め直後の含水率差分分布の性状から、含水率差分がおおよそ4.5%以上あれば十分に締固めされていると判断される。

次に、図-2より打込み前に対する締固め後の含水率は、打込み直後の場合と同様、ほぼ一様に上昇している。ただし、その上昇量は約4.7%で、打込み直後よりも若干上昇していることが分かる。また、ばらつきも非常に

(3) 含水率の経時変化

型枠が水分を吸収することにより、含水率の上昇が予想されたため、締固めの有無による含水率の経時変化を測定した。その結果を図-4に示す。締固めの有無によらず、15分程度経過するまでは含水率がほとんど変

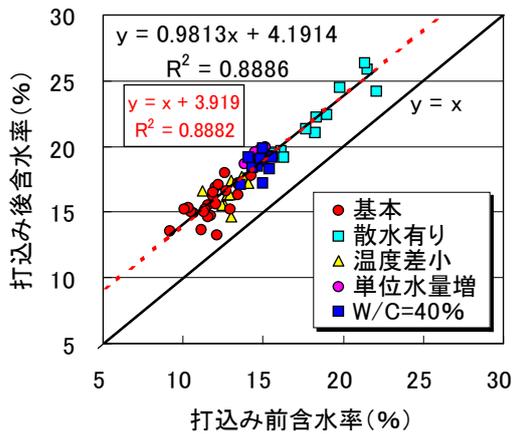


図-1 含水率の相関 (打込み前—打込み後)

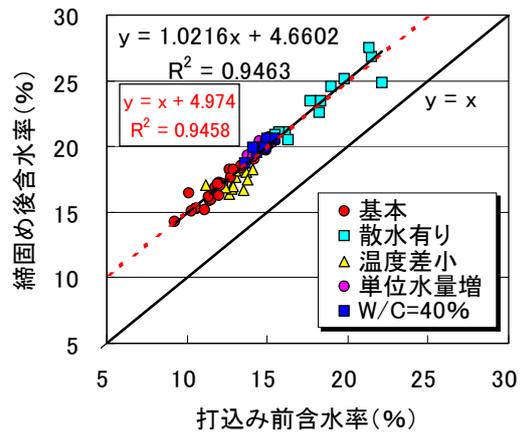


図-2 含水率の相関 (打込み前—締固め後)

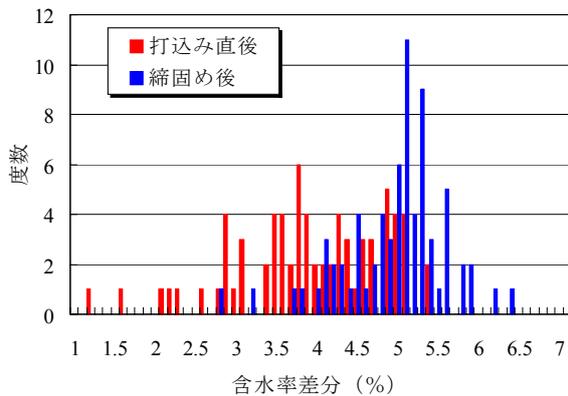


図-3 含水率差分の度数分布

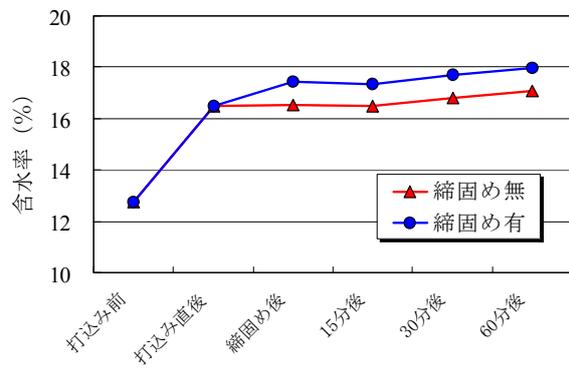


図-4 含水率の経時変化

化しなかった。また、その後も比較的緩やかな上昇となっている。ただし、時間の経過とともに型枠下部で余剰水の回り込みによる含水率の上昇が見られた。

4. 赤外線による測定結果

(1) 締固めの影響

赤外線サーモグラフィーによる測定については、配合などの影響よりも温度の影響が卓越することが想定されることから、基本配合のみの場合で検討を行った。打込み前、半分締固め後および全部締固め後の型枠表面温度の撮影画像を、それぞれ図-5に示す。

コンクリート温度が約 20℃、打込み前の型枠の温度は約 26℃のため、打ち込むことによって型枠表面温度が低下しているが、未締固め領域 (左半分) と締固め領域 (右半分) では相対的に温度差が生じており、締固め領域のほうが温度が低下する結果となった。また、全体を締固めると、ほぼ一様な温度分布となった。締固めによりコンクリートと型枠の接触面積が増加することで、コンクリートの温度がよりダイレクトに型枠温度に影響を及ぼすものと考えられる。

次に、コンクリート温度が約 17℃、打込み前の型枠

温度が約 5℃の場合の撮影画像を、それぞれ図-6に示す。

先ほどとは逆に打込み前よりも打込み後に温度が上昇し、未締固め領域 (左半分) には大きく温度が低下した領域が存在することが分かる。このまま固化させ脱枠したところ、写真に示すように大きなジャンカが発生していた。

(2) 温度差の影響

型枠温度とコンクリート温度にほとんど差がない場合について検討を行った。打込み直後および半分締固め後の型枠表面温度の撮影画像を、それぞれ図-7に示す。

締固めにより若干温度が変化しているが、未締固め領域 (左半分) と締固め領域 (右半分) にほとんど相対差は見られなかった。よって、型枠温度とコンクリート温度にほとんど差がない場合には、型枠を強制加熱 (あるいは冷却) するなどの対策が必要と考えられる。

(3) 温度の経時変化

打込み前から打込み後 60分経過までの型枠温度の経時変化を図-8に示す。打込み直後から 15分程度までは、温度の変化が大きいことが分かる。このことは、打込み

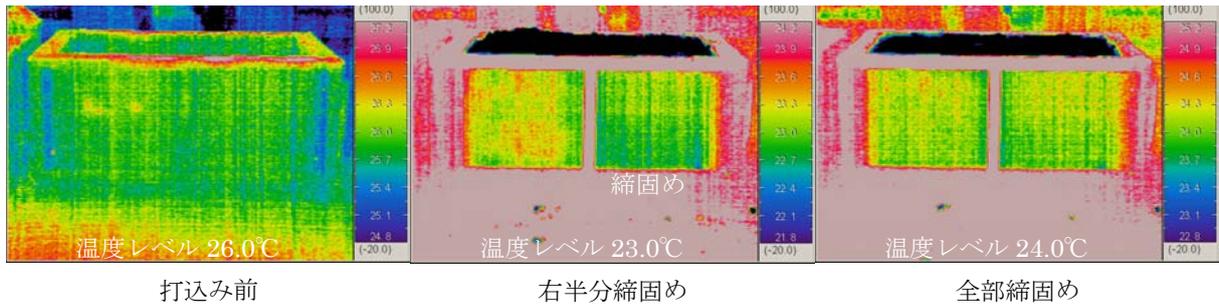


図-5 型枠表面温度の変化 (型枠温度約 26°C, コンクリート温度約 20°C)

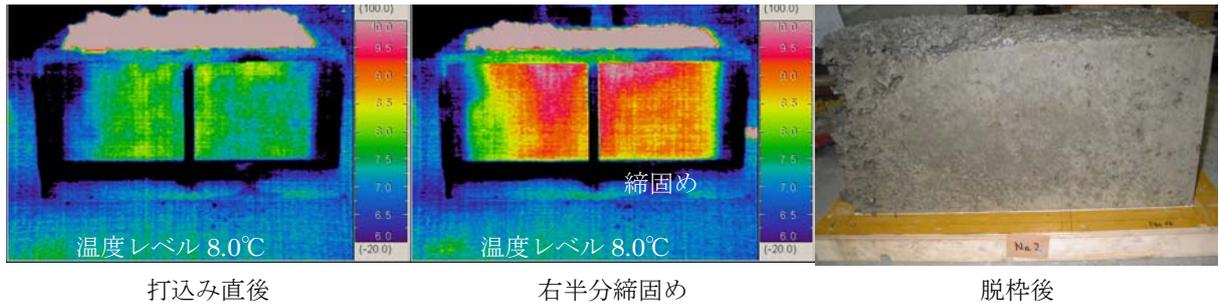


図-6 型枠表面温度の変化 (型枠温度約 5°C, コンクリート温度約 17°C)

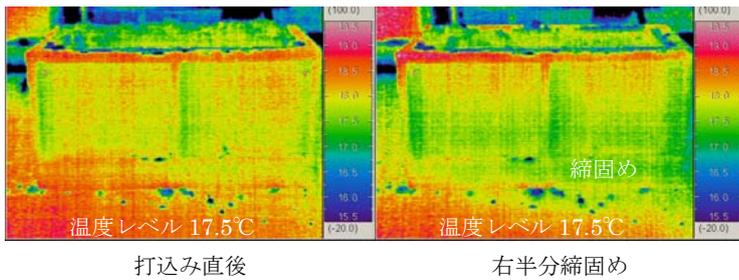


図-7 型枠表面温度の変化 (型枠温度約 17°C, コンクリート温度約 18°C)

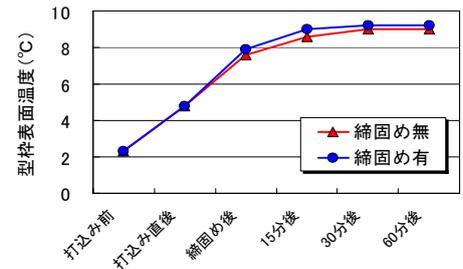


図-8 型枠表面温度の経時変化

前の温度を基準に考える場合には、締固めにより温度が変化したのか、時間の経過により温度が変化したかを判断することが困難であることを意味している。よって、ある時間における未締固め領域と締固め領域の相対的な温度差で判断する必要があると考えられる。

的大きなジャンカが存在する場合には、型枠表面温度に違いが現れる。

⑥ 型枠表面温度は打込み直後から 15 分程度までの温度の変化が大きいため、この間での絶対的な温度差による評価は困難である。

5. まとめ

本研究で明らかとなった事項を以下に示す。

- ① 打込み前の含水率によらず、打込み後、締固め後に含水率はほぼ一様に上昇する。
- ② 締固め後では、締固め前に比べて含水率が若干上昇し、バラツキも非常に小さくなる。
- ③ 打込み前に対する含水率の差分がおよそ 4.5%以上あれば、十分に締固めされていると考えられる。
- ④ 打込み後 15 分程度までは、時間差による含水率の上昇を考慮する必要はない。
- ⑤ 型枠とコンクリートに温度差がある場合や比較

参考文献

- 1) 金子稔ほか：振動を利用したコンクリート充填検知システムに関する基礎実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.1527-1532，2002
- 2) 渡部正ほか：型わく面の熱画像解析によるコンクリート打込み時の欠陥検出法に関する研究，土木学会論文集，No.478/V-21，pp.51-59，1993
- 3) 瀬古繁喜ほか：型枠面での高周波静電容量測定によるコンクリート充填状態の判定に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.2，pp.697-702，2007

モールグラウト工法の超長距離・大容量圧送性能の実証

Verification of MOLE-Grout's Ultra Long Distance Pumping Ability for Large Material Quantities

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

戸村 豪治 GOJI TOMURA

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

土木営業部 酒入 修 OSAMU SAKAIRI

土木技術部 泉 国彦 KUNIHICO IZUMI

モールグラウト工法は、3km 以上の超長距離圧送性と毎時 20m³ 程度までの大容量圧送を同時に可能とするよう設計・開発された小断面水路トンネル用空洞充填工法である。これまでは、同等の能力を有する工法がなかったため 3km 超の水路トンネル補修工は未だ計画されていない現状にある。筆者らは、モールグラウト工法の超長距離・大容量圧送性能の実証を目的として、能登川 PC 工場において実証実験を実施した。本報告は、その実験結果を示し、モールグラウト工法の実用性を検証するものである。

キーワード：モールグラウト工法，長距離・大容量圧送，リミキシングポンプ

Any rehabilitation project for tunnel with extension of over 3km has not yet planned because of the lack of capacities of pumping system for grouting material. The authors have developed 'Mole-Grout' method especially for rehabilitation of tunnels with small section which is designed in order to enable ultra long distance transfer over 3km with large-capacity of 20m³ per hour. Field experiments were carried out at Notogawa PC factory to verify the abilities of both ultra long distance and large-capacity transfer performance of Mole-Grout method, which demonstrated actual applicability of the method.

Key Words : MOLE-Grout, Ultra Long Distance Pumping Ability in Large Quantities, Re-Mixing Pump

1. はじめに

小断面水路トンネルの覆工背面空洞充填工においては、充填材の超長距離圧送性が要求されるだけでなく、大容量圧送性も同時に要求される。これは、水路の断水期間が限定されるため、工程確保には大容量圧送による急速施工が不可欠となるためである。また、当然のことながら、覆工背面充填材としての要求品質も満たさねばならない。

当社開発のモールグラウト工法は、小断面水路トンネルの覆工背面充填工に特化して設計・開発された工法であり、3km 以上の超長距離圧送性能と 20m³/h 程度までの大容量圧送性能を併せ持つ^{1),2),3)}。また、これに採用した MG グラウト材は、高速道路会社 3 社が規定する覆工背面空洞充填材料の要求品質もすべて満足する^{2),3),4)}。

しかしながら、これまでは、同等の性能を有する充填工法がなかったため、圧送による 3km 超の水路トンネル

充填工は計画されていない。また、モールグラウト工法も現時点では 2km 超程度の施工実績しか有さないため、3km 超における実用性に疑問が持たれ、設計に採用することを躊躇されている現状にある。

このような現状を打破し、3km 超の小断面水路トンネル覆工背面空洞充填を実用化するため、能登川 PC 工場においてモールグラウト工法の実証実験を実施した。

本報は、その実験結果を示し、モールグラウト工法の 3km 超の圧送距離における実用性を検証するものである。

2. モールグラウト工法の超長距離圧送実証実験

(1) 実証実験の目的

2010 年 3 月 3 日～11 日に三井住友建設(株)大阪支店能登川 PC 工場において、モールグラウト工法の超長距離圧送実証実験を実施した。また、実験期間中の 2010 年 3 月

10日には、実証試験の客観性を担保する目的で、第三者を招待して公開実験を実施した。その主たる実証項目を以下に示す。

- ① 3,000m以上の圧送距離における安定な大容量圧送(18m³/h)の実証
- ② 上記条件で圧送された充填材の品質確認
- ③ 上記条件における圧送配管および接続部の耐圧性能の確認

(2) 実証実験設備の概要

モールグラウト工法はA材(固化材)およびB材(助材)を別途に混練後に別配管で圧送し、注入箇所付近で両材をリミキシングポンプで強制攪拌した後に空洞部に注入し、充填する工法である。

実証実験では、毎分300L/min(18m³/h)の充填量を想定し、A材120L/min、B材180L/minの一定流量でそれぞれ圧送することとした。表-1に、実験に用いた充填材の300L配合を示す。

表-1 実験に用いた充填材配合(300L配合)

	A材(180L)			B材(120L)		
	固化材	MG-A1	水	MG-B1	MG-B2	水
重量kg	135.0	2.42	249.6	18.0	0.76	574.0
比重	3.16	1.01	1.00	2.50	1.27	1.00
容量L	42.72	2.40	74.88	7.20	0.60	172.2

a) 混練りプラントおよび圧送ポンプ

表-2に実証実験に供した混練りプラントおよび圧送ポンプの機器構成を示し、図-1には混練りプラントの設置配置図を示す。さらに、写真-1~4にはそれらの設置状況を示す。

これらの図表や写真から分かるようにミキサー、アジテーター、および圧送ポンプなどは比較的小型の機器であるが、固化材と助材MG-B1を貯蔵するサイロは大型のものが求められる。これは、毎時18m³/hもの大量混練りを行わなければならないためである。

なお、補修対象トンネルが山間部などで頻繁な材料搬入が困難な施工条件では、より大型のサイロが必要な場合もあるが、そのような場所では今回使用したようなサイロ一体型のプラントではなく、サイロとミキサーなどを分離して配置する方式もあり、また敷地を取らない縦型サイロも用意されている。

表-2 混練りプラント・圧送ポンプ機器構成

機材名	仕様	単位	個数
混練りユニット	横置きサイロユニット 18m ³	基	2
自動作液装置	A液用:ミキサー1.0m ³ 、アジテータ 2m ³ 清水タンク 4m ³ 、清水供給ポンプ 1式	基	1
自動作液装置	B液用:ミキサー1.0m ³ 、アジテータ 1.4m ³	基	1
圧送ポンプ	A/B液用、予備含	基	3
電磁流量計		台	2
モルタル流量計		台	1

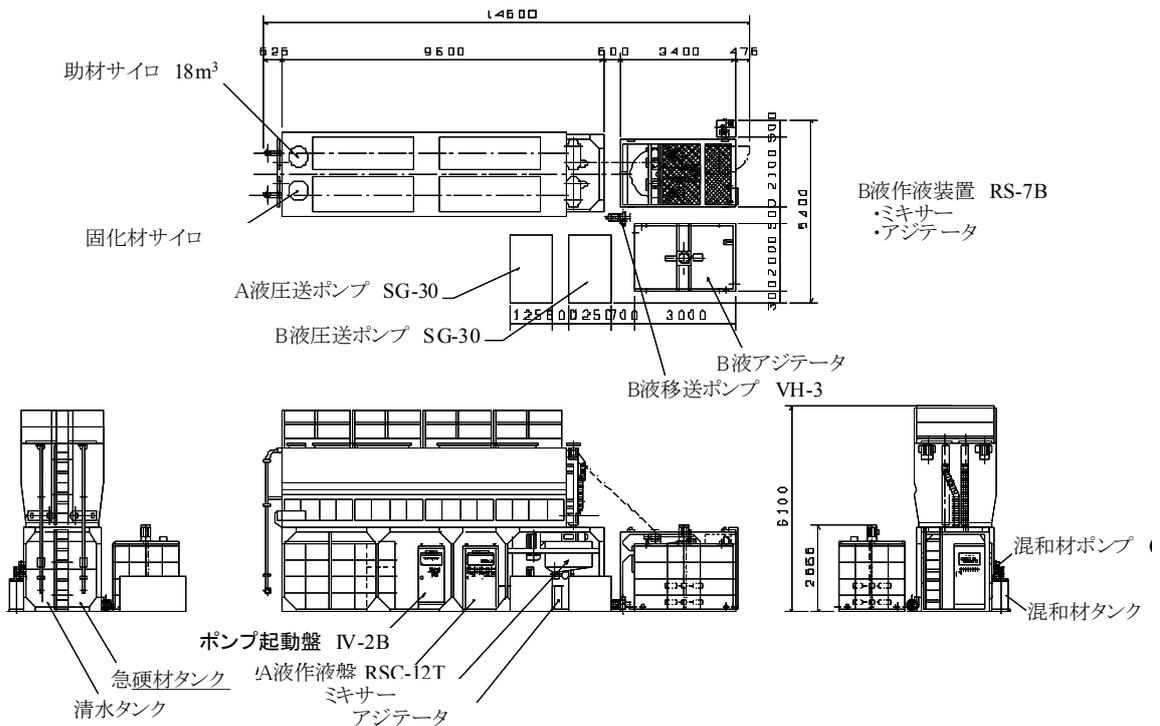


図-1 混練りプラント設置配置図



写真-1 混練りプラント設置状況（上部より俯瞰）



写真-2 混練りプラント設置状況



写真-3 B材圧送ポンプ設置状況



写真-4 終端部の合流 Y 字管とリミキシングポンプ

b) 圧送管配管

圧送配管には、A 材用に 2B 高耐圧鉄管と耐圧ビクトリックジョイントを、また B 材用に 3B 鉄管とワンタッチジョイントを用いた。これは、前述のように A 材および B 材の圧送流量が異なるためである。図-2 に実証実験時の圧送配管系統図を示し、写真-5、写真-6 には配管各部の配管状況を示す。なお、写真-5、写真-6 において、青の配管は A 材配管を、またオレンジの配管は B 材配管をそれぞれ示す。

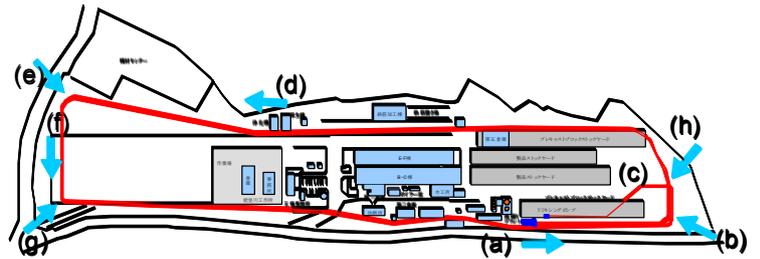


図-2 実証実験時圧送配管系統図



(a) 配管開始地点近傍配管状況



(b) 第 1 急曲部近傍配管状況



(c) 第 2 急曲部近傍配管状況

写真-5 実証実験時圧送配管状況



(d) 直線部配管状況



(e) 第3急曲部近傍配管状況



(f) 単直線部配管状況



(g) 第4急曲部近傍配管状況



(h) 折り返し部配管状況

写真-6 実証実験時圧送配管状況

実証実験を実施した能登川 PC 工場においては、配管可能な外周延長距離が約 1,340m であったため、工場外周を 2 周し、さらに写真-6 (h) のように局所的に折り返す配管システムとなった。

このような敷地上の制約から、12 箇所 90 度を含む急曲部が発生したが、いずれもベント管により接続した。

このような多数の急曲部を含む配管システムは実際の充填工事で発生することは希であり、当該実証実験は配管延長以上に困難な圧送作業であると評価される。なお、総配管延長は A 材および B 材の配管ともに 3,006m である。

C) 圧送実験次第

圧送実験は、A 材および B 材が同時にリミキシングポンプに到達するように、配管延長および圧送ポンプ、ミキサーなどの機械能力から圧送開始時間を逆算したタイムテーブルを作成し、実施した。

表-3 は 2010 年 3 月 10 日の公開実験時に使用したタイムテーブルである。表-3 から分かるように、実務上 A 材および B 材が同時にリミキシングポンプに到達することは難しいため、実際のタイムテーブルの作成に当たっては、B 材を、若干早めに先着させ圧送ポンプを停止し、A 材の到着を待って再稼働させることとした。これは、A 材の固化材成分の沈降を防ぐための手段である。また、A 材および B 材の到着予定時刻は予備試験時の実績をもとに理論値を補正している。なお、圧送中の配管内圧力を測定するために、圧送ポンプ吐出口 (0m)、2,000m 地点、および 3,000m 地点に写真-7 に示す圧力計を設置した。

表-3 公開実験時圧送タイムテーブル

時刻	作業予定	作業実績
10:00	B 材混練り開始 (混練り後アジテータに)	B 材混練り開始
12:30	B 材圧送開始	B 材圧送開始
13:30	A 材混練り開始	A 材混練り開始
13:35		A 材圧送開始(1分遅延)
13:36	A 材圧送開始	
13:55	B 材到着	
13:58		B 材到着 (3分遅延)
14:28	A 材到着	
14:29		A 材到着 (1分遅延)



写真-7 配管内圧力計設置状況



写真-8 静的フロー試験と圧縮強度供試体採取



写真-9 水中分離抵抗試験

また、強制攪拌し、吐出された充填材に対し静的フロー（写真-8）、動的フロー、圧縮強度（写真-8）、比重および水中分離抵抗性（写真-9）などの品質確認試験を実施した。これらの試験や測定は、高速道路会社 3 社が規定する覆工背面空洞充填材料試験法⁴⁾に準じて実施するものである。

（3）実証実験結果と考察

2010年3月10日の公開実験時では、表-3に示すように計画のタイムテーブルから3分以上の遅延もなく順調な圧送を実施することができた。

図-3にA材およびB材到達までの圧送流量の経時変化を示し、図-4、図-5にはA材およびB材の0m、1,000m、2,000m地点における管内圧力経時変化をそれぞれ示す。図-3を見ると、A材およびB材とも若干の変動は生じるもののほぼ安定してA材120L、B材180Lの一定流量で圧送されていることが分かる。B材は70分経過後から、流量が低下する傾向が見えるが、これは圧送距離が大きくなったために管内抵抗が大きくなり圧送能力が低下したためと考えられるが、充填作業の実務に影響を及ぼすものではない。また、A材については、当初よりポンプの最大圧送圧を高く設定したこともあり、このような傾向は認められない。

次に、図-4、図-5をみるとその最大圧送はいずれも圧送ポンプ吐出（0m）で発生し、A材で2.30MPa、B材で0.88MPaとなっている。これらの値は当該設備・配管の設計値とほぼ等しい。また、0m地点の勾配を見るとほぼ線形に近い勾配を有しており、圧送距離に比例して圧送抵抗が線形に増大していることが分かる。したがって、急曲部の影響はほとんど現れていないものと判断され、

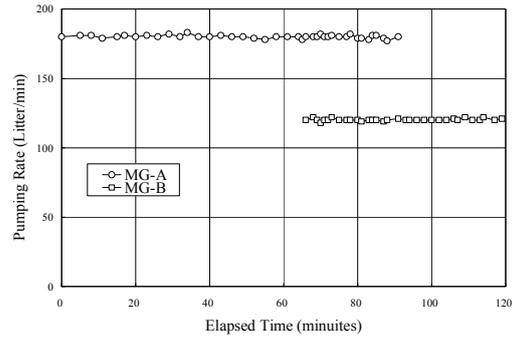


図-3 A材およびB材圧送流量の経時変化

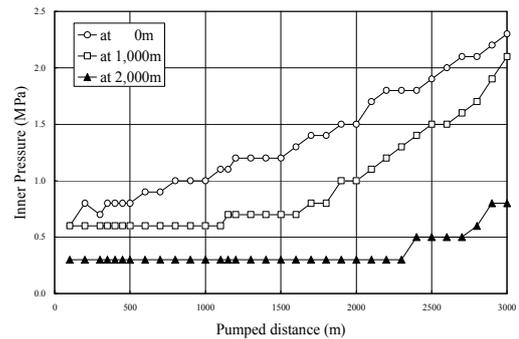


図-4 A材の管内圧力経時変化

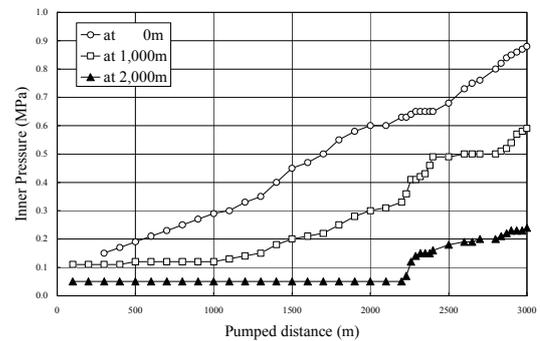


図-5 B材の管圧力経時変化

工学的な設計にはこれを考慮する必要がないものと考えられる。

また、理論的には0m、1,000m、2,000m地点における圧送圧力の比は距離比例して3:2:1になるはずであるが、A材では1,000m地点の最大圧力が2.1MPaまで上昇しており、0m地点の圧力に近いものとなっている。この現象は配管設計に反映されるものではないが、安定的な超長距離圧送を担保するためにも、当該地点の圧力計の較正も含め、何らかの検証が必要と判断した。なお、B材配管の各地点における圧力比は、図-4に示されるとおり、距離に比例したほぼ理論通りのものとなっている。

表-4には、3,006mを圧送した後にリミキシングポンプ

表-4 品質管理試験結果一覧

品質管理項目	規格値	試験値
フロー値	静止時 (MG 自主規格 : 100±20mm)	83.5
	打撃時 (130~205mm)	139
圧縮強度	1.5N/mm ² 以上 (材令 28 日)	2.1
比重	1.34±0.1	1.3
水中分離抵抗性	濁度 : 投入後 60 分経過後±2%	0.7
	pH : 投入後 60 分経過後±10%	0.8

により強制攪拌した充填材の品質確認試験結果の一覧を示す。表に示すようにすべての品質管理項目において基準値を満足している。

一般に、長距離圧送充填工に供される充填材は距離に応じて配合を変化させるなどの対策を行うため、ワーカビリティが過大となるなどの問題が発生する。モールグラウト工法では距離にかかわらず、常に一定配合の充填材を圧送することが可能であるため、安定した品質が確保できる。これは、リミキシングミキサーによる強制攪拌方式を採用したためである。この方式の採用により、3,000m 超を圧送しても高品質な材料で充填を行うことが可能であることが実証できたものと考えている。

3. まとめ

本報告に示したモールグラウト工法の超長距離・大容量圧送実証実験は、当初の想定をすべて満足する結果が得られた。これは当該工法開発時の設計要件が満たされていることを追認したに過ぎないが、当該工法が小断面水路トンネル補修設計に問題なく適用できることを証明したことでもであると評価される。

今回の実証実験では、実験敷地上の制約から 12 箇所もの急曲部を設けざるを得なかったが、結果的には急曲部を配管設計上考慮する必要がないことを証明できた。このことは、同工法の適用範囲をより一層拡大できることを示すものである。また、当該工法の配管・機器の選定に当たっては設計上の余裕を大きく取っている。今回の実証実験では、3,000m 級の超長距離圧送が設計どおり実施できたが、現状と同一の配管・機器での 5,000m 級程度までの圧送も可能であると予想される。今後、そのフィービリティスタディを実施する予定である。また、1,000m 級の比較的短い距離の覆工背面充填に関し、簡易で安価な充填工法の開発も併せて実施する。

参考文献

- 1) 山地宏志, 戸村豪治, 上西幸司, 清水則一, 櫻井春輔 : 小断面トンネルリニューアルシステム工法-小断面に特化した補修・補強工法の開発とその調査について-, 建設機械, Vol.46, No.7, pp.61-66, 2010
- 2) 戸村豪治, 山地宏志, 上西幸司, 櫻井春輔 : 可塑性充填材によるトンネル覆工背面空洞の長距離圧送工法の開発-長距離圧送と充填材品質確保の両立について-, 建設機械, Vol.46, No8
- 3) 戸村豪治, 山地宏志, 櫻井春輔 : 可塑性材料によるトンネル覆工背面空洞の長距離圧送充填工法の開発, 平成 21 年度「建設施工と建設機械シンポジウム」論文集, pp.29-34, 2009
- 4) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 : 矢板トンネルの背面空洞注入工設計・施工要領, 2006

杭式深層混合処理工法における新たな杭配置方法

New Arrangement of Column by Deep Mixing Method

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

土木技術部 黒島 一郎 ICHIRO KUROSHIMA

深層混合処理工法の杭式改良における新たな改良杭配置方法を考案した。この改良杭配置方法は、どの方向から見ても改良杭が地盤中に存在する配置であり、連続する未改良領域が千鳥配置と比較して少ないことから、地盤のせん断変形に対して改良杭が効果的に抵抗し、側方流動などの変位低減効果が高まると考えられる。

矢板護岸をモデル化した模型振動台実験を実施した結果、液状化に伴う矢板護岸模型の水平変位量の比較から、提案した新たな改良杭の配置方法は、既往の改良杭配置方法である千鳥配置よりも変位低減効果が高いことが確認された。

キーワード：液状化，側方流動，振動台実験，深層混合処理工法

New arrangement of soil cement column by deep mixing method is proposed. In order to estimate the effect of deep mixing method of soil stabilization against liquefaction, model shaking table tests were conducted varying the arrangement of the columns. Two types of the arrangement were considered where the one is the conventional method with checkered arrangement, and the other is the newly proposed one with random arrangement. As a result of shaking table tests on sheet pile quay model, it was found that the proposed arrangement was more effective than the checkered arrangement in decreasing the ground lateral flow by liquefaction by decreasing the lateral displacement of the quay wall.

Key Words: Liquefaction, Lateral Flow, Shaking Table Test, Deep Mixing Method of Soil Stabilization

1. はじめに

深層混合処理工法の改良形式としては、全面改良のほか、図-1 に示すように格子式改良，壁式改良，杭式改良がある。このうち、液状化対策としては全面改良あるいは格子式改良を適用しているのが一般的である。格子式改良は格子状に囲まれた改良体の内部に未改良部分を有するが、改良体が地震時のせん断変形を抑制することによって液状化を防止すると言われている¹⁾。また、兵庫県南部地震（1995）を経験した格子状改良地盤が周辺の液状化による壊滅的な被害に対して健全であったことが確認されている²⁾。

これに対し、杭式改良は他の改良形式に比べて液状化対策効果は低いと考えられてきた³⁾。しかしながら、最近の振動台実験による研究によると、改良体を杭式に配置した場合でも地震時のせん断ひずみ小さくなり、せん断変形が抑制されて液状化対策効果があると考えられた

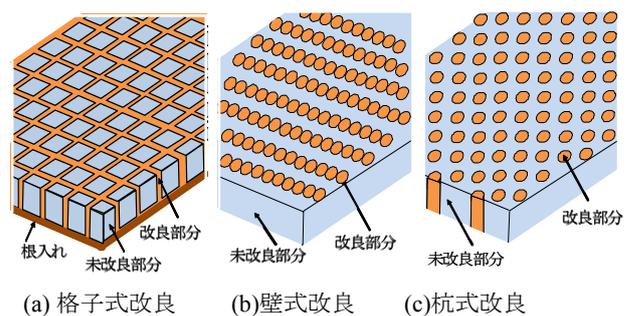


図-1 改良形式

事例が報告^{4),5)}されている。また、先に著者らが実施した解析的に検討した結果⁶⁾からは、格子式改良のほうが小さい改良率の段階から改良効果を示すものの、杭式改良についても改良率がおおむね 35%以上であれば格子式改良と同様に過剰間隙水圧の上昇が抑えられて液状化を抑制することが示された。そこで、著者らは杭式改良に着目し、一度に通常の深層混合処理改良杭 4 本分に相

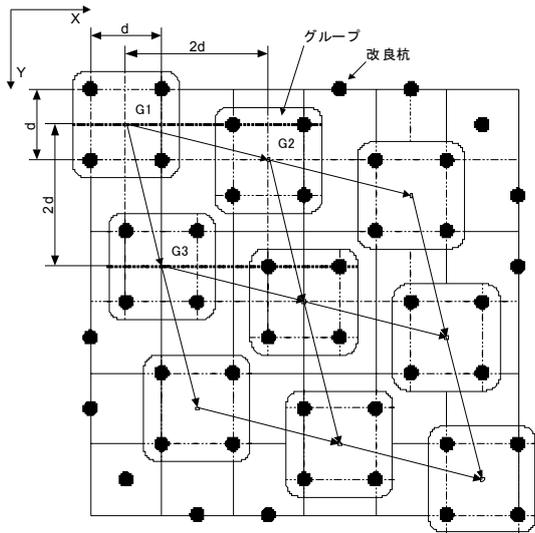


図-2 イレギュラー配置方法

当する改良体が施工可能である CDM-Land4 工法⁷⁾の液状化対策効果について、振動台実験の結果から検証を行った⁸⁾。また、改良杭配置方法を工夫し、液状化に伴う地盤の側方流動に対して既往の配置方法よりも効果的な改良杭配置方法（以下、イレギュラー配置⁹⁾という）を考案した。

本報は、イレギュラー配置について述べるとともに、矢板護岸をモデル化した模型振動台実験における護岸の水平変位の結果からその液状化対策効果を検証するものである。

2. 新たな改良杭の配置方法

イレギュラー配置の概要を図-2 に示す。本配置方法では、黒丸で示す間隔 d で正方形に配置された改良杭 4 本を一つのグループとする。図中 G1 で示すグループに隣接するグループ G2 および G3 では、G1 の中心座標を G1 (0,0) とした場合、それぞれの中心座標が G2 ($2d, d/2$) および G3 ($d/2, 2d$) となるように改良杭を配置する。千鳥配置などでは一定の方向に未改良領域が連続するのに対し、イレギュラー配置ではどの方向から見ても改良杭が地盤中に存在する形になる。また、連続する未改良領域が千鳥配置と比較して少ないことから、地盤のせん断変形に対して改良杭が効果的に抵抗し、液状化対策効果が高まるものと期待される。なお、ここではグループにおける改良体の配置を 2×2 の正方形配置として説明したが、例えば 3×3 や 3×2 の長方形配置の場合にもイレギュラー配置は適用可能である。

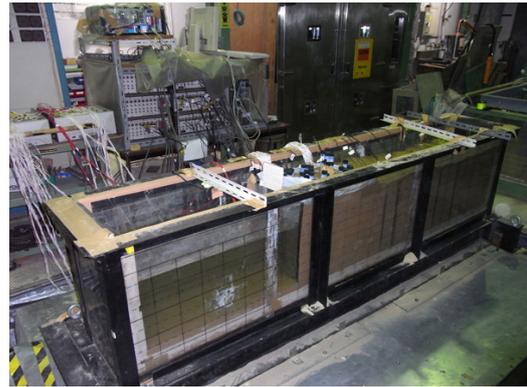


写真-1 固定土槽

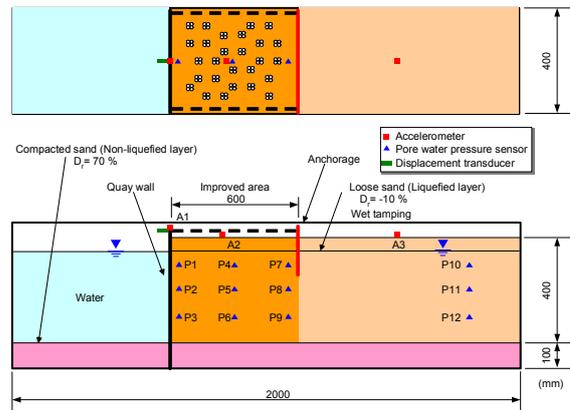


図-3 実験モデル

3. 模型振動台実験概要

矢板護岸モデルを対象として実施した模型振動台実験は、写真-1 に示す幅 2,000mm × 奥行き 400mm × 高さ 700mm の固定土槽を用いて重力場で行った。図-3 に、後述する実験ケース (CASE2) における実験モデルの概要を示す。模型地盤は、100mm の非液状化層とその上の 400mm の液状化層の 2 層構造とした。非液状化層は、相対密度が 70% となるよう乾燥状態の豊浦砂を空中落下させた後、突き固めて作成した。液状化層は含水比 5% の湿潤状態の豊浦砂を用いてウェットタンピング法で作成し、初期相対密度-10%とした。

改良体は先述した CDM-Land4 工法⁸⁾を対象とし、その模型には、外径 27mm、厚さ 1.5mm、長さ 600mm のテフロン管を 4 本束ね、ナイロン製の結束バンドで上下を固定したものを用いた。テフロン管の上端および下端には、それぞれ厚さ 5mm のプラスチックボードを配し、テフロン管を相互に固定した。写真-2 にテフロン管を配置した状況を示す。なお、テフロン管 1 本の直径 (外径 27mm) をプロトタイプの改良体に換算した場合、杭径は約 500mm となる。今回はこれを 4 本束ねているため

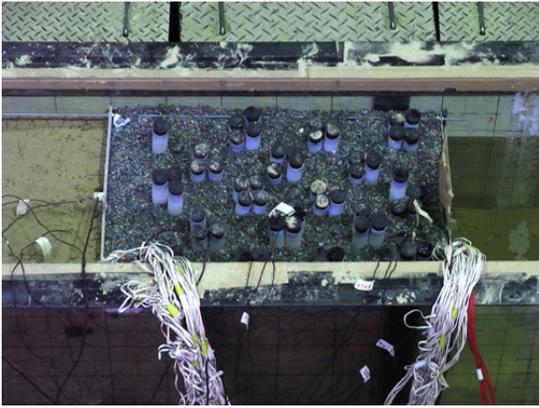


写真-2 改良体模型の配置状況

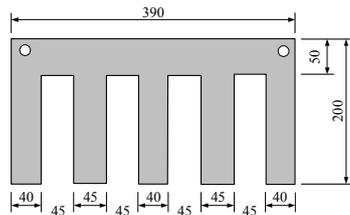


図-4 アンカーモデル

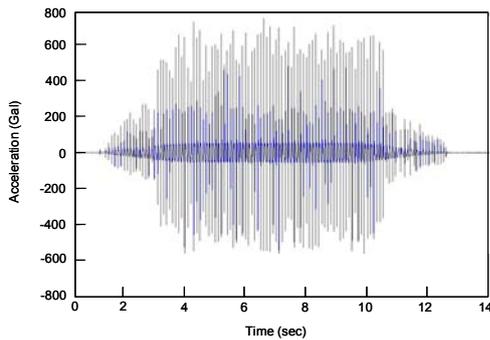


図-5 入力波の時刻歴

表-1 実験ケース

項目	CASE1	CASE2	CASE3
改良形式	無対策	千鳥	イレギュラー
改良率(%)	0	25	25
入力加速度(Gal)	200および500		

一辺約 1,000mm の改良体を想定していることになる。

矢板護岸模型には厚さ 26mm、高さ 510mm のアルミ板を用い、この上端と図-4 に示すプラスチックボード製のアンカーを直径 5mm の鉄製ロッドで結合した。なお、矢板護岸模型の下端は土槽底部の溝にはめ込んでいるだけで固定していない。

実験模型には地盤中に加速度計および間隙水圧計を、固定土槽に加速度計を、矢板護岸模型には加速度計と上部の水平変位を計るレーザー変位計をそれぞれ設置して計測を行った(図-3)。

入力波は図-5 に示す 10 Hz の正弦波であり、最大加速

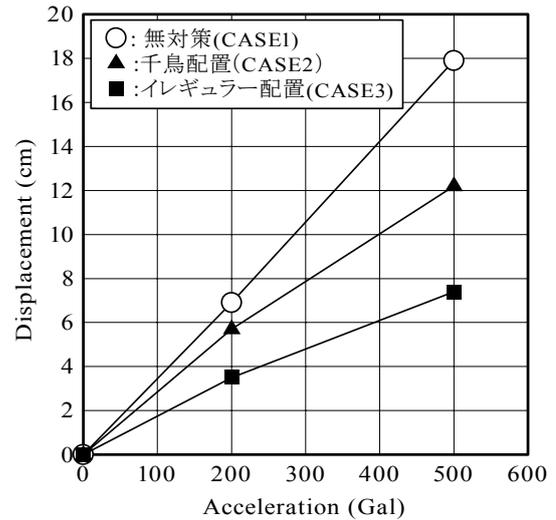


図-6 矢板護岸の水平変位と入力加速度の関係

度は 200Gal および 500Gal、最大加速度での加振時間は 5 秒間とした。

実験ケースは、表-1 に示すように無対策 (CASE1)、千鳥配置 (CASE2: 改良率 25%) およびイレギュラー配置 (CASE3: 改良率 25%) の 3 ケースである。

4. 実験結果および考察

(1) 矢板護岸模型の水平変位

矢板護岸模型上端部の水平変位と入力加速度の関係を図-6 に示す。図は、200Gal および 500Gal 加振終了後の累積変位量を示している。

200Gal 加振後の結果について、無対策 (CASE1) では矢板護岸の水平変位が 6.9cm 生じているのに対して千鳥配置 (CASE2) のそれは 5.7cm となっており、千鳥配置でも若干の変位低減効果が認められる。これに対して、イレギュラー配置の水平変位は 3.5cm であり、無対策の 50%程度の値に低減されている。

500Gal 加振後の結果について、矢板護岸模型の水平変位は、千鳥配置が 12.2cm、イレギュラー配置が 7.4cm となっており、変位低減効果は千鳥配置よりもイレギュラー配置のほうが高いことが明らかである。このイレギュラー配置の変位低減効果は、連続する未改良領域が少なく、未改良地盤のせん断変形に対して改良杭が効果的に抵抗していることに起因するものと考えられる。

(2) 過剰間隙水圧比

図-7 は、加振中における過剰間隙水圧比の最大値と入力加速度の関係を示したものであり、図-3 中の P6 での結果を示している。

200Gal 加振の結果について、無対策および千鳥配置に

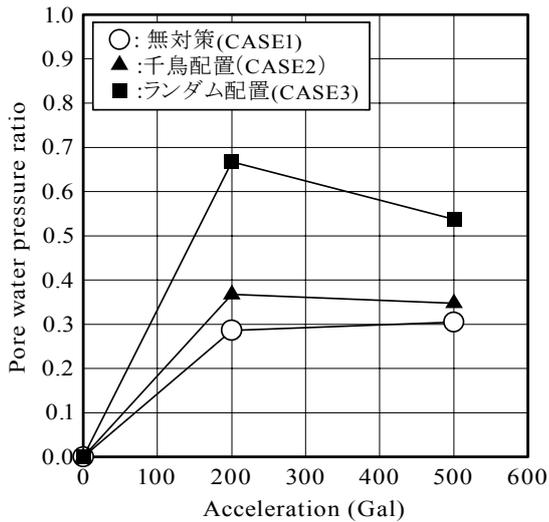


図-7 過剰間隙水圧比の最大値と入力加速度の関係

における過剰間隙水圧比が 0.3~0.4 程度であるのに対し、イレギュラー配置におけるそれは 0.67 と大きな値となっているのが特徴である。500Gal 加振においてもこの傾向は同様であり、イレギュラー配置における過剰間隙水圧比が 0.55 であるのに対し、無対策および千鳥配置のそれは 0.3~0.35 と相対的に小さな値となっている。

図-6 に示した矢板護岸の変位の結果と本結果を照らし合わせると、過剰間隙水圧比は矢板護岸の変位量に応じて変化することが分かる。すなわち、改良領域における過剰間隙水圧比は、矢板護岸の変位量が小さい場合に大きな値となり、矢板護岸の変位量が大きい場合に小さな値となる。これは、矢板護岸の変位に伴う側方拘束圧の低下と地盤流動に伴う砂のダイレイタンスーより、間隙水圧の発生量が減少することに起因するものと考えられる。このことは、同様の振動台実験¹⁰⁾においても報告されている。

5. おわりに

杭式改良における新たな改良杭配置方法としてイレギュラー配置を考案し、矢板護岸をモデル化した模型振動台実験の結果からその液状化対策効果について検討した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ① 液状化に伴う矢板護岸模型の水平変位量の比較から、イレギュラー配置は千鳥配置よりも変位低減効果が高いことが確認された。
- ② イレギュラー配置の変位低減効果は、連続する未改良領域が少なく、未改良地盤のせん断変形に対して改良杭が効果的に抵抗していることに起因するも

のと考えられた。

- ③ 改良領域における過剰間隙水圧比は、矢板護岸の変位量が小さい場合に大きな値となり、矢板護岸の変位量が大きい場合に小さな値となった。

今後は、入力地震動や地盤密度の違いがイレギュラー配置の液状化対策効果に与える影響についても検討する予定である。

謝辞：本研究は、東京大学との共同研究として実施したものです。ご指導いただいた東京大学東畑教授、山田助教、実験を担当していただいた Amin Bahmanpour 氏（博士課程）に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 例えば、鈴木義雄，時任和哉，鈴木吉夫，馬場崎亮一：固化工法による耐液状化基礎地盤改良工法の適用事例，基礎工，Vol.17, No.9, pp.87-95, 1989
- 2) 鈴木吉夫，斉藤聡，木村玄，木林長仁，細見尚史：格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告，基礎工，Vol.23, No.10, pp.54-58, 1995
- 3) 古賀泰之，谷口栄一，中角功，栗波啓治：深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験，土木学会第 41 回年次学術講演概要集（第Ⅲ部門），pp.201-202, 1986
- 4) 安田進，村澤譲，小西武，田中智宏，内山純一：杭式に配置した改良体の液状化抑制効果，第 38 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1881-1882, 2003
- 5) 田中智宏，安田進，村澤譲，小西武，内山純一：杭式深層混合処理工法による液状化対策効果，土木学会地震工学論文集，Vol.27, No.210, 2003
- 6) 山本陽一，高橋直樹，黒川幸彦：杭式深層混合処理工法の液状化対策効果に関する解析検討，三井住友建設技術研究所報告，No.4, pp.45-53, 2006
- 7) CDM 研究会：CDM-Land4 工法技術マニュアル，2002
- 8) 高橋直樹，Amin Bahmanpour，東畑郁生，山田卓，山本陽一：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，土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集（第Ⅰ部門），pp.1175-1176, 2009
- 9) Amin Bahmanpour：Experimental study on the effect of Underground columns on liquefaction mitigation, 東京大学博士学位論文, 2010
- 10) 水谷崇亮，東畑郁生，穴井啓二，中村滋：鋼矢板式護岸の背後地盤液状化に関する模型実験，第 10 回地震工学シンポジウム論文集，pp.1377-1382, 1998

画像計測を利用した変状抽出の自動化に関する研究

Study on Automatic Detection of Deterioration by Processing Shade due to Floodlights

塩崎 正人 MASANDO SHIOZAKI

既設構造物の劣化度調査が行われる際に、デジタルカメラ・デジタルビデオカメラを利用した非破壊計測手法が、従来の目視・接触式計測と併せて用いられている。また、劣化度調査では投光器を用いるケースが多く、コンクリート表面を照射することで段差・ひび割れの抽出を容易にしている。今回、この投光器の照射による陰影に着目し、この撮影画像を二値化処理し、変状を自動抽出する手法を提案する。

キーワード：デジタル画像, 変状抽出, 照明, 二値化処理, 度数分布, 輝度値

Nondestructive testing has been applied using digital camera or digital video camera together with the conventional technique of watching and using contact sensors to examine deterioration of existing structures. The floodlight is usually used in the examination, which enables to detect deterioration by lighting up concrete surface. In this paper, The authors note a shade by the floodlight and proposed automatic detection method because the binarization produces the photography of the concrete surface.

