

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.7 2009

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.7 2009 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.7 2009

複写される方へ

当社は以下の協会に複写に関する権利委託をしていますので、本誌に掲載された著作物を複写したい方は、同協会より許諾を受けて複写して下さい。ただし（社）日本複写権センター（同協会より権利を再委託）と包括複写許諾契約を締結されている企業の社員による社内利用目的の複写はその必要はありません（社外頒布用の複写は許諾が必要です）。

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
電話 (03)3475-5618 FAX (03)3475-5619 E-Mail : info@jaacc.jp

なお、著作物の転載・翻訳のような、複写以外の許諾は、学術著作権協会では