Key Words: Digitized Image, Detect Deterioration, Floodlight, Binarization ,Frequency Distribution, Luminance

1. はじめに

既設構造物の劣化度調査が行われる場合、段差・ひび割れといった変状に関する計測においては、従来の目視・接触式計測と併せて、デジタルカメラ・デジタルビデオカメラを利用した非破壊・非接触の計測手法が広く運用されている^{1),2)}。



写真-1 ひび割れ検出システム³⁾

計測に際しては、変状を確実に把握するために投光器を用いることが多い。特に、トンネル計測を主目的とした車載型の画像計測システムにおいては、暗所でのデジタルビデオカメラ撮影となるため、投光器は必須である(写真-1)。投光器でコンクリート表面を照射することで段差・ひび割れといった変状の抽出を容易にするものである。

投光器による照明は、コンクリート表面の変状箇所における陰影を生み出している。この陰影が、投光器の位置によって形状が変化することに着目し、その撮影画像を二値化処理を行うことで変状を抽出する手法を考案した。

また、その変状の抽出を容易にするために、二値化処理した撮影画像の輝度に着目し、輝度値の度数分布と累積度数から変状の有無を示す閾値を決定する方法を考案した。

ビデオカメラを用いる場合は、動画をキャプチャーすることで連続的な静止画を得る。この膨大な静止画から変状を抽出するためには、自動処理が不可欠であり、その手法の確立が急がれている。

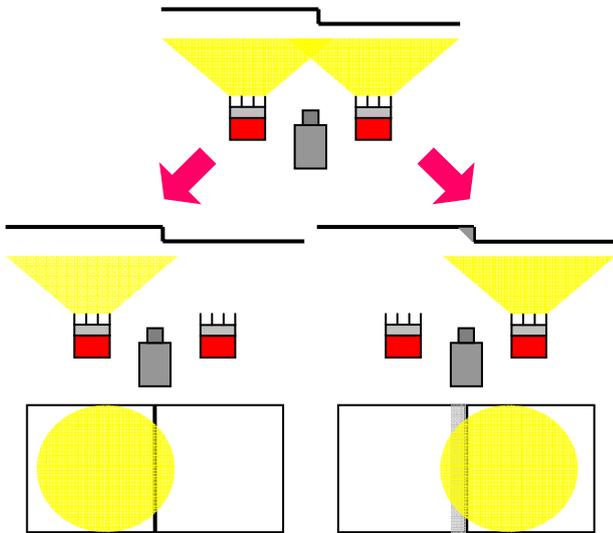


図-1 陰影による段差の抽出

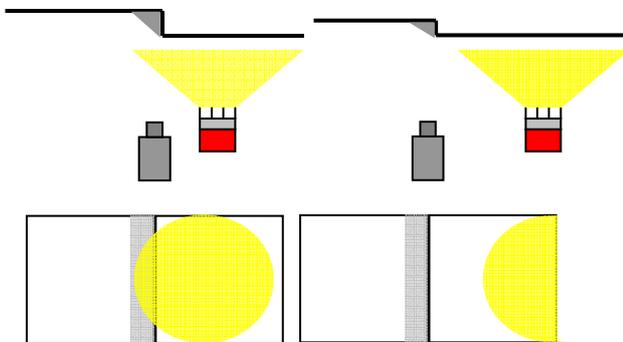


図-2 投光器位置による陰影の変化

累積度数を用いた閾値の決定方法は、二値化処理を省力化するものである。この方法について実験・検証を実施した結果を報告する。

2. 抽出手法

ここで、本手法の考え方について説明する。

変状の抽出のため、計測対象物に正対した位置にデジタル撮影機材を設置する。撮影機材を挟んで左右に設置した投光器から、①両方点灯、②右側のみ点灯、③左側のみ点灯、と条件を変えて照射する。各ケースで照明方向が異なるため、段差・ひび割れといった変状が発生している箇所では異なった形状の陰影が現れる。

照射パターンごとに撮影を行った場合、同じカメラ位置から照明方向が異なる3種類の画像を撮影することとなる。変状箇所では陰影の形状が異なってくるため、この形状の違いによって変状を抽出できるという考え方である。

図-1 のように段差がある部分では、段差箇所では陰影が現れる。左図のように「段差の低い側」から照射した



写真-2 デジタルカメラとレンズ

表-1 デジタル一眼レフカメラ 仕様

名 称	株式会社 Nikon 製 D2X
総 画 素 数	1284 万画素
有効画素数	1240 万画素
映 像 素 子	23.7×15.7 mm

表-2 望遠型ズームレンズ 仕様

名 称	株式会社シグマ製 APO 50-500mm F4-6.3 APO EX DG HSM
焦 点 距 離	50～500 mm
レ ン ズ 構 成	16 群 20 枚
最 小 絞 り	F22 (W 端)

表-3 画素分解能 【mm】

		焦点距離	
		50 mm	500 mm
撮 影 距 離	1 m	0.105	0.006
	3 m	0.326	0.028
	5 m	0.547	0.050
	10 m	1.100	0.105

画像では段差による陰影はほとんど現れない。一方、右図のように「段差の高い側」から照射した画像では、陰影の幅が広く現れることとなる。

また、図-2 にあるように、段差が大きい場合（左図）、あるいは投光器を変状箇所から離して照射した場合（右図）は、陰影の幅は広がると考えられる。

2 台の投光器に関して、左右の位置の違い以外すべて同じ条件であった場合、撮影した画像は変状箇所を除いてすべて同じ輝度となる。

これらを同じ閾値で二値化し、画素ごとの差分を算出した場合、変状箇所以外はゼロとなり、変状箇所のみが特異点として画像に現れるため、画像処理によって変状の抽出が可能であると考え、検証実験を行った。

3. 計測機材

変状の抽出手法の検証に際しては、望遠型ズームレンズを装着したデジタル一眼レフカメラを使用した（写



写真-3 計測対象の段差 (1 mm)



写真-4 検証実験状況

真-2)。性能諸元を表-1、表-2 に示す。また、今回使用したカメラの撮影距離・焦点距離と分解能の関係を表-3 に示す。

撮影は焦点距離が最大の位置にズームを固定した。併せて、被写界深度が最大となるよう絞り値は最小にして撮影を行った。

投光器には、株式会社キタムラ産業社製ハロゲン投光器 (500W/100V) を2台使用し、カメラを挟む形で設置した。

4. 検証実験 (手法検証)

変状抽出の可否について、当社技術開発センターの屋外に保管してある RC 供試体を使用した (写真-3)。

この供試体には一部に型枠のズレによる段差が存在したため、これを変状と想定して検証実験を行った。RC 供試体の段差を計測したところ、最も差がある箇所が 1 mm であり、向かって左側が高くなっている。

撮影は、日中は投光器の効果を確認できないため、日没後に行った (写真-4)。

設置場所に関して、三脚に据えたカメラから左右 2 m

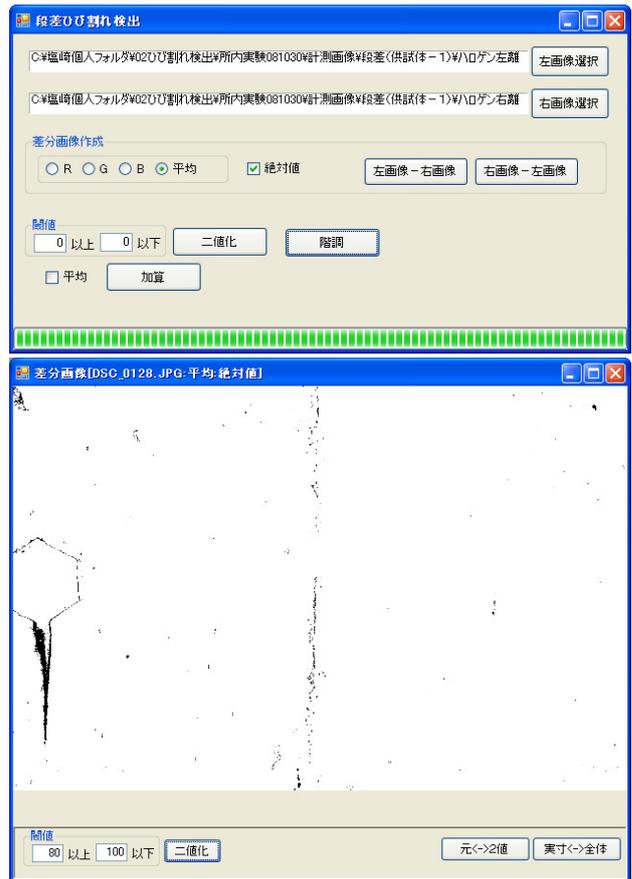


図-3 操作画面 (上) と合成画像 (下)

離れた位置にハロゲン投光器を設置した。この際、ハロゲン投光器は照明の際の放熱温度が高く、カメラと隣接させた場合、熱暴走といわれる内部基盤の故障を引き起こす可能性がある⁴⁾。このため、カメラと投光器の離間を 1 m 以上確保することとし、今回の実験では離間 2 m で撮影を行った。

また、本手法はトンネルなどの閉暗所での計測へ適用することを想定している。トンネル内の側面を想定して、撮影距離は 3 m とした。

画像処理を省力化するため、二値化処理のためにソフトウェア【DetectCrack】を開発した (図-3)。このソフトウェアは、2 枚の画像を選択すると、カラー画像を輝度を 0 (白) ~ 255 (黒) の 256 階調のグレースケールへ変換し、任意の閾値で二値化処理を行い、その変換画像を表示するものである。

5. 検証結果 (手法検証)

図-4 は、片方から照射した際の撮影画像と、その二値化処理結果である。左側から照射した場合、段差箇所において、縦の陰影が現れている。

また、特異点として段差以外に気泡痕の陰影を捉えることができた。段差・ひび割れ以外の変状についても

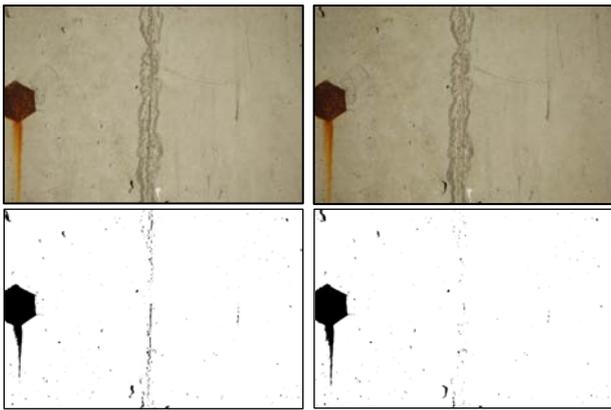


図-4 左右からの照射画像と二値化処理

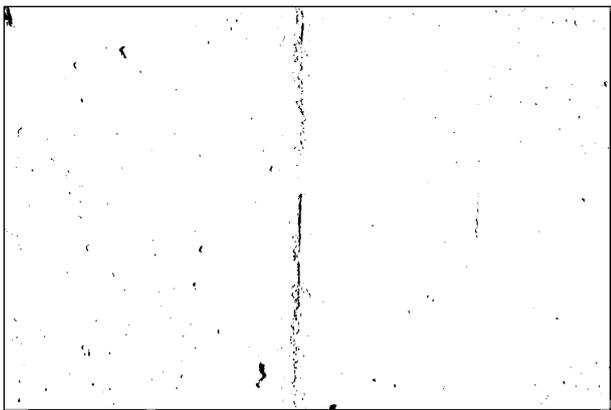


図-5 差分処理による段差抽出

抽出できる可能性が高いと思われる。

一方、左右の投光器は同機種のものを使用しているが、個体差と考えられる明るさの違いから、左右の画像で明暗に差が生じた。これは、同一の閾値で二値化処理したため、値に差が発生したと考えられる。左右の照明から同一の明るさを得られる場合は、同一の閾値で二値化処理を行えばよいが、異なる明るさとなった場合は、閾値の設定を都度変える必要がある。

このため、差分処理後に、目視で判定できるものを一部消去した。最終的な処理結果が図-5 である。この画像から段差を表す陰影を捉えることができ、本手法による変状抽出の適用性は高いと考える。

6. 自動抽出手法

本手法の適用性について検証を行ったが、実際に本手法を劣化度調査などで運用する場合、1枚1枚の撮影画像から人間の判断で閾値を決定し、変状を抽出するのは困難である。実際のトンネル内計測では、ビデオカメラで撮影を行い、その動画をキャプチャーして合成する。ハイビジョンカメラの場合30コマ(29.97フレーム毎秒⁵⁾)で撮影するため、1分間で1,440枚という画像処理が必要となる。これを人力で処理するには膨大な労力と

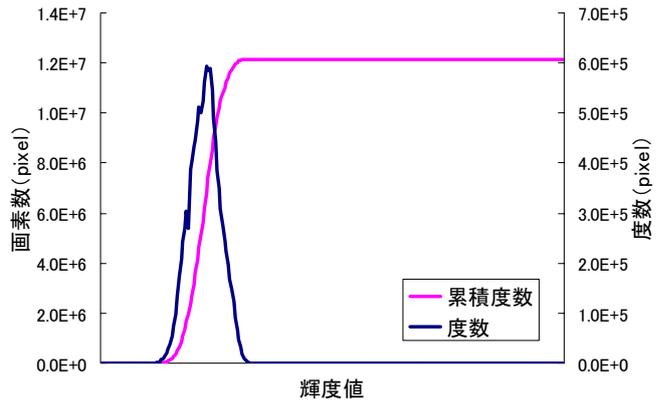


図-6 輝度値の度数分布と累積曲線例

時間が必要となるため、自動抽出に頼らざるをえない。また、二値化処理から変状を抽出する場合、目視で閾値を求めると計測者による個人差が生じる。人的誤差によるバラツキを軽減するためにも自動抽出手法の確立が必要である。

ここで、二値化処理を行う際の輝度値の度数を求めて、その累積曲線から閾値を求める方法を提案する。

二値化処理した画像の、二値化処理の度数分布と累積度数の相関は図-6 のように表される。この時は、輝度59が最頻値となり、その時の度数は593913であった。カメラの画素数が1,240万画素であることから、最終的な累積度数は 12.4×10^6 となっている。

閾値の決定方法は、輝度値0からスタートし段階的に輝度値を大きくしながら、輝度値と累積度数の相関を調べる。この時点の累積度数を総画素数(1,240万画素)で除した割合(以下、「累積度数百分率」とする)から最適の閾値を求めた。

画像それぞれで閾値を決定し差分を算出するのではなく、同じ累積度数百分率を用いて差分処理を行うことで、明暗による抽出誤差を解消し、自動処理を行うための定量的な基準とした。

基準A：変状が陰影となって現れた輝度値

基準B：画素数が実際の陰影の幅・高さに到達した時点の輝度値

「基準A」は、変状の有無を抽出する場合の基準値である。「基準B」は、その変状に対して実際の幅・高さを計測する場合の基準値であり、カメラの分解能と撮影距離から換算して幅を求める。

7. 検証実験(累積度数百分率)

この自動抽出手法に関する検証として、再度実験を行った。実験に際しては、変状を明確化するためRC供試体を製作した。この供試体には表面(1mm)と裏面(2



写真-5 RC 供試体 (段差 1 mm : 表)

mm) に段差を人為的に設けている (写真-5)。今回の実験では完全な暗所となる室内実験棟で撮影を行い、500 W の投光器に加えて、発熱量の小さい 150 W の投光器も使用し、投光器の違いによる抽出精度の差につい

ても検証を行った。

なお、撮影方法などについては 4. 検証実験 (手法検証) と同様としている。

8. 検証結果 (累積度数百分率)

図-7 は、累積度数百分率によって決定した閾値を用いた二値化処理画像の差分結果である。

同じ累積度数百分率でも閾値が異なっていることが判る。また、累積度数百分率が小さい段階では、変状のみが抽出されていることも分かる。

一方で、累積度数百分率が大きくなるにつれて、隅角部にレンズ歪みの影響が現れてくる。これは画像計測全般に当てはまることであるが、焦点距離が短くなるにつれてレンズ歪みの影響が大きくなる⁶⁾。焦点距離 500 mm の望遠レンズを使った場合、レンズの曲率半径が大きくなることから、広角レンズと比べてその影響は小さ

累積度数百分率	ハロゲン 150W	ハロゲン 500 W
0.5 %	 <p>輝度値 右 16 左 45</p>	 <p>輝度値 右 9 左 32</p>
2.5 %	 <p>輝度値 右 28 左 58</p>	 <p>輝度値 右 21 左 35</p>
5.0 %	 <p>輝度値 右 61 左 62</p>	 <p>輝度値 右 38 左 43</p>
10.0 %	 <p>輝度値 右 69 左 65</p>	 <p>輝度値 右 43 左 49</p>
20.0 %	 <p>輝度値 右 70 左 69</p>	 <p>輝度値 右 47 左 54</p>

図-7 累積度数百分率の違いによる変状の現れ方 (撮影距離 : 3 m, 段差 : 1 mm)

いが、閾値が大きくなるにつれて影響が現れてきたものと思われる。

9. まとめ

今回、照明による陰影を利用した変状抽出手法を提案し、その実験・検証を行った。

今回の実験・検証を通して、本手法の有用性を認識することができた。変状の抽出に関しては、遺伝的アルゴリズムやフラクタルといった手法を用いて解析処理を行う研究が進められているが、本手法においては照明による陰影と、画像の二値化処理による抽出であるため、その抽出方法が極めてシンプルである。投光器が最低2台と撮影機器だけで抽出が可能であるため、計測機器も少なく、また解析処理においてもパソコンへの負荷が少ないということである。トンネル計測で用いられるビデオカメラ画像の膨大なキャプチャー画像を処理する上でも、パソコンへの負荷が少ないということは処理速度の向上へと繋がるものである。

続いて、画像の二値化処理に必要な閾値を求める方法として累積度数百分率を提案し、その実験・検証を行った。

実際の劣化度調査で用いる場合、前述のように膨大な画像処理を必要とする。この処理を人力で行うことは困難であり、個体差や個人差といったバラツキを排除することができない。このため自動抽出が必要となる。

累積度数百分率は、自動処理に必要な定量的な基準を設けることができるため、ソフトウェア上で二値化から差分検出までの処理をワンスルーで進めることが可能になる。

本手法の適用先と考えている劣化度調査では、ひび割れ幅・段差高といった計測以前に、変状の有無について迅速に捉えることが求められている。画像計測を実施する場合、その処理速度を向上させることで、今後の適用

可能性が向上すると確信している。今後の課題としては、計測時間の短縮に加え、処理時間短縮に向けたソフトウェア開発が重要になると考えている。

本報が、今後の劣化度調査の一助となることを期待する。

謝辞：本研究は、日本大学理工学部社会交通工学科空間情報研究室：佐田達典教授との共同研究の一環として実施しているものです。この度の実験・検証に関しまして、多くのご指導をいただきました。ここに感謝の意を表します。

また、有限会社テクノフラッシュ：車田氏、菊地氏には、ソフトウェア開発に際して初期段階からご助力いただき、データ整理の省力化を図ることができました。併せて御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (財)道路保全技術開発センター：道路トンネル点検・補修の手引き【近畿地方整備局版】，pp.70-72，2001年7月
- 2) 塩崎正人ほか：高倍率 WEB カメラを用いたひび割れ計測，2004年度土木情報利用技術講演集，Vol.29，pp.13-16，2004年10月
- 3) 西日本高速道路エンジニアリング九州（株）：ひび割れ検出システム，
<http://www.w-e-kyushu.co.jp/>
- 4) 日経 BP 社：日経パソコン 2006年11月13日号，No.517，p.48，2006年11月。
- 5) 大塚吉道：NTSC:フィールド周波数 59.94Hz, 1000/1001 の秘密，映像情報メディア学会誌：映像情報メディア，Vol.54，No.11，pp.1526-1527，2000年11月。
- 6) AnfoWorld：光と光の記録ーレンズ編 広角視野での撮影，
<http://www.anfoworld.com/Lens.html#wideanglepht>

振動実験に基づく5層構造物の擬似的損傷検出

Pseudo-Damage Detection in a Five-Story Structure Based on Shaking Test

川島 学 MANABU KAWASHIMA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

(株)免制震デバイス 中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

本稿は、5層の鉄骨造建物を対象に実施した振動実験のデータに基づき、構造物の損傷検出を目的として行った検討について報告するものである。構造物の損傷は各層に設けたブレースを脱着することにより人為的に付加している。検討の結果、層剛性を損傷指標とみなすことによって損傷箇所が明瞭に捉えられ、剛性の低下量により損傷程度の評価が可能であることが確認された。以上より、本稿の手法による実構造物に対する損傷評価の適用性が示されたと考えられる。

キーワード：損傷検出、振動実験、層剛性、構造ヘルスマニタリング

This paper describes vibration-based damage detection of a five-story steel-framed structure based on measured structural response records during shaking tests. Artificial damages were produced in the structure by removing some braces placed in each stories. From the results of examinations, locations of damages were detected accurately with a focus on story stiffness as a measure for damages considering story stiffness as damage index, and extent of the damages was also quantified by the amount of stiffness reductions. It is shown that applicability of this procedure is verified to motion records in actual-size structure.

Key Words: Damage Detection, Shaking Test, Story Stiffness, Structural Health Monitoring

1. はじめに

近年のストック型社会への志向を背景として、構造ヘルスマニタリング¹⁾に関する研究・開発が広く行われている。構造ヘルスマニタリングとは、構造物に設置したセンサにより振動や歪みなどを測定することによって、構造物に生じた、または蓄積した損傷の程度を把握し、その健全性を評価する技術である。固有振動数や応力の集中する位置での歪み量などを健全性の指標としたシステムがすでに開発され、実用化されつつある。

強震動を経験した構造物の固有振動数が低下するという現象は、古くより知られるものである²⁾。ところが、固有振動数は特定の振動モードの広義剛性を反映したものであり、損傷箇所やその程度を定量化することが困難であるという問題が指摘されてきた。濱本ら³⁾は、複数モードの固有振動数の変化と損傷のパターンを結びつける手法を提案し、この問題にひとつの解決の方向を与えた。その後、斎藤⁴⁾は、固有振動数に加えて刺激関数(モード形)の情報をを用いて層損傷を確率論的に評価す

る手法を提案し、数値解析のデータに適用しその有効性を主張している。

その一方で、建物の層剛性を直接評価し、その低下量を損傷指標とする研究がある。中村ら⁵⁾は、1995年兵庫県南部地震で被災した2建物において、補強工事の前後で常時微動測定を実施し、層剛性の変化と損傷の程度について考察を行っている。吉元ら⁶⁾は、複素モード空間上における各層での力の釣り合いから、層剛性と粘性減衰係数を同定する手法を提案している。これらの研究成果は、層剛性という工学量を損傷の指標とするため、建築構造設計で想定するモデルとの連続性があり、一般の実務者にも受け入れられやすい点に優位性があるものと思われる。しかしながら、実際に一定以上の損傷が生じた建物においてこの種の検討が行われた例は、上に挙げた論文などのほか数少なく、ことに実構造物における検証は未だ十分ではない。

以上を踏まえ、著者らは、5層構造物に人為的な損傷を付加して振動実験を実施し、その損傷を振動データより検出することを試みた。本稿はその結果について報告

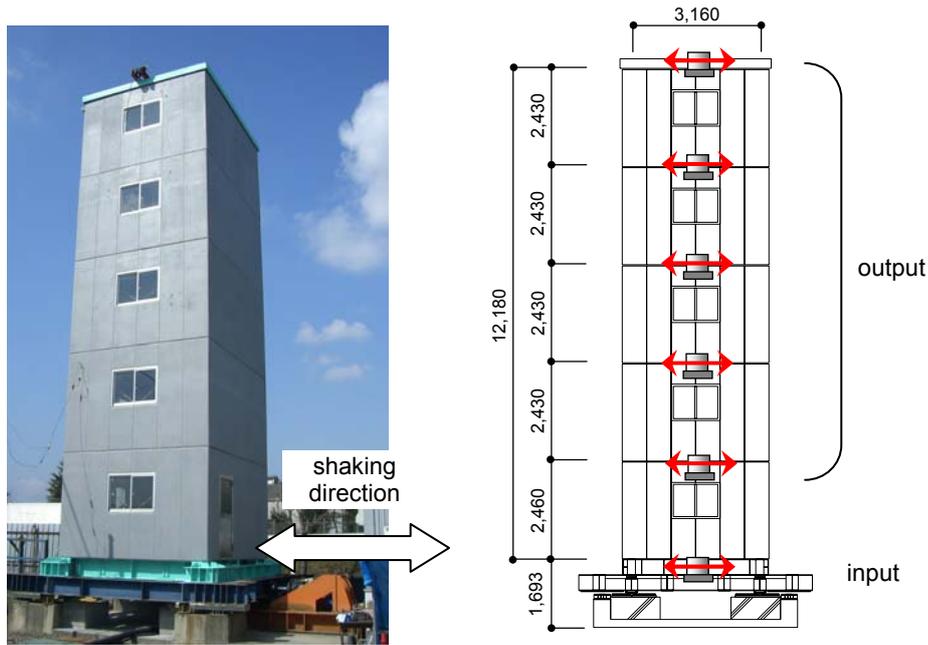


図-1 建物の全景写真(左)と立面図および加速度計の配置(右)

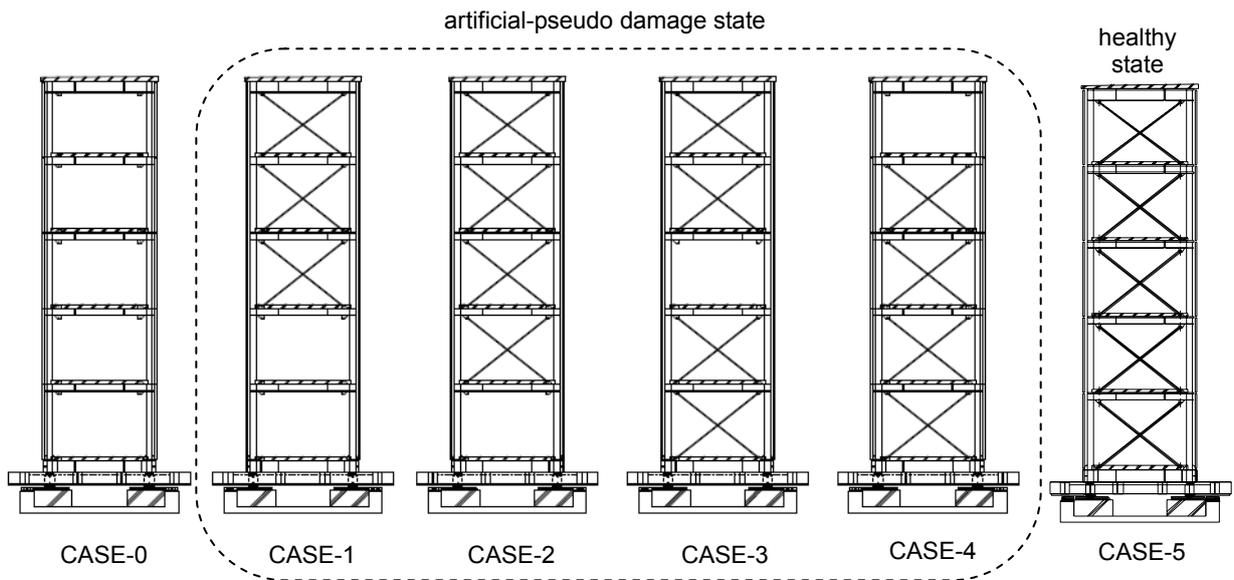


図-2 擬似的損傷のパターン

するものである。構造物の損傷は、工学量である層剛性の低下量として評価することとし、損傷の程度を別途計算された静的解析の結果と比較検討した。

2. 振動実験の概要

振動実験は、(株)免制震デバイス技術センターにある5層の鉄骨造建屋において実施した。図-1に建屋の全景写真および立面図を示す。建屋は全体で約14mの高さであり、各層高さは2.43mである。四隅の角型鋼管の柱とH形鋼の梁により躯体が構成され、スラブはPCaコンクリート板(X型ブレースにて補強)、外壁はALC板であ

る。加振には油圧アクチュエーターを用い、建屋基部を変位制御により一方向加振した。

建屋の損傷状態は、各階加振方向の2構面に設けられたブレースを脱着することにより擬似的に作り出した。擬似的損傷のパターンは、図-2に示すCASE-1～CASE-4の4パターンである。CASE-1、CASE-2では下層、CASE-3では中間層、CASE-4は最上層に損傷が模擬されている。結果の比較のために、主フレームのみの状態(CASE-0)、全層にブレースを設置した状態(CASE-5)での加振も実施している。CASE-5は、損傷が生じていない健全な状態とみなせる。

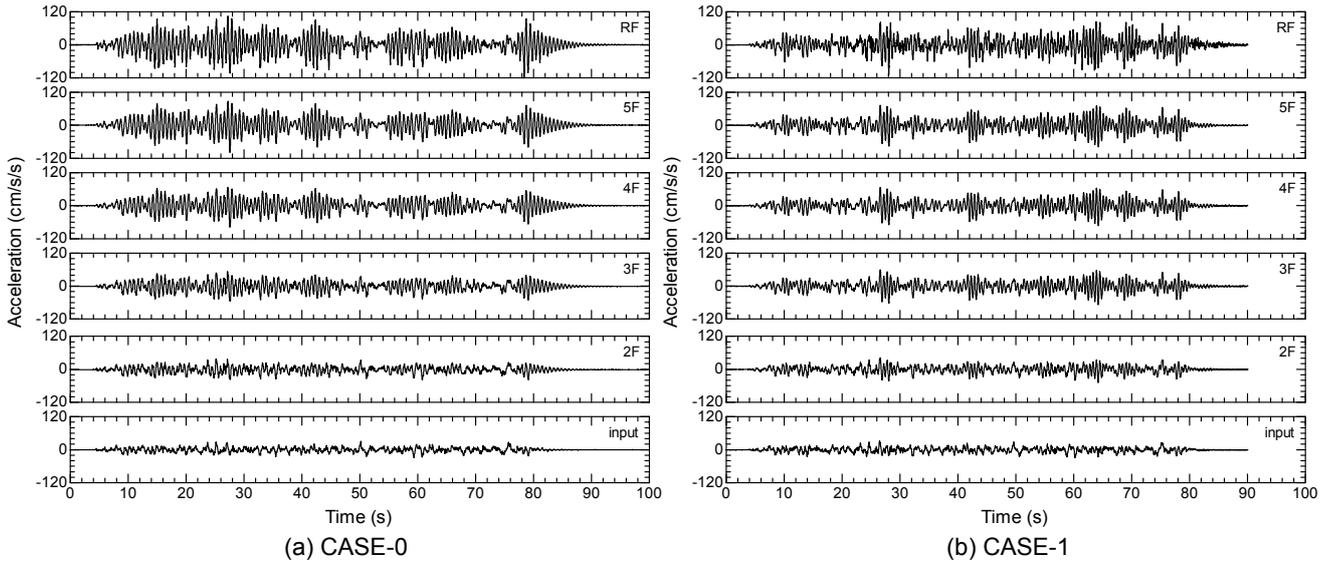


図-3 収録加速度波形の一例 (No.7; white noise 波入力時)

表-1 入力地震波一覧

No.	地震	発生年	名称	最大値 (cm/s ²)
1	Imperial Valley	1940	El Centro NS	37
2	Kern Country	1952	Taft EW	34
3	十勝沖	1968	Hachinohe NS	48
4			Hachinohe EW	39
5	兵庫県南部	1995	JMA 神戸 NS	22
6	模擬地震波	—	BCJ L2	39
7			white noise	28

表-2 静的解析による多質点系モデルの諸元

STORY	WEIGHT (kN)	STIFFNESS (kN/m)
5	66.6	4854
4	57.2	5531
3	57.2	5845
2	56.5	6178
1	58.1	7384

実験では、それぞれの CASE で表-1 に示す複数の地震波を入力し、各層床中央における加速度波形を収録した。建物基部の記録が入力、建屋 2 階～屋上階床の 5 記録が出力となる。各入力波は、最大加速度が表中の値となるよう振幅を調整した。

図-3 に、広い周波数帯で一定の振幅を有する数値的に作成した模擬地震波 (No.7; white noise 波) を入力し、各階で収録された加速度波形を示す。ここでは一例として、CASE-0 および CASE-1 の実験で得られた波形を示している。上層となるに従い加速度は増幅し、最大で 100～120cm/s² 程度の応答値となっている。なお、実験時に生じた最大の層間変形角は約 1/1,000 であり、全 CASE を通じて建屋は弾性状態に保たれている。

事前に静的解析を実施した際に用いた各層の重量と、多質点モデルに置換した各層の剛性を表-2 に示す。人為的な損傷を模擬するために各層に配したブレースは、表中の値とほぼ等しい剛性が付加されるよう断面を選定しており、ブレースを付加することによって層剛性は 2 倍

程度となる実験計画である。ただし、各層には同一断面のブレースを設置しているため、層によって付加される剛性の割合は異なることになる。

3. 損傷検出手法

本稿では層剛性の低下を損傷の指標とみなすため、層剛性を精度よく評価することが肝要となる。本章では、本稿で層剛性の評価に用いた 2 つの手法の原理についてその概要をまとめる。

まず、2 手法において共通に仮定する前提条件について述べておく。構造物が基部からの一方向入力 u_g を受けるとき、次の振動方程式が成立する。

$$[M]\{\ddot{u}_s\} + [C]\{\dot{u}_s\} + [K]\{u_s\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (1)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ は、それぞれ質量、粘性減衰、剛性行列であり、変数上のドットは時間微分を意味する。 $\{u_s\}$ は入力動 u_g に対する構造物の相対応答を表し、本章においてその自由度は n であるとする。 $\{1\}$ は全要素が 1 のベクトルであり、外力となる慣性力の作用位置を表している。構造物をせん断型振動系と仮定したとき、各 i 層での復元力と慣性力の釣り合いは次式で表される。

$$c_i(\dot{u}_s^{(i)} - \dot{u}_s^{(i-1)}) + k_i(u_s^{(i)} - u_s^{(i-1)}) = -\sum_{k=i}^n m_k(\ddot{u}_g + \dot{u}_s^{(k)}) \quad (2)$$

ここで、 m_i 、 c_i 、 k_i および $u_s^{(i)}$ は、 i 番目の要素の質量、減衰係数、剛性、および相対応答を表す。図-4に、自由度を $n=5$ としたせん断型振動系のモデル図を示す。

以下本章で述べるのは、構造物の振動状態が式(1)および式(2)に従うとの仮定のもとで、剛性 k_i および減衰係数 c_i を求めるための2手法の概要である。なお、各層の質量は既知であるとする。

(1) 手法(A) ~モードパラメータに基づく手法~

第一の手法(以降では手法(A)と称する)は、吉元ら⁶⁾によって提案された、モード空間上での力の釣り合い式に基づく手法である。

構造物の相対応答 $\{u_s\}$ は、次のように各次モードの和に展開することができる。

$$\{u_s\} = \sum_{j=1}^n \beta_j \{\phi_j\} q_j \cdot e^{\lambda_j t} \quad (3)$$

ここで、 λ_j 、 β_j 、 $\{\phi_j\}$ は、式(1)より構成される固有値問題を解いて得られる j 次モードの固有値、刺激係数、モードベクトルであり、 q_j は一般化座標である。式(3)において特定の j 次モードに着目し、これを式(2)に代入すれば、次式を得る。

$$(\lambda_j c_i + k_i)(\phi_j^{(i)} - \phi_j^{(i-1)}) = -\lambda_j^2 \left[\frac{1}{G_j(\lambda_j)} + 1 \right] \cdot \sum_{k=i}^n m_k \phi_j^{(k)} \quad (4)$$

ここに、 $G_j(s)$ は j 次モードに関する伝達関数を意味し、Laplace領域において次式で表わされる。

$$G_j(s) = \frac{Q_j(s)}{U_g(s)} = \frac{s^2}{s^2 + 2\xi_j \omega_j s + \omega_j^2} \quad (5)$$

ここで、 $U_g(s)$ 、 $Q_j(s)$ は入力動、 j 次モードの一般化座標のLaplace変換を表し、 ω_j 、 ξ_j はそれぞれ j 次の固有円振動数、減衰定数である。このとき、固有値 λ_j は式(5)の伝達関数の極であることから、式(4)右辺の[]内は1に等しく、次式が得られる。

$$(\lambda_j c_i + k_i)(\phi_j^{(i)} - \phi_j^{(i-1)}) = -\lambda_j^2 \sum_{k=i}^n m_k \phi_j^{(k)} \quad (6)$$

導出の過程は一部異なるが、上式は吉元ら⁶⁾により導かれた式と同一である。さて、式(6)は複素数の相等の条件より実部、虚部ともに成立するため、

$$\begin{bmatrix} \Re[\Delta\phi_j^{(i)}] & \Re[\lambda_j \Delta\phi_j^{(i)}] \\ \Im[\Delta\phi_j^{(i)}] & \Im[\lambda_j \Delta\phi_j^{(i)}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_i \\ c_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Re[f_j^{(i)}] \\ \Im[f_j^{(i)}] \end{Bmatrix} \quad (7)$$

と等価な行列表現が得られる。ここで、 $\Re[\bullet]$ 、 $\Im[\bullet]$ はそ

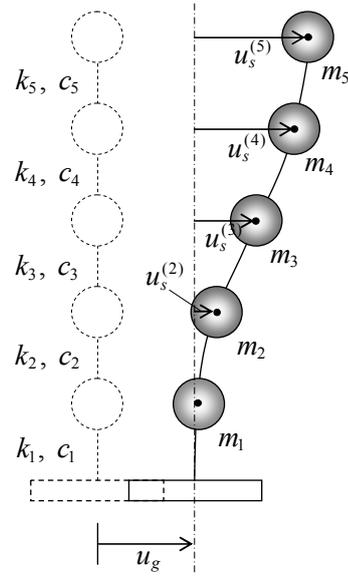


図-4 せん断型振動系のモデル図

れぞれ実部および虚部をとることを意味し、

$$\Delta\phi_j^{(i)} = \phi_j^{(i)} - \phi_j^{(i-1)}, f_j^{(i)} = -\lambda_j^2 \sum_{k=i}^n m_k \phi_j^{(k)} \quad (8)$$

という記法を導入した。最終的に式(7)より、層剛性、層減衰係数が

$$\begin{Bmatrix} k_i \\ c_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Re[\Delta\phi_j^{(i)}] & \Re[\lambda_j \Delta\phi_j^{(i)}] \\ \Im[\Delta\phi_j^{(i)}] & \Im[\lambda_j \Delta\phi_j^{(i)}] \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Re[f_j^{(i)}] \\ \Im[f_j^{(i)}] \end{Bmatrix} \quad (9)$$

として求められる。以上が、手法(A)の概要である。

この手法(A)では、ここまでの議論より明らかなように、系のモーダルパラメータである固有値 λ_j およびモードベクトル $\{\phi_j\}$ を同定する必要がある。本稿では、システム同定手法の一種である、部分空間法⁷⁾によってこれらの諸量を同定することとする。これは部分空間法が、多入力多出力系の同定問題へ容易に適用できるという特筆すべき特徴を有するためである。

(2) 手法(B) ~時刻歴波形に基づく手法~

前節の手法(A)に対し、式(2)の時間領域での釣り合い式を直接利用する方法が本稿で利用する第二の手法(B)である⁵⁾。

式(2)より、時間ステップ (t) における釣り合い式を次のように表すことができる。

$$\begin{bmatrix} \delta_i(t) & \dot{\delta}_i(t) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_i \\ c_i \end{Bmatrix} = F(t) \quad (10)$$

ここに、 $\delta_i = u_s^{(i)} - u_s^{(i-1)}$ であり、 $F(t)$ は式(2)右辺の慣性力項を置き換えたものである。式(10)は全時間ステップについて成立することから次式が成り立つ。

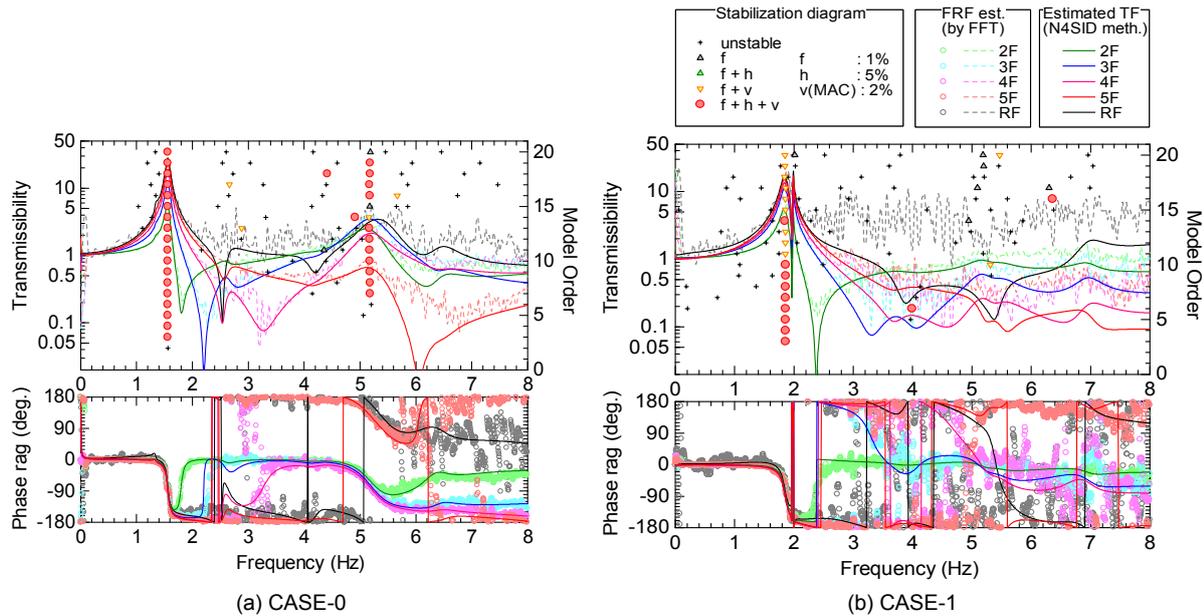


図-5 スペクトル解析およびシステム同定によって得られた系の振動特性 (No.7; white noise 波入力時)

$$\begin{bmatrix} \delta_i(1) & \dot{\delta}_i(1) \\ \vdots & \vdots \\ \delta_i(N) & \dot{\delta}_i(N) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_i \\ c_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F(1) \\ \vdots \\ F(N) \end{Bmatrix} \quad (11)$$

N は波形の全ステップ数を表す。上式は過剰条件の連立方程式であり、一般には解を一意に決定することができない。そこで、次式により最小自乗の意味で解を求めることとする。

$$\begin{Bmatrix} k_i \\ c_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_i(1) & \dot{\delta}_i(1) \\ \vdots & \vdots \\ \delta_i(N) & \dot{\delta}_i(N) \end{bmatrix}^{\dagger} \begin{Bmatrix} F(1) \\ \vdots \\ F(N) \end{Bmatrix} \quad (12)$$

ここで、 $[\bullet]^{\dagger}$ は Moore-Penrose の擬似逆行列を表している。これが、手法 (B) の概要である。

手法 (B) は手法 (A) と比較して簡易な方法であり、剛性評価に必要となるのは加速度、速度、変位の時刻歴波形のみである。適用にあたり注意すべき点は、波形を数値積分する際のノイズの適切な取り扱いである。

4. 損傷検出とその評価

(1) スペクトル解析とシステム同定

損傷検出に先立ち、対象建物の基本的な振動性状を概観しておく。ここでは、図-3 において波形が示されている white noise 波 (No.7) 入力時の CASE-0, CASE-1 に関する結果を示す。

図-5 に、スペクトル解析によって推定された周波数応答関数 H_R ⁸⁾ (Frequency Response Function; FRF) の結果を破線および中空のプロットにより、システム同定によ

って得られた伝達関数 (Transfer Function; TF) の推定値を実線により、それぞれ振幅と位相差について示した。なお、TF の推定値は、システムの次数を 10 次として部分空間法 (N4SID 法⁷⁾) を用いて同定したものである。

CASE-0 の結果では、振幅、位相差ともに両結果により一致が見られ、その性状は一般的なせん断型振動系のものと類似している。すなわち、約 1.6Hz の振幅値に明瞭なピークが見られ、この付近で位相が同相から逆相へと転じている。さらに、5Hz をやや超えた部分にも緩やかなピークと位相の変化が観察される。

一方、CASE-1 の結果では、振幅がピークとなる振動数は 2Hz 弱と CASE-0 の結果と比べてやや大きくなり、ブレースを設置した影響が表れていることが分かる。3Hz 程度までは CASE-0 と同じく FRF と TF の推定値はよく一致しているが、さらに高振動数域において両者に対応関係を見出すのは困難である。高振動数域では位相が大きく乱れていることから、ブレースの設置によって複雑な振動が生じているものと推測される。

推定された FRF, TF の振幅値を示した図中のプロットは、右縦軸に示すシステムの次数を変化させながら同定した固有振動数の値を示したものである。この種の図は、Peeters *et al.*⁹⁾ によって stabilization diagram と呼ばれているものであり、これらのプロットは極の安定性基準によって分類して示されている。具体的には、固有振動数、減衰定数、およびモードベクトルの変化率を表現する指標 MAC (Modal Assurance Criterion) の変化量が、図中凡例に示す基準値を満足した場合に安定と判別している¹⁰⁾。なお、 j 次モードの固有振動数 f_j は、同定された系の j

表-3 モーダルパラメータに基づく手法 [手法 (A)] による層剛性の評価値 (単位: kN/m)

STORY	CASE-0		CASE-1		CASE-2		CASE-3		CASE-4		CASE-5	
5	1808	(0.56)	1695	(0.52)	2311	(0.71)	3094	(0.95)	3236	(1.00)	3247	(1.00)
4	6118	(0.52)	14120	(1.20)	14266	(1.21)	14427	(1.23)	13772	(1.17)	11774	(1.00)
3	6737	(0.46)	16851	(1.14)	18220	(1.24)	9057	(0.61)	17597	(1.19)	14752	(1.00)
2	6971	(0.41)	7956	(0.46)	19222	(1.12)	19182	(1.12)	19948	(1.16)	17190	(1.00)
1	9110	(0.39)	9485	(0.40)	11120	(0.47)	23698	(1.01)	23146	(0.98)	23557	(1.00)

表-4 時刻歴波形に基づく手法 [手法 (B)] による層剛性の評価値 (単位: kN/m)

STORY	CASE-0		CASE-1		CASE-2		CASE-3		CASE-4		CASE-5	
5	862	(2.13)	267	(0.66)	309	(0.76)	344	(0.85)	565	(1.40)	404	(1.00)
4	6147	(0.53)	14341	(1.24)	13786	(1.20)	13419	(1.16)	13562	(1.18)	11533	(1.00)
3	6783	(0.47)	16846	(1.16)	17699	(1.22)	8831	(0.61)	17411	(1.20)	14531	(1.00)
2	6953	(0.41)	7981	(0.47)	18683	(1.11)	18794	(1.11)	19571	(1.16)	16893	(1.00)
1	8897	(0.44)	9184	(0.46)	10526	(0.52)	20168	(1.00)	19645	(0.98)	20109	(1.00)

次の固有値 λ_j より, 減衰定数 ξ_j とともに下式により求められる。

$$f_j = \frac{\lambda_j \lambda_j^*}{2\pi}, \quad \xi_j = -\frac{\Re[\lambda_j]}{\lambda_j \lambda_j^*} \quad (13)$$

図-5 より, 安定して評価されている極から求めた固有振動数は, 推定された FRF, TF のピーク位置と対応していることが分かる。したがって, この図より物理的な振動モードを判別することができる。つまり, CASE-0 では約 1.6Hz, 5Hz に評価されている安定な極に対応して 1 次, 2 次モードが評価されているのに対し, CASE-1 では 2Hz 附近の 1 次モードのみが安定して評価されたと判断される。CASE-2~CASE-5 の記録に対して同様の検討を行なったところ, CASE-1 の場合と同様に, 1 次モードのみが安定して評価される結果となった。

(2) 層剛性の評価値

前章において定式化した手法 (A), (B) によって評価した層剛性の値を, 表-3, 表-4 にそれぞれ示す。表-3, 表-4 中の括弧内の数値は, CASE-5 の剛性値で各 CASE において評価されている剛性値を規格化した値であり, これはブレースを取り外すことにより生じた剛性低下の程度を表している。以後本章では, この量を剛性の低下率と称す。表中網かけの部分は, ブレースを未設置の層, すなわち擬似的損傷層であることを表している。図-6 は, 表-3, 表-4 に示された層剛性値をプロットしたものであり, 比較のため, 表-2 に示した静的解析によって得られている結果を灰破線で同時に示している。

手法 (A) に基づく結果は, システムの次数を 10 次と

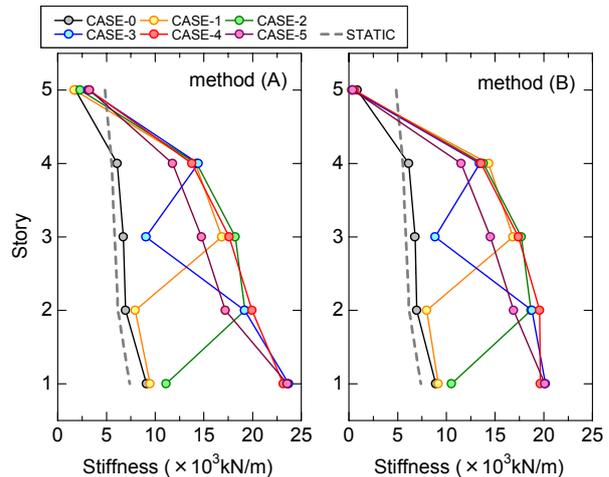


図-6 層剛性の評価値

して同定した 1 次モードの固有値およびモードベクトルに基づき評価したものである。手法 (B) の適用にあたっては, 積分波形の前半・後半に表れる非因果な低振動数成分の影響を低減するために, 0.5Hz 以上の成分をハイパスして数値積分を行った。これらの結果は white noise 波 (No.7) を入力した実験の記録を用いて計算されたものであるが, 他の地震波を入力した実験の記録を用いた場合にも同程度の値が得られることを確認している。

これらの図表より, 手法 (A), 手法 (B) のそれぞれによって評価された層剛性値は, おおむね等しい値となっていることが分かる。静的解析により得られている層剛性と, ブレースが設置されていない CASE-0 での評価値とを比較すると, 絶対値は 1~2 割程度異なっているが, 最上層を除く 1~4 層における剛性値の分布およびそのオーダーはよく対応している。最上層において, 特に手法

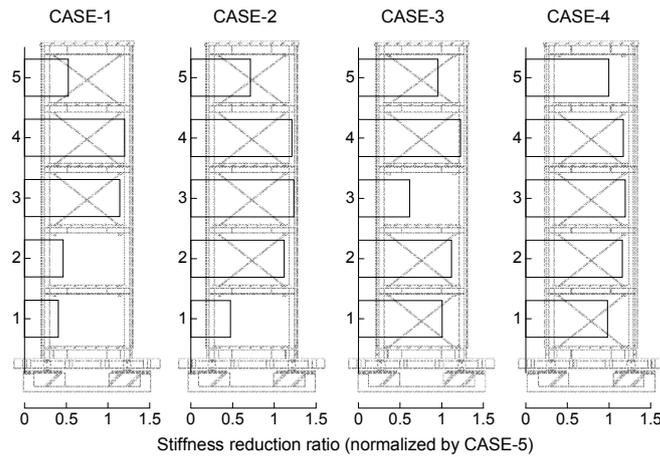


図-7 健全状態 (CASE-5) の層剛性で規格化した層剛性値

表-5 1次モードの固有振動数および減衰定数

	CASE-0		CASE-1		CASE-2		CASE-3		CASE-4		CASE-5	
f_1 (Hz)	1.56	(0.66)	1.85	(0.78)	2.21	(0.93)	2.26	(0.95)	2.48	(1.04)	2.38	(1.00)
ξ_1 (%)	2.31	(0.76)	3.50	(1.15)	2.70	(0.88)	2.93	(0.96)	2.71	(0.89)	3.05	(1.00)

(B)の結果で顕著であるが、静的解析の結果との乖離が生じているのが認められる。これは、別途実施している1次モード形の分析において、屋上床の記録に他層に対する位相差が確認されていることから、せん断型振動系の仮定が満足されず生じたものと考えられる。

手法(A)の適用にあたり、同定するシステムの次数を4次~20次と変化させたときの剛性評価値の変動は、5層の結果を除き変動係数で1%未満であった。この変動は手法(A)に内在する評価誤差によるものであるが、構造物内に顕著な損傷が生じた場合の検出精度に対しては、後述するように問題とならないレベルである。一方、手法(B)ではただひとつの剛性値が評価されるため、評価値の信頼性については別途確認する必要がある。

以上より、両手法により評価された各層の剛性値は、最上層における評価値の信頼性は低いものの、おおむね妥当なものであると判断される。

(3) 層損傷の検出

表-3、表-4および図-6より、ブレースの設置の有無により、評価された剛性値には明瞭に差が認められている。したがって、剛性が低下した層として、疑似的損傷層が検出できていることが分かる。

ブレースを設置することによって層剛性は主架構の2倍程度となる実験計画であるため、疑似的損傷による剛性の低下率は0.5付近の値をとることが期待される。評価値の信頼性が低い5層を除くと、ややばらつきは見られるが低減率の値は0.4~0.6の範囲にあり、平均的には

静的解析で予測された剛性低下量が評価されている。これら剛性の低下率の値は、前節で述べた手法(A)に内在する評価誤差と比べて1桁以上の違いがあり、この評価誤差が本実験で付与した疑似的損傷の検出に与える影響はほぼ無視できる。

以上を模式的に表すために、手法(A)を適用して得られている剛性の低下率を横軸にとり図-7に示す。5層に損傷を設定したCASE-4を除き、明らかに疑似的な損傷層において剛性が低下していることが見て取れる。したがって、損傷は層剛性の低下として明瞭に検出され、その程度も評価可能であることが示された。

ただし、結果を詳細に見ると、剛性の低減率は下層のブレースを取り外した場合に大きくなる傾向にある。この結果は、各層のブレースが同一断面であることと考え合わせると、CASE-0において主架構の層剛性が下層ほど大きく評価されていることと相反する。このことから、本稿において評価された層剛性値は、せん断型振動系のそれとは異なるものであることが示唆される。これは本稿で用いた手法そのものの問題点であり、その解決は今後の研究課題である。

(4) 損傷とモーダルパラメータとの関係

手法(A)では、層剛性の評価に先立ち、モーダルパラメータが同定されている。同定された1次モードの固有振動数 f_1 および減衰定数 ξ_1 を表-5に示す。表中の括弧内の数値は、CASE-5における評価値によって規格化した値である。

評価された固有振動数の値は、ブレースを設置していない CASE-0 において最も小さい。擬似的損傷を付与した場合には、下部 2 層のブレースを除去した CASE-1 の値が最も小さく、最下層を除去した CASE-2、中間層を除去した CASE-3、最上層を除去した CASE-4 の順に固有振動数の値は大きくなる。この傾向は、既往の研究³⁾の知見と符合するものである。したがって、固有振動数の変化と構造物の損傷状態との間には、ある一定の相関関係が認められる。ただし、損傷層を特定することは当然ながら困難である。1 層のみのブレースを外した CASE-2～CASE-4 では、CASE-5 からの固有振動数の変化量は 1 割以下と小さく、局所的な損傷に対する固有振動数の感度は低いことが分かる。固有振動数を指標として損傷箇所を特定するには、他の指標と組み合わせる等の工夫を要する。

他方、減衰定数の評価値は 2.3%～3.5%の範囲にあり大きな変動はなく、減衰定数と損傷との間に有意な関係は見出せない。ブレースが設置されていない CASE-0 に比べて、他の CASE でやや減衰定数が大きい傾向にあるのは、ブレースの設置により各層の振動に位相差が生じ、構造物に履歴減衰が付加された可能性が考えられる。しかしながら、減衰定数の評価精度は固有振動数に比べて極端に低いことが知られており⁴⁾、この評価値のばらつきが物理的に説明されるものであるかは、さらに詳細な検討を実施して明らかにする必要がある。

5. 結論

本稿においては、ブレースを脱着することにより人為的に損傷を付与した実大 5 層構造物の振動実験を実施し、得られた振動記録より損傷を検出することを目的とした検討を行った。主要な結論を以下にまとめる。

- ① 擬似的損傷層において層剛性の低下が明瞭に捉えられた。したがって、層剛性を指標として層単位での損傷検出が可能である。
- ② 評価された層剛性は、おおむね事前の静的解析の結果より想定された値と対応しており、層剛性の低下率により損傷の程度を把握することができる。
- ③ 広く損傷の指標として用いられている固有振動数は、局所的な損傷に対する感度は低く、損傷箇所の特定には他の指標を組み合わせるなどの必要がある。
- ④ 本稿で用いた、各階床位置において収録された加速度記録より層剛性を評価する 2 手法は、実大構造物で得られた記録に対し有効である。

最上層の剛性値が過小評価されるなど、せん断型振動系の仮定が満足されない場合には、本稿で用いた 2 手法により信頼性の低い評価結果が得られる場合があることもまた明らかになった。このことは、曲げ変形の影響が大きくなる高層建物など、手法の適用に際し注意すべき構造物があることを意味している。せん断型振動系以外への手法の拡張など、より評価精度を向上させるための検討に今後も継続して取り組む予定である。

また、本稿で用いた手法では原理的に全層における振動記録が必要となるが、このような条件が一般の構造物で満足されることは稀である。より簡易に構造物の健全性を評価する技術の開発が、今後の重要課題である。

参考文献

- 1) 山本鎮男編著：ヘルスマニタリングー機械・プラント・建築・土木構造物・医療の健全性監視一，共立出版，1999
- 2) Luco, J. E., M. D. Trifunac, H. L. Wong : On the apparent change in dynamic behavior of nine-story reinforced concrete building, *Bull. Seism. Soc. Am.* 77(6), 1961-1983, 1987
- 3) 濱本卓司，森田高市，勅使川原正臣：複数モードの固有振動数変化を用いた多層建築物の層損傷検出，日本建築学会構造系論文集，No.560，93-100，2002
- 4) 斎藤知生：システム同定による建築物の確率論的損傷評価，日本建築学会構造系論文集，No.557，93-100，2002
- 5) 中村 充，安井 譲：微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の層損傷評価，日本建築学会構造系論文集，No.517，61-68，1999
- 6) 吉元怜毅，三田 彰：多入力多出力モデルに基づく建築構造パラメタのオンライン同定，日本建築学会構造系論文集，No.574，39-44，2003
- 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，2004
- 8) 理論地震動研究会編著：地震動 その合成と波形処理，鹿島出版会，1994
- 9) Peeters, B., and De Roeck, G.: Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review, *J. Dyn. Sys., Meas., Control*, ASME, 123, 659-667, 2001
- 10) 川島 学，平田裕一，小田 稔：常時微動測定に基づく超高層 RC 造建物の動特性評価，三井住友建設技術開発センター報告，No.6，2009

浮遊式減衰ネット付石油貯蔵タンク液面の地震応答解析

Earthquake Response Analysis of Liquid Sloshing in a Petroleum Storage Tank with Floating Nets

鈴木 亨 TORU SUZUKI
野田 博 HIROSHI NODA

浮遊式減衰ネットを用いた石油タンクの地震時液面運動制御手法について、実大タンクモデルによる2方向地震波同時入力数値流体解析を実施し、その効果の検証を行った。2方向地震波入力時、石油タンク液面は高次モード・回転運動を含んだ複雑な挙動を示す。特に渦を巻くような回転運動は1方向入力時には見られない応答であり、今回提案した解析手法は、2方向地震波入力時の複雑な挙動を再現することができ、減衰ネットの設計を行う有効なツールとして活用が可能である。

キーワード: スロッシング, 減衰, 石油タンク, 実地震動, 数値流体解析

A large-eddy simulation (LES) method of calculating the motion of liquid in a petroleum storage tank has been developed and applied to a real-scale tank with floating nets during a real earthquake. The complex motion of the liquid surface with higher-order oscillations has been reproduced satisfactorily with the damping effects correctly reflected. The presently developed numerical simulation method can be a useful tool in the design of the sloshing-control mechanisms for real-scale storage tanks.

Key Words: Sloshing, Damper, Oil Storage Tank, Real Earthquake, CFD (LES)

1. はじめに

近年、数秒から数十秒の長周期地震動による地震被害が懸念されている。このうち、石油タンクのスロッシング被害は1964年に発生した新潟地震の際にも見られ、石油タンクの損傷対策は同種事例の再発防止の観点から重要な課題となっている^{1),2)}。

このようななか、筆者らは石油タンクの浮き屋根下面に浮遊設置されたネット（浮遊式減衰ネット）により、タンク内容液に減衰を付加し、スロッシング波高を抑制するスロッシング抑制装置を開発し、その効果について1方向入力による実験および解析によって検証を行ってきた。その結果、減衰ネットの設置はスロッシング波高抑制に有効な手段であり、内容液に付加される減衰定数はスロッシング波高と密接な関係があるとともに、減衰ネットに発生する抵抗力は数値流体解析により再現可能であることを示した^{3),4),5)}。

しかしながら、実際の地震時には、タンク液面は2方

向からの地震動により非常に複雑な挙動を示すと考えられる。本報では、実大タンクを対象とした2方向地震動同時入力による数値流体解析を実施することによって、地震時スロッシング現象の再現と浮遊式減衰ネットによるスロッシング抑制効果の検証を行った結果について報告する。

2. 浮遊式減衰ネットの概要

浮遊式ネットの概要を図-1に示す。浮遊式ネットは、フロート材と減衰材で構成されており、石油タンクの内側（浮き屋根の下）に設置される。フロート材はアルミニウム合金製のパイプを組み合わせたものであり、内容液からの浮力によって浮遊する。浮遊式ネットは浮き屋根とは接続されておらず、それ自体で自立して浮遊する構造となっている。減衰材はフロート材に吊られた枠材にネットを取り付けたもので、内容液が網の目を通過するときの抵抗を減衰要素として利用するものである。

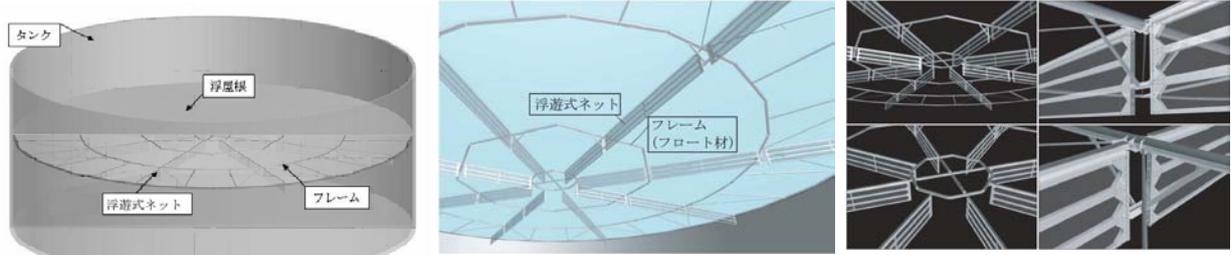


図-1 浮遊式ネットを用いた液面揺動制御装置

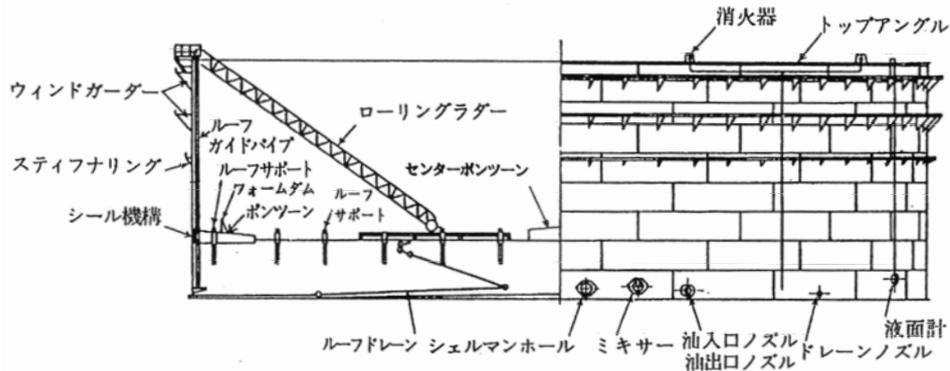


図-2 実大タンクの概要

3. 実大対象タンクの概要と浮遊式減衰ネットの設計

(1) 対象タンク

本解析で対象とした実大タンクの概要を図-2、表-1に示す。対象としたタンクは直径 80m 級の浮き屋根式（シングルデッキ型）円筒縦型タンクである。内容液は原油、液面高さは 22.05m、浮き屋根は厚さ 6mm の鋼板とした。

(2) 浮遊式減衰ネットの設計

対象タンクのスロッシング周期 (T_{sn}) は式(1)により求めることができる⁶⁾。

$$T_{sn} = 2\pi \sqrt{\left(\frac{D}{\varepsilon_n \cdot g} \cdot \coth\left(\frac{\varepsilon_n \cdot H_l}{D} \right) \right)} \quad (1)$$

ここで、 D ：タンク内径、 g ：重力加速度、 H_l ：液面高さ、 ε_n ：定数（1次 3.68、2次 10.66）である。

式(1)より求められる本タンクのスロッシング周期は1次：10.88秒、2次：5.58秒となる。

また、速度応答スペクトル (S_v) から求められる1次スロッシング最大波高 (η_{max}) は式(2)で求めることができる⁶⁾。 $S_v=2\text{m/s}$ における地震時スロッシング最大波高は約 4m になると予測される。

表-1 実大タンクの諸元

仕様	記号	数値	単位
公称容量	V	113,000	kl
タンク内径	D	82,000	mm
タンク高さ	Ht	24,500	mm
最高液面高さ	Hl	22,050	mm

$$\eta_{max} = \frac{D}{2 \cdot g} \cdot 0.837 \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_s} \right) \cdot S_v = 4.04 \quad (m) \quad (2)$$

上記スロッシング時の最大流速はポテンシャル理論⁷⁾から式(3)で求められ、 $u_{max}=2.630\text{m/s}$ となる。

$$u_{max} = k \frac{ga}{\omega} \quad (3)$$

浮遊式減衰ネットの抵抗係数は式(4)で表される⁸⁾。

$$C_D = 6 \cdot (1 - \beta) \cdot \beta^{-2} \cdot R_{ed}^{-1/3}, R_{ed} = \frac{u \cdot d}{\beta \cdot \nu} \quad (4)$$

ここで、 β ：開口率、 R_{ed} ：メッシュ径を考慮したレイノルズ数、 u ：流速（式(3)による）、 d ：メッシュ径、 ν ：動粘性係数である。

本解析では減衰ネットとして開口率 (β) = 0.299（ネット径 (d) = 2.3mm）のネットを使用することとした。原油の動粘性係数 (ν) は $7.16 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ である。

上記より、本解析で使用する浮遊式減衰ネットの抵抗係数 (C_D) は 3.328 となる。また、ネット高さは実タンクへの適用を考慮して 2.0m とした。

表-2 解析モデルの概要

空間差分	移流項 3次風上(UTOPIA) その他 2次中心
時間進行法	Adams-Bashforth 法
計算アルゴリズム	HAMAC法
乱流モデル	標準Smagorinsky Model($C_s=0.10$)
計算領域(m)	$x \times y \times z=82 \times 82 \times 30$
計算格子数	$N_x \times N_y \times N_z=63 \times 63 \times 63$
時間間隔	$\Delta t=2.0 \times 10^{-3}$
ネット抵抗係数	$C_D=3.328$, ネット高さ=2.0m
入力地震波	HKD129: 十勝沖地震 (K-net苦小牧) H16: 十勝沖地震 (某製油所観測波)

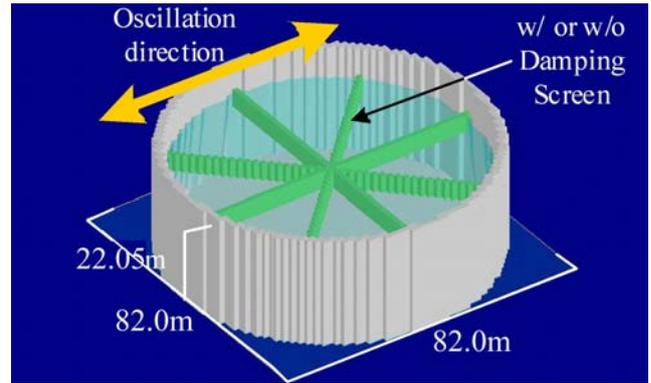


図-3 解析モデル

4. 解析概要

(1) 数値流体計算方法

数値流体計算方法は、直交座標でスタガード格子を用いた差分法である HSMAC 法に変動する自由液面の計算を組み込んだ方法⁹⁾である。この方法は表-2 に示すように、非圧縮性流れの運動方程式を Adams-Bashforth 法にて陽的時間進行させ、圧力および流速は非圧縮連続式を満たすよう修正する。乱流によるサブグリッド応力には等方性渦粘性モデル (標準 Smagorinsky モデル, $C_s=0.1$) を用い、底面近傍では Van Driest のダンピングを適用している。乱流応力および粘性応力項とも 2 次中心差分を用い、移流項には 3 次精度風上差分法 (UTOPIA) を用いている。解析モデルの概要を図-3、表-2 に示す。

(2) 液面位置の計算方法

液面の位置は、圧力と速度を反復修正する段階で自由液面を含むセル内で連続式を満たすよう移動させる。水平方向 (x, y) の速度成分を (u, v) , (x, y) での液面の鉛直位置を h とする。図-4 に示すような静止直交座標系の液面を含む計算セルに連続式を適用すると、

$$\Delta h = \frac{\partial u}{\partial x} \partial z \partial t + \frac{\partial v}{\partial y} \partial z \partial t + w \partial t \quad (5)$$

が得られる。ここで、 u, v, w はそれぞれ x, y, z 方向の流速、 δ_z は計算セル内の液面高さ、 δ_t は時間刻みである。液面を含む計算セルでは、圧力と流速を修正せずに式(5)にて Δh を算出する。このとき、圧力は液面でゼロと設定することで液面での運動学的条件及び圧力条件が満たされる。せん断応力ゼロの条件は運動方程式の時間進行時に設定する。

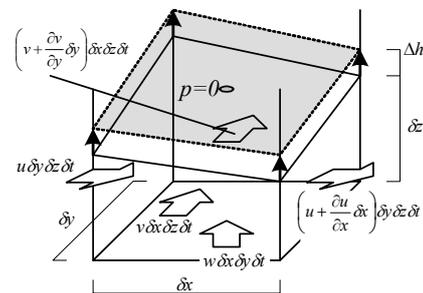


図-4 自由液面位置と速度 Flux の関係

(3) 減衰ネットの再現方法

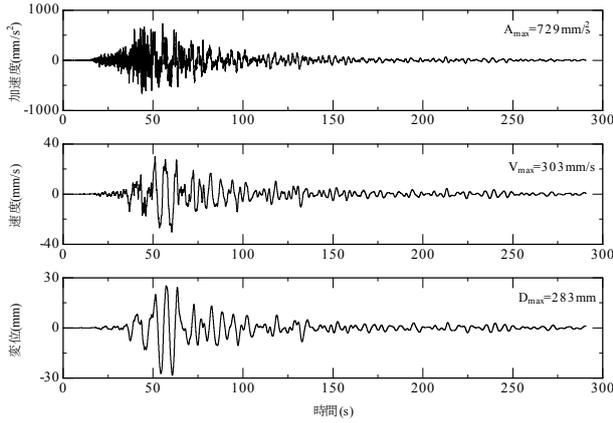
スロッシング低減のための減衰ネットは、網を通過する流速により抵抗を及ぼす効果のみがあると仮定し、運動方程式に次のような外部抵抗力を付加することによりモデル化した。

$$F_i = C_D \cdot \left(\frac{A}{2L^3} \right) \cdot u_i \sqrt{u_j \cdot u_j} \quad (6)$$

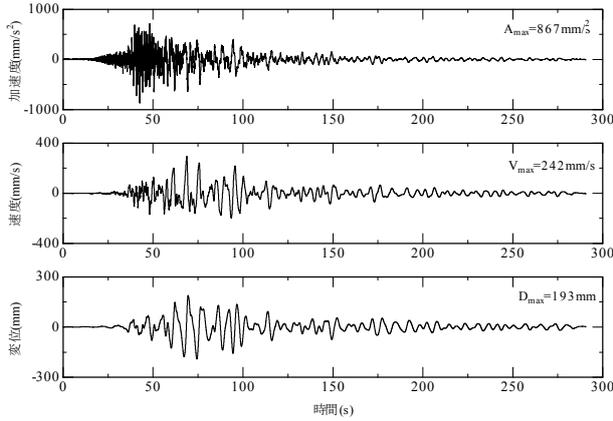
ここで、 F_i : i 方向抵抗力, C_D : 抵抗係数, A : ネット面積, L^3 : 解析におけるネット部分のメッシュ体積, $u_i(u_j)$: 方向流速 (x 方向: $i(j)=1$, y 方向: $i(j)=2$, z 方向: $i(j)=3$) である。

(4) 浮き屋根の再現方法

液面上に設置されている浮き屋根の効果は、浮き屋根を薄板曲げ要素と仮定し、液面と同じ形状の曲げ変形を生じさせる力の反力を液面に加えることにより再現した。ここで、流体解析により求めた自由液面変位は局所的に微小な変位を伴っており、この微小変形を考慮するとそこに局所的に大きな反力が生じる。そこで、反力を算出するときの液面変位はスロッシングの 1 次モードと 2 次モードのみ考慮することとし、液面変位を式(7)により最小 2 乗近似を行い、近似した変形形の反力を求めた。

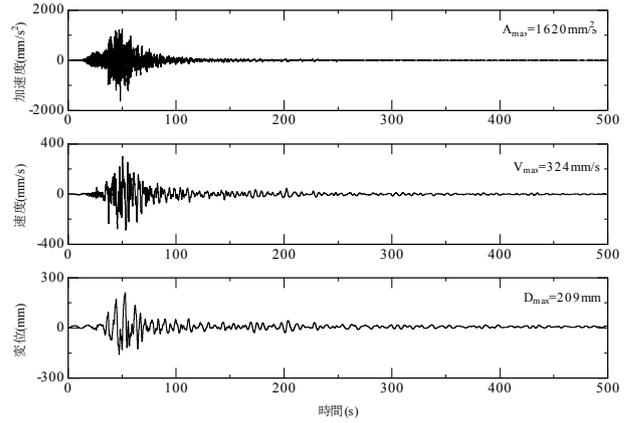


(a) HKD129(EW)

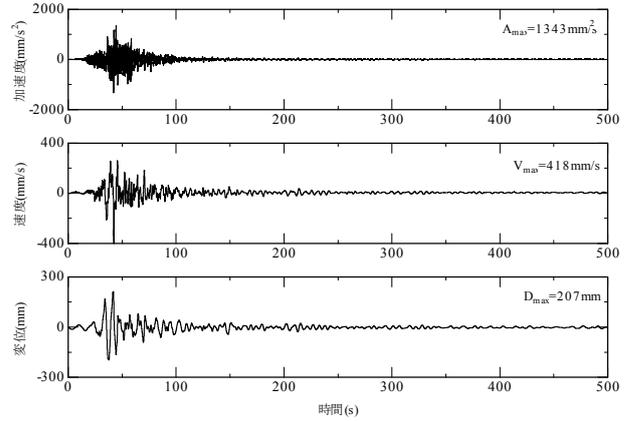


(b) HKD129(NS)

図-5 入力地震波の時刻歴 (HKD129)



(a) H16(EW)



(b) H16(NS)

図-6 入力地震波の時刻歴 (H16)

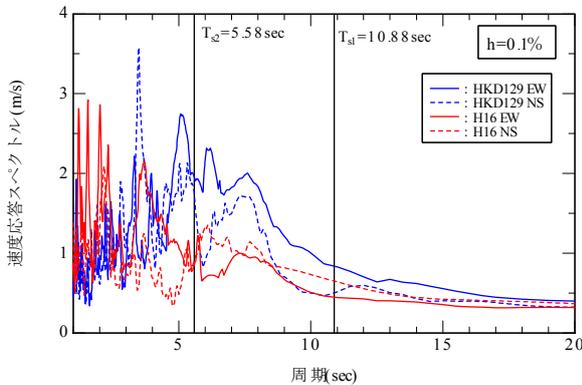


図-7 入力地震波の速度応答スペクトル

$$\begin{aligned}
 h'(x,y) = & a_1 + a_2x + a_3y \\
 & + a_4 \sin(\lambda_1x) + a_5 \cos(\lambda_1x) + a_6 \sin(\lambda_2x) + a_7 \cos(\lambda_2x) \\
 & + a_8 \sin(\lambda_1y) + a_9 \cos(\lambda_1y) + a_{10} \sin(\lambda_2y) + a_{11} \cos(\lambda_2y)
 \end{aligned} \quad (7)$$

ここで、 h' ：近似された自由液面， $a_1 \sim a_{11}$ ：近似係数， λ_1, λ_2 ：それぞれスロッシング1次モード，2次モードの波長である。

反力は液面を押す力（下方への力）のみ考慮し，薄板が液面を引っ張る力（上方への力）は加えていない。薄板の曲げ変形に伴う反力は ACM 要素による FEM 計算

表-3 解析パラメータ

	入力地震波	
	HKD129	H16
内容液のみ	○	—
浮き屋根のみ	○	○
浮き屋根+減衰ネット	○	○

により求めた。

(5) 入力地震波と解析パラメータ

入力地震動は，2003年9月26日に発生した十勝沖地震で2箇所にて観測された実地震波（HKD129（K-net 苫小牧）），（H16（苫小牧市内某製油所））である。観測された地震波の時刻歴波形を図-5，図-6に示す。また， $h=0.1\%$ の速度応答スペクトルを図-7に示す。

解析パラメータの一覧を表-3に示す。解析は2種類の地震波に対して内容液のみ（HKD129のみ実施），浮き

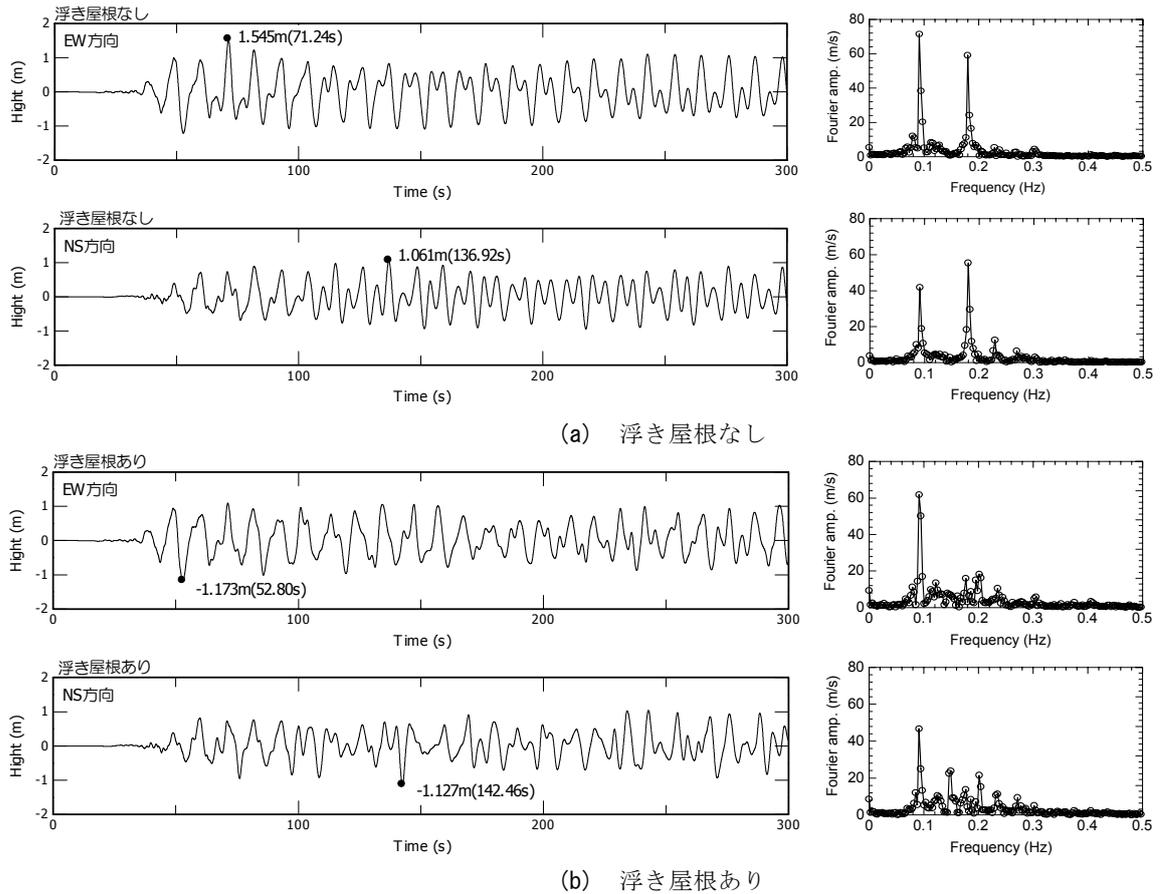


図-8 浮き屋根の有無による応答比較(HKD129)

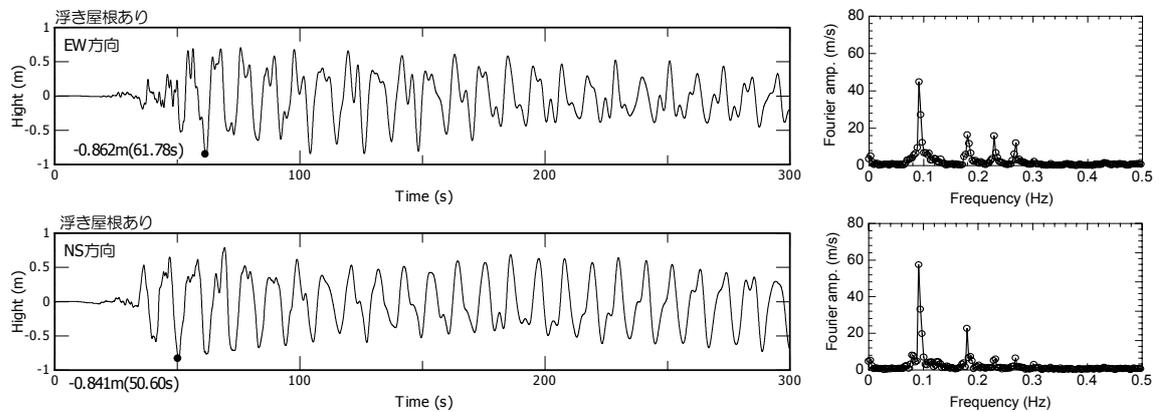


図-9 浮き屋根あり（減衰ネットなし）による応答(H16)

屋根設置時、浮き屋根+浮遊式減衰ネット設置の計5ケースについて、地震動をEW・NS方向同時に入力して行った。

5. 解析結果

(1) 減衰ネットなしによる解析結果

HKD129入力による浮き屋根有無の比較を、図-8に示す。また、H16入力における浮き屋根あり（減衰ネットなし）の応答を図-9に示す。図はタンク端部の波高時刻

歴である。図-8、図-9には各時刻歴波形のFFT結果をあわせて示す。

図-8において、浮き屋根の設置による応答の変化はほとんどなかった。過去に実施した模型実験³⁾では浮き屋根を設置することによって減衰効果が発揮されたが、実タンクにおいては、浮き屋根がスロッシング性状に与える影響は非常に小さいと考えられる。ただし、今回の解析においては浮き屋根を単一板の弾性として扱っていること、および実際の浮き屋根では、周辺部にポンツーン（浮き材）があることなどを考慮しなければならず、実

表-4 最大波高の比較

		HKD129		H16	
		EW	NS	EW	NS
解析による最大値 (m)	浮き屋根なし	1.545	1.061	—	—
	浮き屋根あり	-1.173	-1.127	-0.862	-0.841
式(8), 式(9)による計算値(m)		1.795	1.191	0.895	1.289

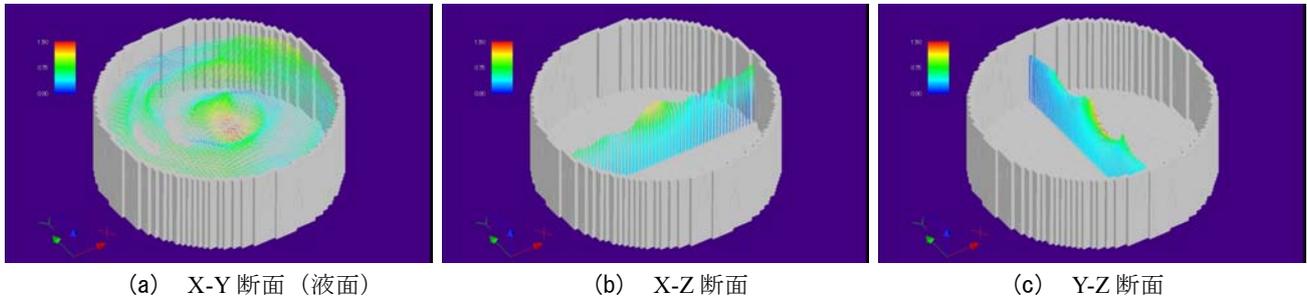


図-10 流速ベクトル (HKD129 Time=84 秒)

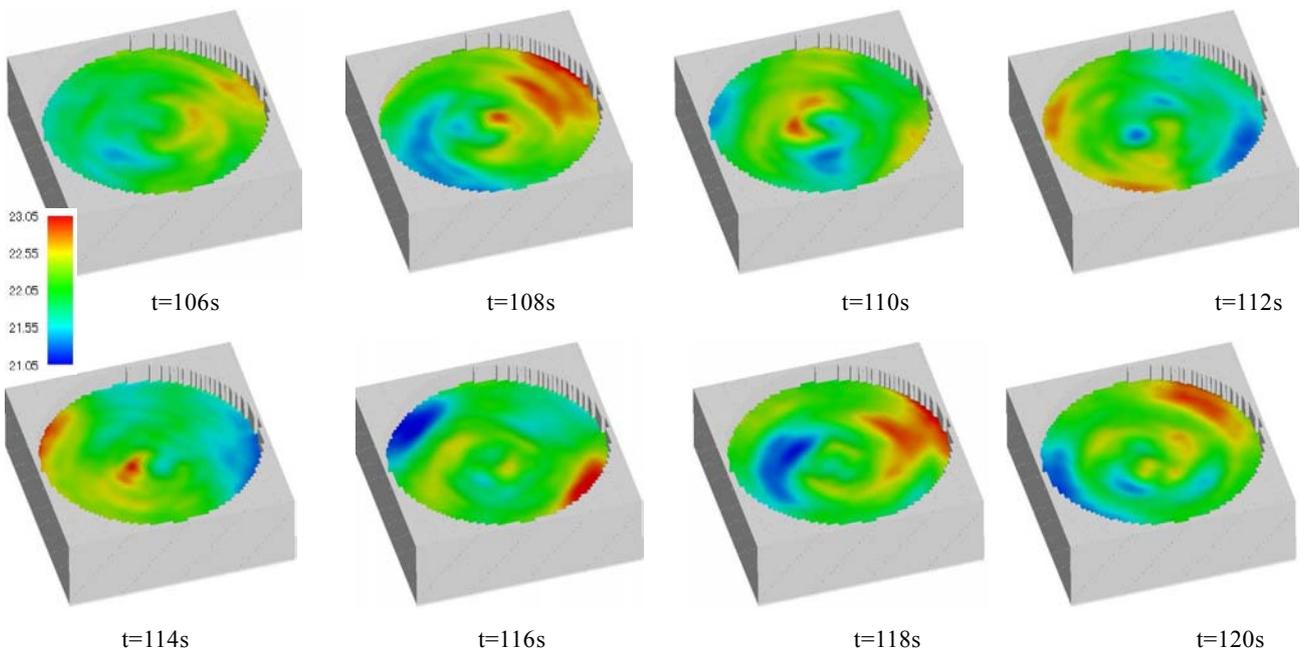


図-11 液面高さの変化 (HKD129)

際にはスロッシングによる液面変化に伴う浮き屋根の塑性化（破損）を含めたさらなる検討が必要と考える。

減衰ネットが設置されていない場合、最大波高は地震主要動後の後揺れの段階で発生する傾向にあり、一度発生したスロッシングは減衰することなく地震動終了後まで継続している。

また、図-8、図-9に示す応答波形のFFT解析結果より、スロッシングは2～4次の高次モードを含んだものとなっている。特に、浮き屋根なしによるHKD129入力においては2次モードの影響が顕著であり、これは図-7に示す入力地震動の速度応答スペクトルに見られるように、2次モードによる共振を起こしているためと考えられる。

この2次モードは浮き屋根を設置することによって抑えられている。

なお、参考文献1)では、浮き屋根がない場合の自由液面での減衰は1次モードで0.4%、2次モードでは0.5～0.8%、3次モードでは1%程度、これに対して浮き屋根のある場合の1次モードの応答は浮き屋根がないときとほとんど同様であり減衰定数は0.5%、また、浮き屋根がある場合のスロッシング2次モード以上では、見かけの減衰作用が極めて大きくなり、5～10%相当になったと報告されている。

一般に地震時のスロッシング高さは2次モードまでを考慮して速度応答スペクトル (h=0.1%) を用いて式(8)、

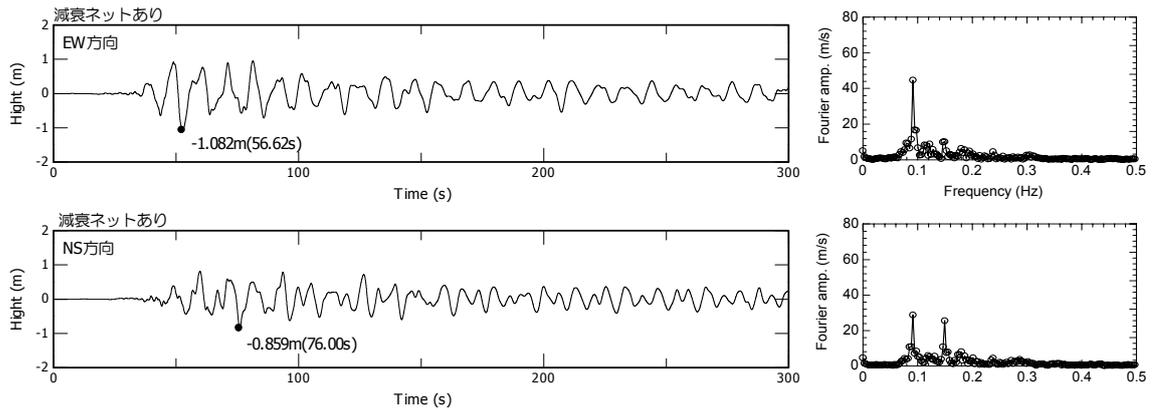


図-12 減衰ネットありの応答波形 (HKD129)

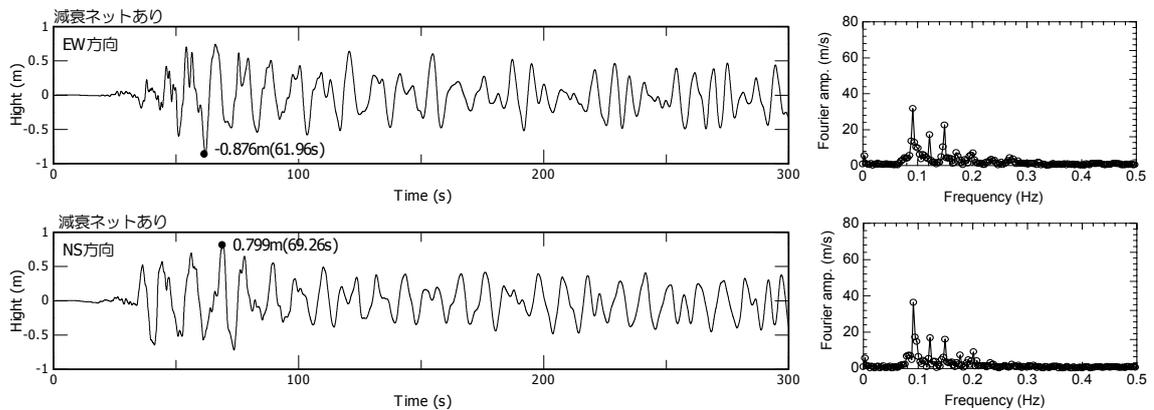


図-13 減衰ネットありの応答波形 (H16)

式(9)で表すことができる¹⁰⁾。(式(2)は式(8)の1次モードを表したものである。)

$$\eta^{(n)}_{\max} = \frac{D}{2 \cdot g} \cdot \frac{2}{\alpha_n^2 - 1} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_s} \right) \cdot S_v \quad (8)$$

$$\eta_{\max} = \sqrt{(\eta^{(1)}_{\max})^2 + (\eta^{(2)}_{\max})^2} \quad (9)$$

ここで、 $\eta^{(n)}_{\max}$: n 次モードの最大波高、 α_n : 定数 (1次 1.841, 2次 5.331) である。

図-7 の速度応答スペクトルから式(8)、式(9)を用いて算出される各入力波の最大波高計算値一覧と解析値の比較を表-4 に示す。表-4 より、一部計算値が解析値より大きくなっているところがあるが、これは浮き屋根による影響および2方向入力による影響と考えられ、全体的に両者は良い対応を示している。

図-8(b) (HKD129 入力) における Time=84 秒 (タンク端部における波高が EW 方向・NS 方向ともほぼ 0 となる) における液面付近の流速ベクトルを図-10 に示す。図-10 より、流速が大きくなるのは液面付近で

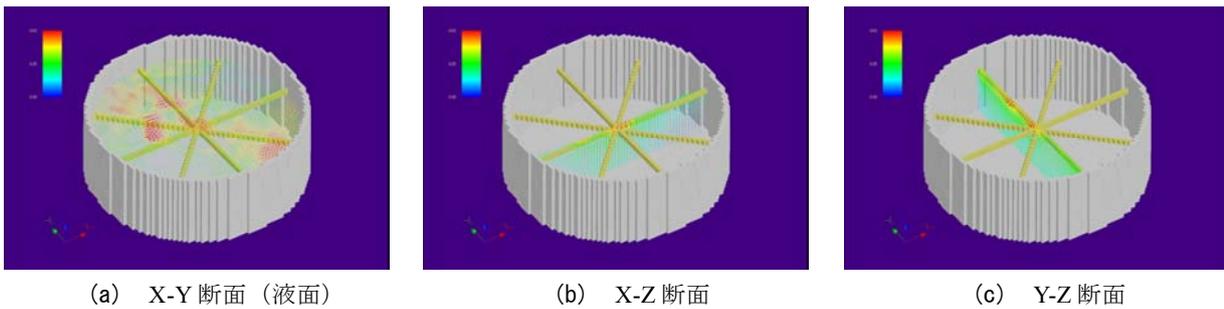
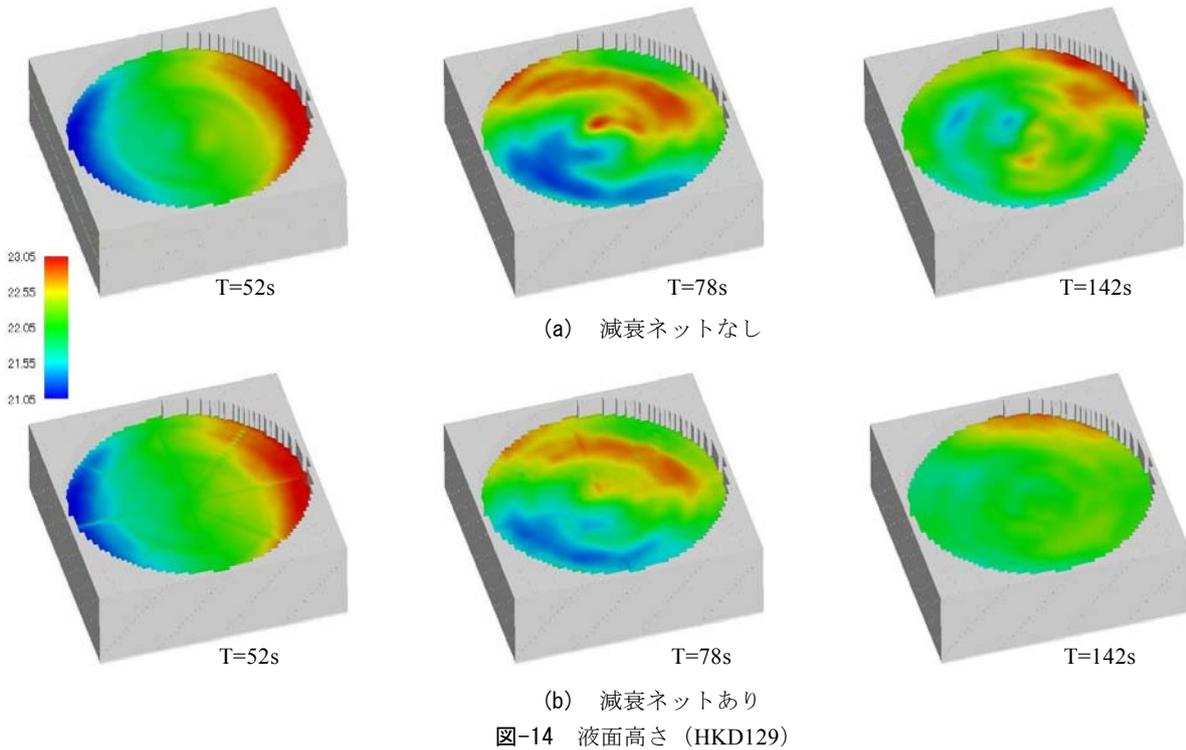
あり、今回提案する浮遊式減衰ネットの配置が液面の流速を抑制するうえで有効であることがわかる。

また、波高が大きくなる Time=108 秒前後における液面高さを図-11 に示す。高次モードが現れ複雑な液面形状になるとともに、2方向入力の影響により渦を巻くような複雑な流れとなっている。この現象は1方向入力時には見られない現象であるとともに、タンク端部の波高時刻歴では表現できない現象であり、本数値流体解析によって2方向入力による複雑な流れを再現できている。

(2) 浮遊式減衰ネットの効果

浮遊式減衰ネットを設置したときのタンク端部波高応答時刻歴および FFT 結果を図-12、図-13 に示す。波高の最大値は地震の主要動直後に発生しており、最大波高発生後は地震の後揺れによる増幅は見られない。最大波高は減衰ネットなしに比べて最大 24%減少している。

HKD129 入力時における、浮き屋根のみ、および減衰ネットを設置した場合の Time=52, 78, 142 秒における液面高さを図-14 に示す。減衰ネットの効果によってスロッシングが抑制されている状態を確認することができる。また、HKD129 入力時における、EW 方向・NS 方



向ともにタンク端部の波高がほぼ 0 となる Time=90 秒における浮遊式減衰ネット設置時の流速ベクトルを図-15 に示す。液面は非常に複雑な動きをしており局部的に流速が速くなっている部分が観察できる。また、減衰ネット設置時にも液面は渦を巻くような複雑な挙動を示しており、放射状に配置した浮遊式減衰ネットが有効に作用していると考えられる。

(3) 減衰定数の評価

解析で得られた波高時刻歴をもとに、1 次スロッシング周期に関して RD 法により減衰定数を算出した。

フィルタは FFT で得られた 1 次スロッシング振動数 ($f_c=0.095\text{Hz}$) を中心周波数とする band 幅 (α)=0.04Hz の cosine 波とし、切り出す波形は 50 秒間とした。また、入力による過渡応答の影響を除去するため、80 秒以前の波形は無視することとした。減衰定数は、得られた振動波形を減衰自由振動とみなして式(10)によりフィッティングすることにより求めた。

$$D(t) = a \cdot \exp^{-h\omega_0 t} \cdot \cos\sqrt{1-h^2} \cdot \omega_0 \cdot t \quad (10)$$

ここで、 a : 初期変位、 ω_0 : 固有角振動数、 h : 減衰定数である。

RD 法の適用に当たっては、フィルタのバンド幅のとり方によって得られる減衰定数が変わってくる (バンド幅が広すぎる場合に減衰定数が過大に評価される)。また、RD 法は常時微動などのランダムな応答に適用されるものであり、本質的に非定常である地震応答波形に適用する場合は、得られた減衰定数の評価には十分注意する必要がある。本評価では、得られた時刻歴波高に対して、同一の条件により RD 法を適用することによって浮遊式減衰ネットの効果について評価を行うものである。

各解析時刻歴波高に対して RD 法を適用して求められた 1 次スロッシング周期に対する減衰定数の一覧を表-5 に、HKD129 入力時における減衰自由振動波形を図-16 に示す。

表-5 RD法による減衰定数(%)

入力地震波	HKD129		H16	
	EW方向	NS方向	EW方向	NS方向
内容液のみ	0.30	0.66	—	—
浮き屋根あり	0.38	0.34	0.73	0.06
浮き屋根+減衰ネット	0.89	1.06	1.32	0.37
減衰ネットによって付加された減衰	0.51	0.72	0.59	0.31

「内容液のみ」および「浮き屋根あり」の場合の減衰定数はばらついており、一部、浮き屋根をつけることによって「内容液のみ」に比べて減衰が小さくなっているものもある。この原因としては、RD法におけるフィルタ band 幅の設定のしかたや、直行方向の加振の影響（EW方向の加振によってもNS方向端部の波高が変化）等が考えられるが、今後、さらなる検討が必要である。

減衰ネットを設置した場合、「浮き屋根あり」に比べて減衰定数が大きくなっており、その差は0.31%~0.72%であった。この数値が減衰ネットによって付加された減衰定数と判断できる。

6. まとめ

浮遊式減衰ネットを実タンクに適用する場合、あらゆる方向から来る地震動に対してどのような挙動をするかを的確に把握することが重要である。本報は、80m級実大タンクを対象として地震動2方向同時入力による数値流体解析を実施し、スロッシング現象の把握と浮遊式減衰ネットの効果の検証を行った。

本研究で得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- ① 今回提案した数値流体解析手法は2方向入力に対しても適用可能であり、浮遊式減衰ネットの設計を行う有効なツールとして活用が可能である。
- ② 本解析においては浮き屋根の設置によるスロッシング1次モードに与える影響は少なかった。
- ③ 地震波応答において石油タンクの液面は高次モードを含んだ非常に複雑な挙動を示すが、数値流体解析による最大波高は速度応答スペクトル法を用いた既往の推定式とおおむね一致した。
- ④ 浮遊式減衰ネットを設置しない場合のスロッシングの最大波高は地震の主要動が終わったあとの後揺れ段階で発生する傾向にある。
- ⑤ 浮遊式減衰ネットを設置することによって、スロッシング現象は最大波高が地震の主要動直後に発生

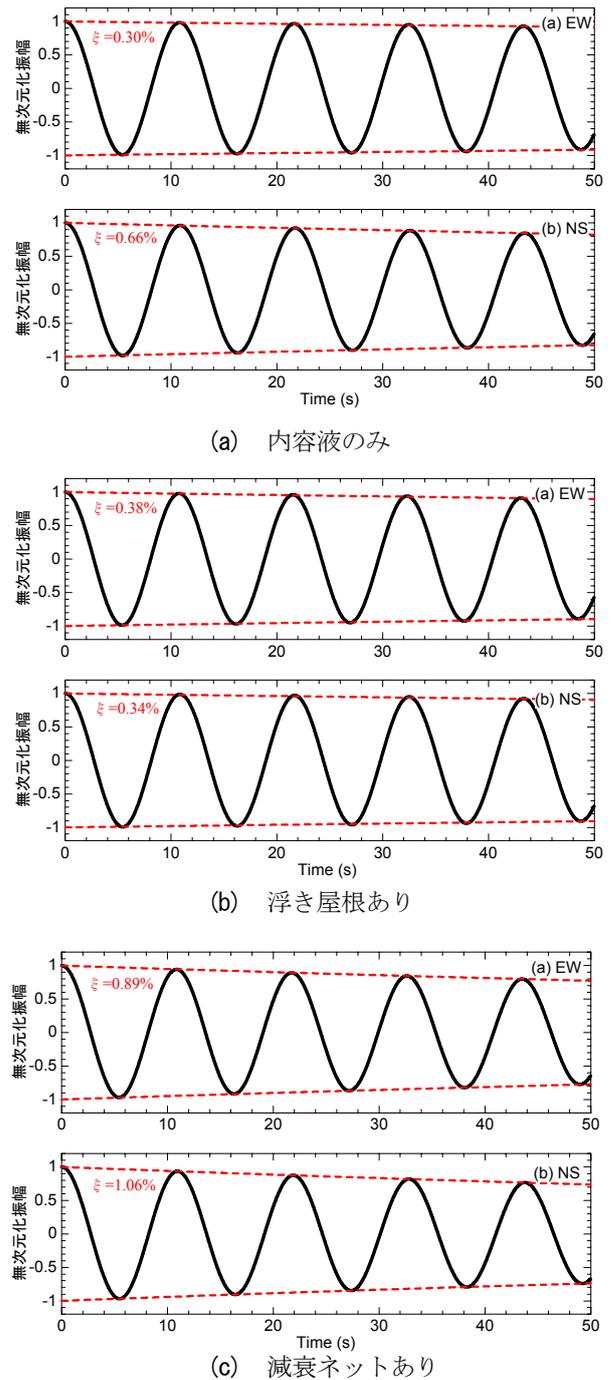


図-16 RD法による減衰自由振動波形

した後減少する傾向を示し、2方向入力においても浮遊式減衰ネットの有効性を確認できた。また、液面が渦を巻くような複雑な流れとなることから、放射状に配置したネットが有効に作用していると考えられる。

- ⑥ 波高時刻歴波形にRD法を適用し、浮遊式減衰ネットによって付加される減衰定数を算出した。その結果、減衰ネットによって付加される減衰定数は0.31%~0.72%となった。

今後、本報で検証された解析手法を用いることによって、浮遊式減衰ネット全体の設計法の確立とタンク本体に与える影響について、さらなる検討を行う予定である。

謝辞：本研究を行うにあたり神戸大学大学院中山昭彦教授からご指導，ご助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 危険物保安技術協会：屋外タンク貯蔵所浮屋根審査基準検討会報告書，2004.9
- 2) 畑山健，座間信作，西晴樹，山田實，廣川幹浩：2003年十勝沖地震による周期数秒から十数秒の長周期地震動と石油タンクの被害，地震，第57巻，第2号，2004.12
- 3) 鈴木亨，谷垣正治，中南滋樹，野田博：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，日本建築学会技術報告集 第26号，pp.469-474，2007.12
- 4) 野田博，谷垣正治，鈴木亨，中南滋樹：CFDによる石油タンク内のスロッシング現象と浮遊式ネットの減衰効果の再現，三井住友建設技術研究所報告 第5号，pp.185-191，2007.9
- 5) 鈴木亨，中山昭彦，野田博：浮遊式ネットを用いた石油タンク液面揺動制御装置の減衰機構，応用力学論文集 Vol.12，pp.563-570，土木学会，2009.8
- 6) 容器構造設計指針・同解説，日本建築学会，1996.12
- 7) 日野幹雄：流体力学，朝倉書店，1992
- 8) 日本機械学会編：機械工学便覧 A5 流体力学，丸善，p.86，1986
- 9) 中山昭彦，江田智行，松村友宏：修正 HSMAC 法による開水路乱流の LES，水工学論文集，Vol.49，pp.661-666，2005
- 10) 坂井藤一：円筒形液体タンクの耐震設計法に関する2,3の提案，圧力技術，18，pp.16-23，1980

膨張材を用いたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験

Drying Shrinkage Cracking Tests of Concrete with Expansive Additive

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

建築生産計画部 梅木 俊毅 TOSHITAKE UMEKI

デッキプレート合成スラブのコンクリートに膨張材を用いた場合の乾燥収縮ひび割れの抑制効果を検証する目的で、膨張材の有無を試験要因としたコンクリートのひび割れ試験を行った。本試験ではコンクリート打設後の養生条件についても試験要因とし、これらが乾燥収縮ひび割れに与える影響について検討した。

160 日間のひび割れ観測を実施した結果、膨張材を用いた試験体のひび割れ発生は少なく、膨張材の使用がコンクリートの乾燥収縮ひび割れの抑制に対して有効であることを確認した。また、コンクリート表面に湿潤養生を施すことにより初期材齢時の乾燥収縮を抑制し、ひび割れの発生を遅延できることを確認した。

キーワード：デッキプレート合成スラブ、乾燥収縮ひび割れ、膨張材、養生剤

Drying shrinkage cracking of concrete casted on steel deck plate as composite slabs is examined to verify the restraint effect of drying shrinkage crack. In this test, the effect of crack restriction by expansive concrete and curing conditions is discussed.

As a result of the observation for 160 days, it has been confirmed that expansive additive is effective for restricting drying shrinkage crack, and wet curing also effective for restricting crack by decreasing drying shrinkage of concrete in early age.

Key Words: Composite Slab of Steel Decks, Drying Shrinkage Crack, Expansive Additive, Curing Medicine

1. はじめに

デッキプレート合成スラブは、施工性や経済性に優れた床工法である半面、乾燥収縮ひび割れが生じやすいという使用性に関わる問題を抱えている。しかしながら材料および施工的な諸要因を制御することによって、乾燥収縮ひび割れの発生を抑制することが可能であると考えられる。

本研究では、デッキプレート合成スラブのコンクリートに膨張材を用いた（以下、膨張コンクリートと呼ぶ）場合の乾燥収縮ひび割れの抑制効果と、コンクリート打設後の養生条件の相違がひび割れ発生に与える影響について検討することを目的とし、拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験¹⁾を実施した。本報はこのひび割れ試験の概要と、160 日間にわたる長期観測の結果について報告するものである。

2. 試験概要

(1) 試験体

表-1 に試験体の一覧を示す。試験体は拘束ひび割れ試験体と自由収縮試験体の 2 種類である。拘束ひび割れ試験体はコンクリートの種類、養生剤の有無、養生方法、型枠の底板形状を試験要因とした合計 13 種類で、試験体数は同一種類につき 2 体である。自由収縮試験体は、普通コンクリートおよび膨張コンクリートの各 1 体であり、養生剤は用いていない。

表-2 にコンクリートの調査と試験値を、表-3 に養生剤の仕様を示す。使用したコンクリートは普通コンクリートと、セメントの一部を膨張材に置換した膨張コンクリートの 2 種類である。両者の基本調査は同一とし、呼び強度は 27 とした。養生剤は、初期材齢時のコンクリート表面の乾燥を緩和する機能を有するものとして市販されている M と F の 2 種類とした。試験体の養生方法はコンクリート打設後そのままの状態であらゆる状態で気中に放置する気乾養生

表-1 試験体の一覧

No.	試験体種類	試験体名称	コンクリート種類	養生剤	養生方法	底板形状		
1	拘束ひび割れ	NOD01	普通(N)	無(O)	気乾(D)	平板(O)		
		NOD02						
2		NMD01		M				
		NMD02						
3		NFD01		F				
		NFD02						
4		NOW01	無(O)	湿布7日(W)				
		NOW02						
5		NMW01	M					
		NMW02						
6		EOD01	膨張(E)	無(O)	気乾(D)			
		EOD02						
7		EMD01		M				
		EMD02						
8		EOW01		無(O)			湿布7日(W)	
	EOW02							
9	EMW01	M						
	EMW02							
10	NODH1	普通(N)	無(O)	気乾(D)	凹凸(H)			
	NODH2							
11	NMDH1		M					
	NMDH2							
12	EODH1		膨張(E)			無(O)		
	EODH2							
13	EMDH1	M						
	EMDH2							
14	自由収縮	-		普通		無	気乾	-
15	自由収縮	-		膨張		無		-

試験体名称の第1字はコンクリート種類(普通:N, 膨張:E)を, 第2字は養生材の有無(M:養生剤M, F:養生剤F, O:養生剤なし)を, 第3字は養生方法(D:気乾養生, W:湿布7日養生)を, 第4字は型枠の底板形状(O:平板, H:凹凸板)を, 第5字は同一種類試験体の番号を示している。

生と,十分に湿らせた布でコンクリート表面を7日間湿潤する湿布養生の2種類である。

図-1に拘束ひび割れ試験体図を示す。試験体はコンクリートの長さ方向の収縮を2本の溝形鋼で拘束した一軸拘束型のひび割れ試験体である。試験体の全長は940mmで,コンクリートの試験部分であるひび割れ誘発部は,幅100mm,厚さ100mmの断面になっている。拘束材である溝形鋼の材端には丸鋼(5-9φ/1箇所)が溶接されており,この部分のせん断抵抗でコンクリートの収縮を拘束する構造となっている。ひび割れ誘発部の両側には,発泡スチロール材を埋設している。なお,コンクリート内部は無筋である。

本試験体は型枠底部の鋼板をデッキプレートに見立てている。型枠の底板の種類は,図-1(a)に示すデッキプレートの長さ方向の平板部分を模擬した平板タイプと,図-1(b)に示すデッキプレート幅方向の断面全体を模擬した凹凸板タイプの2種類である。表-4に試験体の拘束鋼材比(拘束鋼材の全断面/コンクリートの最小断面

表-2 コンクリートの調査と試験値

	コンクリートの種類		普通コンクリート	膨張コンクリート	
	呼び強度	水セメント比(%)	細骨材率(%)	単位量(kg/m ³)	
調査	呼び強度	27	27		
	水セメント比(%)	52.3	52.3		
	細骨材率(%)	45.3	45.3		
	単位量(kg/m ³)	水	185	185	
		セメント	355	335	
		膨張材	-	20	
		細骨材	772	772	
粗骨材	961	961			
AE減水剤	3.35	3.55			
試験値	空気量(%)	3.0	4.5		
	スランプ(cm)	20.0	18.0		

表-3 養生剤の仕様

養生剤	種類	外観	PH	散布量
M	シリカ系無機質混和剤	乳白色液体	8.5~9.5	160g/m ²
F	アニオン性界面活性剤	乳白色液体	8.0~10.9	120g/m ²

表-4 拘束ひび割れ試験体の拘束鋼材比

型枠種類(底板形状)	溝形鋼断面積 As (cm ²)	コンクリート断面積 Ac (cm ²)	拘束鋼材比 As/Ac
平板タイプ	7.932	100	0.079
凹凸板タイプ	7.932	57*	0.139

*最小断面面積

表-5 材料試験結果

材齢(日)	普通コンクリート			膨張コンクリート		
	圧縮強度(N/mm ²)	割裂強度(N/mm ²)	弾性率(N/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)	割裂強度(N/mm ²)	弾性率(N/mm ²)
7	17.9	2.02	2.20×10 ⁴	19.1	2.00	2.22×10 ⁴
14	25.5	2.56	2.47×10 ⁴	25.7	2.32	2.45×10 ⁴
28	29.7	2.66	2.67×10 ⁴	30.1	2.50	2.92×10 ⁴
157	40.8	2.81	2.66×10 ⁴	39.9	2.99	2.69×10 ⁴

積)を示す。平板タイプと凹凸板タイプの拘束鋼材比は,それぞれ0.079,0.139である。凹凸板タイプの試験体はコンクリートの有効厚さが46mmと小さいために拘束鋼材比が大きく,平板タイプよりひび割れを誘発しやすい試験体になっている。

図-2に自由収縮試験体図を示す。自由収縮試験体の形状は幅100mm,厚さ100mm,長さ400mmである。

表-5にシリンダー供試体によるコンクリートの材料試験結果を示す。供試体の養生方法は現場封緘養生とし,養生剤は用いていない。各材齢における普通および膨張コンクリートの強度は同程度で,材齢28日における両者の圧縮強度は約30N/mm²,割裂強度は2.5~2.7N/mm²となっている。

(2) 試験方法

試験は建設現場の施工環境を想定し屋外で行った。ただし,試験体が直射日光と風雨に曝されることを避けるために,試験体の周囲に仮設屋根と仮囲いを設けた。

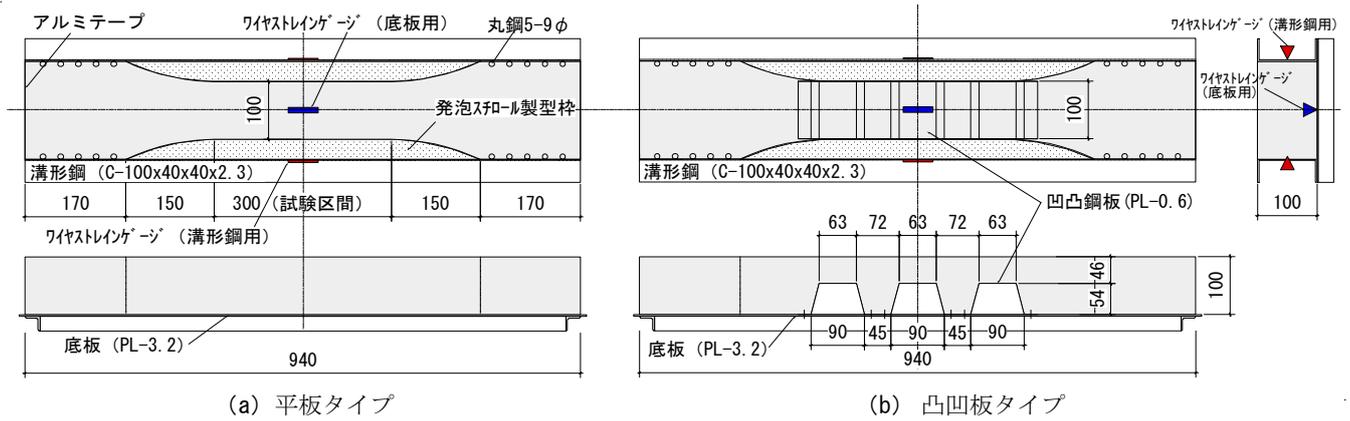


図-1 拘束ひび割れ試験体図

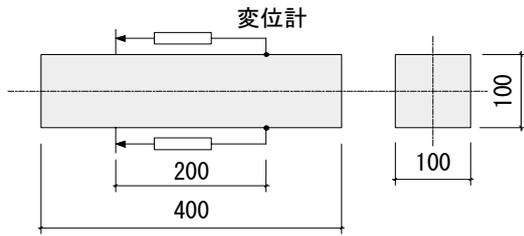


図-2 自由収縮試験体図



写真-1 水分計による含水率測定

コンクリートの打設は冬季（12月）に行った。当日の気温は6～8℃であった。コンクリートの打設は試験体型枠を水平に設置して行った。打設が終了してから約5時間にわたり粗均しを行い、ブリージング水が少なくなったところで該当する試験体に養生剤を散布した。養生剤は表-3に示す量を噴霧器で散布し、金ゴテによる仕上げを施した。湿布7日養生の試験体はビニールシートで覆い、湿布に水分補給することで7日間の湿潤状態を保った。気乾養生の試験体は打設後そのままの状態に放置した。材齢3日で全試験体の溝形鋼と底板の接合ボルトを緩め、両者を絶縁した。ひび割れ誘発部の発泡スチロール材は取外さず、打設面のみ開放された状態で放置した。自由収縮試験体は材齢3日で脱型し、気中に放置した。

図-3に観測期間中の雰囲気温度の推移を示す。観測期間中の平均気温は9.0℃、最大・最低気温はそれぞれ27.6℃、-1.8℃である。

(3) 計測項目と計測方法

図-1に拘束ひび割れ試験体の計測点の配置を示す。計測項目は、溝形鋼と底板の軸方向ひずみ、雰囲気温度、コンクリート表面の含水率およびひび割れ幅である。溝形鋼および底板のひずみは、ワイヤストレインゲージで測定した。溝形鋼と底板に生じる温度ひずみを補正するために、コンクリートを打設しないダミー型枠を準備し、型枠の温度ひずみを計測した。図-2に自由収縮試験

体の計測点の配置を示す。自由収縮試験体はテフロン板上に横向きに設置し、両側面に設置した変位計で区間200mmの収縮を測定した。

計測方法はデータロガーによる自動計測とし、拘束ひび割れ試験体はコンクリート打設直後から、自由収縮試験体は材齢4日から計測を開始した。コンクリート表面の含水率の測定は、写真-1に示すコンクリート・モルタル水分計（株式会社ケツト科学研究所社製：型番HI-500）で行った。水分計の含水率の測定範囲は0～12%であり、十分に湿潤したコンクリート表面の含水率は12%に近い値を示す。ひび割れ幅の測定はクラックスケールで行った。

3. 試験結果

(1) コンクリート表面の含水率

図-4、図-5に自由収縮試験体および拘束ひび割れ試験体のコンクリート表面の含水率の推移をそれぞれ示す。ここに図-5(a)、(b)は気乾養生試験体を対象に、それぞれ養生剤の有無、コンクリートの種類で比較したものであり、図-5(c)は全試験体を対象に湿潤の有無で比較したものである。各試験体の含水率は初期材齢時に急激に低下し、材齢30日程度で2～4%に収束する傾向を示している。図-5(a)より養生剤の有無と含水率の推移には関連性があまり見られない。図-5(b)より膨張コンクリートの含水率は、普通コンクリートよりやや小さくな

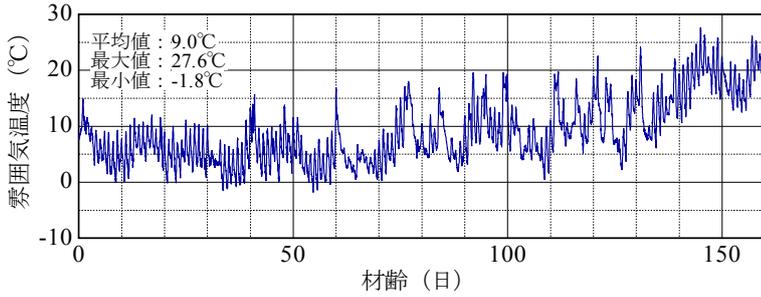


図-3 雰囲気温度の推移

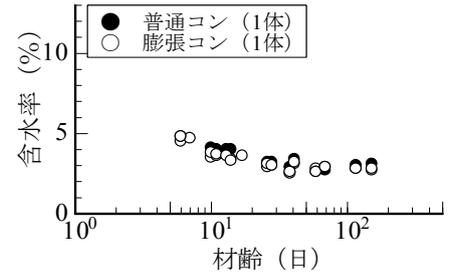
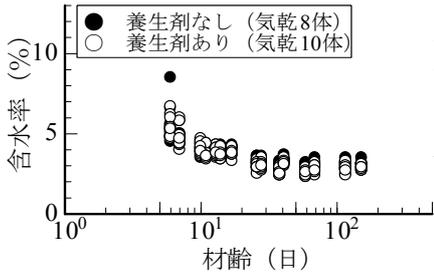
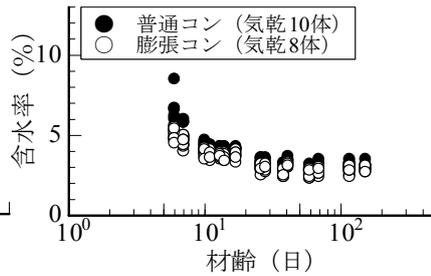


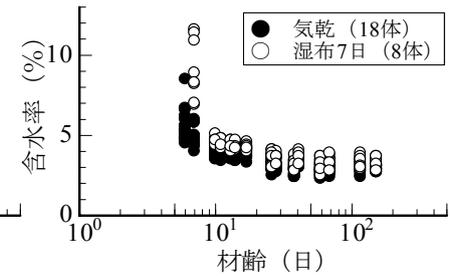
図-4 自由伸縮試験体の含水率の推移



(a) 養生剤別比較



(b) コンクリート種類別比較



(c) 養生方法別比較

図-5 拘束ひび割れ試験体の含水率の推移

表-6 試験結果の一覧

コンクリート種類	養生剤	養生方法	底板形状	試験体	ひび割れ状況	ひび割れ発生日数 日	収縮ひずみ ϵ_{total} $\times 10^{-6}$	自由収縮ひずみ ϵ_f $\times 10^{-6}$	拘束ひずみ ϵ_r ($\epsilon_{total} - \epsilon_f$) $\times 10^{-6}$	収縮応力度 σ_{t1} N/mm ²	割裂強度 σ_t (試験材齢) N/mm ²	収縮応力強度比 σ_{t1} / σ_t	
普通	無	M	平板	NODO1	発生	153	-125	-450	-325	2.04	2.81 (157日)	0.73	
				NODO2	発生	135	-128	-340	-212	2.09	2.81 (157日)	0.74	
				NMD01	発生	111	-116	-325	-209	1.89	2.81 (157日)	0.67	
				NMD02	発生	136	-124	-380	-256	2.02	2.81 (157日)	0.72	
				NFD01	発生	143	-120	-405	-285	1.95	2.81 (157日)	0.69	
				NFD02	発生	37	-81	-215	-134	1.33	2.66 (28日)	0.50	
	無	M		湿布7日	NOW01	発生	135	-121	-365	-244	1.97	2.81 (157日)	0.70
					NOW02	発生	150	-137	-455	-318	2.24	2.81 (157日)	0.80
					NMW01	未	-	-142	-500	-358	2.31	2.81 (157日)	0.82
					NMW02	発生	149	-137	-460	-323	2.23	2.81 (157日)	0.79
膨張	無	M		湿布7日	EOD01	未	-	-102	-215	-113	1.66	2.99 (157日)	0.55
					EOD02	未	-	-83	-215	-132	1.36	2.99 (157日)	0.45
			EMD01		未	-	-90	-215	-125	1.47	2.99 (157日)	0.49	
			EMD02		未	-	-73	-215	-142	1.20	2.99 (157日)	0.40	
	無	M	湿布7日		EOW01	未	-	-102	-215	-113	1.66	2.99 (157日)	0.55
					EOW02	未	-	-107	-215	-108	1.75	2.99 (157日)	0.59
膨張	M	湿布7日	EMW01	未	-	-110	-215	-105	1.80	2.99 (157日)	0.60		
			EMW02	未	-	-95	-215	-120	1.55	2.99 (157日)	0.52		
普通	無	M	凹凸	NODH1	発生	38	-75	-195	-120	2.67	2.66 (28日)	1.00	
				NODH2	発生	27	-69	-160	-91	2.45	2.66 (28日)	0.92	
				NMDH1	発生	21	-55	-70	-15	1.95	2.66 (28日)	0.73	
				NMDH2	発生	25	-56	-110	-54	1.99	2.66 (28日)	0.75	
膨張	無	M		凹凸	EODH1	未	-	-41	-215	-174	1.47	2.99 (157日)	0.49
					EODH2	発生	111	-61	-140	-79	2.15	2.99 (157日)	0.72
					EMDH1	発生	111	-62	-140	-78	2.19	2.99 (157日)	0.73
					EMDH2	発生	111	-68	-110	-42	2.40	2.99 (157日)	0.80

注1) 収縮ひずみ ϵ_{total} は溝形鋼のひずみ値を、自由収縮ひずみ ϵ_f は自由収縮試験体のひずみ値を示す

注2) ひび割れ未発生試験体の各値は材齢160日における値を示す

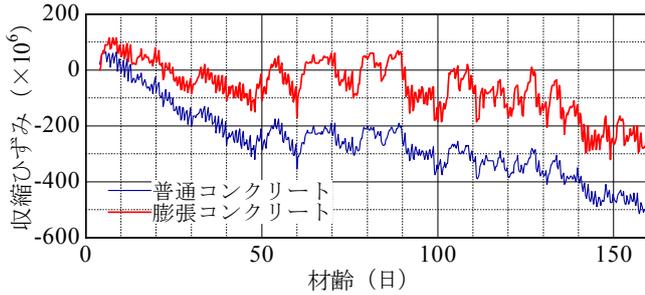


図-6 自由収縮試験体の収縮ひずみの推移

っている。また、図-5(c)より初期材齢時の含水率は湿布養生のほうが大きい、材齢が進むと気乾養生と同程度の含水率になっている。

(2) 自由収縮試験体の収縮ひずみ

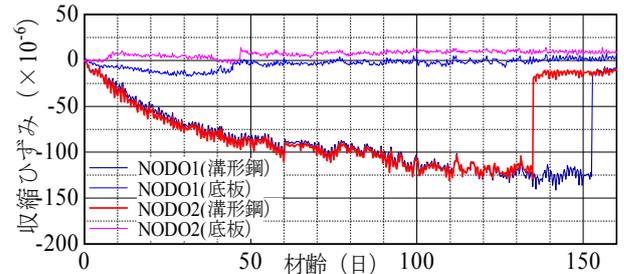
図-6 に自由収縮試験体の収縮ひずみの推移を示す。普通コンクリートと膨張コンクリートは、ともに材齢7日頃まで膨張し、その後収縮に転じている。初期材齢時における普通コンクリートと膨張コンクリートの最大膨張ひずみは、それぞれ約 70×10^{-6} 、約 120×10^{-6} であり、膨張コンクリートは普通コンクリートの約 1.7 倍膨張している。材齢 160 日後の普通コンクリートと膨張コンクリートの収縮ひずみは、それぞれ約 500×10^{-6} 、約 250×10^{-6} であり、膨張コンクリートの収縮ひずみは普通コンクリートの半分程度となっている。

(3) 拘束ひび割れ試験体の収縮ひずみ

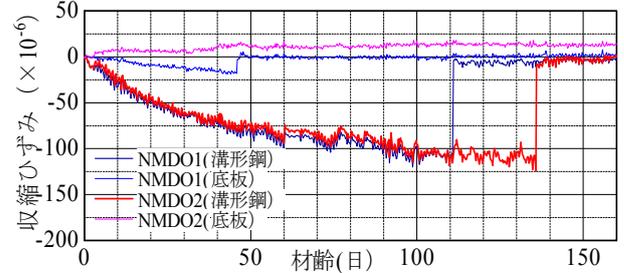
表-6 に拘束ひび割れ試験結果の一覧をまとめて示す。160 日間の観測の結果、ひび割れが発生した試験体は 26 体中 16 体 (表-6 中の灰色部) である。コンクリート種類別のひび割れ発生数は、普通コンクリートが 14 体中 13 体、膨張コンクリートが 12 体中 3 体である。ひび割れ発生は普通コンクリートの試験体に集中しており、膨張コンクリートは乾燥収縮ひび割れ発生抑制に対して有効であると言える。

図-7~図-10 に拘束ひび割れ試験体の収縮ひずみの推移を示す。同図のひずみ値は拘束材である溝形鋼と底板のひずみを表している。これらの値は、ダミー型枠による鋼板の温度ひずみ値を差し引いた値である。底板のひずみ値は、すべて零付近を推移していることから、溝形鋼のひずみ値はコンクリートの収縮ひずみ値と等価であると判断される。収縮ひずみは時間の経過とともに増加し、ひび割れ発生時に急激に減少している。

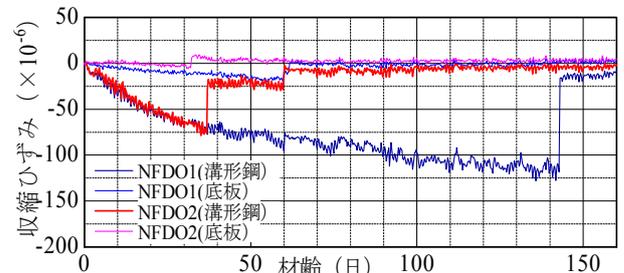
図-7 に示す平板タイプの底板を用いた普通コンクリート試験体の収縮ひずみの推移を見ると、図-7(e)に示す



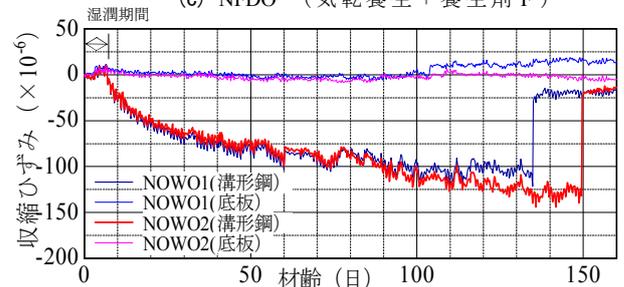
(a) NODO (気乾養生)



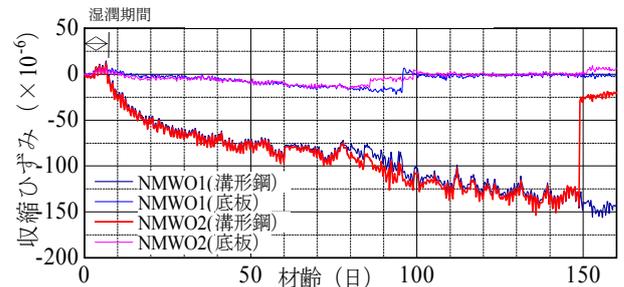
(b) NMDO (気乾養生 + 養生剤 M)



(c) NFDO (気乾養生 + 養生剤 F)



(d) NOWO (湿布 7 日養生)



(e) NMWO (湿布 7 日養生 + 養生剤 M)

図-7 拘束収縮試験体の収縮ひずみの推移 (普通コンクリート + 平板タイプ)

NMWO1 を除くすべての試験体にひび割れが発生している。図-7(a)~(c)に示す気乾養生の試験体は、打設直後から時間の経過とともに収縮ひずみが增大しているが、図-7(d), (e)に示す湿布 7 日養生の試験体は、湿潤期間中は収縮ひずみが生じていない。打設後のコンク

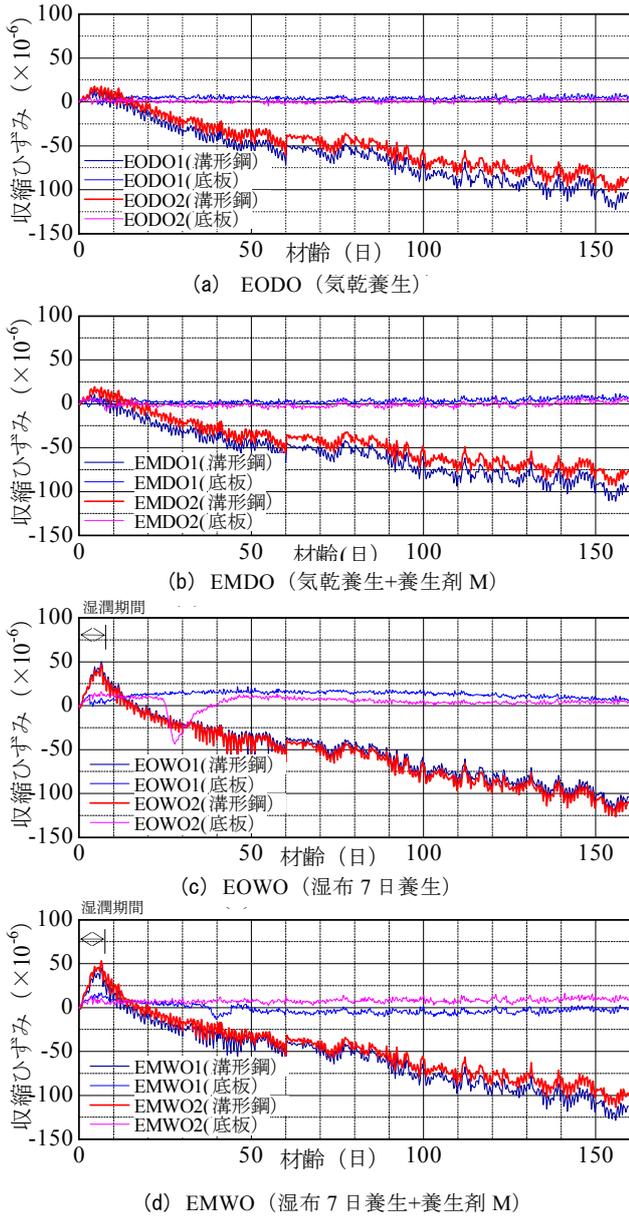


図-8 拘束収縮試験体の収縮ひずみの推移 (膨張コンクリート+平板タイプ)

リート表面を湿潤状態に保つことは、初期材齢時の乾燥収縮の抑制に対して有効であることを確認した。

図-8 に示す平板タイプの底板を用いた膨張コンクリート試験体の収縮ひずみの推移を見ると、いずれの試験体もひび割れは発生していない。膨張コンクリートは初期材齢時に膨張する性質を有している。初期材齢時の最大膨張ひずみは、図-8(a), (b)に示す気乾養生の試験体で 20×10^{-6} 程度、図-8(c), (d)に示す湿布 7 日養生で 50×10^{-6} 程度であり、膨張コンクリートの膨張効果は、湿潤養生を行うことで 2.5 倍程度に高められている。これらの試験体の材齢 160 日における収縮ひずみはほぼ等しく、 100×10^{-6} 程度の値を示している。このことから

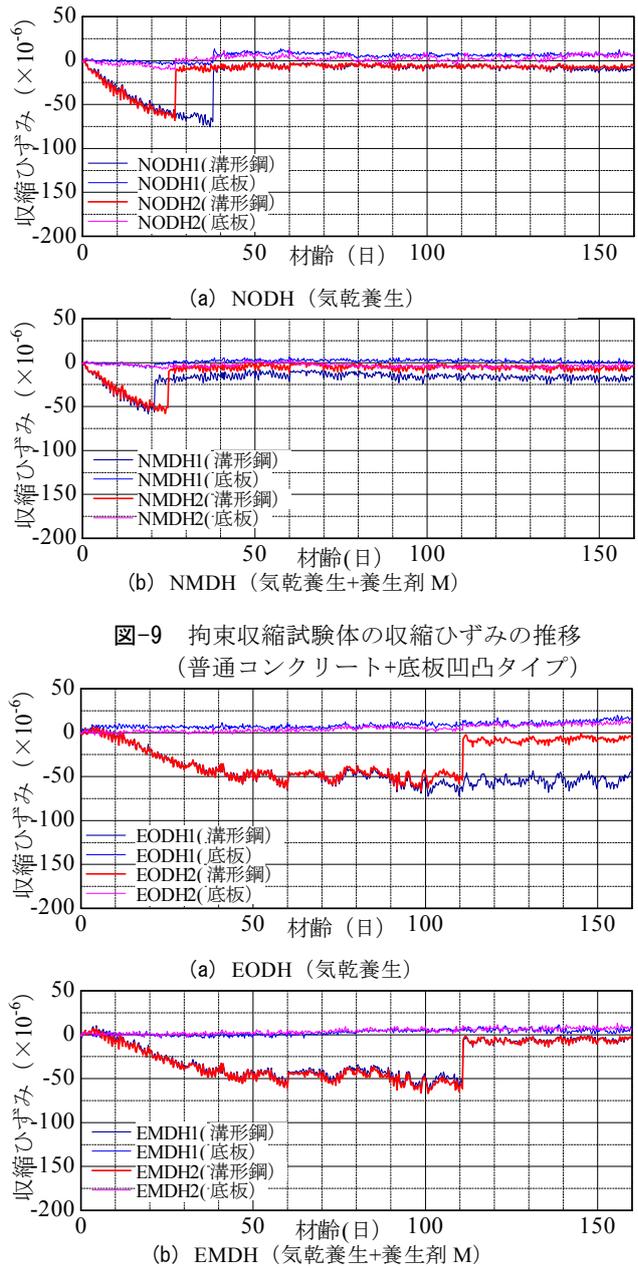


図-9 拘束収縮試験体の収縮ひずみの推移 (普通コンクリート+底板凹凸タイプ)

図-10 拘束収縮試験体の収縮ひずみの推移 (膨張コンクリート+凹凸タイプ)

養生条件の相違や養生剤の有無が、膨張コンクリートの長期的な収縮ひずみ量に与える影響は小さいとも考えられるが、今後の観察が必要である。

図-9, 図-10 は凹凸タイプの底板を用いた普通コンクリートと膨張コンクリートの収縮ひずみの推移を示したものである。養生方法はすべて気乾養生である。図-10(a)に示す EODH1 を除くすべての試験体にひび割れが発生しており、普通コンクリートは膨張コンクリートと比べて早期にひび割れが発生している。図-10 に示す膨張コンクリートの初期材齢時の膨張ひずみは 10×10^{-6} 程度と小さいが、収縮ひずみの進行状況は図-9 に示す普通コンクリートより緩やかになっている。

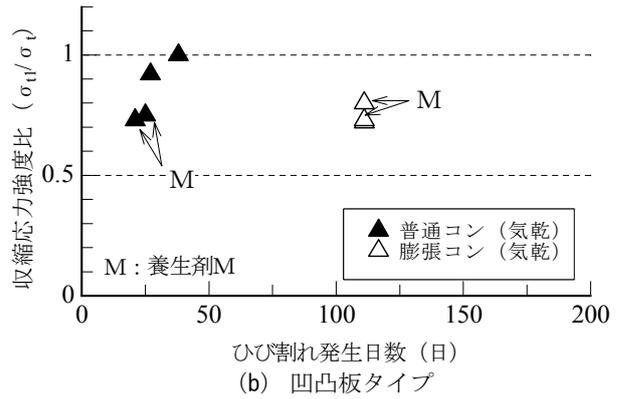
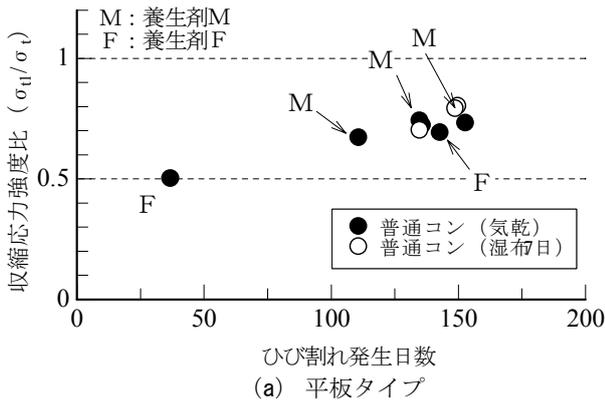


図-11 ひび割れ発生時の収縮応力強度比とひび割れ発生日数の関係

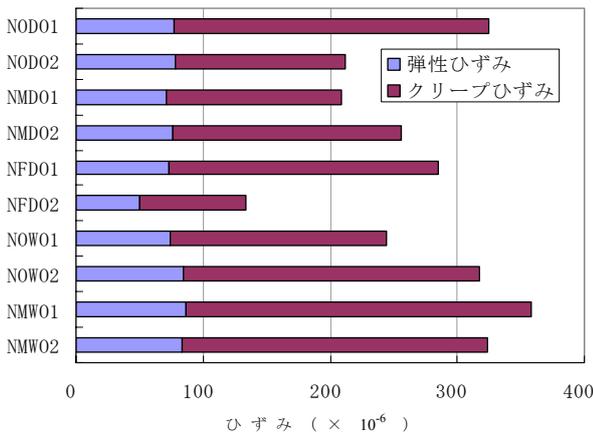


図-12 ひび割れ発生時の拘束ひずみ (普通コンクリート)

図-7、図-8の平板タイプと図-9、図-10の凹凸板タイプの収縮ひずみの推移を比較すると、凹凸タイプのほうが平板タイプよりひび割れ発生時のひずみは小さくなっており、拘束鋼材比の影響が確認できる。

(4) ひび割れ発生時の収縮応力強度比と拘束ひずみ

図-11に、表-6に示したひび割れ発生試験体の収縮応力強度比(ひび割れ発生時のコンクリートの収縮応力度 σ_{II} /シリンダー供試体の割裂強度 σ_I)とひび割れ発生日数の関係を示す。図-11(a)が平板タイプの底板を用いた試験体を、図-11(b)が凹凸タイプの底板を用いた試験体を示している。ここにコンクリートの収縮応力度は、溝形鋼の拘束力から求めた値であり、各試験体のひび割れ発生時の割裂強度は、ひび割れ発生50日以内を材齢28日強度で、ひび割れ発生100日以降を材齢157日強度で代表させて用いている。同図に示したひび割れ発生時の収縮応力強度比は0.5~1.0間に分布しており、これらの値は収縮ひび割れ制御指針に示されたひび割れ発生低減係数の実験値の分布²⁾におおむね対応している。

図-11(a)に示した気乾養生試験体(●印)のひび割れ発生日数は30~150日間にばらついて分布しているが、

湿布7日養生試験体(○印)のひび割れ発生日数は150日前後に集中しており、湿潤養生時にはひび割れ発生が安定して遅延されていることが分かる。また、湿布7日養生の収縮応力強度比は0.7~0.8程度であり、気乾養生の値より高めとなっている。図-11(b)に示した凹凸タイプの試験体のひび割れ発生日数は、普通コンクリート(▲印)が20~40日、膨張コンクリート(△印)が約110日になっている。膨張コンクリートのひび割れ発生の遅延効果は明らかで、ひび割れ発生日数は普通コンクリートの3~5倍になっている。なお、図-11には養生剤の有無も併記したが、養生剤によるひび割れ発生の遅延効果は明瞭でない。

図-12に平板タイプの底板を有する試験体のひび割れ発生時の拘束ひずみを示す。なお、平板タイプの試験体は普通コンクリートのみひび割れが発生したため、図-12の拘束ひずみは普通コンクリートのみの記載になっている。コンクリートの収縮拘束応力の算定時に必要となる拘束ひずみ ϵ_r は、弾性ひずみ ϵ_e およびクリープひずみ ϵ_c の和で表される。その関係式を式(1)に示す。

$$\epsilon_r = \epsilon_e + \epsilon_c \tag{1}$$

ここに拘束ひずみ ϵ_r (=収縮ひずみ ϵ_{total} -自由収縮ひずみ ϵ_f)は表-6に示した値を用い、弾性ひずみ ϵ_e は、同表に示す収縮応力度 σ_{II} を材料試験による弾性率で除して求めた。このとき使用した弾性率は、ひび割れ発生時に最も近い材齢で行った材料試験による値を用いた。ひび割れ発生時の拘束ひずみは $150 \times 10^{-6} \sim 350 \times 10^{-6}$ 程度となった。このうち弾性ひずみ ϵ_e は 80×10^{-6} 程度、クリープひずみ ϵ_c は $150 \times 10^{-6} \sim 250 \times 10^{-6}$ 程度の値となり、本試験体のひび割れ発生 ϵ のクリープ係数は2~3程度であると考えられる。

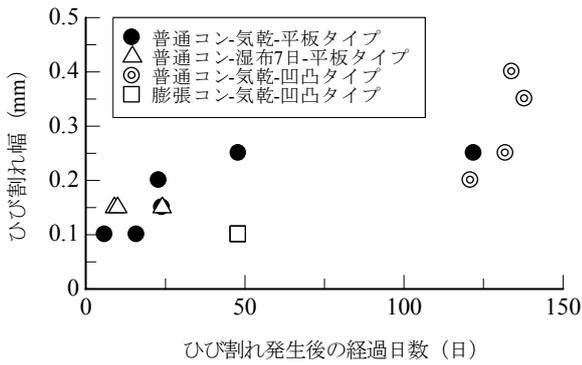


図-13 ひび割れ幅とひび割れ発生後の経過日数の関係

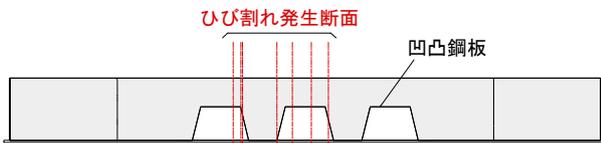


図-14 凹凸板タイプ試験体のひび割れ発生位置

(5) 拘束ひび割れ試験体のひび割れ状況

図-13 にひび割れ発生試験体のひび割れ発生後の経過日数とひび割れ幅の関係を示す。ひび割れ幅は経過日数に応じて大きくなり、25 日以内で 0.1~0.2mm, 100 日以降で 0.2~0.4mm 程度の分布となっている。

図-14 に凹凸タイプの底板を有する試験体のひび割れ発生位置を示す。コンクリートの断面せいが急変する凹凸鋼板の出隅部分にひび割れが集中している。

4. まとめ

デッキプレート合成スラブに膨張コンクリートを用いた場合の乾燥収縮ひび割れの抑制効果を検証するため、拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験を実施した。160 日間の観測の結果、以下の知見が得られた。

- ① コンクリート種類別のひび割れ発生試験体数は、普通コンクリートが 14 体中 13 体、膨張コンクリートが 12 体中 3 体であった。ひび割れの発生は普通コンクリートに集中しており、膨張コンクリートのひび割れ抑制効果を確認した。
- ② コンクリート表面を湿潤養生することは、普通コンクリートの初期材齢時の乾燥収縮の抑制に対して有効である。また、膨張コンクリートに対しては、初期材齢時の膨張を高める効果がある。
- ③ デッキプレートの幅方向断面を想定した凹凸板タイプは平板タイプに比べて非常に早期にひび割れが発生した。しかし、膨張コンクリートの使用によって、ひび割れ発生日数は普通コンクリートの 3~5 倍に遅延した。
- ④ 養生剤のひび割れ抑制効果は、本試験の収縮ひずみの推移、ひび割れ発生時期からは明瞭には見られなかった。

参考文献

- 1) 日本規格協会：JIS ハンドブック⑨建築Ⅱ，2004.1，pp.330-336,
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説，2006.2，pp.73-74

有開口並列プレキャスト PC 大梁工法の研究開発

Parallel Type Girders using Precast Prestressed Concrete Members with Multiple Openings

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA
 新上 浩 HIROSHI SHINJO
 田野 健治 KENJI TANO
 山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

複数の設備用開口を設けた PCaPC 梁部材を 2 本並列に配置する大梁工法を考案し、この基本性状を把握することを目的として長期荷重および地震荷重を作用させた載荷実験を実施した。実験の結果、荷重-変形関係は紡錘形の履歴ループを示し、大変形に至るまで荷重低下の見られない良好な性状であることを確認した。並列配置した 2 つの PCaPC 梁のひび割れ状況および変形状は同様であり、分離されていることによる影響は見られなかった。

キーワード：プレキャスト、プレストレス、開口、長期荷重、地震荷重

Loading tests of a parallel type girder using two precast prestressed concrete members with multiple openings were conducted to verify the structural performance. The girder was subjected to both long term loads and cyclic seismic loads in the tests. In this paper, it was shown that the hysteretic loop of load-displacement relationship had spindle shapes and that strength deterioration was not seen up to at large displacement level. Cracking patterns and deformation behavior of two members which compose a parallel type girder were similar, and the influence of division of members into two parts was not observed.

Key Words: Precast, Prestress, Opening, Long Term Load, Seismic Load

1. はじめに

大きな無柱空間が求められるオフィス建築などの構造種別は鉄骨造が主流となっているが、昨今ではプレストレストコンクリート (PC) 工法の普及によって鉄骨を用いず鉄筋コンクリート (RC) 造で計画することが可能となってきている。施工法としては高品質と工期短縮を図る手段として工場生産の部材を現場で取り付けるプレキャスト (PCa) 工法の適用が考えられる。しかしながら、大スパンの大梁を PCaPC 化するには、部材の運搬・揚重時の制約条件を満足する部材分割、部材へのプレストレスの導入範囲や導入方法などの実用上の諸課題を同時に解決する必要がある。また、オフィスでは天井内の設備配管を自由に計画できるように、大梁に複数の大開口を設ける必要がある。

筆者らは、このような課題を解決する大スパン大梁工法の一つとして、複数の大開口を有する PCaPC 梁を 2 本並列に配置して 1 本の大梁を構成する構造を考案した。

本報は、この有開口 PCaPC 並列大梁工法の概要ならびに本工法の基本性状を把握するために実施した、長期荷重と地震荷重の双方を作用させた載荷実験について報告するものである。

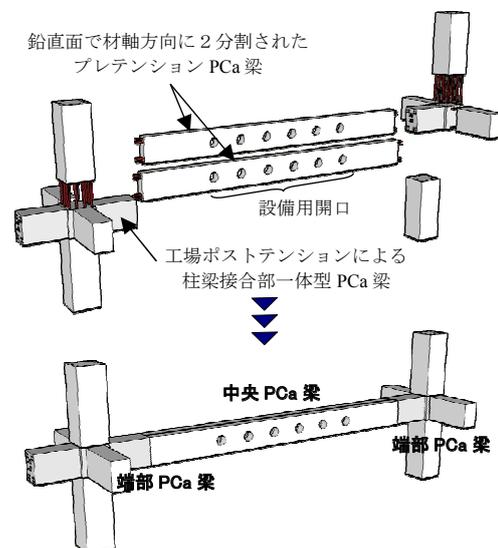


図-1 工法概要

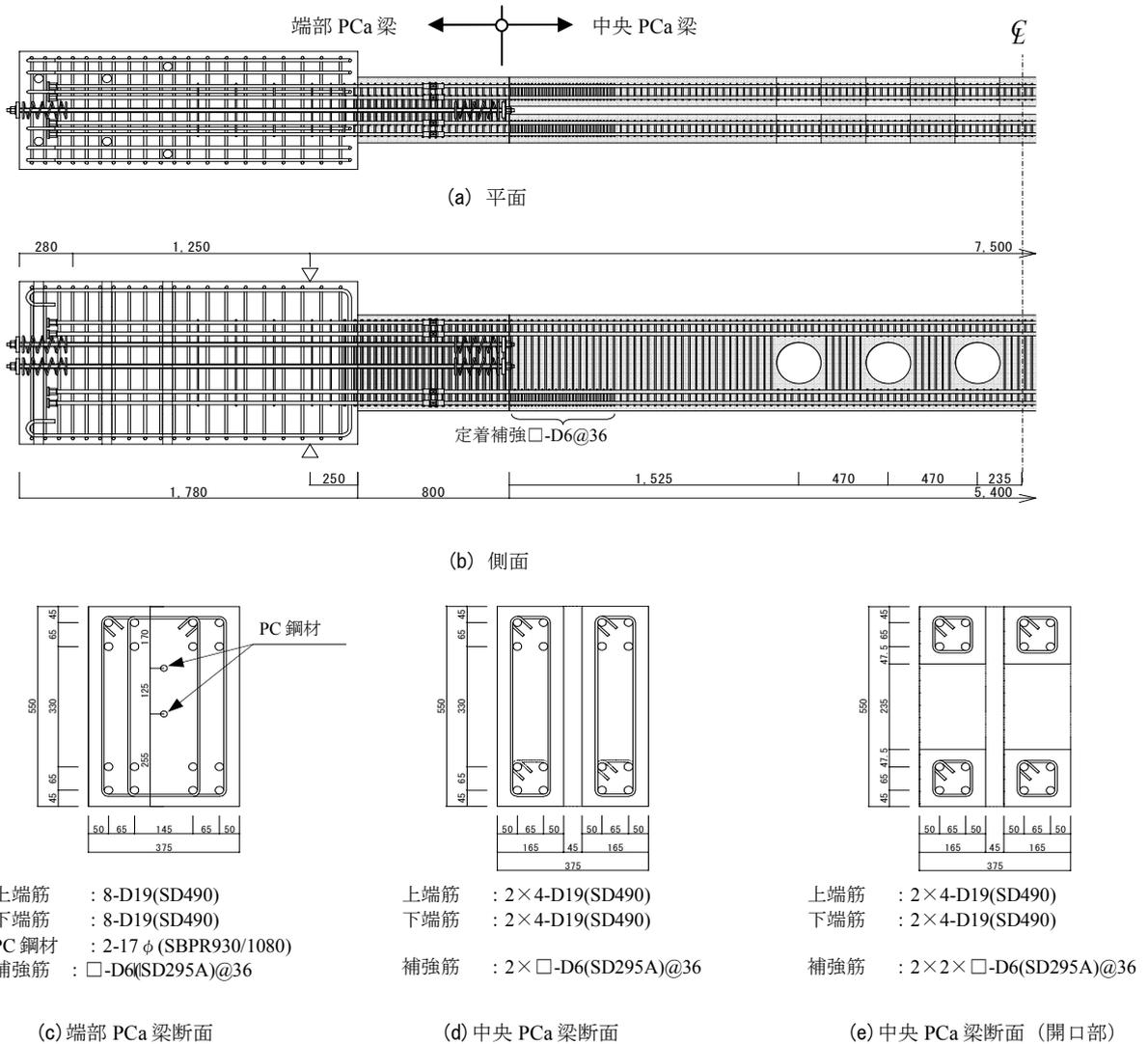


図-2 試験体図

2. 有開口並列 PCaPC 大梁工法の概要

図-1 に工法概要を示す。本工法の大梁は、梁端部は柱梁接合部一体型の工場ポストテンション方式の PCaPC 梁（以下、端部 PCa 梁）とし、梁中央部は鉛直面で材軸方向に 2 分割されたプレテンション PCaPC 梁（以下、中央 PCa 梁）を並列に組合せて構成するものである。地震時に高応力を受ける梁端部は通常の断面を確保し、梁中央部は PCa 部材を分割して軽量化を図っている。中央 PCa 梁には、設備配管用に複数の開口があり、並列する 2 つの中央 PCa 梁は床スラブによって一体とする。

端部 PCa 梁には梁主筋用の機械式継手を埋込んでおり、これと中央 PCa 梁から突出した梁主筋を接合することでフル PCa 部材同士の施工を可能とする工法である。

3. 長期荷重を作用させた曲げせん断実験

(1) 試験体計画

図-2 に試験体形状および配筋を示す。試験体は、梁端部の曲げ降伏を想定した約 1/2 縮尺モデルである。端部 PCa 梁および中央 PCa 梁の部材長は各々 780mm、5,400mm とし、両者間に 20mm の目地部を設けて梁の内法長さ L_0 は 7,000mm とした。端部 PCa 梁は幅 b が 375mm、せい h が 550mm である。中央 PCa 梁は、 $b \times h = 165 \times 550$ mm ($b/h=1/3.3$) の梁を 45mm のクリアランスを設けて並列させており、外形寸法を端部 PCa 梁と同じにしている。本実験では、中央 PCa 梁の 2 つの梁同士の挙動の差異を確認するためにスラブは設けておらず両者は一体化していない。

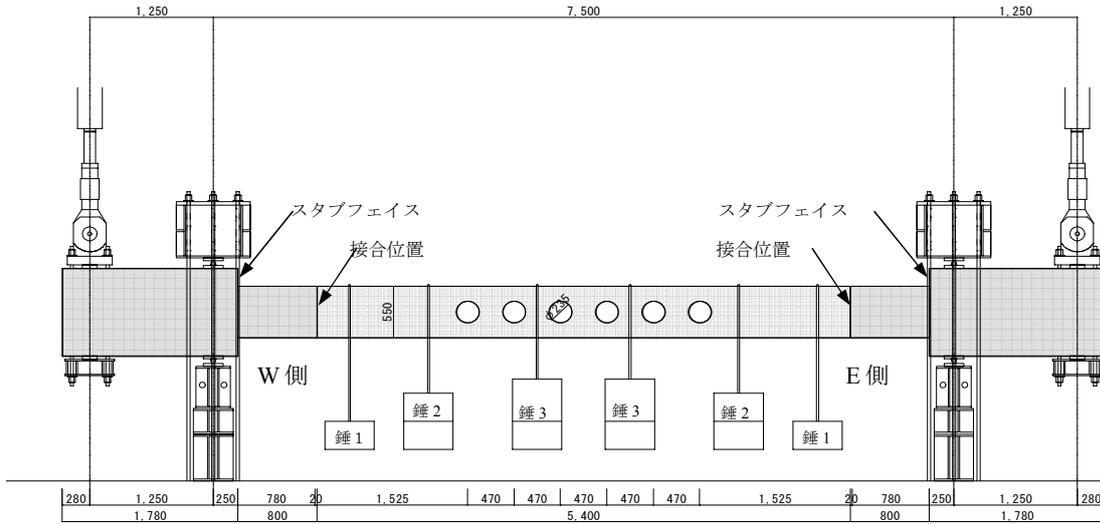


図-3 加力装置図

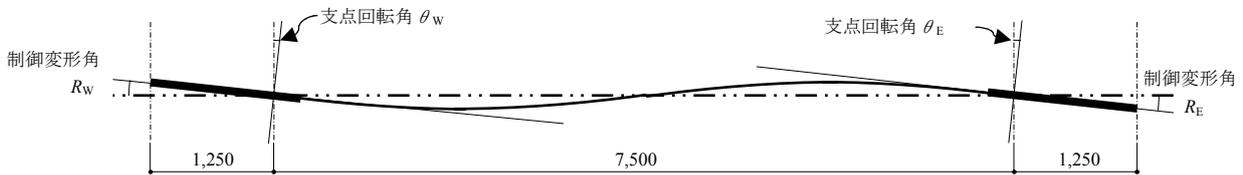


図-4 実験時の制御変形角 R と支点回転角 θ

中央 PCa 梁は、鉄筋緊張によるプレテンション PCa 梁^{1),2)}とし、あらかじめ下端主筋（各 4-D19 (SD490)）に引張力（ $\Sigma P=349\text{kN}$ ）を導入した状態でコンクリートを打設し、コンクリート強度の発現後に下端筋の引張力を解放しプレストレスを導入した。端部 PCa 梁はプレキャスト部材を想定（図-1 参照）しているが、本実験では中央 PCa 梁のプレストレス導入後に、中央 PCa 梁と端部 PCa 梁の主筋を機械式継手で接合し、その後コンクリートを打設した。コンクリート強度の発現後に、スタブ部分を含めて PC 鋼材（2-17φ (SBPR930/1080)）によりプレストレス（ $\Sigma P=344\text{kN}$ ）を導入した。なお、端部 PCa 梁および中央 PCa 梁の双方の接合面にはせん断コッターを設けている。

試験体の降伏位置は、プレストレス力および長期荷重の影響を受けるため、上端引張となる場合にはスタブフェイス位置、下端引張となる場合には中央 PCa 梁と端部 PCa 梁の接合位置となる。

表-1、表-2 に使用材料の試験結果を示す。

(2) 加力方法

図-3 に加力装置図を示す。加力は、錘を吊るすことによって長期荷重時の応力状態を模擬し、その後大野式加力装置により左右の油圧ジャッキで地震荷重に相当する逆向きの荷重を与える正負交番载荷とした。制御はジ

表-1 材料試験結果（鋼材）

使用部位	呼び名 (種別)	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
梁主筋	D19 (SD490)	538	715	16
補強筋	D6 (SD295A)	363	529	22
PC鋼材	17mm (SBPR930/1080)	106f [*]	1154	14

※0.2%オフセット値

表-2 材料試験結果（コンクリート）

使用部位	圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	圧縮強度 時のひずみ ϵ_0 [$\times 10^{-6}$]	ヤング係数 E [$\times 10^4 \text{N/mm}^2$]	割裂強度 σ_t [N/mm ²]
中央PCa梁	36	1890	2.69	3.2
端部PCa梁 スタブ	59	2560	3.39	3.8

ャッキ荷重によるスタブの変位で行い、図-4 に示すようにスタブの回転角を制御変形角 R とし、左右の変形角が等しく ($R=R_E=R_W$) なるように载荷した。加力履歴は、 $R=\pm 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ (各 2 回), $1/20$ (各 1 回) rad の正負繰返し载荷後、 $+1/10$ rad まで押し切ることとした。

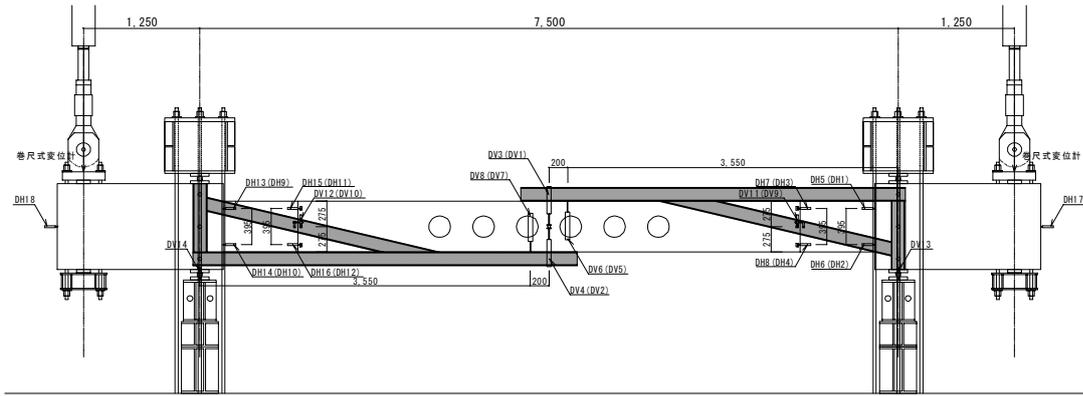


図-5 変位計測位置

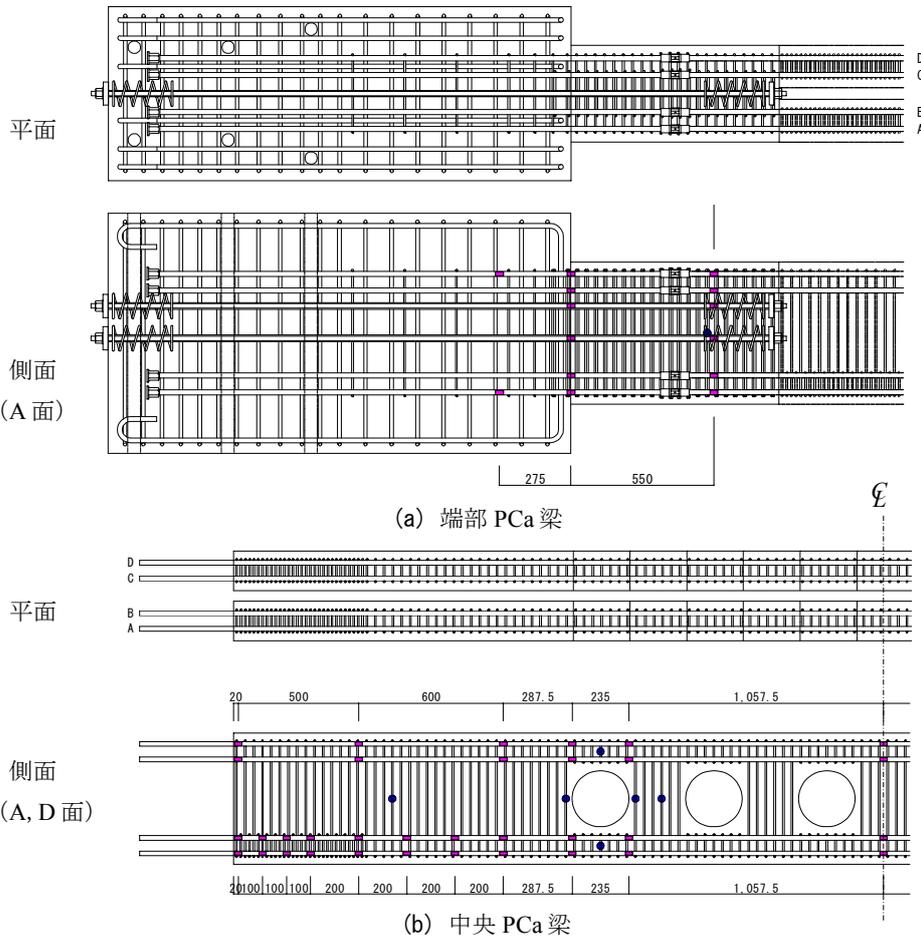


図-6 ひずみゲージ貼付位置

(3) 計測方法

図-5 に変位の計測位置を示す。変位はひずみゲージ式変位計を用い、ピン支点位置に固定した計測フレームを基準とし、梁中央位置と左右の計測フレーム間の変位 (DV1~4) および左右の計測フレーム間の変位 (DV5~8) を計測した。また、スタブフェイスの材端回転角 (DH1,2,5,6,9,10,13,14)、端部 PCa 部材と中央 PCa 部材の接合面の回転角 (DH3,4,7,8,11,12,15,16) およびずれ変形 (DV9~12) を計測した。

図-6 にひずみゲージの貼付位置を示す。ひずみの計測は、中央 PCa 部材の下端筋においては、材端部は材端 20mm の位置から鉄筋径 D の約 5 倍 ($=100\text{mm}$) ごとに 320mm まで、そこから中央に向かって鉄筋径 D の約 10 倍 ($=200\text{mm}$) ごとに 1,120mm まで、そして最も材端部側にある開口の両端および部材中央に貼付した。上端筋においては計測箇所を減じている。端部 PCa 梁は、スタブフェイス位置および $1.0D$ 離れた位置の主筋および PC 鋼棒に貼付した。

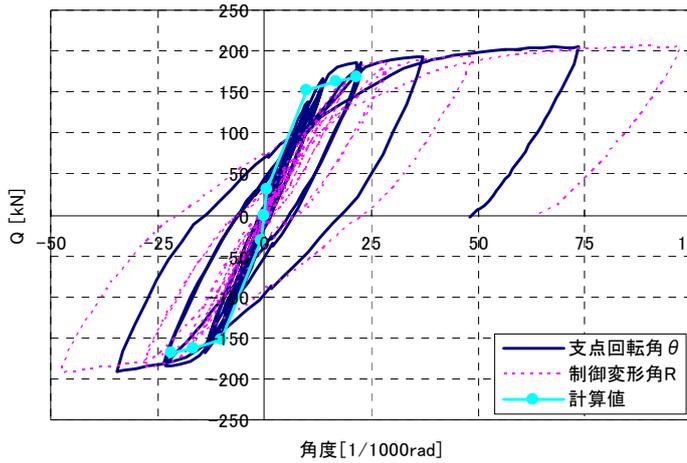


図-7 せん断力-支点回転角関係

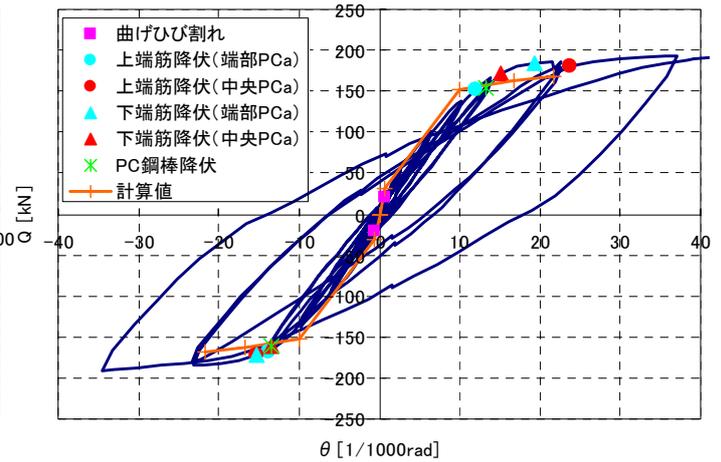


図-8 諸現象の発生状況



図-9 最終破壊状況

4. 実験結果

(1) 荷重-変形関係

図-7 に地震荷重に相当する鉛直加力による梁せん断力 Q と支点回転角 θ の関係を示す。同図には、両端のスタブフェイス位置が降伏することを仮定し、略算式によって算定した骨格曲線計算値および Q と制御変形角 R の関係を併記した。 Q - θ 関係の包絡線形状は、骨格曲線の計算値とおおむね対応している。また履歴ループは、エネルギー吸収能力に優れた紡錘形を示し、最終加力までせん断力の低下は見られなかった。

図-8 は Q - θ 曲線上に諸現象の発生状況を示し、骨格曲線の計算値と比較したものである。曲げひび割れの発生後、梁主筋の降伏現象は、正加力では端部 PCa 梁の上端、中央 PCa 梁の下端、端部 PCa 梁の下端、中央 PCa 梁の上端の順に確認された。端部 PCa 梁の上端主筋降伏後には、PC 鋼棒も降伏ひずみに達している。これらの諸現象の発生時期は、計算値とおおむね対応している。

(2) 破壊状況

図-9 に最終破壊状況を示す。長期荷重相当の鉛直荷重を載荷した時点で、端部 PCa 梁と中央 PCa 梁の接合位置で部材間に若干の目聞き変位が確認された。鉛直加力開始後、 $R = \pm 1/800\text{rad}$ への加力で端部 PCa 梁に曲げひび

割れが発生し、その後部材中央方向へとひび割れの本数が増加した。中央 PCa 部材の上面にプレストレス力によって生じていた曲げひび割れは、加力によってひび割れ長さが進展した。また $R = \pm 1/100\text{rad}$ への加力時には、最も端部側の開口周りにせん断ひび割れが発生した。

その後、 $R = +1/50\text{rad}$ への加力において、端部 PCa 梁のスタブフェイス位置の上端筋が降伏し、その後は前述のとおり、中央 PCa 梁の下端、端部 PCa 梁の下端、中央 PCa 梁の上端の順に梁主筋が降伏した。梁主筋降伏後、スタブフェイス位置で軽微なコンクリートの圧壊が生じ、その後の加力で圧壊が進展するとともに、ほぼすべての PC 鋼棒が降伏ひずみに達した。

最終 ($R = +1/10\text{rad}$) 加力時には、端部 PCa 梁のスタブフェイス位置でのコンクリートの圧壊ならびに梁接合位置での中央 PCa 梁端側のコンクリートの一部圧壊が生じていたものの、せん断力の低下は見られなかった。

また、中央 PCa 梁の 2 つの梁のひび割れ状況および各部の変形性状は同様であり、一体化されていないことによる影響は見られなかった。本実験の中央 PCa 梁のせいに対する幅の形状比は 1/3.3 であるが、この形状比がさらに小さくなる場合には検討が必要であろう。

(3) 回転角の推移

図-10 に地震荷重に相当する鉛直加力によるせん断力

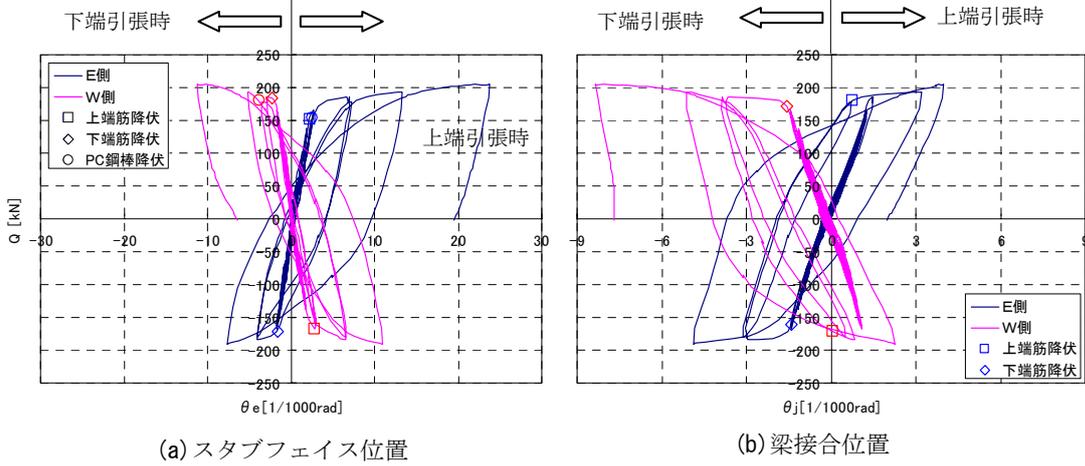


図-10 せん断力と回転角の関係

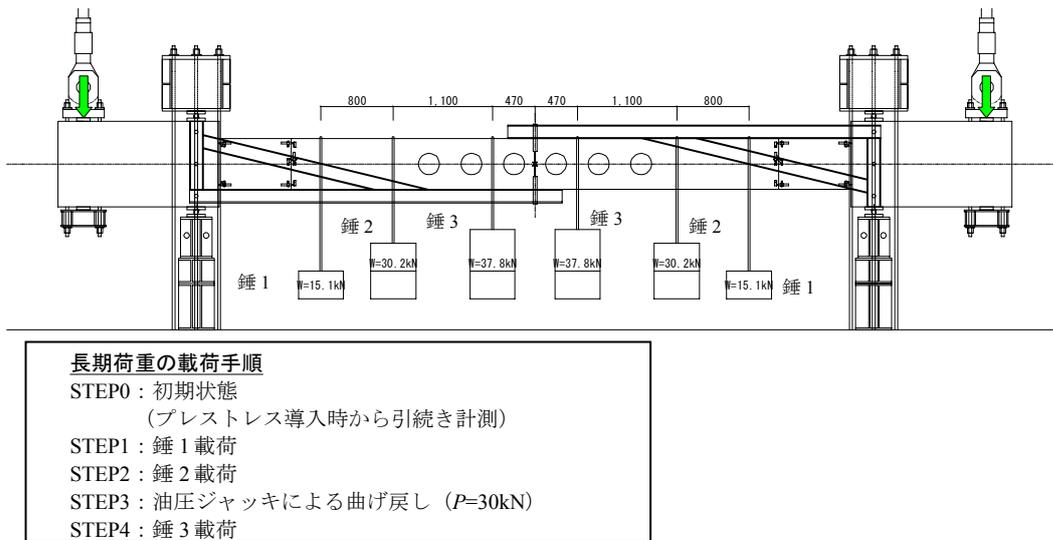


図-11 長期荷重の載荷手順

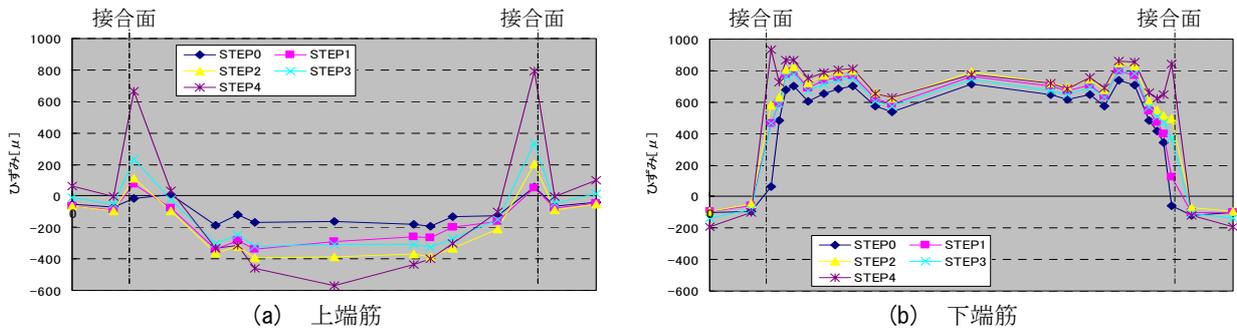


図-12 長期荷重の各載荷ステップにおける梁主筋のひずみ分布

Q とスタブフェイス位置の回転角 θ_e の関係および Q と PCa 梁の接合位置の回転角 θ_j の関係を示す。なお θ_e に比べて θ_j は小さいため、図の横軸のスケールを変えて表示している。ここでは、せん断力、回転角ともに長期荷重の影響は考慮していない。回転角は、主筋および PC 鋼棒の降伏とともに急激に大きくなっていることがわかる。

(4) 梁主筋のひずみ分布

a) 長期荷重作用時

図-11 に長期荷重に相当する鉛直荷重の載荷手順を、図-12 に各載荷ステップにおける梁主筋のひずみ分布を示す。長期荷重時の応力は、施工時解析結果を反映させた応力分布とし、載荷順序は端部上端、中央下端にひび割れを発生させないように図-11 に示すステップで作用

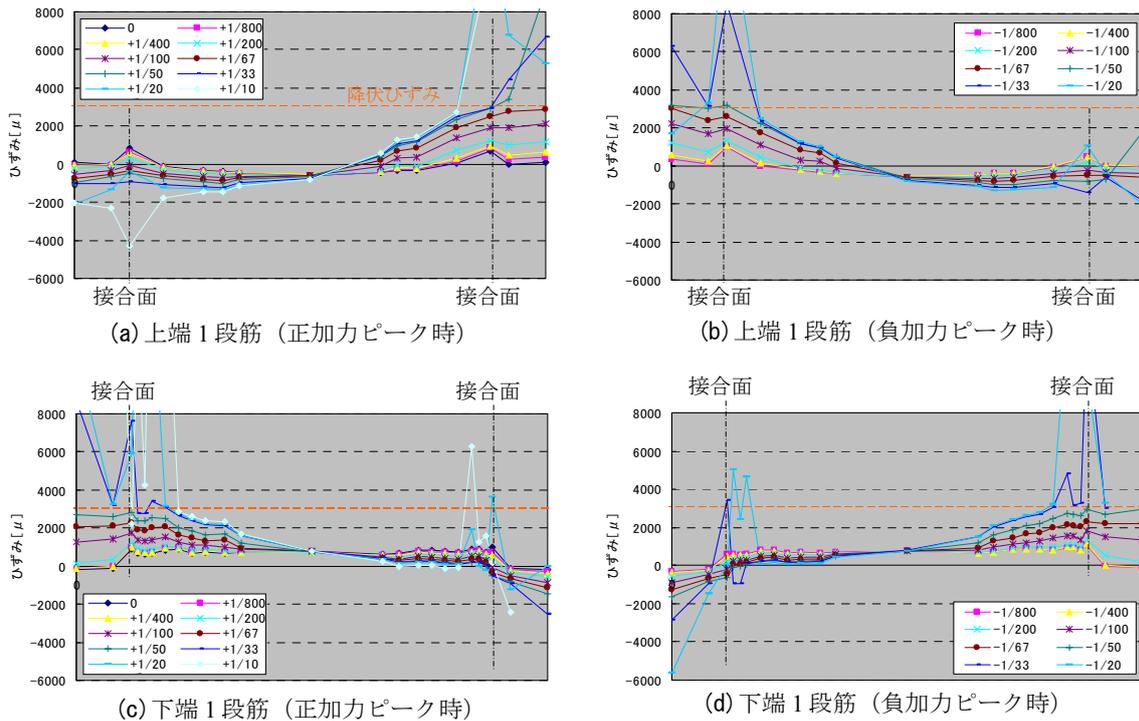


図-13 地震荷重作用時の梁主筋のひずみ分布

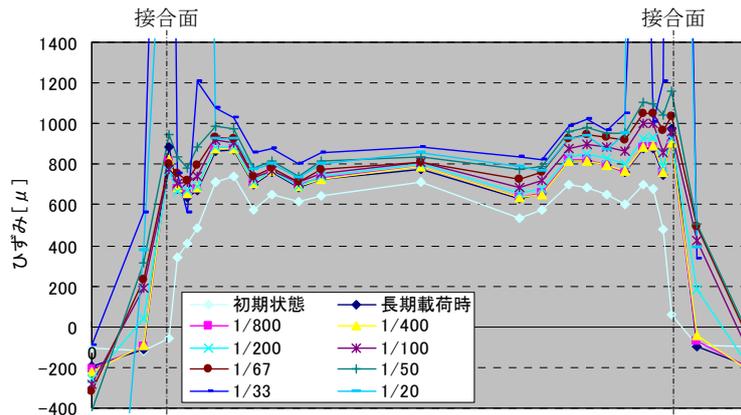


図-14 プレストレスを導入した中央 PCa 梁下端筋のひずみ分布 (下端 1 段筋)

させた。長期荷重を作用させる過程において梁接合位置のひずみは以下に示すように不連続となった。

初期状態 (STEP0) 以降、ひずみは上端筋、下端筋ともに引張側に大きくなり、垂載荷完了時 (STEP4) のひずみ増分量は上端筋で $\Delta\epsilon \approx +700\mu$ 、下端筋で $\Delta\epsilon \approx +900\mu$ となった。このときの接合位置の目開き変位は、上端筋位置で $\Delta\delta = 0.28\text{mm}$ 、下端筋位置で $\Delta\delta = 0.35\text{mm}$ であった。これらは曲げ変形に伴う材軸の伸びによる影響が梁接合位置に集中したためと考えられる。一方、接合面の鉛直方向のずれは、コッターの効果によって、ほとんど生じていない。

プレストレスを導入した中央 PCa 梁の下端筋の定着長さは、STEP4 時のひずみ分布を見ると中央 PCa 梁の端部から 200~300mm 程度であることを示している。

b) 地震荷重作用時

図-13 に地震荷重作用時の梁主筋のひずみ分布を示す。上端引張時にはスタブフェイス位置のひずみが先行し、下端引張時には梁接合位置のひずみが先行して大きくなっていることが分かる。

図-14 は、プレストレスを導入した中央 PCa 梁の下端 1 段筋について、各変形角経験後の除荷時のひずみ分布を示したものである。部材端部 (緊張鉄筋定着位置) での除荷時のひずみは、制御変形角 $R=1/200\text{rad}$ 程度までは長期荷重作用時の状態を保持しているが、その後は変形角が増すごとに徐々に増加している。

5. まとめ

有開口 PCaPC 並列大梁工法の概要および長期荷重と地震荷重の双方を作用させた載荷実験の結果について報告した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ① せん断力-変形角関係は、エネルギー吸収能力に優れた紡錘形を示し、最終加力までせん断力の低下が見られない良好な性状を示した。また、包絡線形状と骨格曲線の計算値はよい対応を示した。
- ② 並列配置させた2つの中央 PCa 梁のひび割れ状況および各部の変形性状は同様であり、分離されていることによる影響は見られなかった。
- ③ 鉛直荷重載荷後に、端部 PCa 梁と中央 PCa 梁の接

合部には 0.3mm 程度の目開き変位が確認された。これは曲げ変形に伴う材軸の伸びによる影響が接合面に集中したものと考えられるが、これについては今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 岩田, 大野, 鈴木, 斉藤, 鳥居: 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した PRC 合成はりの長期曲げ性状, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.963-964, 1996
- 2) 小田, 田野, 山中: ねじふし鉄筋を用いてプレストレスを導入したハーフ PCa 扁平梁部材の長期たわみ性状 (実験概要および中間結果), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.797-798, 2005

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

Autogenous Shrinkage Properties of Ultra-High-Strength Concrete Subjected to Early Heat Curing and their Prediction Technique

松田 拓 TAKU MATSUDA
蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

自己収縮特性の確認を目的として、低熱ポルトランドセメントとシリカフェームを混合した結合材（LSF）を用いた設計基準強度 100～150N/mm²級のコンクリートの供試体を、実構造物を模擬した温度で養生した。

その結果、自己収縮ひずみの傾向は、最高温度で 45℃～60℃を超えると、それよりも低い温度で養生された場合と大きく差があることを把握した。また、これらの実験結果を既往の研究と比較することで、初期高温履歴条件下の LSF の自己収縮特性を明らかにした。筆者らは、LSF の自己収縮ひずみを最高温度と有効材齢を用い、従来の予測式を修正することで予測する手法を提案した。また、他の実験結果を用いて、提案手法の適用性を確認した。

キーワード： 超高強度コンクリート、自己収縮、初期高温履歴、シリカフェーム

Concrete with design strength of 100 to 150 N/mm² using low-heat portland cement and silica fume (LSF) was subjected to thermal histories simulated as actual structures to examine their autogenous shrinkage properties. The autogenous shrinkage properties were found to change significantly when T_{max} exceeded 45 to 60 degrees. Comparing these results with previous studies on portland cement, the authors clarified the autogenous shrinkage properties of LSF concrete and proposed a technique for their prediction by modifying conventional estimation. Furthermore, the applicability of the proposed method was verified by comparison with previous experiments.

Key Words: Ultra-High-Strength Concrete, Autogenous Shrinkage, Early Heat Curing, Silica Fume

1. はじめに

近年、設計基準強度 (F_c) で 150N/mm² 級の超高強度コンクリートが実用化され、200N/mm² を超えるコンクリートも研究されている。一方、鉄筋コンクリートに生じるひび割れが注目されており、建築材料の品質および施工条件などを予測・評価し、建築物の要求性能を確実に達成することが求められている¹⁾。コンクリートのひび割れの原因として、打設後の乾燥（乾燥収縮）、水和反応による収縮（自己収縮）、温度応力などが挙げられる。高強度コンクリートの自己収縮は初期材齢時の水和反応に伴う温度条件（初期高温履歴）に大きく影響を受け²⁾、その程度は強度が高いほど大きい。このため超高強度コンクリートは初期ひび割れ発生の危険性が高く、その対策には自己収縮ひずみを定量化し、ひび割れ

の発生の有無を検証する必要がある。しかし、初期高温履歴と自己収縮の関係を定量的に評価した研究は少なく、水結合材比 (W/B) が 0.20 未満の領域では一般化された予測手法がない。

これまでに筆者らは、低熱ポルトランドセメント (L) にシリカフェーム (SF) を混入した結合材 (B) による $W/B=0.14\sim0.2$ の超高強度コンクリート ($F_c100\sim150N/mm^2$ 級) の実験により初期高温履歴が強度発現特性と自己収縮特性に及ぼす影響を確認し^{1), 3)}、初期高温履歴の最高温度 (T_{max}) が構造体コンクリート強度特性について支配的要因であることを示し、 T_{max} を取り入れたコンクリート力学特性の予測手法⁴⁾を提案している。

本研究では LSF を用いたコンクリートについて実験的検討を行い、自己収縮特性を明らかにした。さらに従来の自己収縮ひずみ式⁵⁾に T_{max} を取り入れ修正することで

初期高温履歴を受けたコンクリートの自己収縮ひずみを予測できることを示した。

2. 実験概要

(1) 実験の要因と水準

使用材料を表-1 に、コンクリート調合を表-2 にそれぞれ示す。表中の調合記号は、結合材 (B) の種類 (LSF) と W/B との組み合わせを表している。LSF14, 16, 20 は、それぞれ Fc150, 120, 100N/mm² を想定した調合である。試験水準は実構造物の初期高温履歴を考慮し、表-3 のように定めた。

(2) 自己収縮試験体の作製

コンクリートの練混ぜには容量 100L の強制 2 軸練りミキサを使用した。自己収縮試験体 (以下、試験体) は、「(仮) 高流動コンクリートの自己収縮試験方法⁶⁾」に準拠して作製し、100×100×400mm の角柱の中心部に熱電対内蔵型の埋込み型ひずみ計を設置した。各試験体はコンクリート打設後に封かんにし、最高温度が 35℃以上の履歴を与える試験体は、あらかじめ温度を 20℃に制御された温度可変制御槽の槽内で養生した。また最高温度が 20℃の試験体は、20℃にした室内で養生した。

並行して同じ温度条件下で試験体と同バッチのコンクリートの凝結試験を行った。

(3) 試験体への初期高温履歴の与え方

試験体の養生には温度可変制御槽を用いた。試験体を 20℃で養生した後、凝結始発と同時に昇温を開始した。昇温速度は実構造物の測定結果⁴⁾を参考に、2.92℃/hr とした。各試験体を所定の温度に達した時点で 6 面周囲を断熱材で覆った養生箱に移設することで、コンクリート部材内部の温度履歴を再現した。また断熱型枠を使用した場合を想定した試験体 (以下、断熱模擬) は槽内に存置し、 $T_{max}=90℃$ 到達後に温度を 0.25℃/hr の速度でゆっくりと温度を下げた。いずれの試験体も温度降下後は、各試験体材齢まで 20℃一定の雰囲気温度条件下に存置した。各コンクリートの温度履歴は、ほぼ計画どおりであった。自己収縮の測定は、LSF20, および LSF14 と LSF16 の $T_{max}=45℃$ の試験ケースは材齢 420 日までとし、その他は材齢 600 日まで実施した。

3. 実験結果

(1) 全ひずみと温度の測定結果

材齢 t (日) における、コンクリート打設直後からの

表-1 使用材料

材料		諸物性
結合材 (B)	低熱ポルトランドセメント (LSF)	密度:3.24g/cm ³ ,比表面積:3310cm ² /g
	シリカフェューム (SF)	密度:2.26g/cm ³ ,比表面積:22.5m ² /g
細骨材 (S)	千葉県万田野山砂,表乾密度:2.63g/cm ³ ,FM:2.53	
粗骨材 (G)	茨城県岩瀬産硬質砂岩砕石,表乾密度:2.65g/cm ³	
化学混和剤 (SP)	ポリカルボン酸系高性能AE減水剤	

表-2 コンクリート調合

調合記号	W/B	単位量[kg/m ³]				
		W	B=(L+SF)		S	G
			L	SF		
LSF14	0.14	150	964	107	386	888
LSF16	0.16	150	844	94	499	888
LSF20	0.20	150	675	75	658	888

表-3 試験水準

調合記号	練り上がり温度 T_0 [℃]	最高温度 T_{max} [℃]						
		20	35	45	55	60	70	90
LSF14	20	○	-	○	-	○	-	○
LSF16		○	○	○	○	○	○	○
LSF20		○	-	○	-	○	-	○

各試験体の温度 $T(t)$ (℃) と全ひずみ $\epsilon(t)$ ($\times 10^{-6}$) の測定結果を図-1 に示す。図中には、凝結の始発と終結時刻を併記している。実構造物の初期高温履歴条件下の自己収縮ひずみを精度よく再現するためには、自己収縮実験において実際の水和発熱による温度上昇のタイミングを模擬することの重要性が指摘されている⁶⁾。今回の実験ではほとんどの試験体で温度可変制御槽の温度上昇を開始した凝結始発時刻付近で自己発熱が確認されており、温度上昇のタイミングは水和発熱の開始時期を模擬できていると考えられる。 $T_{max}=20℃$ の試験体の全ひずみは、材齢 1.5 日から材齢 100 日程度にかけて、材齢の対数に対してほぼ直線的な収縮挙動を示した。その他の試験ケースは温度上昇に伴い初期に膨張し、温度が T_{max} に到達以降収縮した。 T_{max} が 60℃以上の試験ケースは、温度が T_0 に降下以降での収縮増進が非常に少なくなり、その傾向は T_{max} が高いほど顕著となった。温度が T_0 に降下後の $\epsilon(t)$ をみると、90℃断熱模擬試験体は T_{max} が同じ温度で断熱のない試験体よりも収縮量が大きい結果となった。

LSF14 について、全ひずみと温度との関係例を図-2 に示す。 $T_{max}=60℃$ および 90℃ (断熱模擬) の結果は、温度可変制御槽の温度を上昇させることで初期にコンクリート温度を上昇させた試験ケースの例である。また、 $T_{max}=20℃$ の結果は、練上がり温度が雰囲気温度よりも高いためにコンクリートが温度降下することで収縮し、その後自己発熱が確認された試験ケースの例である。 $T_{max}=60℃$ と 90℃ (断熱模擬) の全ひずみは、温度が T_0 に降下以降の収縮の増進が非常に少ない。温度降下後から材齢 600 日の両者の収縮量を比べると、 $T_{max}=60℃$ の

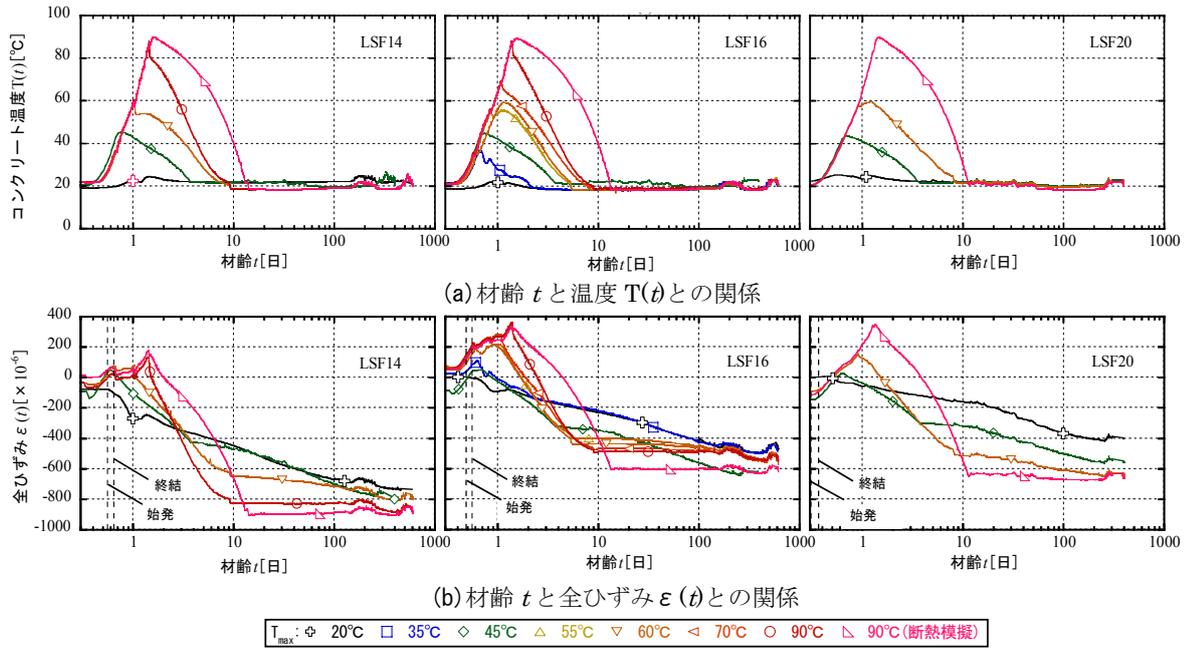


図-1 温度と全ひずみの測定結果

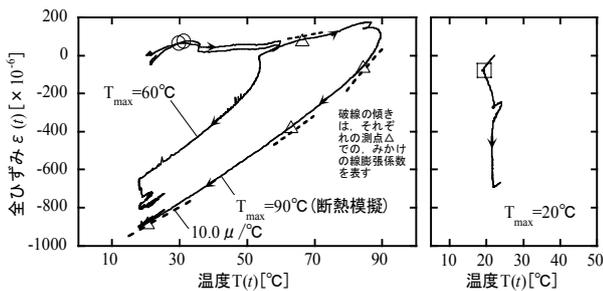


図-2 温度と全ひずみとの関係例

結果は -190μ 程度の収縮が認められるのに対し、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の結果は収縮が認められない。このことから、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の結果は温度が T_0 に降下時点で自己収縮がほぼ終了していると考えられる。また既報⁴⁾に示すように、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の試験ケースは温度が T_0 に降下以降、圧縮強度も増進していない。これら傾向は、LSF16, 20にも共通であった。以上より初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの圧縮強度と自己収縮ひずみは、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の温度履歴によりほぼ終局値が得られたと考えられる。

(2) 線膨張係数

図-2において、温度増分に対する全ひずみの増分は、自己収縮の影響を含んだ「見かけの線膨張係数⁸⁾」を表すと考えられる。 $T_{max}=60^\circ\text{C}$ および 90°C (断熱模擬)の見かけの線膨張係数は、自己収縮の影響を受けるため温度上昇過程の値は「真の線膨張係数」より小さく、温度降下過程での値は真の値より大きくなると考えられる。

また両者ともに T_{max} 到達以降に見かけの線膨張係数の値が徐々に小さくなることから、 T_{max} 到達以降で自己収縮の増進が徐々に小さくなる事が確認できる。

$T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)で温度が T_0 に降下時点の接線の傾きは、この時点で自己収縮が停止していることより、真の線膨張係数 (以下、線膨張係数) を表すと考えられる。図中に示すように温度降下時点の接線の傾きは約 $10.0 \mu/^\circ\text{C}$ であったことから、以降の検討では全ひずみ測定値より線膨張係数を $10.0 \mu/^\circ\text{C}$ 一定として温度ひずみを差し引くことで自己収縮ひずみを求めた。コンクリートの線膨張係数は若材齢で大きく材齢に伴い減少し、一定値に収束することが示されており⁷⁾、線膨張係数の厳密な評価は自己収縮ひずみのより高精度な予測に重要である。しかし、温度応力解析の検討においては、実構造物の全ひずみの予測が重要であり、温度履歴と自己収縮の起点を適切に評価すれば、その温度に事前検討に用いた線膨張係数を適用して自己収縮ひずみを求め加算することで全ひずみを評価できる⁹⁾との観点から、今回はこのような整理を行った。

線膨張係数は W/B の低下に伴い若干増加することが知られ¹⁰⁾、本研究と同様の超高強度コンクリートについては一定値に収束した時点で $10 \mu/^\circ\text{C}$ を超える値が報告されている⁷⁾。今回得られた値は、既往の研究に比べ小さいが、今回の結果は温度変化幅が大きく、かつ温度降下時の値で、そのような場合の線膨張係数の測定値は温度上昇時の値よりも小さいとする実験結果¹¹⁾と符合しており、実現象を捉えていると考えられる。硬化コンクリー

トの線膨張係数が温度上昇と降下過程で異なることは、建物供用期間中の温度応力や耐火性能評価に留意すべき事項であり今後検討が必要と考える。

(3) 自己収縮ひずみの起点

図-2 で $T_{max}=60^{\circ}\text{C}$ および 90°C の結果をみると、全ひずみは温度上昇開始直後に膨張挙動を示すものの、 30°C 付近で見かけの線膨張係数が変化する変曲点 (○) が認められた。田澤¹²⁾はこの変曲点をコンクリートの凝結時に対応するとし、大友ら⁸⁾は自己収縮ひずみの起点としている。 $T_{max}=20^{\circ}\text{C}$ の結果をみると、コンクリート温度が降下後に温度膨張が開始する付近で見かけの線膨張係数が急変する変曲点 (□) が認められた。図-3 に材齢と全ひずみとの関係に、前述の変曲点 (○, □) を併記し示す。変曲点はいずれの試験ケースもほぼ同時期に現れており、全ひずみが収縮を開始する、または進行速度が急変する時点であった。そこで、本検討ではこのような変曲点を自己収縮ひずみの起点として取り扱うこととする。自己収縮の起点については、凝結始発とする考え方⁵⁾以外に、終結¹³⁾やそれ以降⁸⁾となることが報告されている。 B/W と自己収縮ひずみの起点 t_{e0} (日) と、凝結の始発・終結の確認された有効材齢 t_e (日) との関係を図-4 に示す。自己収縮ひずみの起点はばらつきが見られるが、平均値でみると既往の研究¹³⁾と同様に終結に近い結果となり、終結時の t_e と B/W との関係を用いて、式(1)が得られた。

$$t_{e0} = 0.132 \times B/W - 0.284 \quad (1)$$

(4) 自己収縮ひずみの測定結果

有効材齢 t_e での、各試験体の温度 $T(t_e)$ と自己収縮ひずみ $\epsilon_c(t_e)$ の測定結果を図-5 に示す。図中には凝結の始発と終結時刻を併記している。また図-5 中には、LSF14 の既報データ結果 (20°C 一定条件)²⁾の材齢 1,800 日までの測定結果を併記している。自己収縮ひずみの増進傾向は、 $T_{max} \leq 45^{\circ}\text{C}$ の試験ケース (以下、CASE-1) と、 $T_{max} \geq 60^{\circ}\text{C}$ の試験ケース (以下、CASE-2) に大別された。主な傾向として、以下が確認された。

- ① CASE-1 の $\epsilon_c(t_e)$ は有効材齢 1.5 日から 100 日程度にかけて有効材齢の対数に対してほぼ直線的な形で増進しており、有効材齢で統一的に表現できる。
- ② CASE-2 の $\epsilon_c(t_e)$ は、 $T(t_e)$ が $45 \sim 60^{\circ}\text{C}$ まで上昇した時点で CASE-1 から乖離して大きくなり、 $T(t_e)$ が T_0 に降下以降では増進が非常に小さくなる。
- ③ 温度が T_0 まで降下以降の $\epsilon_c(t_e)$ 増進は、 T_{max} が高いほど少なく、 $T_{max}=90^{\circ}\text{C}$ (断熱模擬) では増進が

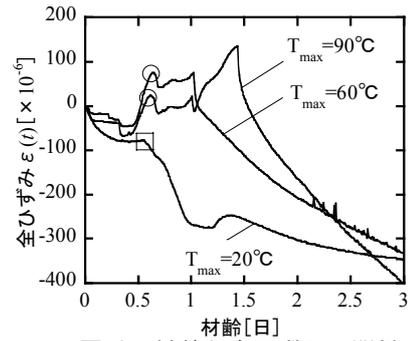


図-3 材齢と全ひずみの関係

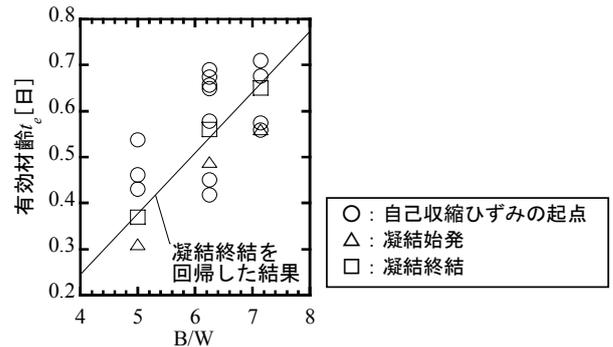


図-4 自己収縮ひずみの起点

見られない。

- ④ 長期材齢の結果をみると、CASE-2 の $\epsilon_c(t_e)$ は CASE-1 の $\epsilon_c(t_e)$ と同等になった以降は CASE-1 と同様の増進傾向を示す。

$\epsilon_c(t_e)$ と既報⁴⁾で示した強度 $f(t_e)$ (N/mm^2) と t_e との関係を、有効材齢 100 日の範囲で後述する回帰曲線と併せて図-6 に示す。ただし $\epsilon_c(t_e)$ の CASE-2 は、 $T(t_e)$ が T_0 まで降下する以前のデータを表示している。 $\epsilon_c(t_e)$ と $f(t_e)$ の特性は、 $T_{max}=45 \sim 60^{\circ}\text{C}$ を境に変化する点や、CASE-1, 2 それぞれの温度履歴範囲で t_e により統一的に表現できる点で同様であった。一方、CASE-2 の $f(t_e)$ が有効材齢 28 日以降ほぼ収束するのに対し、CASE-2 の $\epsilon_c(t_e)$ は温度が T_0 に降下するまで増進する点では、両者の特性は異なった結果となった。

(5) 考察

a) T_{max} による自己収縮特性の変化

伊藤ら¹⁴⁾は、異なる温度条件下で普通ポルトランドセメント (N) による $W/B=0.25$ のセメントペーストを養生し、細孔径分布と密度と結合水量の測定結果から $40 \sim 60^{\circ}\text{C}$ の間を境界として空隙組織構造が大きく変化することを示している。また菅俣ら¹⁵⁾は、高温環境でシリカフェーム自身の反応率が高まり硬化体組織が緻密になることで初期強度が著しく高くなることに加え、強度発現性には組織の緻密化以外の要因も関係していることを考察

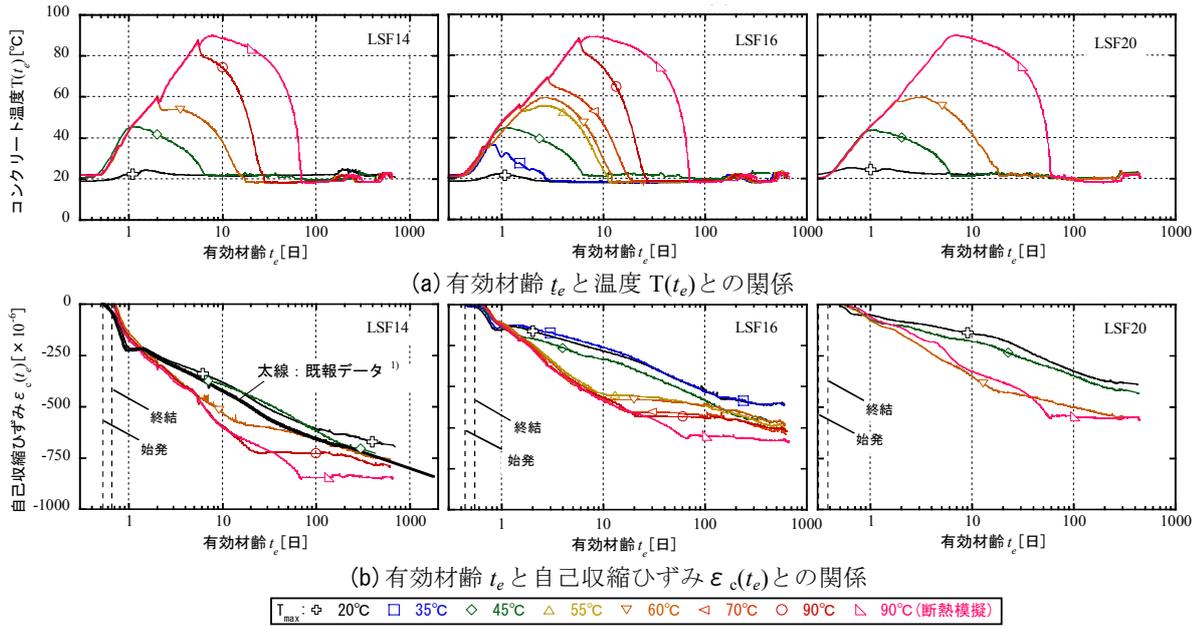


図-5 温度と自己収縮ひずみの測定結果

している。一方で筆者らは、超高強度コンクリートの長期クリープ特性について初期高温履歴を受けたものと受けていないものを比較し、載荷時圧縮強度が同等であっても前者のクリープひずみが後者の60%程度と非常に小さいことを確認している¹⁶⁾。これらのことと今回の実験結果を考察すると、結合材にLSFを使用したコンクリートは、 $T_{max}=45\sim 60^\circ\text{C}$ を境界としてセメント硬化体生成過程が変化し、強度・収縮・クリープそれぞれの特性が異なる空隙組織構造や水和物形態が生成されることが考えられる。従来、高強度コンクリートの強度や自己収縮への温度履歴の影響は、有効材齢 t_e などのマチュリティによる統一の評価が難しい場合があることが知られ²⁾、そうした場合の補正手法が提案されている^{2), 5), 7), 13)}。しかし、上述のように T_{max} により物性が顕著に変化するのであれば、異なる温度履歴の自己収縮ひずみすべてを统一的に扱うよりも温度履歴の範囲で場合分けして評価するほうが妥当であると考えられる。

CASE-2で温度が T_0 まで降下以降に停滞したことについても、 $T_{max}=45\sim 60^\circ\text{C}$ を境界としたセメント硬化体生成過程の変化が原因と考えられるが、 T_{max} が高くて保持時間が長いものほど温度降下までの間にシリカフェームが十分に反応するため、温度降下以降の自己収縮増進が少なくなると考えられる。これについてはポルトランドセメント系コンクリートの特性と併せ、後でも触れる。

図-5の $\epsilon_c(t_e)$ をみると、有効材齢2日以前の初期材齢で顕著に増進することによる屈曲点が確認され、この時期以降CASE-1とCASE-2が乖離している。初期材齢時で屈曲点が確認される現象はこれまでも報告され⁷⁾、高

橋ら¹⁷⁾はセメント粒子同士が接触して強固な骨格を形成することに起因すると考察しているが、その機構は明らかとされていない。今回得られた傾向は、この時点の T_{max} のセメント硬化体生成過程への影響についてのメカニズムが将来解明されることで説明づけられると考えられる。

b) 長期材齢における自己収縮特性について

初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮ひずみが長期測定された報告はほとんどない。図-5のLSF14の結果では、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の $\epsilon_c(t_e)$ は有効材齢2,000日を超える長期材齢でCASE-1と交差すると推定できる。これ以降の傾向として、以下の4通りが考えられる。今後も測定を継続し確認する。

- ① 全試験ケースの $\epsilon_c(t_e)$ 増進が停止して、終局値が $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の結果と同じになる。
- ② CASE-1の $\epsilon_c(t_e)$ は増進を続けるが、CASE-2の $\epsilon_c(t_e)$ は増進が停止し終局値が $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の結果と同じになる。
- ③ CASE-1と、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)を除くCASE-2の $\epsilon_c(t_e)$ が同一曲線上で増進を続け、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の $\epsilon_c(t_e)$ は停止したまま。
- ④ $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬)の $\epsilon_c(t_e)$ も増進を開始し、全試験ケースの $\epsilon_c(t_e)$ が同一曲線上で増進する。

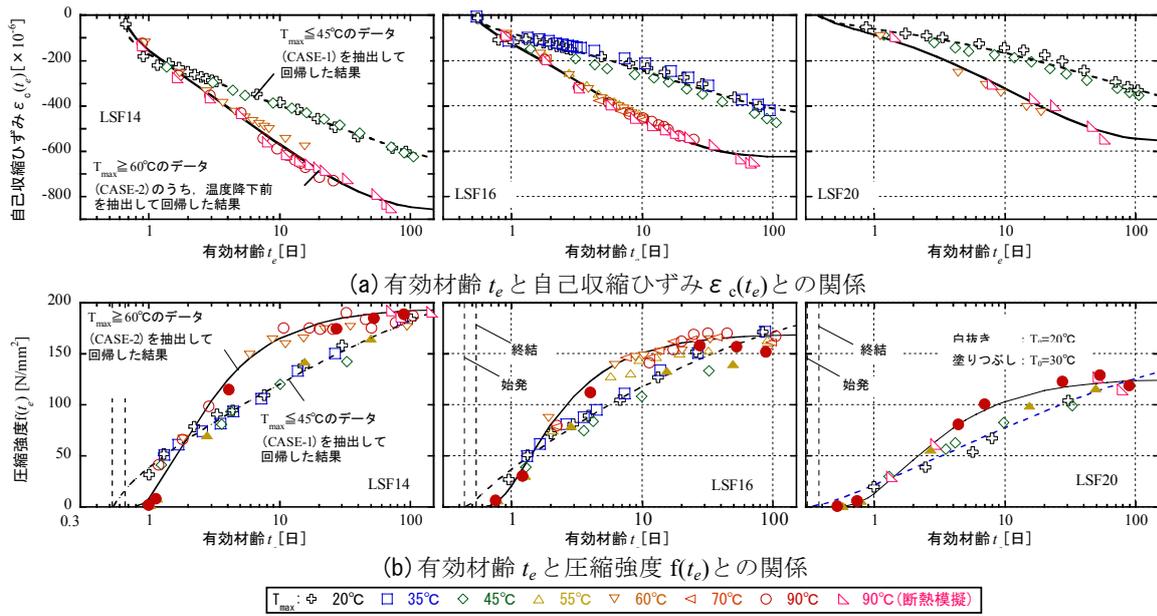


図-6 有効材齢と自己収縮ひずみおよび圧縮強度との関係

4. 自己収縮特性と予測手法の検討

(1) 既往の予測手法

ここでは初期高温履歴を受けるポルトランドセメントの自己収縮特性を整理し、従来予測式の適用性を確認する。次に今回の実験値より従来予測式中の各係数を求め、LSF すなわち低熱ポルトランドセメントにシリカフェームを添加した結合材の特性を考察する。併せて LSF への従来予測式の適用性を検討する。

代表的な従来予測式に、マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008⁵⁾の予測式 (JCI 予測式) (2)~(5)が挙げられる。自己収縮ひずみ $\varepsilon_c(t_e)$ は、速度定数 a と b 、補正係数 γ 、終局値 $\gamma \varepsilon_{c0}$ を定めることで与えられる。JCI 予測式は、 T_{max} が高くなると自己収縮が若干大きくなるように、式(3)第二項に T_{max} を取り入れているが、進行速度を表す a 、 b は式(5)のように T_{max} によらず与えている。また、普通ポルトランドセメントと高炉セメント B 種以外の結合材については、実験データが十分でなく、適用性が低下する可能性が付記されている。

$$\varepsilon_c(t_e) = \gamma \varepsilon_{c0} \beta(t_e) \quad (2)$$

$$\varepsilon_{c0} = 3070 \exp\left\{7.2(W/B)\right\} + 50 \times \left[1 - \exp\left\{1.2 \times 10^{-6} \times (T_{max} - 20)^4\right\}\right] \quad (20^\circ\text{C} \leq T_{max} \leq 70^\circ\text{C}) \quad (3)$$

$$\beta(t) = 1 - \exp\left\{-a(t_e - t_{c0})^b\right\} \quad (4)$$

$$a = a_1 \exp\left\{a_2(W/B)\right\}, \quad b = b_1 \exp\left\{b_2(W/B)\right\} \quad (5)$$

ここに、普通ポルトランドセメント (N) の場合：

$$\gamma = -1.0, \quad a_1 = 3.7, \quad a_2 = -6.8, \quad b_1 = 0.25, \quad b_2 = 2.5$$

低熱ポルトランドセメント (L) の場合：

$$\gamma = -0.4, \quad a_1 = 2.4, \quad a_2 = -6.5, \quad b_1 = 0.12, \quad b_2 = 2.7$$

(2) 自己収縮特性と JCI 予測式の修正検討

a) ポルトランドセメントの検討

ここでは既往の研究を引用し、初期高温履歴を受けるポルトランドセメントの自己収縮特性を考察し、JCI 予測式の適用性を検討する。

低熱ポルトランドセメント (L) について、 $W/B = 25\%$ 、 $T_{max} = 20^\circ\text{C}$ と 60°C とした上原らの結果¹⁸⁾ (表-4 中の L25) から、3.(2)、3.(3)の手順で自己収縮ひずみを求めた結果を図-7 に示す。図中には JCI 予測式による推定値を併記した。 $T_{max} = 20^\circ\text{C}$ と 60°C の結果は、 $T_{max} = 60^\circ\text{C}$ の温度が T_0 に降下するまでの範囲で、有効材齢で統一的に評価できる。しかし温度降下以降、 $T_{max} = 20^\circ\text{C}$ の結果は緩やかに増進するが、 $T_{max} = 60^\circ\text{C}$ の結果は増進が停滞し、緩やかに膨張挙動を示した。JCI 予測式と比較すると、 $T_{max} = 20^\circ\text{C}$ と $T_{max} = 60^\circ\text{C}$ の結果ともに有効材齢 1 日付近で差異がみられる (これについては 4.(3). b) で考察する) が、それ以降では $T_{max} = 20^\circ\text{C}$ の結果は長期材齢まで、 $T_{max} = 60^\circ\text{C}$ の結果は温度降下までの範囲で対応が良い。ただし $T_{max} = 60^\circ\text{C}$ の値は $T_{max} = 20^\circ\text{C}$ の値よりも大きくはなく、式(3)第二項の補正が必要な結果とはなっていない。また橋田ら¹⁹⁾ は、初期高温履歴を受ける普通ポルトランドセメント (N) および高ピーライト系ポルトランドセメントを用

表-4 実験データの回帰

調査	LSF14		LSF16		LSF20		L25	
温度履歴の範囲	CASE		CASE		CASE		CASE	
CASE-1: $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$	-1	-2	-1	-2	-1	-2	$T_{max} = 20^\circ\text{C}$	$T_{max} = 60^\circ\text{C}$
CASE-2: $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$								
t_{e0} [日]	0.66		0.54		0.38		0.45	
$\gamma \varepsilon_{c0} [\times 10^{-6}]$	-752	-871	-465	-626	-489	-562	-239	-228
a	0.37	0.34	0.27	0.35	0.16	0.22	0.89	0.73
b	0.32	0.51	0.45	0.60	0.42	0.60	0.24	0.25
R^2	0.99	0.99	0.98	0.99	0.97	0.98	0.93	0.91

表-5 各係数の設定方法

各係数の設定方法	T_{max} の範囲 $[\text{C}]$	
	$T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$	$T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$
	γ	-0.61
a	式(6)による	
b	式(8)による	式(10)による
t_{e0}	式(1)による	

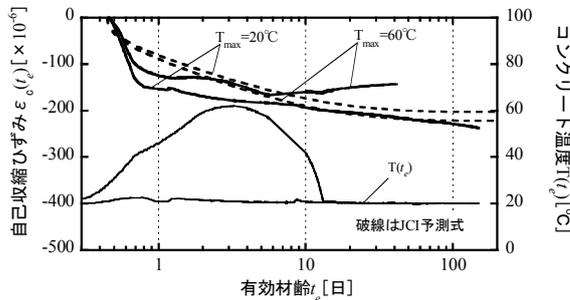


図-7 L25¹⁸⁾の自己収縮ひずみと温度

いた高強度コンクリートの自己収縮ひずみを測定している。その結果、 T_{max} 付近までは初期高温履歴の影響を有効材齢で統一的に表現できるが、温度降下以降では初期高温履歴を受けたものが早期に収束し、前述の L25 と同様な傾向を示したことを報告している。一方、温度降下後の停滞もしくは膨張挙動はこれまでも報告されており^{7),13),20)}、全ひずみから自己収縮ひずみを算出する際に線膨張係数を徐々に大きく設定することでこのような挙動とならない例が示されている¹³⁾。しかし、L25 の線膨張係数は温度降下時の実測値から求めており、温度降下以降の試験体の養生条件は 20°C 封かんで温度変化していないことから、停滞もしくは緩やかな膨張挙動は実際に観測されたと考えられる。早野ら²⁰⁾は、ポルトランドセメント系コンクリートの一軸拘束試験体の鉄筋ひずみから収縮応力低下という形で同様の傾向を示し、X 線回折と SEM 観察により初期高温履歴の水和生成物への影響を調べているが、現象の解明には至っていない。しかし、初期高温履歴を受けることで自己収縮が停滞することは LSF にも見られた傾向であり、こうした取り組みは初期高温履歴の影響メカニズム解明に重要と考えられ、対象を LSF まで広げ今後実施する予定である。

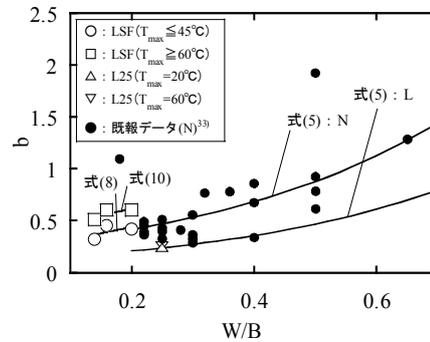
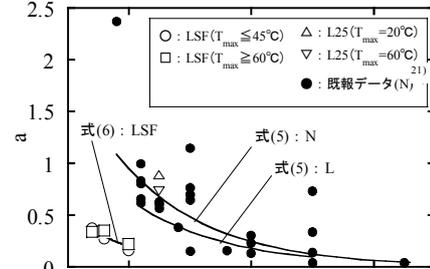
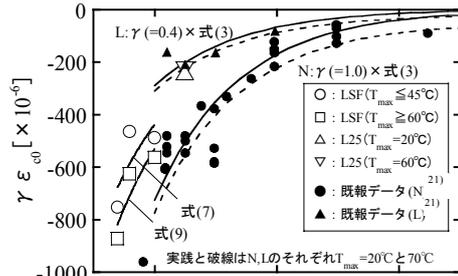


図-8 JCI 予測式の各係数と W/B との関係

以上より、ポルトランドセメントを用いたコンクリートの自己収縮特性は、以下のように考えられる。

- ① 温度が T_0 に降下するまでは初期高温履歴の有無に関わらず、有効材齢で統一的に表現できる。
- ② 初期高温履歴を受けると温度降下後の増進が停滞する。

また、JCI 予測式は L (低熱ポルトランドセメント) にも適用可能であることがわかった。ただし JCI 予測式を用いる場合には、初期高温履歴を受ける場合の式 (3) 第二項の補正の必要性和、温度降下以降の収縮停滞が表現されていない点に留意が必要である。

b) シリカフュームを添加した結合材を含めた検討

LSF について図-6 に示したデータ範囲を $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ に分類し抽出し、式(3)の第一項および式(4)の形で回帰分析することで、各係数 $\gamma \varepsilon_{c0}$ 、 a 、 b を求めた。また L25 については、 t_{e0} には実測値を用い、 $T_{max} = 20^\circ\text{C}$ と 60°C の結果それぞれについて LSF と同様のデータ整理を行った。ただし、L25 ($T_{max} = 60^\circ\text{C}$) の結果は温度降下以前のデータのみを用いた。LSF の回帰曲線を図-6 (a) に、LSF と L25 の回帰分析結果を表-4 に

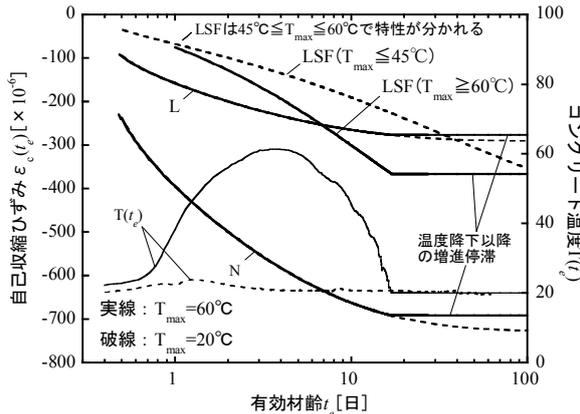


図-9 自己収縮ひずみの算定例 (W/B=0.2)

示す。図-8は各係数のW/Bとの関係を示しており、LSFについて後述する回帰曲線を示している。図-8中には、川合・宮澤らのNとLについての実験結果²¹⁾と、N、LについてのW/Bとの関係式⁵⁾を示している。L25の結果をみると、 $\gamma_{\epsilon_{c0}}$ 、a、bいずれも $T_{max}=60^\circ\text{C}$ の結果と 20°C の結果がほぼ同じであり、おおむねJCI予測式の関係式上にあった。LSFの結果をみると、NおよびLとはW/Bの範囲が異なるものの $\gamma_{\epsilon_{c0}}$ はNとLの中間的な値を示している。aは T_{max} の違いによる差異がなく、N、Lより小さい値となった。aの値は小さくなると長期材齢にかけ緩やかに自己収縮が増進する特性を表すことから、LSFはポルトランドセメントに比べてこの傾向が強いと考えられる。bは $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ の場合が $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の場合より大きく、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ はNの関係式の延長にあった。これらの傾向は、実験データのばらつき範囲を考慮してもLSFの自己収縮特性を表すものと考えられる。

次に γ とbは $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ それぞれの範囲のデータを用い、一方でaはLSFの $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 両方のデータを用い、JCI予測式の形で回帰してW/Bとの関係式(6)~(10)を得た。

$$a = 1.51 \times \exp\{-10 \times (W/B)\} \quad (6)$$

CASE-1($T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$):

$$\gamma_{\epsilon_{c0}} = -0.61 \times 3070 \exp\{-7.2(W/B)\} \quad (7)$$

$$b = 0.24 \times \exp\{3.1 \times (W/B)\} \quad (8)$$

CASE-2($T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$):

$$\gamma_{\epsilon_{c0}} = -0.73 \times 3070 \exp\{-7.2(W/B)\} \quad (9)$$

$$b = 0.40 \times \exp\{2.2 \times (W/B)\} \quad (10)$$

以上の検討より γ 、a、bに式(6)~式(10)の形で T_{max} を取り入れ修正することで、JCI予測式の適用範囲をLSFのW/B=0.14~0.20まで拡張することができた。各係数の与え方を表-5に示す。図-8においてLSF、N、L

表-6 試験データ概要

試験体記号	W/B	T ₀ (°C)	T _{max} (°C)	試験体形状	養生条件	試験 シリーズ
14-20-20	0.14	20	20	□-100mm× 100mm×400mm	温度可変制御槽内で封かん	既報 ²¹⁾
14-30-90		30	90			
14-30-20		30	20			
14-30-55		30	55			シリーズ1
14-30-70		30	70			
16-20-20	0.16	20	20	□-500mm× 500mm×400mm	6面を断熱し封かん	既報 ²¹⁾
16-20-60		20	60			
16-30-90		30	90			
16-20-20		20	20			シリーズ2
20-30-55		30	55			
20-30-90	0.20	30	90	□-100mm× 100mm×400mm	温度可変制御槽内で封かん	シリーズ2
20-30-90D		30	90			

※シリーズ1は実機試験

それぞれのデータのあるW/B=0.20における算定結果を図-9に示す。図中には、初期高温履歴($T_{max}=60^\circ\text{C}$ 、 20°C)の例を併記している。ただしN、Lについては式(3)の第二項を考慮していない。また初期高温履歴を受ける場合($T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$)については、傾向をわかりやすく捉えることを目的とし、温度が T_0 に降下以降の増進がないものとして表記している。LSFの自己収縮特性は、以下のように考えられる。

- ① T_{max} が $45 \sim 60^\circ\text{C}$ までは初期高温履歴によらず有効材齢で評価できる。
 - ② T_{max} が $45 \sim 60^\circ\text{C}$ を超えると増進速度が速くなる。
 - ③ $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ では長期材齢にかけ増進するが、 $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ では温度が T_0 に降下以降の増進が停滞する。
- また、結合材ごとの差異は、以下のように考えられる。
- ④ 初期材齢の増進速度は、 $N > L > \text{LSF}$ だが、LSFは $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の場合に長期にかけ増進しLよりも大きくなる。
 - ⑤ T_{max} が 60°C を超えるとLSFの増進速度はNと同等かそれ以上となる。

④の傾向はこれまでも報告されており²²⁾、高温環境でないことからシリカフェームの反応率が低く、長期にかけポズラン反応が緩やかに進行することが考えられる。また⑤については、 T_{max} が $45 \sim 60^\circ\text{C}$ を超えるとシリカフェームの反応率が高まる¹⁵⁾ために増進速度が速くなることが考えられる。

(3) 提案手法の適用性の検証

a) 推定値と実測値との比較

別途に実施した自己収縮ひずみ測定結果を用い、提案手法の適用性を検証する。検証に用いた試験データの概要を表-6に示す。試験シリーズには既報¹⁾データに加えて、別途実施した実機試験および追加実施した室内試験

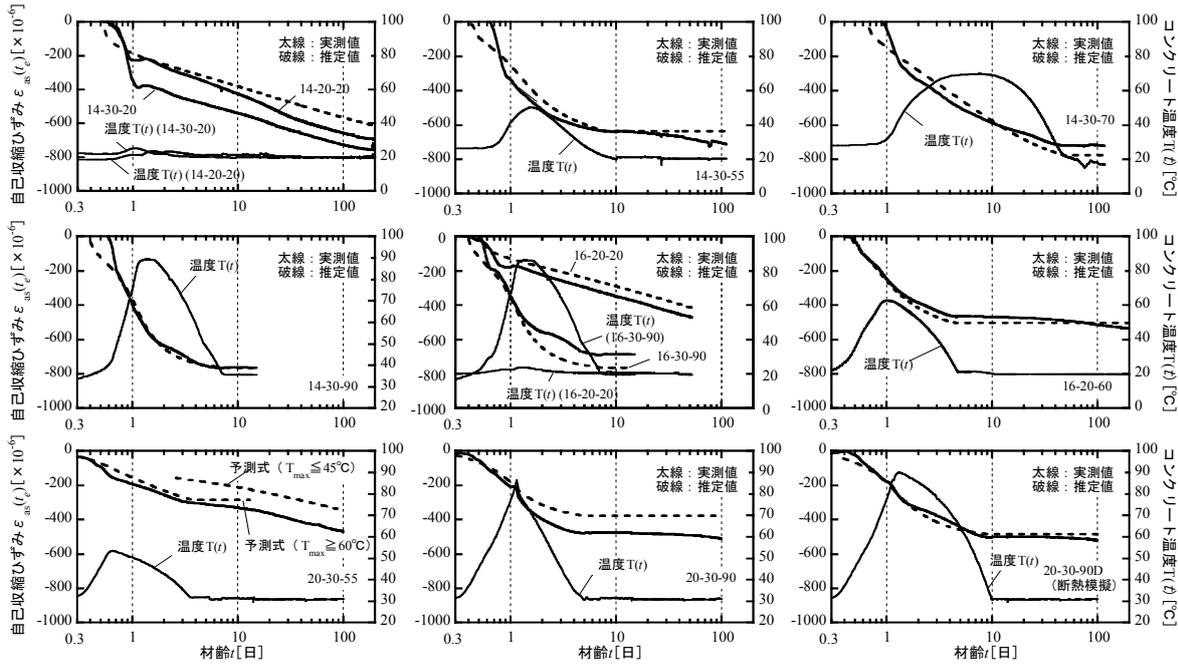


図-10 自己収縮ひずみとコンクリート温度

が含まれる。室内試験の試験体寸法および試験手順は今回の手法と同じであるが、練上り温度を 30℃としたケースが含まれる。また試験体 14-30-70 は、 $\square 500 \times 500 \times 400\text{mm}$ のマスブロックの 6 面周囲を厚さ 200mm の断熱材で覆い、中心部に熱電対内蔵型の埋込み型ひずみ計を設置したものである。各試験体の測定期間は、一部を除き材齢 100 日程度までである。

それぞれの試験体の全ひずみと温度測定結果より、自己収縮ひずみ $\epsilon_c(t_c)$ の起点を 3. (3) の手法で求め、温度の実測値より線膨張係数を $10.0 \mu / \text{°C}$ として温度ひずみを求め全ひずみより差し引くことで、自己収縮ひずみを算出した。ただし $T_{max} \geq 60\text{°C}$ の試験ケースは温度降下以降の自己収縮ひずみを一定値とした。 $\epsilon_c(t_c)$ と温度 $T(t)$ の実測値および $\epsilon_c(t_c)$ 推定値と、材齢 t との関係を図-10 に示す。また $\epsilon_c(t_c)$ 推定値と実測値との関係を、推定値 $\pm 20\%$ の破線と併せ図-11 に示す。

$T_{max} \leq 45\text{°C}$ の試験体の結果を見ると、14-20-20 と 16-20-20 の推定値と実測値はよく対応し、実測値は初期材齢から長期材齢にかけて推定値のおおむね $\pm 20\%$ の範囲にあった。また 14-30-20 では材齢 1 日以前の増進が 14-20-20 に比べその 2 倍程度と大きく、そのために実測値は推定値の $\pm 20\%$ の範囲を外れるが、それ以降の増進量は 14-20-20 とほとんど変わらなかった。 $T_{max} \geq 60\text{°C}$ の試験体の結果を見ると、16-20-60 の推定値が実測値と非常に良く一致している。練上り温度 $T_0 = 30\text{°C}$ であるその他の試験ケースは、自己収縮ひずみの起点の材齢が推定値より遅れたが、自己収縮開始直後の進行速度が推定値よ

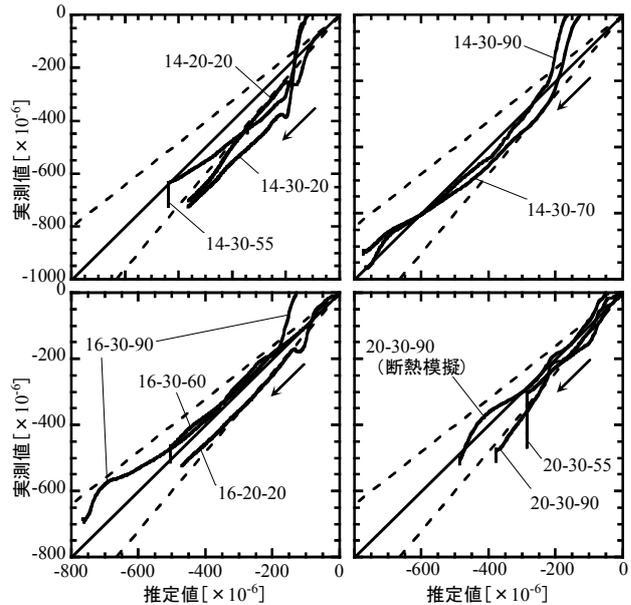


図-11 自己収縮ひずみの推定値と実測値との関係

り速く実測値は材齢 1.5 日以内に推定値と同等となった。また、それ以降は推定値とよく対応し、おおむね $\pm 20\%$ の範囲にあった。各試験ケースとも、温度降下以降についても自己収縮ひずみを一定値として求めた部分の推定値は実測値と良好に対応した。また、マスブロック試験体である 14-30-70 の結果も、推定値と実測値との関係は他と同様であった。 $45\text{°C} \leq T_{max} \leq 60\text{°C}$ である 20-30-55 をみると、温度降下までは $T_{max} \geq 60\text{°C}$ の推定値の適用性が高く、温度降下以降の増進は $T_{max} \leq 45\text{°C}$ の推定値の適用性が高い結果となった。これより $45\text{°C} \leq T_{max} \leq 60\text{°C}$

の場合の自己収縮ひずみは、温度降下前後で $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ と $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の予測式を使い分けることで予測できると考えられる。

b) 考察

図-7 に示した L25 の結果を含め推定値と実測値とを比較すると、自己収縮ひずみの起点から初期の屈曲点にかけての乖離がある試験ケースがみられる。この原因として、自己収縮ひずみの測定誤差や、自己収縮ひずみの起点が化学混和剤使用量や練上り温度に依存することが考えられる。JCI の調査結果²³⁾によると、材齢 1 日以前の測定値に 200μ に及ぶばらつきが報告されている。また練上り温度が異なる場合には化学混和剤の使用量を調整して所要のフレッシュ性状を確保するために、凝結性状が変化する。自己収縮ひずみの起点を有効材齢で厳密に評価しようとしても、ある程度のばらつきは避けられない。このことは強度の起点についても凝結始発²⁴⁾、終結¹³⁾、もしくはそれ以降¹²⁾と見解が一致していないことから説明される。一方コンクリートは硬化体の骨格が形成され、剛性がある程度高くなるまではヤング係数が小さく、クリープやリラクセーションの影響が大きいため、初期材齢の自己収縮ひずみを拘束しても応力増大には寄与しない。早野ら²⁵⁾は、可変式拘束応力試験機 (VRTM) を用いた擬似完全拘束試験結果から、 $W/B=0.2$ までの高強度コンクリートについて、自己収縮ひずみ 100μ 程度までは拘束応力が発生しないことを示している。また今回の結果では、いずれの試験ケースも屈曲点以降の推定値と実測値それぞれの増分はほぼ一致している。このことに自己収縮ひずみの初期測定値のばらつきを勘案すると、本提案手法による自己収縮応力算定は十分可能と考えられる。今後、自己収縮応力の発生時期の評価について検討していく必要があると考えられる。また今回の検討は練上り温度 $T_0=20\sim 30^\circ\text{C}$ の範囲で実施したが、 $T_0=10^\circ\text{C}$ の低温時に自己収縮ひずみが大きくなる報告⁷⁾があることから、本手法を冬期施工に適用する場合は別途確認が必要である。

5. まとめ

初期高温履歴条件下の、低熱ポルトランドセメントにシリカフェームを混入した結合材 (LSF) を用いた超高強度コンクリートの自己収縮特性およびその推定手法について、本研究で得た知見を示す。

- ① 全ひずみの測定結果より線膨張係数と自己収縮の起点を求めて、自己収縮ひずみを算定する手順を示した。

- ② LSF の自己収縮特性は、初期高温履歴における最高温度 $T_{max}=45\sim 60^\circ\text{C}$ を超えることで顕著に変化し増進が速くなる。
- ③ 自己収縮ひずみは、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の場合は長期材齢にかけて、 $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ の場合は温度が降下するまで、それぞれの温度履歴の範囲で有効材齢 t_e (日) で統一的に評価できる。
- ④ $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ の自己収縮ひずみは温度降下以降の増進が非常に小さくなり、その程度は T_{max} の高いものほど大きい。かつ長期材齢で $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の自己収縮ひずみと同等になった以降は、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の自己収縮ひずみと同様の増進傾向を示す。また、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ (断熱模擬) の温度履歴により終局値が得られた。
- ⑤ 今回の自己収縮ひずみ測定結果と既往の研究および既往の強度・長期クリープ測定結果より、初期高温履歴を受けることでセメント硬化体生成過程が変化し、強度・収縮・クリープの特性が異なる組織骨格が生成されることが考えられる。
- ⑥ 初期材齢における自己収縮増進速度は、普通ポルトランドセメント (N)、低熱ポルトランドセメント (L)、LSF の順で大きい。LSF の自己収縮は $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の場合に長期にかけて増進し、L よりも大きくなる。また T_{max} が 60°C を超えると LSF の増進速度が最も速くなる。
- ⑦ 自己収縮ひずみ予測について、JCI の予測式を T_{max} が 45°C 以下と 60°C 以上に分けてそれぞれ修正することで、LSF を用いた超高強度コンクリートの自己収縮ひずみ挙動を予測できることを示し、他の実験結果を用いてその適用性を確認した。
- ⑧ 提案した自己収縮ひずみ予測式は、自己収縮ひずみ 100μ 程度の初期段階を除き、ほぼ $\pm 20\%$ の精度で予測できることを確認した。

謝辞：本研究の実施にあたり、東京大学大学院工学系研究科 野口准教授の御指導をいただきました。また住友大阪セメント(株)、(株)日本シーカの関係各位に、材料の提供ならびに実験への協力をいただきました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：高強度コンクリート技術の現状 (2009), p.268, 2009
- 2) 松田拓ほか：初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.28, No.1, pp.1247-1252, 2006

- 3) 松田拓ほか：初期高温履歴を受ける 200N/mm² 級の超高強度コンクリートの力学特性の発現, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工 pp.889-890, 2009
- 4) T. Matsuda, et al. : Development of Mechanical Properties of Ultra-High-Strength Concrete Subjected to Early Heat Curing, Journal of Advanced Concrete Technology Vol.7, pp.183-193, 2009
- 5) (社) 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, pp.53-54, 2008
- 6) (社) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書 (II), pp.209-210, 1994
- 7) 寺本篤史ほか：超低水セメント比シリカフェュームコンクリートの自己収縮温度依存性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.634, pp.2069-2076, 2008.12
- 8) 大友健ほか：マスコンクリートに生じている自己収縮の実態とその制御対策の一例, コンクリート工学, Vol.44, No.3, pp.26-33, 2006
- 9) 丸山一平ほか：鉄筋コンクリート柱の断面内応力に関する解析的検討—超高強度コンクリートを用いた RC 柱の初期応力・初期欠陥に関する研究その 2—, 日本建築学会構造系論文集, No.637, pp.425-431, 2009.3
- 10) (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 平成 4 年度 高強度コンクリート分科会報告書, pp.4-56-1-4-56-2, 1993
- 11) 寺本篤史ほか：線膨張係数の測定方法に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工 pp.335-336, 2009
- 12) 田澤栄一：コンクリートの硬化時温度応力の問題点, コンクリート工学, Vol.24, No.12, pp.11-20, 1986
- 13) 橋田浩ほか：自己収縮と水和熱膨張による高強度コンクリートの連成ひずみ特性に関する検討, コンクリート工学論文集, Vol.13, No.1, pp.25-32, 2002
- 14) 伊藤一聡ほか：種々の養生条件下で形成されたセメント硬化体の空隙構造, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.1, pp.489-494, 2002
- 15) 菅俣匠ほか：150N/mm² 級コンクリートの強度発現に及ぼすシリカフェュームの反応率の影響, コンクリート工学論文集, Vol.18, No.2, pp.1-11, 2007
- 16) 松田拓ほか：超高強度コンクリートのクリープ特性に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, Vol.19, No.2, pp.11-19, 2008
- 17) 高橋俊之ほか：セメントペーストの自己収縮に及ぼす水和反応の影響, コンクリート工学論文集, Vol.7, No.2, pp.137-142, 1996
- 18) 上原伸郎ほか：超高強度コンクリートの自己収縮低減, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.27, No.1, p.1099-1104, 2005
- 19) 橋田浩ほか：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート構造部材の初期ひび割れに関する実験ならびに応力解析, コンクリート工学論文集, Vol.10, No.1, pp.51-63, 1999
- 20) 早野博幸ほか：調合設計および実環境条件を考慮した高強度コンクリートのひび割れポテンシャル評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.62 3, pp.19-26, 2008.1
- 21) 川合雅弘ほか：コンクリートの自己収縮ひずみの予測式に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.1, pp.491-495, 2003
- 22) 今本啓一ほか：高強度・超高強度コンクリートの収縮性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.1, pp.1061-1066, 1995
- 23) (社) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書, pp.17-28, 2002
- 24) (社) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書, pp.93-95, 1996
- 25) 早野博幸ほか：擬似完全拘束下における高強度コンクリートの自己収縮によるひび割れポテンシャル評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.6 22, pp.9-16, 2007.12

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

Study on Application of Sound Masking Technique to Office Space

小林 秀彰 HIDEAKI KOBAYASHI

嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA

赤尾 伸一 SHIN-ICHI AKAO

周囲に聞かれない会話や気になる音に、スピーカーから再生した音をかぶせることで聞こえにくくするサウンドマスキングをオフィス空間に適用するために、実際のオフィスの会議室と打合せスペースで聴感実験を行った。その結果、透過する会話の周波数特性の主帯域でのマスキング音とのレベル関係がマスキング効果に寄与することが示唆された。また会議室と打合せスペースでは透過する会話の傾向が異なるため、それぞれに適したマスキング音を検討する必要があることが分かった。

キーワード：サウンドマスキング，スピーチプライバシー，遮音性能，S/N

To apply the sound masking technique to the office space hearing impression examination was conducted in conference rooms and meeting space of actual office building. As a result, it was suggested that the level relation by a main band of the frequency response of the penetrating conversation contributes in the effect of masking. Because the tendency to the penetrating conversation in the conference room is different from that of in the meeting space, it is necessary to examine the masking sound that is appropriate for the place.

Key Words: Sound Masking, Speech Privacy, Sound Insulation Performance, Signal to Noise Ratio

1. はじめに

オフィスの音環境に関する要求として、会議や打合せの会話の内容を周辺の執務者に聞かれないといったスピーチプライバシーに関する要求と、周囲の音が気になって仕事に集中できないといった知的生産性に関する要求がある。これらは建築側で適切な遮音設計をすることが一般的であるが、制御したい音にスピーカーから再生した音をかぶせることで聞こえにくくするサウンドマスキングという手法も考えられる。このサウンドマスキングを会議室や打合せスペースに適用するには、マスキング効果が得られることに加えて、マスキング音自体が不快でないことの両面からの検討が必要になる。既往の研究^{1),2),3),4)}においては、実験室などを用いたシミュレーション空間による聴感実験が行われているが、実際の会議室や打合せスペースでの検討報告例は少ない。

本稿では、隣り合う空間から透過してくる会話に対するマスキングを考え、実際のオフィスの会議室と打合せスペースでマスキング音の付加によるマスキング効果と、マスキング音についての気になりやすさと好ましさを

について聴感実験を行った結果を報告する。

2. 会議室でのサウンドマスキング実験

(1) 実験条件

実験を行った会議室を図-1に示す。隣り合った2つの会議室の一方を音源室とし、会議における会話を想定して、マスキ（透過してくる会話）として男性アナウンスをスピーカー再生した。もう一方の受信室では2台のスピーカーからマスキ（マスキング音）を室内でほぼ均質になるように再生した。

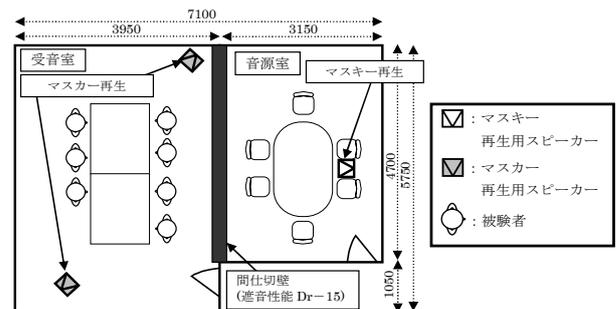


図-1 実験を行った会議室の条件

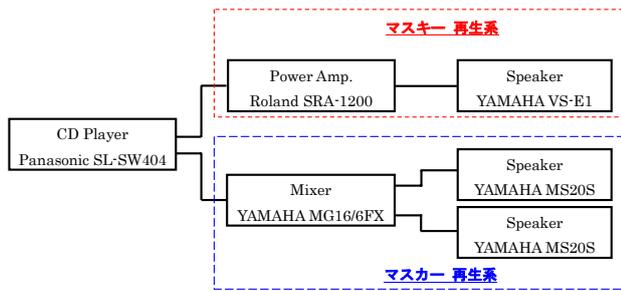


図-2 音場再生ブロックダイアグラム

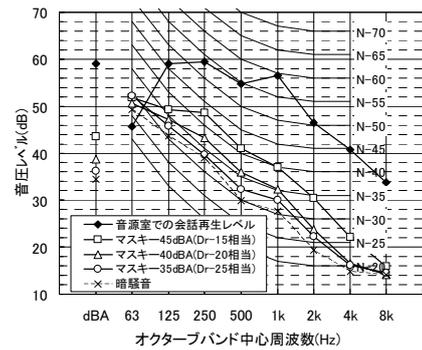


図-3 マスキ어의周波数特性(会議室実験)

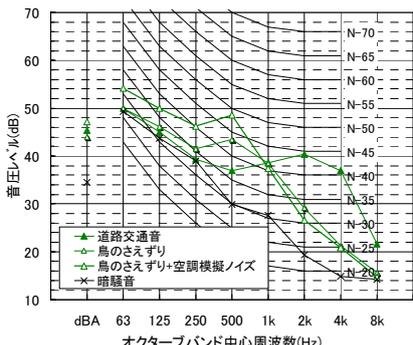
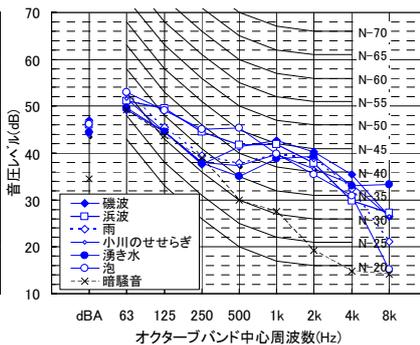
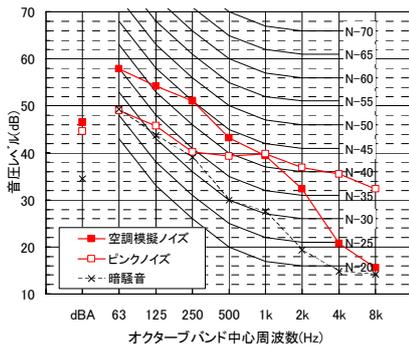


図-4 マスカーの周波数特性

図-2 に音場再生ブロックダイアグラムを示す。マスクーとマスカーを、CD Player の Lch と Rch から同時に再生した。またマスカーは、2 つのスピーカーからモノラル再生した。

マスカーの提示レベルとしては、音源室での再生レベルを 5dB A ごとに変えることで、受音室内の被験者の位置で 35dB A、40dB A、45dB A (5 秒間の等価騒音レベル) の 3 パターンとなるように調整した。これは例えば音源室での会話が 60dB A の場合に、会議室間の遮音性能がそれぞれ Dr-25、Dr-20、Dr-15 程度の時の透過音レベルに相当する。図-3 に受音室内に透過してくるマスカーの周波数特性を示す。

図-4 にマスカーの周波数特性を示す。マスカーは、マスカーなしを含めて 12 種類とし、再生レベルは被験者の位置で 45dB A (5 秒間の等価騒音レベル) となるように調整した。なお会議室の暗騒音は 35dB A であった。

評価方法は評定尺度法を用いて、会議を行っている場面を想定して評価してもらった。マスカーの聞き取りにくさの評価は、音の提示時間を 30 秒とし、表-1 に示すとおり 5 段階で評価してもらった。マスカーの気になりやすさと好ましさの評価は、音の提示時間を 1 分間とし、表-2 に示すとおり 7 段階で評価してもらった。被験者は正常な聴力をもつ 20~40 代の会議経験のある社会人 7 名 (男性 6 名・女性 1 名) である。

実験パターンを表-3 に示す。

表-1 聞き取りにくさの評価用紙

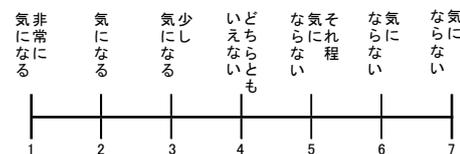
隣の部屋から男性の話声が漏れてきます。漏れてくる話し声の内容が、どの程度聞こえるかを下記に示すように、「1. 完全に会話が聞き取れ、理解できる」~「5. 会話をしていること自体、気が付かない」の5つのカテゴリで判断し、その該当する数字に○をつけてください。

1. 完全に会話が聞き取れ、理解できる
2. ほとんどの会話が聞き取れ、理解できる
3. 会話中の単語が聞き取れる場合があるが、文全体は理解できない
4. 会話をしているのはわかるが、単語が聞き取れない
5. 会話をしていること自体、気が付かない

表-2 気になりやすさと好ましさの評価用紙

スピーカーからさまざまな音をお聞かせします。会議中、打合せ中を想定して、1つ1つの音についての印象を下記に示すように、「7つのカテゴリで判断し、その該当する数字に○をつけてください。音の提示は約1分間です。15秒の間隔をおいて、次の音が流れます。その間に○をつけて下さい。評価は首尾一貫する必要はありません。

1つ1つの音についての「気になりやすさ」について下記に示すように、「1. 非常に気になる」~「7. 全く気にならない」の7つのカテゴリで判断し、その該当する数字に○をつけてください。



1つ1つの音についての「好ましさ」について下記に示すように、「1. 非常に好ましくない」~「7. 非常に好ましい」の7つのカテゴリで判断し、その該当する数字に○をつけてください。

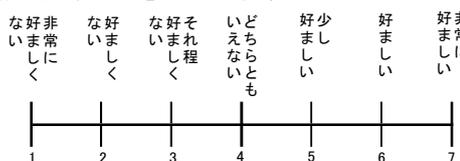


表-3 会議室での実験パターン

マスカー		マスカー
35dB A	Dr-25 相当	マスカー無し/空調模擬ノイズ/ピンクノイズ
40dB A	Dr-20 相当	磯波/浜波/雨/小川のせせらぎ/湧き水/泡
45dB A	Dr-15 相当	道路交通音/鳥のさえずり/鳥のさえずり+空調模擬ノイズ

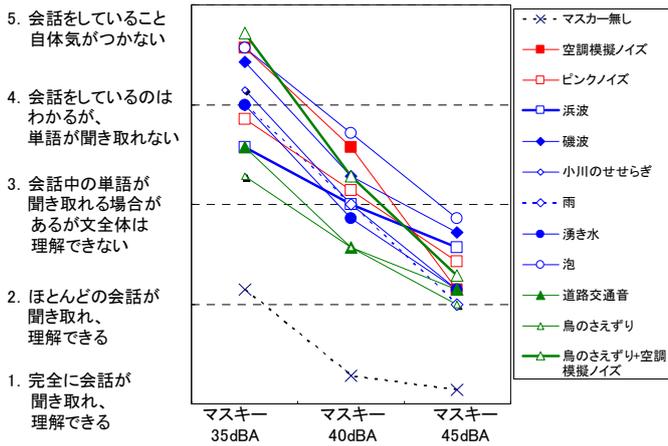


図-5 聞き取りにくさの評価結果

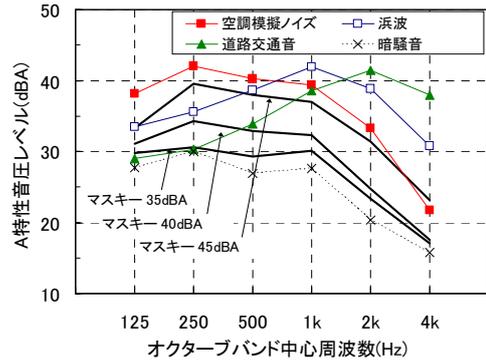


図-6 マスキーとマスカーの周波数帯域別 A 特性音圧レベルとの関係 (会議室の実験)

表-4 各周波数の S/N と評価結果との相関係数

	125Hz	250Hz	500Hz	1kHz	2kHz	4kHz
相関係数 r	-0.6	-0.69	-0.81	-0.85	-0.64	-0.49

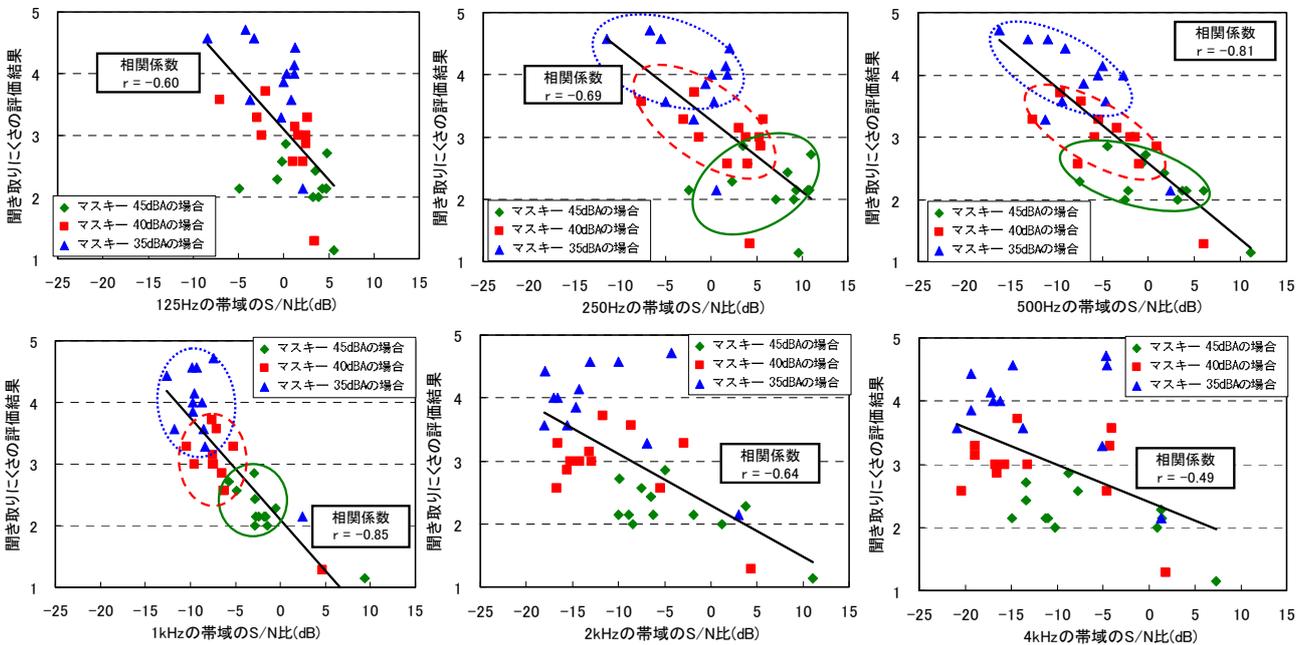


図-7 周波数帯域別の S/N と評価結果の相関関係

(2) 実験結果

a) 聞き取りにくさの評価

聞き取りにくさの評価結果を図-5 に示す。マスカーなしに比べて、マスカーを提示することで、評価が 1~2 ランク程度向上している。マスカーなしの場合でマスキーが 40 dBA, 45dBA では、「完全に会話聞き取れ、理解できる」と評価されるが、マスカーを提示した場合は評価の改善が見られることから、比較的遮音性能が低く、マスカーが大きい空間においても、サウンドマスキングの有効性が示唆された。また、マスカーの違いにより、マスキング効果に 1 ランク程度の幅があった。

聞き取りにくさの評価に与える影響因子を調べるために、マスキーとマスカーの周波数特性に着目し、周波数

帯域別 A 特性音圧レベルの関係の例を図-6 に示す。マスキーとマスカーのレベル差 (以降 S/N=【マスキー】-【マスカー】) に着目すると、マスキーの主帯域である 250Hz~1kHz において、評価の高い空調模擬ノイズや浜波は、評価の低い道路交通音よりも S/N が低い傾向にある。そこで周波数帯域ごとに、S/N と聞き取りにくさの評価との相関係数を算出した結果を表-4 と図-7 に示す。1kHz はマスカーの種類による S/N の差が小さいため判断はできないが、250Hz と 500Hz を見ると、全体的にはマスカーの種類による S/N が低いほど評価が高くなる傾向が見られることから、透過してくるマスキーの主帯域に対する S/N が、評価に寄与していることが示唆される。

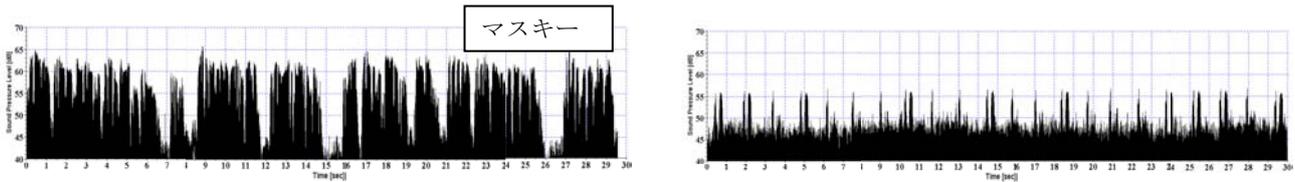


図-8 マスキーと鳥のさえずりの時間波形

次にマスキーとマスカーの時間軸上での関係性に着目し、マスキーの時間波形とマスカーの中で一番聞き取りにくさの評価が低かった鳥のさえずりの時間波形を図-8に示す。鳥のさえずりは他のマスカーと比較して間欠的なマスカーであり、マスキーの主帯域の S/N がある程度小さいにも関わらず、他のマスカーよりも聞き取りにくさの評価が低い。この原因として、マスキーを間欠的にしかマスキングできていないということが考えられる。

b) 気になりやすさ、好ましさの評価

マスカーの気になりやすさの評価結果を図-9に、好ましさの評価結果を図-10に示す。マスカーの種類によって、評価に2ランク程度の幅がある結果となった。

評価に関係する要因を探るために、時間上のレベル変動が定常的であり、同じ無意味騒音である空調模擬ノイズとピンクノイズを比較した結果、評価に差が生じている。この評価の差は、周波数特性(図-4)が異なることによるものと考えられる。

次に、周波数特性(図-4)がほぼ同程度である浜波と泡の2つを比較すると、評価に1ランク程度の差が生じている。このことから、評価には時間的なレベル変動や提示される時間間隔などの時間的な要素とも関係があることが考えられる。

3. 打合せコーナーでのサウンドマスキング実験

(1) 実験条件

実験を行った打合せスペースの条件を図-11に示す。高さ1,500mmのパーティション越しに会話が聞こえてくると想定で、マスキーとして男性アナウンスをスピーカーから提示した。マスキーとマスカーの再生方法と再生ブロックダイアグラムは、会議室での実験と同様である。

マスキーの提示レベルは、打合せを想定した会話のレベルの予備測定の結果から、スピーカーから1m離れて50dBA(5秒間の等価騒音レベル)に調整し、その結果、被験者の位置で40dBA(5秒間の等価騒音レベル)であった。マスカーの種類としてはマスカーなしを含めて5種類とし、それぞれ45dBA(5秒間の等価騒音レベル)に調整した。なお実験時の暗騒音は35dBAであった。評価方法は会議室での実験と同様で、マスキーの間

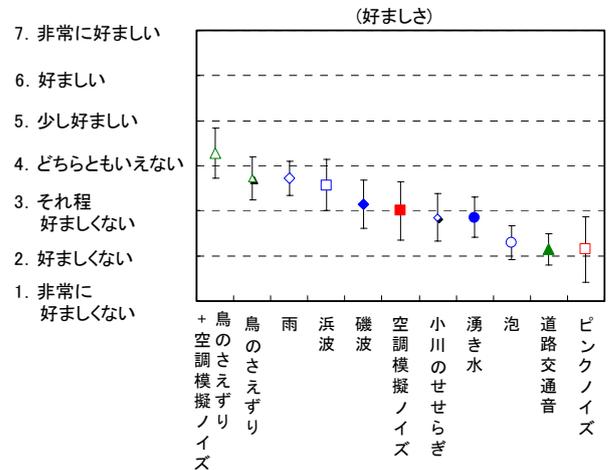


図-9 マスカーの気になりやすさの評価結果

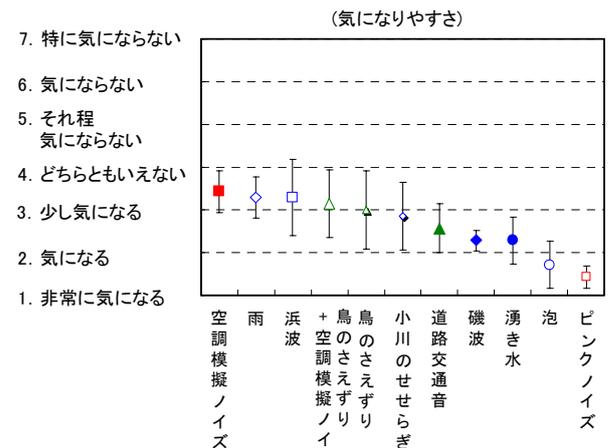


図-10 マスカーの好ましさの評価結果

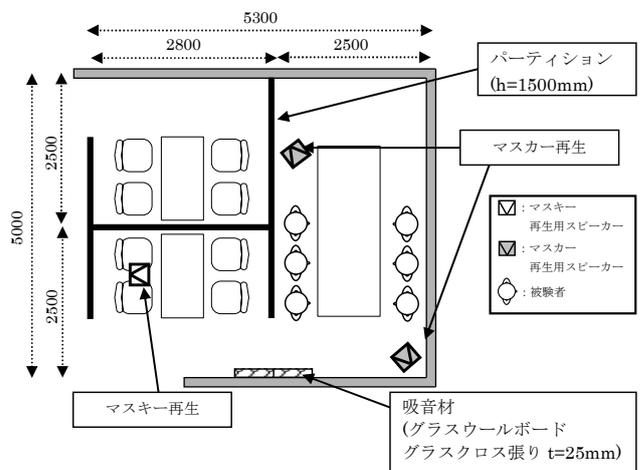


図-11 実験を行った打合せスペースの条件

聞き取りにくさを評価してもらった。被験者は正常な聴力をもつ20～50代の社会人12名（男性9名・女性3名）である。実験パターンを表-5に示す。

(2) 実験結果

a) 聞き取りにくさの評価

聞き取りにくさの評価結果を図-12に示す。マスキングを付加することで最大1ランクの評価の向上が見られた。また図-13で会議室での評価結果と比較したが、同じマスキングでも会議室と打合せスペースではマスキング効果が異なる結果となった。この原因を調べるために図-14に、打合せスペースと会議室でのマスキングとマスキングの周波数帯域別A特性音圧レベルの関係を示す。また周波数ごとのS/Nと評価との相関を算出した結果を表-6に示す。打合せスペースにおいて、マスキングの周波数特性は会議室に比べ、1kHz～4kHzのレベルもある程度大きくなっているが、その帯域でのS/Nが評価と相関が高い傾向にある。

このことから、透過してくるマスキングの主帯域に対するS/Nが評価に寄与していることが示唆され、前述の会議室での実験で得られた知見と同様であった。

4. まとめ

透過してくる会話の周波数特性に応じて、それぞれの主帯域でのマスキング音とのレベル関係が、マスキング効果に寄与することが示唆された。また、透過してくる会話に対するマスキング音の提示される時間幅や時間間隔などの時間軸上での関係も重要であることが考えられる。

また、マスキング音の気になりやすさと好ましさについては、マスキング音の周波数特性、時間的なレベル変動、提示される時間間隔などの時間的な要素と関係すると考えられる。

本検討結果から、会議室とパーティションによる打合せスペースでは、透過してくる会話の傾向が異なることから、サウンドマスキングを導入する際には、それぞれに適したマスキング音の検討が必要であることが分かった。

表-5 打合せスペースでの実験パターン

マスキング	マスキング
40dB	マスキング無し/空調模擬ノイズ/磯波/浜波/小川のせせらぎ

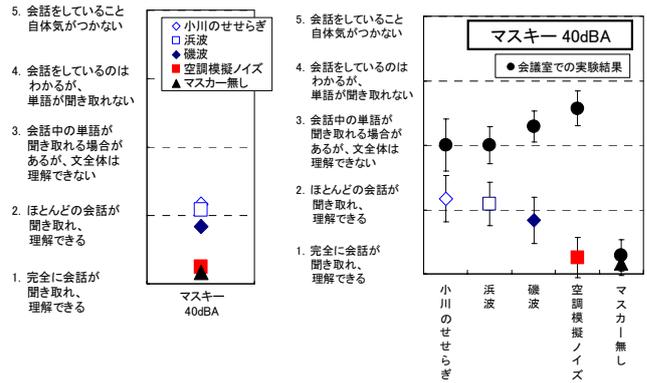


図-12 打合せスペースでの評価結果 図-13 打合せスペースと会議室の結果比較

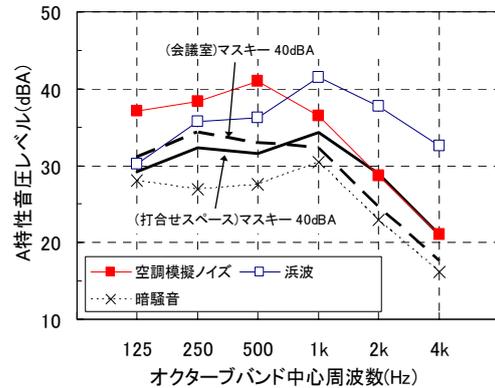


図-14 マスキングとマスキングの周波数帯域別A特性音圧レベルとの関係(打合せスペースの実験)

表-6 各周波数のS/Nと評価結果との相関(打合せスペース)

	125Hz	250Hz	500Hz	1kHz	2kHz	4kHz
相関係数 r	0.5	-0.12	-0.02	-0.87	-0.92	-0.95

参考文献

- 1) 李ほか：マスキング効果における音響伝搬特性の影響に関する一検討 - 二つの室条件の比較 -, 騒音・振動研究会資料, 2009, N-2009-58
- 2) 小山ほか：調剤薬局におけるスピーチプライバシーの保護, 第66回音シンポジウム資料, 2009, pp.23-31
- 3) 井上ほか：オフィス空間におけるマスキングサウンドの評価に関する研究-その1 単音節明瞭度試験によるマスキング効果の調査-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1993年9月, pp.269-270
- 4) 井上ほか：オフィス空間におけるマスキング・サウンドの評価に関する研究-その2 音環境制御手段としてのゆらぎ雑音の利用-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1994年9月, pp.1679-1680

集合住宅における簡易測定法による TVOC 測定 の 検討

Study on Simplified Method for Measuring TVOC in Multiple Dwelling House

酒井 英二 EIZI SAKAI

建築工事管理部 樋口 義次 YOSHITSUGU HIGUCHI

建築技術部 松井 孝夫 TAKAO MATSUI

プロジェクト推進部 紺野 康彦 YASUHIKO KONNO

設計管理部 松崎 真豊 MASATOYO MATSUZAKI

建築に対する社会のニーズは、従来の「質」に加えて「環境」や「健康」など、ますます多様化してきている。「健康」に関しては、室内空気中の揮発性有機化合物によるシックハウスの問題があり、総量である総揮発性有機化合物（以下、TVOC）を低減させようとの動きがある。しかしながら、TVOCを精密分析するには時間が掛かることと費用が比較的高いとの理由から、その場で結果が求まる安価な測定法（簡易測定法）が望まれている。本研究では、新築集合住宅における簡易測定法の適応可能性を明らかにした。

キーワード：TVOC, 簡易測定法, 光音響赤外検出方法, 集合住宅, 新築

Social needs for construction such as “Environment” and “Health” in addition to conventional “Quality” are diversified year by year. As for “Health”, reduction of TVOC is currently promoted because of sick house problem due to VOCs in indoor air. However, precise analysis of TVOC is time taking and comparatively expensive. The authors have developed simplified measurement method which enables to predict the results at the site. In this paper, the applicability of proposed simplified measurement method used for newly built multiple dwelling houses was discussed.

Key Words: TVOC, Simplified Measurement Method, Photoacoustic Infra-Red Detection Method, Multiple Dwelling House, New-Built

1. はじめに

現在、建築に対する社会のニーズは、従来の「質」に加えて「環境」や「健康」など、ますます多様化してきている。「健康」に関しては、室内空気中の揮発性有機化合物（以下、VOCs）によるシックハウスの問題があり、VOCsの総量である総揮発性有機化合物（以下、TVOC）を低減させようとの動きがある。

TVOCの測定には、精密測定法と簡易測定法がある。精密測定法は分析結果が出るまでに時間が掛かることと費用が比較的高いことから、その場で結果が求まる安価な簡易測定法が望まれている。しかし、既往の研究¹⁾では、個々の住宅の室内空気中の物質の組成や濃度が変動すると、精密測定法と簡易測定法の濃度換算式が異なるとされている。また、日本建築学会環境基準の「総揮発性有機化合物による室内空気汚染防止に関する濃度等規準・同解説」²⁾によると簡易測定法の使用時には、「類

似環境において、精密測定法と並行測定を行い、その方法と換算係数を求めて使用しなければならない」とある。

本研究では、新築集合住宅におけるTVOC濃度を精密測定法および簡易測定法を用いて測定し、簡易測定法の適応可能性を明らかにすることを目的とした。

2. 実験

(1) 測定装置および分析方法

精密測定では、捕集管（SUPELCO：Tenax-TA）およびミニポンプ（柴田科学：MP-Σ30N）、GC/MS（Agilent：6890N/5973）を用い、JIS A 1965の算出方法に準拠し、C₆～C₁₆の範囲に検出される物質についてピークの面積を合計し、トルエン換算で定量した値をTVOC濃度とした。

簡易測定法では、精密測定法と相関があり連続測定が

可能な光音響赤外検出方法に基づいたマルチガスモニタ（B&K：1302）に光学フィルタ（B&K：UA0987）をセットし、トルエンを用いて感度調整して求めた値をTVOC濃度とした。

（2）測定対象空間および測定期間

測定対象空間は、竣工間近の新築集合住宅4物件（各物件3住戸の計12住戸）のリビングダイニングとし、リビングダイニング中央の床上120cmを測定点とした。表-1に住戸内の内装仕上を示す。壁天井は押入を除きビニールクロス、床はおおむねフローリングである。測定は、高温時（夏季）と低温時（冬季）のデータが採取できるように、2008年12月から2009年9月にかけて行い、37データを得た。

（3）測定スケジュールおよびTVOC濃度

測定スケジュールは、厚生労働省のシックハウス（室内空気汚染）問題に関する検討会の新築住宅における室内空気中化学物質の採取方法に準拠した。測定スケジュールを図-1に示す。

精密測定法のTVOC濃度は、2台のミニポンプを用いて、測定点の空気をおおむね0.1L/minの流量で約30分間通気（計3L）させた捕集管（Tenax-TA（写真-1））2本（同時2重測定（写真-2））から求めた濃度の平均値

表-1 住戸内の内装仕上

名称	床	巾木	壁	天井
玄関	天然石又はタイル	天然石又はタイル	ビニールクロス	ビニールクロス
廊下	フローリング	木製巾木	ビニールクロス	ビニールクロス
リビング・ダイニング	フローリング	木製巾木	ビニールクロス	ビニールクロス
キッチン	フローリング	木製巾木	ビニールクロス	ビニールクロス
洋室	フローリング	木製巾木	ビニールクロス	ビニールクロス
和室	畳	畳寄せ	ビニールクロス	ビニールクロス
浴室	ユニットバス			
洗面室	CFシート	ソフト巾木	ビニールクロス	ビニールクロス
トイレ	CFシート	ソフト巾木	ビニールクロス	ビニールクロス
押入	シナ合板	雑巾摺	化粧ボード	化粧ボード

とした。

簡易測定法（マルチガスモニタ（写真-3））のTVOC濃度は、おおむね1分ごとに出力される測定値の約30分間の平均値とした。



写真-1 捕集管（Tenax-TA）



写真-2 ミニポンプ2台による捕集状況

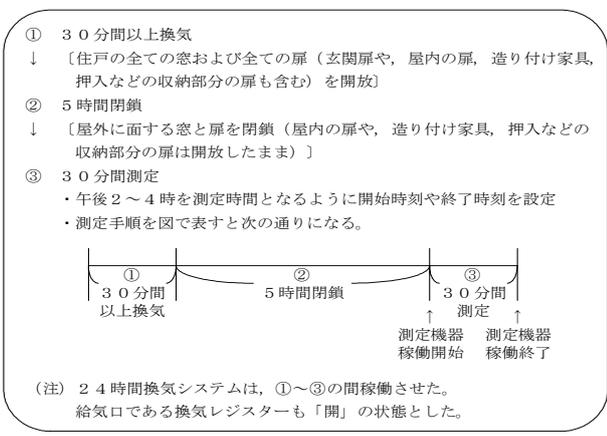


図-1 測定スケジュール



写真-3 簡易測定法（マルチガスモニタ）

3. 結果

図-2 に TVOC 測定時の温湿度を示す。気温は 11.4～32.6℃，相対湿度は 36.5～76.8%となり，低温時から高温時，低湿度から高湿度までのデータを採取できた。

図-3 に全測定における簡易測定法と精密測定法の相関（以下，「全測定相関」）を示す。両測定法の間には，直線的な相関が見られるものの，高濃度域で直線から外れるデータがあったため測定時の状況を確認したところ，測定時住戸周りで塗装や接着作業などの溶剤を用いた作業を行っていたことが判明した。

全測定について状況を確認し，測定時に上記のような作業を行っていたデータを除いた簡易測定法と精密測定法の相関（以下，「外部影響を除く測定相関」）を図-4 に示す。

4. 考察

「全測定相関」の相関 ($R^2=0.84$) も十分に高いと考えられるが，「外部影響を除く測定相関」の相関 ($R^2=0.95$) はさらに高い相関を示した。

これは，測定時住戸周りで溶剤を用いた作業の影響によって住戸室内空気中物質の組成が変化させられた可能性のあるデータを除いたために，簡易測定法と精密測定法の相関が高くなったと考えられる。

したがって，今回のような内装仕様がほぼ同じである新築集合住宅においては，測定時に溶剤を用いた作業の影響を受けない限り，式(1)に示す濃度換算式が適応可能と考えられる。

$$C = 30.6C_S - 91.2 \quad (\text{濃度換算式}) \quad (1)$$

C : 精密測定法濃度 ($\mu\text{g}/\text{m}^3$)
 C_S : 簡易測定法濃度 (mg/m^3)

5. まとめ

本研究で，以下のような知見を得た。

- ① 内装仕様がほぼ同じである新築集合住宅において，簡易測定法（マルチガスモニタ）と精密測定法の測定値には高い相関が見られた。
- ② マルチガスモニタは，簡易測定法として実測に適応可能であると考えられ，マルチガスモニタの測定値と精密測定法の測定値から濃度換算式を提案した。

今後は，さらにデータを拡充し，マルチガスモニタによる簡易測定法の信頼性を高め，新築集合住宅の竣工時における室内空気中化学物質濃度の低減に寄与していく。

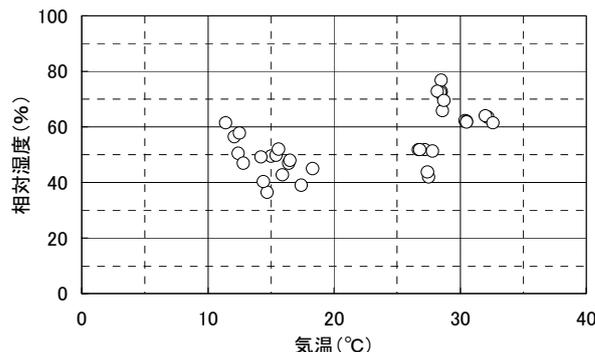


図-2 TVOC 測定時の温湿度

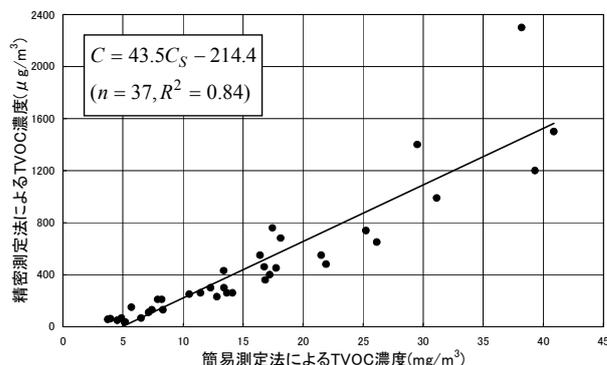


図-3 全測定における簡易測定法と精密測定法の相関

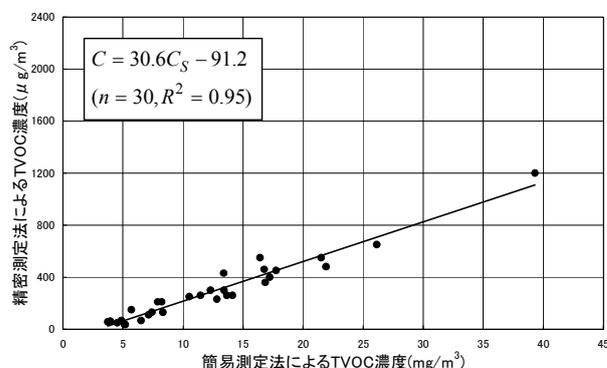


図-4 測定時に住戸周りで溶剤を用いた作業をしていたデータを除く簡易測定法と精密測定法の相関

参考文献

- 1) 熊谷一清，野口美由貴，柳沢幸雄：実測による簡易モニターでの TVOC 測定 の 検討，日本建築学会大会 学術講演梗概集（関東），環境工学Ⅱ，pp.859-860，2006年9月
- 2) 日本建築学会環境基準 AIJES-A006-2010 総揮発性有機化合物による室内空気汚染防止に関する濃度等規 準・同解説，p.36，2010年3月

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

Study on Reproducibility of Effects of High Reflective Paint using Heat Budget Analysis

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

野田 博 HIROSHI NODA

酒井 英二 EIZI SAKAI

熱収支計算コードによる高反射塗料の効果の予測精度を把握することを目的として、ボックス型模型の実測により一般塗料と高反射塗料による表面温度の差を確認し、次いで熱収支計算コードにより予測を行い、実測値と予測結果を比較検討した。実測における一般塗料と高反射塗料による屋根面表面温度の差は検討対象日では最大-5.3℃であった。入力する気象条件を実測値とした場合には、熱収支計算コードによる予測結果は実測値とよい対応を示したが、最寄りの気象台の観測値を用いた場合には、予測結果と実測値に差異がみられた。
キーワード：高反射塗料，表面温度，実測，熱収支計算

Measurements of the surface temperatures on box type models with high reflective paint were conducted, in order to investigate the reproducibility of effects of high reflective paint using heat budget analysis. The surface temperatures calculated by heat budget analysis were compared with observed results. The maximum difference of the surface temperature of the roof surface due to reflect ratio of paint was -5.3 degrees. In the case that measured weather data on the site were used as input, calculated surface temperature seemed to be compatible to the observed value. In the case that weather data by the nearest observatory were used, the surface temperatures showed differences to some extent.

Key Words: High Reflective Paint, Surface Temperature, Actual Measurement, Heat Budget Analysis

1. はじめに

近年、環境への意識の高まりとともに、地球温暖化やヒートアイランド現象の対策として、建築物においても再生可能エネルギー利用や省エネルギー対策が積極的に施されている。省エネルギー対策としては、省エネルギー機器の導入や自然エネルギーの利用のほか、高反射塗料や屋上緑化などの建物外表面による対策が用いられている。

高反射塗料は、建物外表面などへ塗布することにより日射エネルギーを高い割合で反射し、都市空間への顕熱負荷低減によるヒートアイランド現象の緩和や建物内部への熱伝達を減らすことによる建物熱負荷の低減効果が期待されている。そのため、近年高反射塗料は数多く開発され、その反射性能や耐候性に関する研究¹⁾が盛んに行われている。

一方で、建物外表面の性能や庇などの外部デザインのほか、周辺建物の影響も考慮した熱収支計算コード²⁾が開発されており、高反射塗料や屋上緑化など建物外表面

による対策を実建物に使用する際の効果の予測、すなわち建物表面温度や建物熱負荷の低減予測に適用されつつある。

本検討では、熱収支計算コードによる高反射塗料による効果の予測精度を把握することを目的として、ボックス型模型の実測により一般塗料と高反射塗料による模型表面の温度の差を確認した。次いで熱収支計算コードにより高反射塗料の効果の予測を試みた。本報では、実測結果および熱収支計算コードによる予測結果について報告する。

2. 実測概要

(1) 模型概要および測定場所

実測模型は 900mm×900mm×900mm のボックス型模型 3 体とし、木製の骨組みにフレキシブルボード(厚さ 6mm)を 6 面に張り付けた。3 体の模型には一般塗料と高反射塗料を用いて模型の表面特性を変えている。使用した塗料はクリーム色で、日射反射率は一般塗料 51%、

高反射塗料 69%である。実測模型の概要を図-1 に示す。

模型の設置場所は、三井住友建設(株)技術開発センター(千葉県流山市)の敷地内とし、8時~16時までは周辺建物および模型双方の影とならない位置に設置した。模型設置場所の地表面はアスファルトである。実測状況を写真-1 に示す。

(2) 測定項目

実測模型の測定項目は、模型の外表面温度および模型内部の温湿度とした。模型の外表面温度は模型の6面それぞれの中央に熱電対を設置し測定した。気象データとして全天日射量、風向風速ならびに温湿度を測定した。

日射計および風向風速計は模型の北側約2mの位置に、温湿度は模型の約15m東側にある建屋の軒下に設置

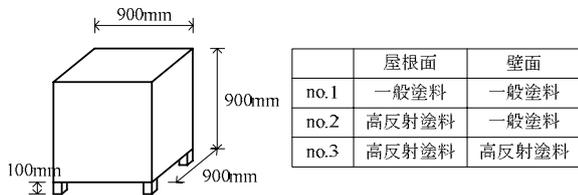


図-1 実測模型概要

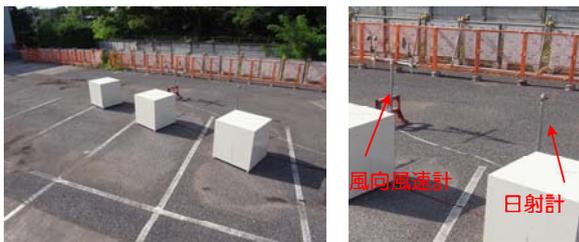


写真-1 実測状況

表-1 測定項目および測定機器実測状況

測定項目	計測機器	測定値
日射量	全天日射計MS602 (英弘精機)	10分間積算値 (10分毎)
風向風速	光電式風向風速計VF216・AF816(牧野応用測器)	10分間平均値 (10分毎)
温湿度	おんどとり(T&D)	(10分毎)
雲の状況	天空写真(魚眼レンズ)	8:00~16:00の毎正時
模型外表面温度	T型熱電対	(10分毎)
模型内部温湿度	おんどとり(T&D)	(10分毎)

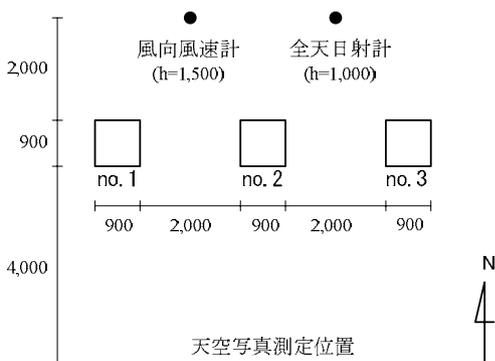


図-2 模型および測定機器設置位置

した。日射計の設置高さは模型高さと同じ $h=1.0m$ とし、測定値は周辺地物からの反射などを含んだ日射量となっている。風向風速計の設置高さは $h=1.5m$ とし、模型の影響を受けない高さとした。また、8時~16時は正時ごとに模型の南側約4mの位置において天空写真を撮影し、実測時の雲の様子を記録した。測定項目および測定機器を表-1 に、模型および測定機器の設置位置を図-2 に示す。測定は2009年9月2日から17日までの約2週間行った。

3. 実測結果

測定期間のうち比較的晴天が続いた2009年9月10日の実測値を検討対象とした。

(1) 気象データ

日射量、気温ならびに風速を図-3 に、実測時の雲の状況を写真-2 にそれぞれ示す。午前中は比較的雲が少なく晴天であり、日射量は正午まで増加傾向にあった。正午~14時は、曇りがちで日射量に急激な変動がみられた。気温は15時~17時には西日の影響と考えられる上昇がみられ、この時間帯を除くとこの日の最高気温は約30℃であった。また、日最大平均風速は1.8m/sで、模型設置場所付近は比較的風速が低かった。

(2) 模型温度

no.1~no.3の屋根面および壁面4面の表面温度と模型内部の温度を図-4 に示す。屋根面の表面温度は日射量の増加とともに上昇し、正午頃最大となった。壁面の表面温度は、各面が受ける直達日射量が多くなる時間帯(例えば、東壁面は7時~11時)で表面温度が高くなった。

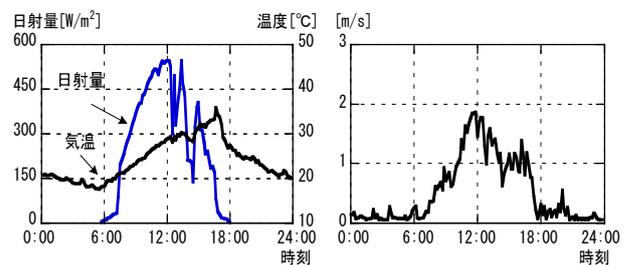


図-3 気象データ (2009年9月10日実測値)

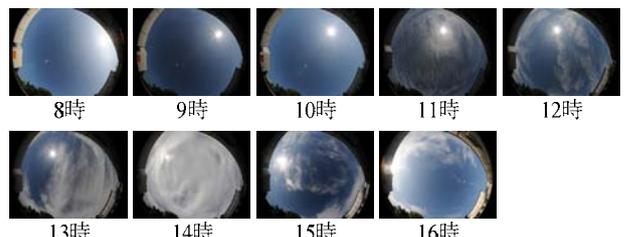


写真-2 雲の状況 (2009年9月10日)

北壁面は直達日射を受けないため、他の面よりも表面温度の変化は小さい。午後は日射量の増減が大きく、日射量の増減に追従するように各面の表面温度は変動している。検討した模型は熱容量が小さいため、表面温度は比較的短い時間の雲の影響と考えられる日射量の増減により変動したと考えられる。

no.1 (一般塗料) と no.3 (高反射塗料) の表面温度の差は屋根面において最大-5.3℃ (10:30), 南壁面では -4.2℃ (10:40) であった。また、塗料による模型内部温度の差 (no.1 と no.3 の差) は 10 時前後で最大となり、その差は-2.5℃であった。なお、no.2 の屋根面の表面温度は no.3 の屋根面の表面温度と、no.2 の壁面の表面温度と模型内部温度は no.1 のそれらとほぼ同じであった。

4. 熱収支計算コードによる予測

(1) 計算概要

熱収支計算には、市販コード「サーモレンダー3 Pro (エアアンドエー株)」を使用した。計算対象は、実測模型を再現した 3 つの立方体モデルと地盤面 (10 m×12 m の範囲) とし、周辺建物はモデル化していない。立方体モデルに設定した物性値を表-2 に示す。

計算対象日は 2009 年 9 月 10 日とし、気象条件として実測値を用いた場合と東京管区気象台 (全天日射量を観測している最寄の気象台) の観測値を用いた場合の 2 ケースで検討を行った。気象条件は、全天日射量、温湿度および風速を 1 時間ごとに与える。気象条件に実測値を用いる場合には、上記条件のほか天空写真から推定した雲量も与えた。天空写真がない時間帯の雲量は 2 とした。なお、実測値における 15 時~17 時の西日の影響と考えられる気温の上昇は補正を行った。計算に用いた気象データを図-5 に、推定した雲量を表-3 に示す。気温は 6 時~18 時では実測値と東京管区気象台の観測値ではほぼ同じである。日射量は、午前中はほぼ同じ値であるが正午過ぎからは実測値のほうが多くなっている。風速は東京管区気象台の観測値(べき乗則による高さ補正值)は、終日実測値と比較すると大きな値であった。

(2) 計算結果

no.1 (一般塗料) と no.3 (高反射塗料) の屋根面、東面および南壁面の表面温度の計算結果を実測値とともに図-6 に示す。気象条件として実測値を用いた場合、屋根面や南壁面は日射量の変化が少ない時間帯 (8 時~12 時) では、実測値と比較的よく対応している。しかし、東壁面では実測でみられた 7 時~11 時の直達日射による温度上昇は再現されていない。この傾向は、西壁面の 13

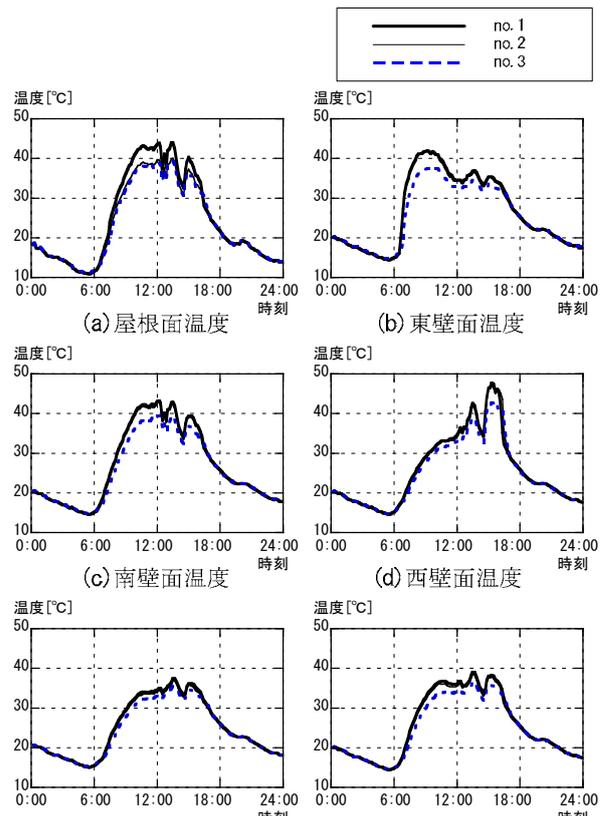


図-4 模型温度の比較 (2009年9月10日実測値)

表-2 計算に用いた物性値

日射反射率	一般塗料51%, 高反射塗料69%
容積比熱	1302kJ/m ³ ·K
熱伝導率	0.615W/m·K
長波長放射率	90%
厚さ	6mm

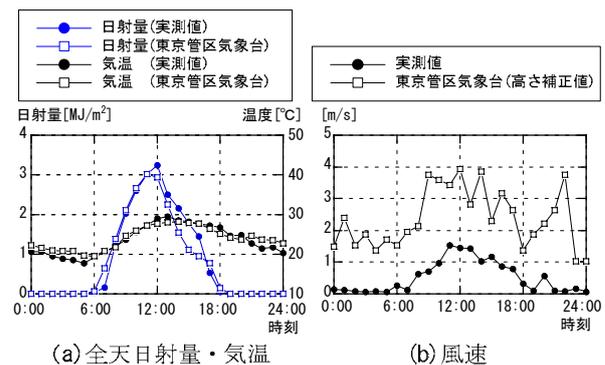


図-5 計算に用いた気象データ

表-3 天空写真から推定した雲量

8時	9時	10時	11時	12時	13時	14時	15時	16時
0	0	0	2	2	4	10	2	2

時~16 時にもみられた。これは、入力した全天日射量から直達日射量と天空日射量を予測 (直散分離) する際に、太陽高度の低い時間帯において直達日射量が小さめに見積もられているためと考えられる。また、ここで用いる直散分離式³⁾は快晴時を対象としているため曇天時

表-4 高反射塗料の効果 (2009年9月10日)

		屋根面表面温度 (12時)			東壁面表面温度 (9時)			南壁面表面温度 (12時)		
		no.1	no.3	no.1とno.3の温度差	no.1	no.3	no.1とno.3の温度差	no.1	no.3	no.1とno.3の温度差
計算値	実測値	42.6℃	36.5℃	-6.1℃	33.8℃	30.3℃	-3.5℃	40.6℃	36.8℃	-3.8℃
	東京管区気象台	36.6℃	32.6℃	-4.0℃	31.1℃	28.7℃	-2.4℃	35.2℃	32.7℃	-2.5℃
実測値		43.8℃	38.9℃	-4.9℃	41.9℃	37.4℃	-4.5℃	43.3℃	39.4℃	-3.9℃

には誤差が大きくなる傾向があり、今後検討が必要と考えられる。正午～14時において実測値には急激な温度変化がみられるが計算ではそれを捉えていない。これは、計算では気象条件を1時間ごとと与えているため日射量の変化が緩やかであることと、実測した模型は熱容量が小さく比較的短い時間の気象条件の変化に表面温度が追従するためと考えられる。気象条件として東京管区気象台の観測値を用いた場合、表面温度は実測値よりも低めの予測となっている。これは、風速が実測した風速よりも高いためと考えられる。

計算において表面温度の差が最も大きくなる時間（屋根面および南壁面は12時、東壁面は9時）のno.1（一般塗料）とno.3（高反射塗料）の屋根面、南壁面および東壁面の表面温度とその差を表-4に示す。no.1とno.3の表面温度の差が示す高反射塗料の効果は、気象条件として実測値を用いた場合、屋根面では実測値と多少の差異はあるものの、南壁面ではほぼ一致した。また、東壁面は実測でみられた午前中の温度上昇を再現できていないため、高反射塗料の効果も実測ほど大きくならなかった。東京管区気象台の観測値を用いた場合は、風速の違いもあり、表面温度が低めに予測されたため、高反射塗料の効果である表面温度の差も小さくなった。

5. まとめ

本報では、実測により高反射塗料による表面温度の低減効果を確認し、熱収支計算コードにより予測した効果と比較検討を行い、以下の知見を得た。

- ① 実測したボックス型模型は熱容量が小さく、表面温度は日射量や気温の変化に敏感に反応した。実測における一般塗料と高反射塗料の屋根面表面温度の差は検討対象日では最大-5.3℃であった。
- ② 熱収支計算において、気象条件に実測値を用いた場合、日射量の変化が少ない時間帯では表面温度は実測値とよい対応を示し、高反射塗料の効果の予測精度はおおむね良好であった。気象条件に東京管区気象台の観測値を用いた場合は、風速の違いにより表面温度が低めの予測となり、高反射塗料の効果は小さめに評価された。

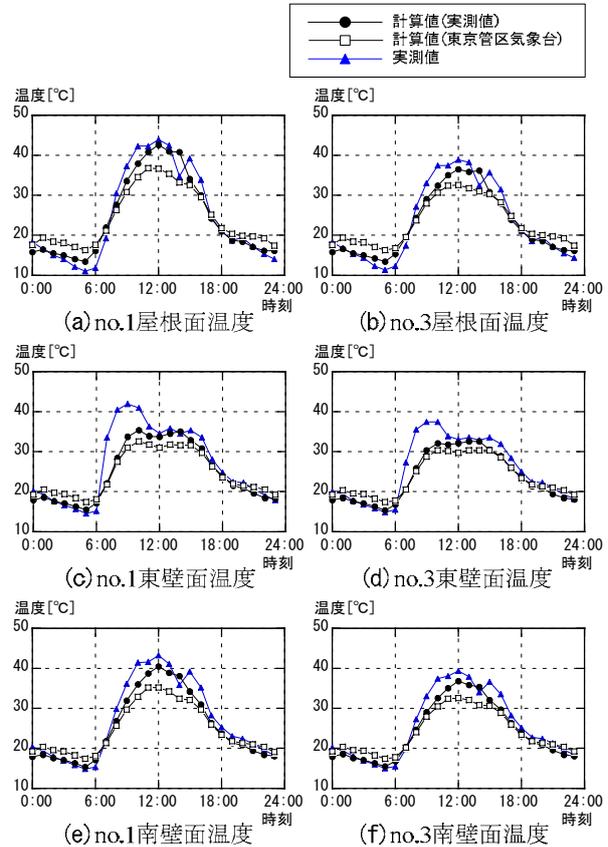


図-6 表面温度の計算結果

- ③ 実測でみられた直達日射による表面温度の上昇を再現するためには、直達日射量を適切に見積もる必要がある、今後検討が必要である。

参考文献

- 1) 例えば、本橋健司ほか:太陽熱高反射率塗料の性能に関する研究(その7)耐候性試験後の日射反射率について、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1035-1036, 2009.8
- 2) 浅輪貴史, 梅干野晃:屋外の空間形態と構成材料を考慮した建築伝熱シミュレーションモデルの開発, 日本建築学会環境系論文集, 第578号, pp.47-54, 2004.4
- 3) 永田忠彦, 沢田康二:晴天による水平面散乱日射の式の試案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 第267号, pp.519-520, 1978.5

「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価

－厚板水中切断性能の把握と音による切断監視試験－

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of Fugen - Performance of Underwater-Cutting Thick Plate and Testing of Sound-Based Monitoring for Underwater-Cutting Process -

丸山 信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA

西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO

原子炉廃止措置研究開発センター「ふげん」の原子炉本体は、圧力管とカランドリア管からなる二重管構造を特徴としている。原子炉本体解体は、逐次水中で行われる予定であり、二重管の同時解体技術として、アブレイシブウォータージェット(AWJ)水中切断工法を有力候補の一つとしている。

AWJ 技術の適用性検討評価にあたり、開発した小型 AWJ 切断装置で厚板水中切断の性能確認を行った。また切断時に水の濁りが発生するため、二次的な切断監視技術として、音による切断監視を行った。結果より、ステンレス鋼板水中切断では、150mm の板厚をワンパスで切断可能であることを実証し、かつ、切断深さと切断可能速度との関係予測を可能にした。また、音による切断監視では、切断状況を音レベルの変化を捉えることで切断良否状況予測の可能性を確認した。

キーワード：ふげん，原子炉解体，アブレイシブウォータージェット(AWJ)，水中切断，音

The reactor of Fugen is characterized by its double-walled pressure tube construction that is composed of pressure tubes and calandria tubes. The reactor dismantlement has been planning on dismantling it under water and the abrasive water jet (AWJ) underwater-cutting method is chosen as an option among simultaneous double tubes cutting technologies.

For assessing the applicability of the AWJ cutting technology, a thick plate was cut under water by the small AWJ cutting machine. In addition, since cutting causes muddiness in water, cutting was monitored by the sound-based monitoring system which was adopted as a secondary cutting monitoring method. As a result, it was demonstrated that one-pass cutting was possible under water for a stainless-steel plate with 150mm thickness and that the relationship between cutting depth and capable cutting speed could be predictable. As for the sound-based cutting monitoring, the predictability whether or not cutting would be successful was verified by checking the change of sounds level.

Key Words: Fugen, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet(AWJ), Underwater-Cutting, Sound

1. はじめに

原子炉廃止措置研究開発センター「ふげん」(写真-1)は、安定した稼働率で約 25 年間稼働し、2003 年 3 月に運転を終了した。現在は、廃止措置中で原子炉解体工法の検討が進められている^{1),2)}。

「ふげん」は、熱出力 557MWt，電気出力 165MWe の重水減速沸騰軽水冷却圧力管型原子炉で、圧力管とカランドリア管をそれぞれ 224 本ずつ内蔵する複雑で狭隘な管群構造³⁾を特徴としている(図-1)



写真-1 原子炉廃止措置研究開発センター「ふげん」

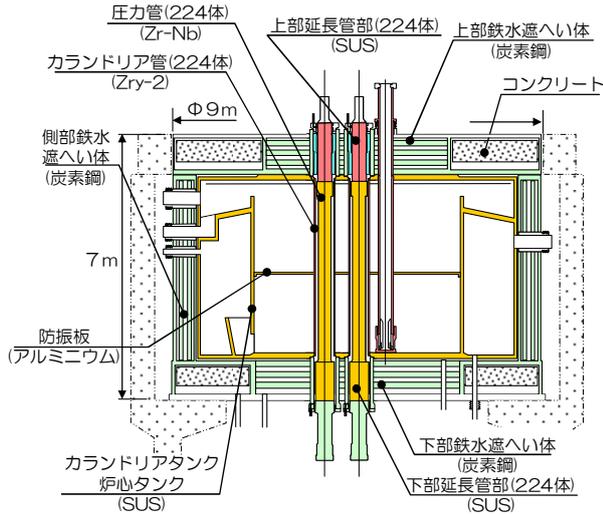


図-1 原子炉本体構造

特に、このような原子炉構造物の解体では、放射性物質の拡散を防ぐこと（汚染拡大防止）が重要なため、候補とされる切断工法の適用性を試験し、その諸特性について充分検討しておくことが必要である。

本報では、候補とされる小型 AWJ 切断工法の想定される課題（厚板切断性能、切断監視方法）について試験を実施し、その試験より得られた成果について述べる。

なお、本成果は、（独）日本原子力研究開発機構「ふげん」における原子炉解体工法の検討のため実施した試験によるものである。

2. AWJ 水中切断の課題と対応

小型 AWJ 切断工法の適用検討にあたり、これまで世界最小クラスの小型 AWJ 切断装置を開発し、二重管を同時切断できることを確認した³⁾（図-2）。しかし、AWJ 水中切断に関して、以下の課題があり、課題への対応のため試験を実施した。

- ① 汎用ノズル（写真-2）と比較してヘッドを小型化したことによる能力の低下が懸念されたため、炉内構造物のステンレス鋼板（SUS304 t=150mm）に対して切断可能性の検証を行い、ステンレス鋼板の厚さに対する切断可否予測を行った。
- ② 水中切断時に、切断粉などの影響と思われる水の濁りの発生が確認された（写真-3）。そのため、水中カメラなど以外の二次的な水中切断監視技術の検討が必要となり、その切断監視技術として、切断音による監視方法を候補にあげ、切断時の音の変化を計測した⁴⁾。

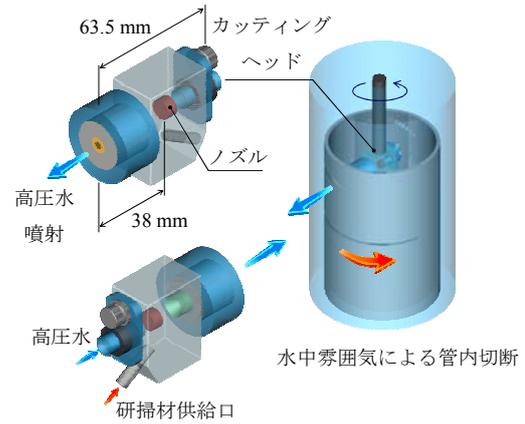


図-2 小型 AWJ 切断装置（イメージ）

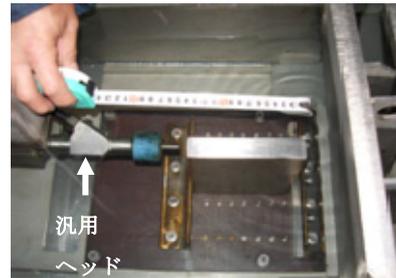
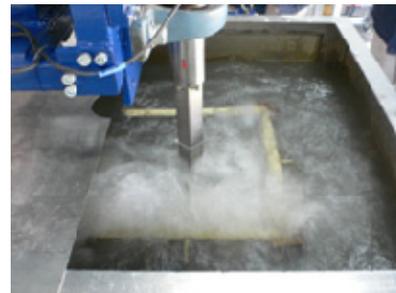


写真-2 汎用 AWJ ヘッド



(a) 切断中



(b) 切断後

写真-3 AWJ 水中切断における水の状態

3. 小型 AWJ による水中厚板切断試験

(1) 試験方法

被切断部材に、ステンレス鋼板（SUS304 t=150mm および t=80mm）を用いて、小型 AWJ 切断装置と被切断部材とのスタンドオフ距離および研掃材供給量を一定に保

ち切断速度を可変させ、水中における被切断部材の切断深さの確認を行った。ステンレス鋼板設置状況を写真-4に示す。また、切断条件を表-1に示す。

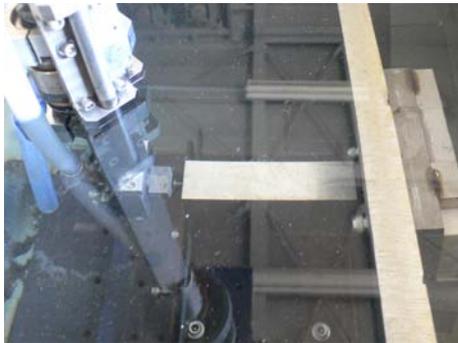


写真-4 ステンレス鋼板設置状況

表-1 切断条件 (ステンレス鋼板切断)

NO	被切断部材	雰囲気	スタンドオフ距離 (mm)	研掃材	研掃材供給量 (kg/min)	切断速度 (mm/min)
1	SUS304 t=150mm	水中	10	ガーネット	1.0	3.6
2						4.8
3						6
4	SUS304 t=80mm					41
5						100
6						138

(2) 試験結果

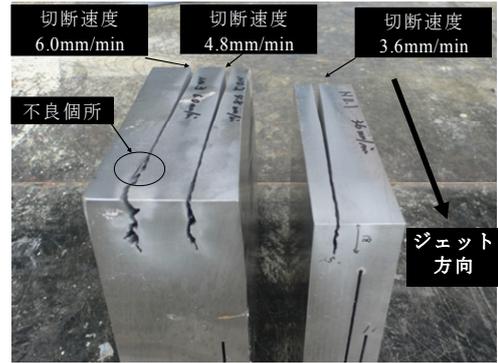
ステンレス鋼板 (SUS304 t=150mm および t=80mm) を用いた場合の切断速度と切断深さの関係を表-2に示す。

被切断部材にステンレス鋼板 (SUS304 t=150mm) を用いた場合、切断速度 3.6 mm/min および 4.8mm/min で、切断深さ 150mm 以上であった。しかし、切断速度 6.0 mm/min では縁切れができていない箇所があり、切断深さ 145mm であった。写真-5 にステンレス鋼板 (SUS304 t=150mm) の切断状態を示す。

(3) 考察

図-3にステンレス鋼板の板厚に対する切断可能速度予測曲線 (スタンドオフ距離 10mm) を示す。図-3中の点線が、ステンレス鋼板の板厚に対する切断可能速度予測曲線であり、小型 AWJ によるステンレス鋼板の各切断速度に対する切断可能な板厚との関係を示している。

今後、このグラフより、さまざまな板厚 (ステンレス鋼板) の切断可能速度を予測することが可能と考える。



(ジェット出口側)
写真-5 ステンレス鋼板 (SUS304 t=150mm) の切断状態

表-2 切断速度と切断深さの関係 (ステンレス鋼板切断)

NO	切断速度 (mm/min)	切断深さ (mm)
1	3.6	150以上
2	4.8	150
3	6	145
4	41	58
5	100	25
6	138	21

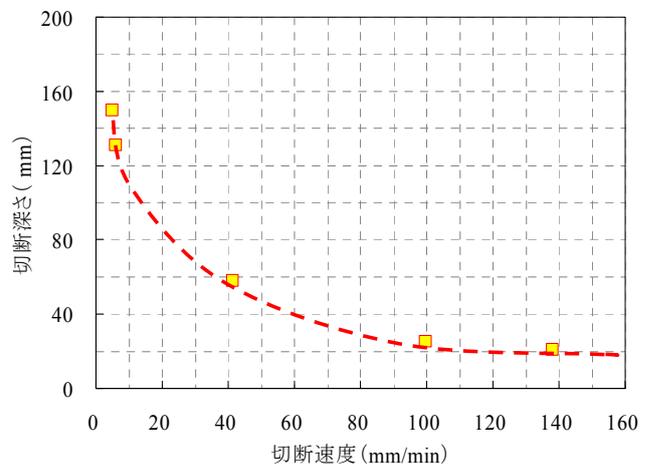


図-3 ステンレス鋼板の板厚に対する切断可能速度予測曲線 (スタンドオフ距離 10mm)

4. 音による切断監視試験

(1) 計測機器の仕様および設置方法

AWJによる切断可否を判定するため、水中切断音を解析するシステムを開発した。このシステムに使用する主な機器は、モニタ (パソコン)、USB 信号記録モジュール

表-3 音計測機器の仕様

No	項目	型式	主な仕様
①	USB信号収録 モジュール	NIUSB-9233	4ch AI, 24bit, 50kHz
②	水中マイク	B&K 8103	~20kHz
③	アンプ	B&K 269x	-
④	データ収録パソコン	WindowsXPwith SP2	LabVIEW8.21

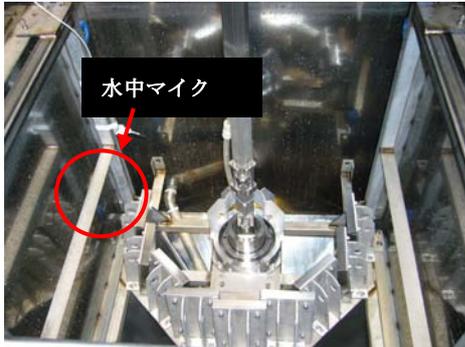


写真-6 水中マイク設置状況

ル、水中マイクなどである。音計測機器の主な仕様⁵⁾を表-3に示す。水中マイクは、切断装置から直線距離にして400mm程度離れた位置とした。水中マイクの設置状況を写真-6に示す。

(2) 切断条件

小型AWJ切断装置を用いて、ステンレス鋼の円管および厚板を切断した時の音の周波数特性の変化を計測した。切断条件を表-4に示す。

表-4 切断条件(音計測)

被切断部材	ポンプ水圧 (MPa)	研掃材供給量 (kg/min)	スタンドオフ距離 (mm)	切断速度 (mm/min)	切断時間 (sec)
内管 (SUS304: 板厚16mm)	200	1.0	2.5	18	250
外管 (SUS304: 板厚10mm)			40	32	250
二重管 (SUS304: 管厚16mm 10mm)			2.5	18	250
平板 (SUS304: 板厚80mm)			50	30	80

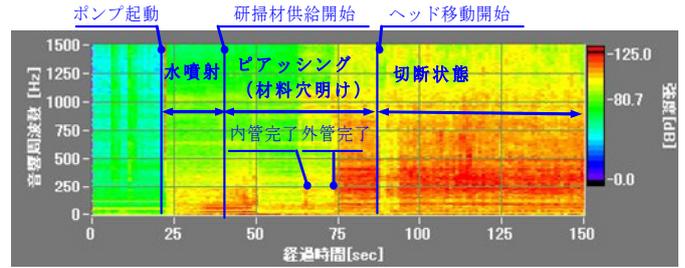
(3) 計測結果

音の周波数特性の変化について、ステンレス鋼円管(SUS304)の水中切断状況とステンレス鋼板(SUS304 t=80mm)の水中切断状況を図-4に示す。

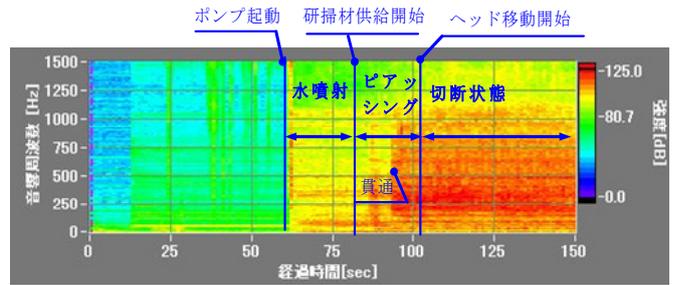
ステンレス鋼円管およびステンレス鋼板とも、切断良好時の音の周波数特性変化である。

ステンレス鋼円管切断中は、二重管、外管単体、内管域で大きいレベルを示した(図-5(a)~(c))。

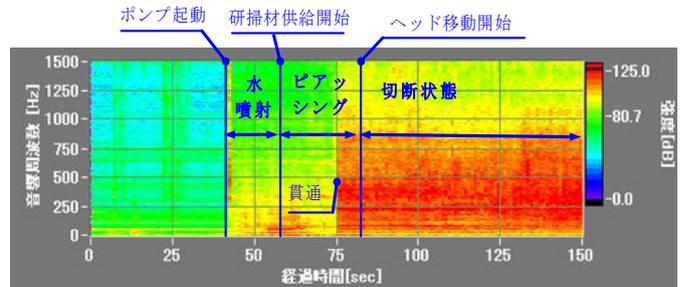
一方、ステンレス鋼板切断中は、250~500Hzの周波数帯域で大きいレベルを示したが、切断時間の経過と



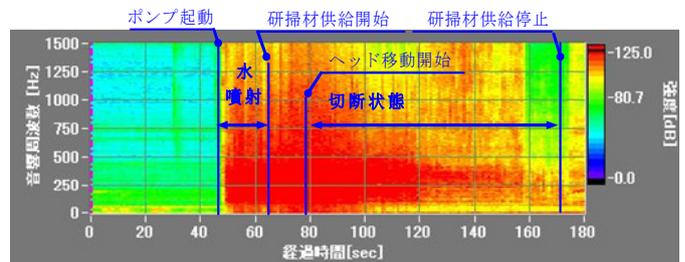
(a) 円管 (SUS304 二重管) ・切断速度 18mm/min



(b) 円管 (SUS304 外管単体) 切断・切断速度 32mm/min



(c) 円管 (SUS304 内管単体) 切断・切断速度 18mm/min



(d) ステンレス鋼板 (SUS304 t=80mm) 切断・切断速度 30mm/min

図-4 音の周波数特性変化状況

もに音が小さくなった(図-4(d))。

ステンレス鋼円管およびステンレス鋼板ともに、ジェット噴射ピアッシング(材料穴明け)などの切断工程の状況変化について、明確に捉えることができた。

(4) 考察

切断中の水中音レベルの周波数特性変化状況について円管切断中(ヘッド回転中)に水中マイクロホンで検知されたレベルの高い音(主な周波数帯域200~500Hz)は、AWJが二重管外管の外側に到達した状態(切断良好

状態)で発生しているため、水流摩擦音による影響と推測している。

一方、厚板切断中(ヘッド移動中)では、切断開始当初は、周波数帯域 0~1,500Hz と比較的広い範囲で、大きい音が確認されたが、時間の経過とともに、音のレベルが低下し、レベルを強く示す周波数帯域範囲も狭くなった。この現象は、アブレイシブジェットが被切削材を貫通しているか否かによる水流摩擦音の変化が影響していると思われる、被切削材を貫通している状況のほうが水流は一定しており、音の状況が安定していると推測している。

5. 結論

本試験の成果と今後検討すべき課題について、以下にまとめる。

① 小型 AWJ による水中厚板切断

小型 AWJ 切断装置により、ステンレス鋼 (SUS304 t=150mm) を切断速度 4.8mm/min にて、ワンパス切断可能であることを実証した。

また、各切断速度による切断深さの関係(スタンドオフ距離 10mm)より、小型 AWJ 切断装置を用いた場合のステンレス鋼板の板厚に対する切断可能速度を予測することが可能となった。今後は、スタンドオフ距離を変化させた場合の切断可能速度予測が課題となる。

② 切断工程における音の変化特性

水中切断音について、円管および厚板ともに、ジェット噴射、ピアッシング(材料穴明け)などの切断工程の状況変化について、明確に捉えることができた。

また、部材貫通か否かの水流摩擦音の変化を捉えることが、切断良否判断の有効な手段となる可能性を示していることが分かった。今後、水流摩擦音の変化を今以上に明確に捉える手法の検討が必要となる。

謝辞: 本研究で対象とした「ふげん」原子炉本体解体技術の検討評価に関して、(独)日本原子力研究開発機構 敦賀本部 原子炉廃止措置研究開発センター 技術開発部 森下喜嗣次長、同部 技術開発課 佐野一哉課長代理、中村保之氏、岩井紘基氏にご指導、ご助言を賜りました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献:

- 1) 岩井紘基, 佐野一哉, 中村保之, 大鐘大介, 丸山信一郎, 高島雄次: 「ふげん」原子炉解体技術の適用性検討評価-アブレイシブウォータージェットによる二重管模擬材切断試験(その4)-, 日本原子力学会 2008 年秋の年会予稿集, No.6, 2008.9
- 2) 丸山信一郎, 大鐘大介: 「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価-研掃材を再利用した切断試験と切断監視技術の開発-, 三井住友建設技術開発センター報告 No.7, 2009.11
- 3) Yasuyuki Nakamura, Kouichi Kikuchi, Yoshitugu Morisita, Tatsuo Usui, Daisuke Ogane: Applicability Examination and Evaluation of Reactor Dismantlement Technology in the Fugen-Examination of Double Tubes Cutting by abrasive Water Jet- Proceeding of 14th International Conference of Nuclear Engineering, ICONE14-89380, 2006.7
- 4) 中村保之, 岩井紘基, 佐野一哉, 森下喜嗣ほか: 「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 切断技術の適用性試験, デコミッションング技報 (Journal of the RANDEC), No.38, 2008.11
- 5) Yasuyuki Nakamura, Yoshitugu Morisita, Shinichiro Maruyama, Shinichi Tezuka, Daisuke Ogane, Yuji Takashima: Assessment of the Applicability of the Abrasive Water Jet Technique for Dismantling the Reactor of Fugen, Proceeding of 16th International Conference of Nuclear Engineering, ICONE16-48828 2008.5

地域暖房を導入する集合住宅群への分散型エネルギーシステムの 導入効果に関するフィージビリティ・スタディ

Feasibility Study on Energy Efficiency of the Decentralized Energy System in the District Heating Area for Residential Buildings

西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO

1980年代を中心に普及がはかられた地域熱供給事業の多くが設備更新の時期を迎え、事業採算性の高いシステムへの移行、低炭素化社会に適応したエネルギー効率の向上といった課題に直面している。特に、寒冷地において公営住宅などの集合住宅を中心に温熱供給のみを実施している地域暖房エリアでは、温熱負荷の平準化による恩恵が受けづらいこと、エリア内の負荷密度が低く熱源の集約効果が低いこと、などへの対応も課題となっている。本研究では寒冷地における特定の事業者を対象としたケーススタディの成果を用い、国内における同様の事業者に技術展開した場合の波及効果の定量化を試みた。

キーワード：分散型エネルギーシステム、地域暖房、集合住宅、省エネルギー

Many district heating and cooling were wide-spread during the 1980's have now confronted to the time of equipment replacement. They are now challenged by problems, for example transferring their systems to ones with higher profitability or improving their energy efficiency that is appropriate for a low carbon society. The businesses that supply only heat mainly to collective housings such as public housings in cold districts have additional problems to solve. It is especially difficult for them to take benefit from thermal load-leveling and the effect of integration of heat sources cannot be highly expected due to the low load density in the area. In this study, based on the case study of specific operators of the heat supply in cold districts which transferred their energy system to a decentralized one, we evaluated their ripple effects assuming that the technology used by such operators is deployed to similar operators in Japan.

Key Words: Decentralized Energy System, District Heating, Residential Building, Energy Conservation

1. はじめに

地球温暖化抑制の機運の高まりを受け、住宅でのエネルギー消費を含む民生部門の温室効果ガス削減へ向けた取り組みは、国家的喫緊の課題となっている。一方、地域熱供給に代表されるエネルギーの面的利用は、2006年5月に発表された新・国家エネルギー戦略においても中核的な技術と位置づけられ、普及促進策が講じられている。

地域熱供給は、熱源設備を集約することで大型の高効率機器を利用でき、適切な運転・維持管理が可能になるため、エネルギー効率が高いという特徴がある。国内では現時点において149地区にて地域熱供給事業がすでに実施されている。そのうち温熱供給のみを実施している

地域暖房エリアは寒冷地を中心に15地区存在し、うち8地区は北海道において集合住宅に温熱供給のみを実施している事業者であり、老朽化が進行しているという共通の課題を有する。

本研究では、寒冷地で温熱供給のみを実施している地域暖房エリアにおいて、熱源機器の更新により効率的なシステムを構築し、事業性を向上させる手段として分散型エネルギーシステム（小型コージェネレーションシステムの分散配置）を取り上げ、特定の事業エリアにおける電力・温熱供給事業への転換による効果予測結果を用い、国内全体への環境負荷低減に関する波及効果を検証した。

2. 特定事業者を対象とした導入効果

(1) 実モデル事業の概要

特定の事業エリアにおける効果予測に際しては、本研究への協力が得られていた北海道の熱供給事業者（以下「実モデル事業」）から現状設備の仕様、事業内容についてのデータ提供を受けた。

a) 事業規模

北海道において主に集合住宅に温水供給を実施している。供給エリアは約 28ha、供給延べ床面積は約 146,000 m² である。2,600 戸余の集合住宅のほか、学校、商業施設などに熱供給を行っているが、延べ床面積比率では住宅用途が約 135,000 m²（全体の 93%）を占める。

b) 熱供給システムの仕様

センタープラントに設置された重油焚きボイラから、一次側導管を介して 8 カ所のサブステーション（以下、「SS」）に 140℃の高温水を供給し、90℃の温水を選している。各 SS では、85℃の二次側温水に熱交換され、二次側導管を介して各建物に供給される。各住戸では二次側温水を直接的に暖房に利用するほか、各建物に設置された貯湯槽にて二次側温水と上水とを熱交換し、各住戸に給湯用温水を供給している。

(2) 実モデル事業のモデル化

実モデル事業から提供を受けたエネルギー消費実績、上記事業内容に基づくエネルギー需要およびシステム（現状/提案）を以下のとおりモデル化した。

a) エネルギー需要のモデル化

センタープラントにおけるエネルギー消費量および各 SS における供給熱量の実測値（2006年1月～12月、1時間値）の提供を受け、住宅における時刻別負荷パターンの汎用値⁴⁾を用いて、実測値から暖房負荷と給湯負荷の分離を行った。また、電力需要は住宅における年間負荷および時刻別負荷パターンの汎用値⁴⁾を用いてモデル化した。温熱需要データを図-1、および電力需要データの例を図-2に示す。

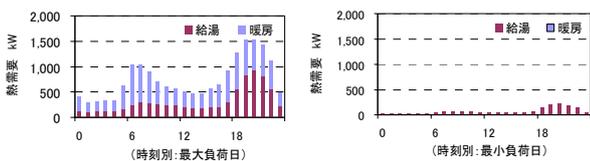


図-1 温熱需要データの代表例

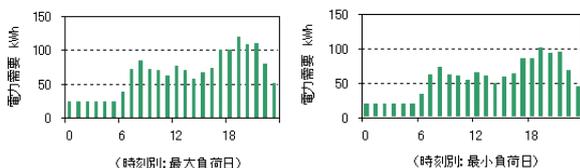


図-2 電力需要データの代表例

b) 現状システムのモデル化

実モデル事業から提供を受けた現状の設備仕様に基づいて、センタープラントおよび各 SS の機器仕様をモデル化した。現状システムモデルの主要機器リストを表-1に、熱供給の概略フローを図-3に示す。

電力供給は、熱供給事業の範囲外であり、実際の設備仕様を入手することが困難であったため、商用電力を各棟で受電し、各住戸は電力会社と戸別に電灯契約をしているものとした。なお、住戸数 80 戸未満の小規模住棟は高圧線から柱上トランスなどで低圧受電し、各住戸に供給するものとした。また 80 戸以上の中規模住棟は、高圧を電力会社借室内受変電設備にて引き込み、各住戸に供給するものとした。

表-1 主要機器リスト（現況システム）

センタープラント																			
記号	機器名	仕様[kW]	動力[kW]																
B-1	ボイラー No.1	4,511	18.5																
B-2	ボイラー No.2	7,518	30.0																
B-3	ボイラー No.3	7,518	30.0																
	合計	19,547	-																
記号	機器名	仕様[l/min]	動力[kW]																
HP-1	地域循環ポンプ No.1	5,000	37.0																
HP-2	地域循環ポンプ No.2	5,000	37.0																
HP-3	地域循環ポンプ No.3	600	7.5																
	合計	10,600	-																
記号	機器名	仕様																	
SH-1	高温水ヘッダー(往)	340φ×2.315L(140℃)	-																
RH-1	高温水ヘッダー(還)	340φ×2.315L(90℃)	-																
※全ての地域循環ポンプの揚程は30m																			
サブステーション																			
SS		熱交換器			温水循環ポンプ			SS		熱交換器			温水循環ポンプ						
記号	仕様[kW]	記号	仕様	動力[kW]	台数[台]	記号	仕様[kW]	記号	仕様	動力[kW]	台数[台]	記号	仕様[kW]	記号	仕様	動力[kW]	台数[台]		
A	HEX-A1 1,392	HSP-A1	400	5.5	2	F	HEX-F1 3,958	HSP-F1	850	7.5	2								
		HSP-A2	400	5.5	2			HSP-F2	550	5.5	2								
B	HEX-B1 1,856	HSP-B1	900	7.5	2	G	HEX-G1 1,346	HSP-G1	350	5.5	2								
		HSP-B2	900	7.5	2			HSP-G2	350	5.5	2								
		HSP-B3	80	2.2	2			HSP-G3	550	5.5	2								
C	HEX-C1 4,431	HSP-C1	140	2.2	2	H	HEX-H1 2,459	HSP-H1	550	5.5	2								
		HSP-C2	140	2.2	2			HSP-H2	140	2.2	2								
		HSP-C3	1,350	11.0	2			HSP-H3	140	2.2	2								
		HSP-C4	550	5.5	2			HSP-H4	250	3.7	2								
D	HEX-D1 255	HSP-D1	140	2.2	2			HSP-H5	140	2.2	2								
E	HEX-E1 3,148	HSP-E1	400	5.5	2														
		HSP-E2	400	5.5	2														
		HSP-E3	80	2.2	2														
		HSP-E4	250	3.7	2														
										※全ての温水循環ポンプの温水往還温度は35℃/70℃、揚程は30m									

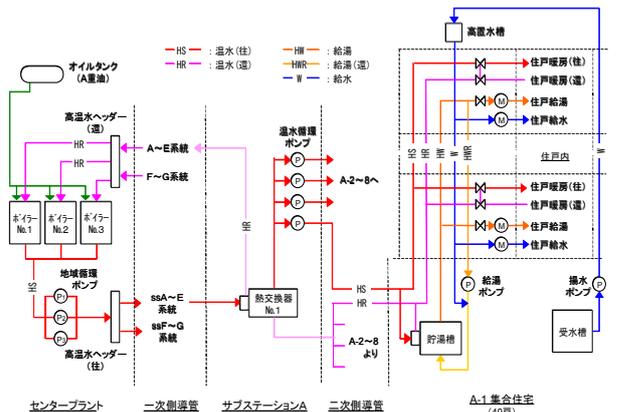


図-3 熱供給フロー（現況システム）

c) 分散型エネルギーシステムのモデル化

分散型エネルギーシステムでは、小型のコージェネレーションシステム（以下、「CGS」）を各 SS に分散配置した。分散型エネルギーシステムの導入概念を図-4に示す。各 SS では、CGS 排熱を回収し、既存の二次側導管を介して各建物に熱供給を行い、温熱が不足する場合には補助熱源（ガスボイラ）を稼働させる。なお、1時間当たりの電力需要の年間平均約 713kWh であること、

おおむね給湯需要のみとなる 6 月から 9 月における各 SS の温熱需要の平均値が約 588MJ/h であることから、発電出力 108kW、回収熱量 640MJ/h を定格能力とするガスエンジン駆動の CGS を各 SS に 1 台、合計 7 台 (756kW) を設置する想定とした。分散型エネルギーシステムの主要機器リストを表-2 に、熱供給の概略フローを図-5 に示す。

電力供給システムは、分散型エネルギーシステムへの移行に伴い、熱供給エリア全体での高圧一括受電とし、受電点に設置した受変電設備から各棟に対し配電するものとした。なお、CGS による発電電力は熱供給事業者が購入した高圧電力と系統連係させ、事業エリア内にて相互融通利用を可能とした。

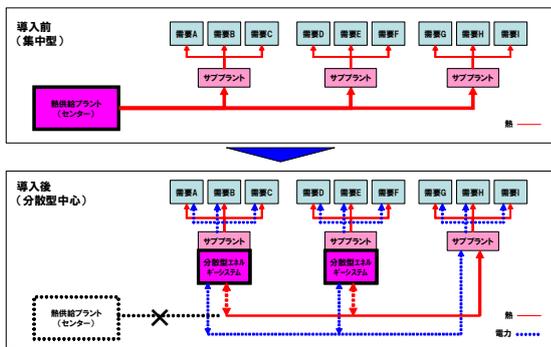


図-4 分散型エネルギーシステムの導入概念

表-2 主要機器リスト (分散型エネルギーシステム)

センタープラント			
記号	機器名称	設置場所	特記事項
B-1=3	ボイラー	センタープラント	廃止
HP-1=3	給湯循環ポンプ		廃止
SH=1	高圧水ポンプ		廃止
PH=1	高圧水ヘッダー		廃止
SS			
記号	機器名称	設置場所	特記事項
HEX-A1	熱交換器	SS-A	廃止
CGS-A1	ガスエンジンCGS		新設(108kW×1台)
B-A1	温水ボイラー		新設(93kW×3台)
HSP-A1	温水循環ポンプ		既設
HEX-A2	熱交換器	SS-B	廃止
HEX-B2	熱交換器		廃止
CGS-B1	ガスエンジンCGS		新設(108kW×1台)
B-B1	温水ボイラー		新設(186kW×3台)
HSP-B1	温水循環ポンプ	SS-C/D	既設
HSP-B2	温水循環ポンプ		既設
HSP-B3	温水循環ポンプ		既設
HSP-B4	温水循環ポンプ		既設
HEX-C1	熱交換器	SS-C/D	廃止
CGS-C1	ガスエンジンCGS		新設(108kW×1台)
B-C1	温水ボイラー		新設(93kW×3台)
HSP-C1	温水循環ポンプ		既設
HSP-C2	温水循環ポンプ	SS-E	既設
HSP-C3	温水循環ポンプ		既設
HSP-C4	温水循環ポンプ		既設
HSP-C5	温水循環ポンプ		既設
HEX-D1	熱交換器	SS-E	廃止
HSP-D1	温水循環ポンプ		新設(140L/min×30=42)
HEX-E1	熱交換器		廃止
CGS-E1	ガスエンジンCGS		新設(108kW×1台)
B-E1	温水ボイラー	新設(93kW×3台)	既設
HSP-E1	温水循環ポンプ	既設	既設
HSP-E2	温水循環ポンプ	既設	既設
HSP-E3	温水循環ポンプ	既設	既設
HSP-E4	温水循環ポンプ	既設	既設

※1-は廃止する機器を示す。
 ※2-ガスエンジンCGS(定格発電容量108kW、50Hz)¹⁾
 燃料消費量: 30.8Nm³/h(定格出力時)、18.5Nm³/h(50%出力時)
 発電効率: 28.1%(HHV)、排熱回収率: 46.2%(HHV)(定格出力時)

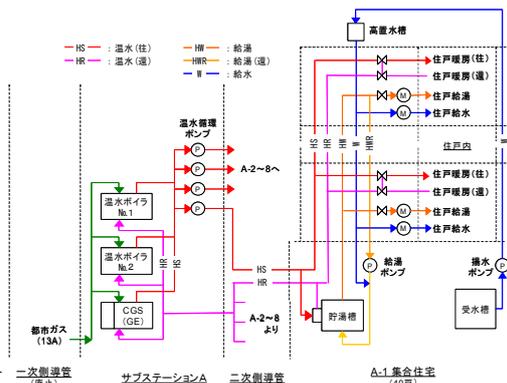


図-5 熱供給フロー (分散型エネルギー現況システム)

(3) 実モデル事業における導入効果の試算

実モデル事業における現状モデルと分散型エネルギーシステムモデルにおける年間一次エネルギー消費量とCO₂排出量を推定した。

a) 計算ケース

現状のシステムを「ケース 1」、分散型エネルギーシステムを「ケース 2」と設定した。なお、現状のシステムは A 重油を使用しているが、分散型エネルギーシステム導入による効果を推定することが目的であるため、両ケースとも都市ガスを使用するものとして試算した。

b) 評価方法

年間一次エネルギー消費量 (E) は、供給エリアの建物において電力需要と温熱需要をまかなうために消費される商用電力と都市ガスの年間消費量を一次エネルギー換算した (式(1))。年間 CO₂ 排出量 (C) は、商用電力、および都市ガス消費量とエネルギー種別ごとの排出原単位の積として求めた。(式(2))

$$E = P \times \alpha_P + (G_B + G_C) \times \alpha_G \quad (1)$$

$$C = P \times \beta_P + (G_B + G_C) \times \beta_G \quad (2)$$

ここに、

E: 年間一次エネルギー消費量 [MJ/年]

P: 年間商用電力消費量 [kWh/年]

G_B: 温水ボイラーの年間都市ガス消費量 [m³/年]

G_C: CGS の年間都市ガス消費量 [m³/年]

α_P: 商用電力一次エネルギー換算値 [MJ/kWh]

α_G: 都市ガス高位発熱量 [MJ (HHV) /m³]

C: 年間 CO₂ 排出量 [t-CO₂/年]

β_P: 商用電力の CO₂ 排出原単位 [t-CO₂/kWh]

β_G: 都市ガスの CO₂ 排出原単位 [t-CO₂/m³]

c) 算定と条件

表-3 および表-4 に機器性能、表-5 に使用した原単位の値を示す。補助ボイラーの機器性能は現状のシステムの実績値より推定し、各種ポンプは定格値より消費電力を設定し、消費電力は流量に比例するものとした。また、CGS の性能は、実機のカタログ値を参考に設定した。

表-3 機器性能 (ボイラー・ポンプ)

項目	値	単位	備考
温水ボイラー、補助ボイラー(都市ガス使用)			
効率	93.5	%[HHV]	現状のシステムの実測値より算出
内部補機動力	0.0196	kW/MJ	現状のシステムの定格値より算出
地域循環ポンプ			
消費電力	0.13	kW/m ³	流量制御あり 消費電力は流量に比例するものとした 値は現状のシステムの定格値より算出
水頭損失	30	mAq	
温水循環ポンプ			
消費電力	0.19	kW/m ³	流量制御あり 消費電力は流量に比例するものとした 値は現状のシステムの定格値より算出
水頭損失	30	mAq	

表-4 機器性能 (CGS)

項目	単位	値		
負荷率	%	100	75	50
発電効率	%[HHV]	28.1	27.1	24.4
排熱回収率	%[HHV]	46.2	46.9	49.3
補機動力	ジャケット冷却用水用ポンプ7.5kW			
使用燃料	都市ガス(13A)			

表-5 使用した原単位

項目	単位	値	備考
商用電力一次エネルギー換算値(昼)	MJ/kWh	9.97	エネルギー利用の合理化に関する法律 施行規則 別表3におけるデフォルト値 ¹⁹⁾
商用電力一次エネルギー換算値(夜)	MJ/kWh	9.28	
都市ガス高位発熱量	MJ/m ³ [HHV]	45.00	東京ガス株式会社 ²⁰⁾
商用電力CO ₂ 排出量原単位	kg-CO ₂ /kWh	0.555	「地球温暖化対策の推進に関する法律」における「算定・報告・公表制度」における算定方法・排出係数一覧より、尚、都市ガスの発熱量は東京ガス株式会社 ²¹⁾ の45[MJ/m ³ (HHV)]を用いた。
都市ガスCO ₂ 排出量原単位	kg-CO ₂ /Nm ³	2.28	

d) 計算結果

図-6 に年間一次エネルギー消費量の比較結果、図-7 に年間 CO₂ 排出量の比較結果を示す。年間一次エネルギー消費量は、「ケース 1」で 215,432GJ (延床面積当たり 2,052MJ/ m²), 「ケース 2」で 185,820GJ (同 1,770MJ/ m²) であり、約 13.7% (282MJ/ m²) の省エネルギーが期待できる。また CO₂ 排出量は、「ケース 1」で 11,304t-CO₂ (床面積当たり 107.7kg-CO₂/ m²), 「ケース 2」で 9,530t-CO₂ (同 90.8kg-CO₂/ m²) であり、約 15.7% (16.9 kg-CO₂/ m²) の削減効果が期待できることが分かる。

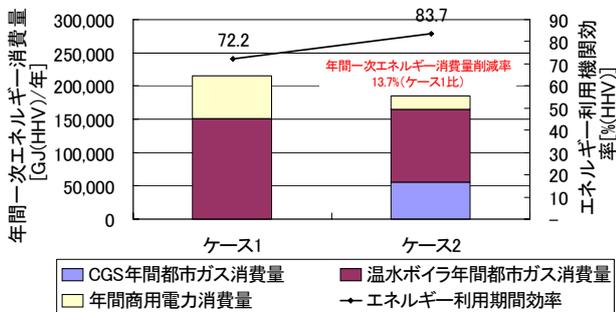


図-6 年間一次エネルギー消費量

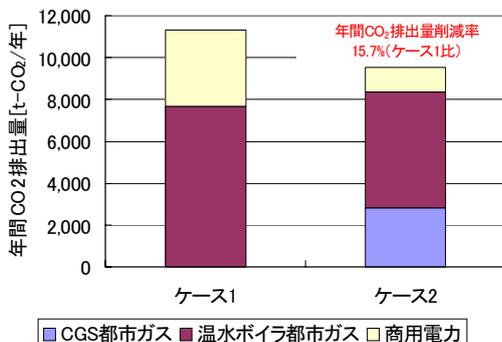


図-7 年間 CO₂ 排出量

3. 国内事業者全体への波及効果

(1) 対象事業者の概要

国内における同様の事業者にて記述の分散型エネルギーシステムを技術展開した場合の波及効果を試算するに当たり、対象とする事業者は北海道内における 8 事業者とした。いずれも集合住宅を中心とする熱需要家に温熱のみの供給を行う事業者であり、供給開始から 30 年以上を経過しているという共通点を有する。対象事業者の概要を表-6 に示す。

表-6 対象 8 事業者の概要⁵⁾

No.	地区名称	所在地	供給事業者	供給開始年	供給エリア (ha)	延床面積 (m ²)	
1	S A 地区	札幌市	a社	1971年	142.0	495,603	
2	S M 地区	札幌市	a社	1971年	50.3	123,836	
3	S K 地区	札幌市	b社	1975年	11.5	127,635	
4	T N 地区	苫小牧市	c社	1972年	36.6	105,000	
5	T T 地区	苫小牧市	d社	1974年	74.7	112,446	
6	T S 地区	苫小牧市	e社	1976年	28.6	145,944	
7	K 地区	北広島市	f社	1972年	86.1	70,950	
8	O 地区	帯広市	g社	1978年	74.1	137,370	
					合計	503.9	1,318,784

(2) 事業スキーム

事業創出の規模を想定する前提として、需要家(顧客)とサービス提供者などの関係および資金の流れの要点(事業スキーム)は以下のとおり設定した。

事業者は顧客に対して、熱と電力を提供する。このサービス提供を実現するために事業者は、①ガス会社から都市ガスを調達する、②電力会社から不足分の電力を調達する、③他のサプライヤーから設備のメンテナンスサービスを受ける、という取引関係を構築する。これを図示すると、図-8 のとおりである。

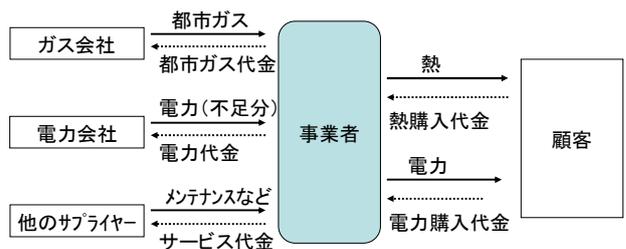


図-8 分散型への移行後の事業スキーム

(3) 試算方法

対象 8 事業者は、実モデル事業者と同様に集合住宅(公営住宅)が主たる需要家であり、実モデル事業における延床面積当たりの導入効果をそのまま流用可能であると仮定した。供給エリア面積 (ha) に対する延床面積 (m²) の比率は、最小 824m²/ha から最大 11,090m²/ha までばらつきがあり、エネルギー需要密度が異なるが、総エネルギー消費量に占める配管ロス、および搬送ロスは微少であると仮定し、試算を行った。

(4) 試算結果

国内事業者への波及効果として、年間一次エネルギー消費削減量は 371,913GJ であり、原油換算で 9,595 キロリットル (200L ドラム缶で約 48,000 本分) に相当する省エネルギー貢献が可能であることが分かった。また、年間 CO₂ 排出削減量は 22,284 t-CO₂ であり、CO₂ のクレジット価格を 1,500 円/t-CO₂ とした場合の経済効果として、年間約 3,343 万円相当を創出可能であることが分かった。なお、分散型エネルギーシステムへの移行は、熱供給事業から「熱+電力供給事業」への転換を伴い、その市場規模増大額 (需要家からの電力代金徴収額) は、12 億円に相当 (15 円/kWh の場合) する。

4. まとめ

国内の地域熱供給事業者のうち、寒冷地にて集合住宅を中心とする需要家に温熱供給のみを実施しているエリアにおいて、分散型エネルギーシステムに移行した場合の環境負荷低減に関する波及効果を検証した。

実モデル事業における詳細な検証結果を国内 8 事業者に展開した場合、年間一次エネルギー削減量として約 371,913GJ、年間 CO₂ 排出削減量として 22,284 t-CO₂ が期待できるとの試算結果を得た。

本結果が、分散型エネルギーシステムの普及による環境負荷低減に寄与することを期待する。

謝辞：本研究は、(独)新エネルギー・産業技術総合開発機構の平成 19 年度民生部門等地球温暖化対策実証モデル評価事業「地域熱供給エリアにおける分散型エネルギーシステムの統合制御による省エネルギー・モデルにかかるフィージビリティ・スタディ調査事業」(三井住友建設(株) [代表者]、(株)タイセイ総合研究所、(株)日本総合研究所、(株)明電舎、合同会社 WEB POWER Service) の研究成果の一部を引用した。本研究の実施に当たり、実モデル事業の評価に多大なるご尽力をいただいた大成建設(株) (当時(株)タイセイ総合研究所) の小柳氏をはじめ、補助事業者のご担当各位ならびに静岡瓦斯(株)、松村物産(株)の関係者に対し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 小柳秀光,西尾新一ほか：燃料電池マンションの温熱融通システムに関する省エネルギー性の検討, 空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集, 2006.9
- 2) 小柳秀光, 西尾新一ほか：寒冷地の地域暖房エリアにおける分散型エネルギーシステムの導入効果, 空気調和・衛生工学会論文集, No.154, 2010.1
- 3) 日本地域冷暖房協会：熱供給事業便覧, 2008.12
- 4) 日本地域冷暖房協会：地域冷暖房技術手引書<改訂新版>, 2002.11
- 5) 日本熱供給協会：Web サイト「あなたの街の地域熱供給事業」, <http://www.jdhc.or.jp/area/index.html>

／ 社外発表論文一覧

社外発表論文一覧【土木】 平成21年度(2009/04/01～2010/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
1	RC梁の繰返し重錘落下衝撃挙動に関する数値シミュレーション	岸徳光 今野久志 三上浩	室蘭工科大学 土木研 寒地土木研 当社	構造工学論文集Vol.55A	2009/4/23
2	PVA短繊維混入によるRC片持ち梁の耐衝撃性向上効果に関する実験的研究	栗橋祐介,岸徳光 三上浩 田口史雄	室蘭工科大学 土木研 寒地土木研 当社	構造工学論文集Vol.55A	2009/4/23
3	低速度衝撃を受ける四辺支持RC版の耐衝撃設計法に関する一提案	岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工科大学 土木研 寒地土木研 当社	構造工学論文集Vol.55A	2009/4/23
4	AFRPシートを下面接着したせん断破壊型RC梁の耐荷性状	鈴木健太郎 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	構研エンジニアリング 室蘭工科大学 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
5	載荷履歴を有するRC梁のAFRPシート接着による曲げ補強効果	栗橋祐介, 岸徳光 ALI AbdelAziz Mohamed 三上浩	室蘭工科大学 土木研 寒地土木研 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
6	損傷を有するRC梁のAFRPシート補強効果に関する数値解析手法の妥当性検討	西島羽侑一 岸徳光, 小室雅人 三上浩	苫小牧市役所 室蘭工科大学 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
7	AFRPシート緊張接着により曲げ補強した載荷履歴を有するRC梁の曲げ耐荷性状	三上浩 岸徳光, 栗橋祐介 澤田純之	当社 室蘭工科大学 ハザマ	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
8	断面図心にプレストレスを導入したPC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 AbdelAziz Mohamed 三上浩	室蘭工科大学 土木研 寒地土木研 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
9	PVA短繊維混入コンクリートを下側半断面に使用したRC版の耐衝撃性向上効果	安達優 三上浩 栗橋祐介, 岸徳光	土木研 寒地土木研 当社 室蘭工科大学	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
10	大型RC梁の重錘落下衝撃挙動への重錘質量の影響に関する実験および数値解析的検討	今野久志 岸徳光 岡田慎哉 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工科大学 国交省北海道開発局 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
11	PVA短繊維混入軽量コンクリート製RC梁の耐衝撃挙動に関する数値解析手法の妥当性検討	可知典久 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	横河工事 室蘭工科大学 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
12	4辺支持RC版のせん断耐力評価に関する数値解析手法の妥当性検討	菊池康則 岸徳光, 小室雅人 三上浩	室蘭工科大学 土木研 寒地土木研 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
13	暑中コンクリートの初期養生方法がコンクリート温度および若材齢ひずみに及ぼす影響	浅井洋, 谷口秀明 三加崇, 三上浩	当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
14	AFRPシート緊張接着PC梁の曲げ耐荷性状に及ぼすシートの導入緊張率の影響	栗橋祐介, 岸徳光 三上浩 澤田純之	室蘭工科大学 土木研 寒地土木研 当社 ハザマ	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	2009/10/30
15	収縮低減剤を用いたPVA短繊維混入吹付けコンクリートの材料特性	安達優, 田口史雄 栗橋祐介, 岸徳光 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工科大学 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	2009/10/30
16	撥水材の遮塩性能評価方法に関する実験的研究	斯波明宏, 樋口正典 谷口秀明, 佐々木亘	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	2009/10/30
17	アルカリシリカ反応を生じた高強度コンクリートの品質評価	谷口秀明, 樋口正典 佐々木亘, 三上浩	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	2009/10/30
18	膨張材およびビニロン短繊維を混入したコンクリートの長期屋外乾燥後の引張特性と梁の曲げ性状	篠崎裕生, 三加崇 浅本吾吾, 睦好宏史	当社 埼玉大	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	2009/10/23
19	PC板を用いた床版が受ける温度変化および乾燥収縮に関する一実験	浅井洋, 三加崇 竹之井勇, 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	2009/10/23
20	早強コンクリートの力学的特性と体積変化の実態把握	谷口秀明, 樋口正典 藤田学, 岡誠一	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	2009/10/23
21	アラミド繊維シートを緊張接着したPC梁の2定点逆位相疲労荷重試験	三加崇, 中島規道 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	2009/10/23

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
22	Liquefaction Resistance of Sandy Soils under Partially Drained Condition	山本陽一 兵藤正幸 ロランド・オレンセ	当社 山口大 オークランド大	JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING(ASCE)	2009/8/1
23	INVESTIGATION ON COLLAPSE MECHANISM OF SUPER-DEEP VERTICAL SHAFTS IN JAPAN	櫻井春輔 清水則一 芥川真一 吉田秀典 松井裕哉 佐藤稔紀 山地宏志	建設工学研 山口大 神戸大 香川大 原子力機構 資源エネルギー庁 当社	The 7th International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines	2009/8/21
24	Simulating Blasting Demolition of RC Structures on a PC	上西幸司 櫻井春輔 山地宏志	神戸大 建設工学研 当社	The 5th Kumamoto International Workshop on Fracture, Acoustic Emission and NDE in Concrete < KIFA-5 >	2009/9/17
25	A triaxial compression and triaxial extension test of Kimachi sandstone	高橋直樹 高橋学 木山保 竹村 貴人	当社 産業技術総合研 北海道科学技術総合 振興センター 日本大	ISRM Regional Symposium EUROCK 2009 (Dubrovnik)	2009/10/30
26	照明による陰影を利用した変状抽出手法の開発	塩崎正人 小久保晶匡 佐田達典	当社 ウインローダー 日本大	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
27	四辺支持RC版の押抜きせん断耐力評価に関する数値解析的検討	菊池康則, 岸徳光 小室雅人 三上浩	室蘭工科大学院 室蘭工科大学院 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
28	PVA短繊維混入コンクリートを部分使用したRC版の重錘落下衝撃実験	安達優, 田口史雄 栗橋祐介, 岸徳光 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工科大学院 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
29	AFRPシート下面接着したせん断破壊型RC梁の静載荷実験	三上浩 栗橋祐介, 岸徳光	当社 室蘭工科大学院	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
30	断面図心にPC鋼より線を配置したPC梁のAFRPシート緊張接着による曲げ補強効果	館雅春 栗橋祐介, 岸徳光 ALY Abdel Aziz M. 三上浩	鹿島建設 室蘭工科大学院 室蘭工科大学院 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
31	載荷履歴を有するRC梁のAFRPシート緊張接着曲げ補強後の静載荷実験	青坂真也, 栗橋祐介 岸徳光 ALY Abdel Aziz M. 三上浩	室蘭工科大学院 室蘭工科大学院 室蘭工科大学院 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
32	載荷履歴を有するRC梁に対するAFRPシート曲げ補強効果に関する実験的研究	栗橋祐介, 岸徳光 三上浩	室蘭工科大学院 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
33	気泡を用いたソイルセメント壁工法用掘削安定液の流動特性	栗橋優太, 赤木寛一 近藤義正 印南修三 森桂一 土屋敦雄	早稲田大 マグマ 当社 竹中土木 太洋基礎工業	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
34	杭式深層混合処理工法の液化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	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
35	四辺支持RC版の衝撃応答解析における破壊エネルギー等価の概念の適用性検討	鈴木健之 岸徳光, 小室雅人 三上浩	経済省北海道経済産業局 室蘭工科大学院 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
36	RC梁の繰返し重錘落下衝撃挙動に関する数値解析的検討	岸徳光 今野久志, 西弘明 三上浩	室蘭工科大学院 土木研 寒地土木研 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
37	繰返し衝撃荷重載荷時のPVA短繊維混入RC梁に関する数値解析的検討	可知典久 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	横河工事 室蘭工科大学院 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3
38	4辺支持RC版の耐衝撃性に与えるコンクリート圧縮強度の影響	吉田宏彰 岸徳光 三上浩 岡田慎哉	JR北海道 室蘭工科大学院 当社 国交省北海道開発局	土木学会年次学術講演会講 演概要集	2009/8/3

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
39	塩害暴露試験による高強度コンクリート中の鉄筋腐食に対する評価	谷口秀明 渡辺博志 手塚正道 藤田学	当社 土木研究所 オリエンタル白石 当社	土木学会コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術研究小委員会(338委員会)委員会報告書・シンポジウム論文集	2009/10/16
40	高靱性コンクリート及び高靱性軽量コンクリートを用いた構造部材の性能照査型設計に関する研究	三上浩 栗橋祐介, 岸徳光	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	2009/12/1
41	砂・シルトコアの静水圧増加に伴うS波速度変化と内部構造変化	高橋学, 朴赫, 道口陽子 安昶完 竹村貴人 高橋直樹	産業技術総合研 埼玉大大学院 日本大 当社	日本応用地質学会平成21年度研究発表会	2009/10/22
42	弾性波計測による破壊途上の岩石試料内部の不均質構造推定の試み	奥野喬也, 川方裕則 吉光奈奈 高橋直樹 高橋学	立命館大 立命館大 当社 産業技術総合研	日本地震学会秋季大会講演予稿集	2009/10/21
43	三軸圧縮試験時の岩石の破壊成長にともなうQ値の時間変化	吉光奈奈, 川方裕則 高橋直樹 高橋学	立命館大 当社 産業技術総合研	日本地震学会秋季大会講演予稿集	2009/10/21
44	可塑性材料によるトンネル覆工背面空洞の長距離圧送充填工法の開発	戸村豪治, 山地宏志 櫻井春輔	当社 建設工学研	建設施工と建設機械シンポジウム論文集	2009/11/10
45	ロックボルトによる極小断面水路トンネル補修の設計と施工法	山地宏志, 中野陽一 清水則一	当社 山口大	建設施工と建設機械シンポジウム論文集	2009/11/10
46	LOAD TESTS OF PILED RAFT MODELS WITH DIFFERENT PILE HEAD CONNECTION CONDITIONS AND THEIR ANALYSES	松本樹典 根本 恒 三上 博 八重樫 光 新井 寿昭 Pastsakorn Kitiyodom	金沢大学 安藤建設 当社 ハザマ 西松建設 Geotechnical & Foundation Engineering Co., Ltd.	SOILS AND FOUNDATIONS (地盤工学会論文報告集) Vol. 50 (2010), No. 1	2010/3/26
47	PCタンク底版の耐震性能に関する共同研究-PCタンク底版のせん断耐力の検討事例-	村山真紀, 有吉寛記 石川智一, 川島康弘 睦好宏史 樋口昇, 篠崎裕生	さいたま市水道局 さいたま市水道局 埼玉大 当社	全国水道研究発表会講演集	2009/5/1
48	続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能	下村匠, 宮里心一 山本貴士, 宇野洋志 城 大屋戸理明 加藤絵万, 高橋良輔 黒田一郎, 小林孝一 中村英佑, 濱田洋志 三方康弘, 加藤佳孝 伊藤幸広, 内田慎哉 岸村和守, 斯波明宏 その他	長岡技科大, 金沢工大 京大, 佐藤工業 鉄道総合技術研 港湾空港技研 防衛大, 岐阜大 国交相, 東亜建設工業 大阪工大, 東大 佐賀大, 大阪大 建設技術研, 当社 その他	コンクリート技術シリーズ No.85 土木学会コンクリート委員会 材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能研究小委員会(331委員会)成果報告	2009/5/27
49	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	谷口秀明, 樋口正典 藤田学 河野広隆	当社 当社 京大経営管理大学院	コンクリート工学	2010/2/1
50	光源マーカを用いた可視光通信に基づく写真測量システム	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	慶應大 慶應大 慶應大 当社	画像電子学会誌	2009/9/25
51	PVA短繊維混入コンクリートを下側半断面に使用したRC版の耐荷力向上効果	安達優, 田口史雄 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	土木研寒地土木研 室蘭工大大学院 当社	寒地土木研究所月報	2009/7/10
52	短繊維混入吹付けモルタル・連続繊維メッシュ併用工法の道路トンネル内面補強への適用	栗橋祐介, 田口史雄 岸徳光 三上浩 永澤克巳, 小沢広行	寒地土木研 室蘭工大大学院 当社 国交省北海道開発局	寒地土木研究所報告	2009/8/20
53	遠心力トンネル吹付け工法と小断面NATM=小断面トンネルの粉じん低減対策=	藤内昭, 清水安雄 山地宏志	当社	建設機械	2009/7/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
54	覆工設計厚管理システムの紹介=3次元レーザー スキャナーを用いたトンネル施工管理の 可視化=	塩崎正人	当社	建設機械	2009/9/1
55	小断面トンネルリニューアルシステム工法の 開発	戸村豪治,山地宏志 黒川幸彦	当社	ARIC情報(第96号)	2010/2/1

社外発表論文一覧【建築】 平成21年度(2009/04/01～2010/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
1	粗い間隔でアラミド繊維補強を施したRC柱の変動高軸力下における変形性能	花井伸明 小杉一正 谷垣正治 市之瀬敏勝	九州産業大 工 ファイベックス 当社 名古屋工大	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
2	軸力と曲げ戻しモーメントの作用する鉄筋コンクリート壁板の強度算定法	荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 工 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
3	プレキャストコンクリート製品における表面仕上がり状態の美観性に対する意識調査	大塚秀三 中田善久 藤井和俊 西本好克	ものづくり大技能工芸 日本大 理工 帝塚山大 現代生活 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
4	建築系プレキャストコンクリート製品に関する意識調査	中田善久 藤井和俊 西本好克 中根博	日本大 理工 帝塚山大 現代生活 当社 大木建設	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
5	200N/mm ² 級超高強度コンクリートの実用化に関する研究	河上浩司 小出貴夫, 鈴木康範 西本好克	当社 住友大阪セメント 当社	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
6	横拘束力がCFRP板とコンクリートの局所付着性状に及ぼす影響	松永健太郎 矢野努 中村洋行 金久保利之	当社(筑波大学) コンステック コンステック 筑波大学大学院	コンクリート工学年次論文集	2009/6/15
7	Development of Mechanical Properties of Ultra-High-Strength Concrete Subjected to Early Heat Curing	松田拓, 河上浩司 小出貴夫 野口貴文	当社 住友大阪セメント 東京大学	Journal of Advanced Concrete Technology	2009/6/29
8	衝撃弾性波法による圧縮強度推定手法に関する研究	松田拓 立見栄司 蓮尾孝一	当社 コスモプランニング 当社	第3回シンポジウム「コンクリート建造物の非破壊検査」	2009/8/5
9	浮遊式ネットを用いた石油タンク液面揺動制御装置の減衰機構	鈴木亨, 野田博 中山昭彦	当社 神戸大大学院	土木学会応用力学論文集	2009/8/19
10	寒冷地の地域暖房エリアにおける分散型エネルギーシステムの導入効果	小柳秀光 西尾新一 北村清之 市川元幸 杉本賢司 佐土原聡	大成建設 当社 明電舎 株式会社日本総合研 タイセイ総合研究所 横浜国大 大学院	空気調和・衛生工学会論文集	2010/1/5
11	風車ナセルに作用する平均風力およびピーク風圧に関する実験的研究	野田博	当社	日本風工学会論文集	2010/1/31
12	多重同調粘性マスダンパー制振システムとその応答制御法	木田英範 中南滋樹 斉藤賢二 五十子幸樹, 井上範夫	免制震デバイス 当社 NTTファシリティーズ 東北大 大学院	日本建築学会構造系論文集	2009/9/30
13	浮遊式ネットを用いた石油タンク液面揺動制御装置の減衰機構	鈴木亨, 野田博 中山昭彦	当社 神戸大大学院	応用力学論文集	2009/8/19
14	住宅用ダクト換気システム設計手法の信頼性向上に関する研究 その5 風量設計に使用する部材の性能特性の検討	清水則夫 澤地孝男 長谷川功 田島昌樹	ベターリビング 建築研 当社 早稲田大	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2009/8/18
15	現場における遮音性能の簡易測定法の検討	高橋央 石渡智秋, 杉江聡 宮島徹, 赤尾伸一	ベターリビング 永田音響, 小林理学研 清水建設, 当社	日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集	2009/4/23
16	200N/mm ² 級超高強度コンクリートにおける材料の検討(その3)フェロニッケルスラグ細骨材の検討	小出貴夫, 鈴木康範 河上浩司, 蓮尾孝一 西本好克, 松田拓	住友大阪セメント 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2009/7/20
17	2重同調粘性マスダンパーによる一層応答制御システムの振動実験 (その2:調和加振と地震波入力に対する検証)	木田英範 中南滋樹 斉藤賢二 五十子幸樹, 井上範夫	免制震デバイス 当社 NTTファシリティーズ 東北大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2009/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
18	2重同調粘性マスダンパーによる一層応答制御システムの振動実験(その1:実験概要と調和加振に対する検証)	中南滋樹 木田英範 斉藤賢二 五十子幸樹, 井上範夫	当社 免制震デバイス NTTファシリティーズ 東北大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2009/7/20
19	意匠性を有するコンクリートの開発	前田智美, 小室邦博 松丸真 蓮尾孝一, 小久保正美	三井プレコン 三井プレコン 当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2009/7/20
20	初期高温履歴を受ける200N/mm ² 級超高強度コンクリートの力学特性の発現	松田拓, 河上浩司 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫, 鈴木康範	当社 当社 東大大学院 住友大阪セメント	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2009/7/20
21	風観測による実建物周りの風速場の検討	伊藤真二, 奥田泰雄 大橋征幹, 喜々津仁密 作田美知子, 野田博 安井健治, 渡壁守正 松山哲雄	鴻池組, 建築研 国土技術政策総合研 当社 奥村組, 戸田建設 WindStyle	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2009/7/20
22	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2)システム同定による動特性評価	川島学, 平田裕一 小田稔	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2009/7/20
23	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1)微動測定の概要とスペクトル解析	平田裕一, 川島学 小田稔	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2009/7/20
24	地震後の建物の健全性評価に関する研究(その1 非接触型層間変位計測システム)	山田哲也, 中南滋樹 川島学, 小森淳 能森雅己, 竹田拓也	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2009/7/20
25	構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その22 水平載荷実験における損傷限界に関する考察	新上浩, 前川利雄 田畑卓, 杉本訓祥 五十嵐治人, 金川基	当社, 熊谷組 安藤建設, 大林組 銭高組, 西松建設	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
26	構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その18 架構の施工結果	松浦恒久, 岸本剛 大迫一徳, 高森直樹 石岡拓, 新上浩	ハザマ, 奥村組 ピーエス三菱, フジタ 戸田建設, 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
27	構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その17 部材の製作と架構の施工概要	岸本剛, 大迫一徳 五十嵐治人, 松浦恒久 田畑卓, 新上浩	奥村組, ピーエス三菱 銭高組, ハザマ 安藤建設, 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
28	構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その16 試験体の設計	田畑卓, 新上浩 高森直樹, 大迫一徳 前川利雄, 川久保樹	安藤建設, 当社 フジタ, ピーエス三菱 熊谷組, 鴻池組	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
29	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2.アーチ機構と適合性の検討)	浅野幸史, 高山丈司 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工科大学 室蘭工科大学 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
30	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1.基本概念とトラス機構)	高山丈司, 浅野幸史 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工科大学 室蘭工科大学 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
31	耐震壁のひび割れ誘発目地材に関する検討(その2 ひび割れ誘発目地材を有する耐震壁の加力実験)	田野健治, 小坂英之 松井幸一郎	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
32	耐震壁のひび割れ誘発目地材に関する検討(その1 収縮ひび割れ試験)	松井幸一郎 田野健治, 小坂英之	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
33	庁舎の地下1階柱頭免震レトロフィット改修 その2 施工概要	鈴木亨, 五十嵐信夫 河井慶太, 三浦照夫 槻田広行, 樫野昇一 柴田昭彦, 後藤二郎	当社 当社 当社, 梓設計 梓設計	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
34	CFRP板とコンクリートの鋼板定着における局所付着性状と定着強度の評価	松永健太郎 矢野努 中村洋行 金久保利之	当社(筑波大学) コンステック コンステック 筑波大学大学院	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2009/7/20
35	実騒音を用いたサッシの遮音性能測定方法の検討-音の入射角と測定結果の関係	杉江聡 山内崇 宮島徹 赤尾伸一	小林理学研 戸田建設 清水建設 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2009/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
36	Assessment of varying dynamic characteristics of a SFSI system based on earthquake observation	Michio Iguchi Manabu Kawashima Kashima Toshihide	東京理科大学 当社 建築研究所	International Workshop on Soil-Foundation-Structure Interaction	2009/11/26
37	地震動による石油タンク液面揺動制御に関する研究	鈴木亨 中山昭彦 野田博	神戸大 大学院 建設工学研 当社	建設工学研究所論文報告集	2009/11/28
38	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	戸倉健太郎, 松本啓二 大鐘大介, 手塚慎一	当社	建築生産シンポジウム論文 集	2009/7/1
39	アンボンドPC圧着プレキャストコンクリート造実大2層骨組の施工実験及び水平載荷実験(その7 モデル建物の試設計と水平載荷実験における損傷限界に関する考察)	新上浩 前川利雄 田畑卓 杉本訓祥	当社 熊谷組 安藤建設 大林組	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	2009/10/23
40	アンボンドPC圧着プレキャストコンクリート造実大2層骨組の施工実験及び水平載荷実験(その2 試験体の設計)	田畑卓 新上浩 高森直樹 大迫一徳	安藤建設 当社 フジタ ピーエス三菱	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	2009/10/23
41	風観測による実建物周りの風速場の検討	伊藤真二 奥田泰雄, 喜々津仁密 大橋征幹 作田美知子, 野田博 安井健治, 渡壁守正	鴻池組 建築研 国土技術政策総合研 当社 奥村組, 戸田建設	日本風工学会誌	2009/4/30
42	高生産性と汎用性を実現するフルプレキャスト工法=スクライム-H工法の開発と実施例=	菅谷和人, 甲角敏弘 蓮尾孝一, 小田稔	当社	建設機械	2009/12/1

三井住友建設技術開発センター報告 No.8 2010

Reports of Technical Research and Development Center
of SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

平成 22 年 9 月 30 日発行

No.8 September 2010

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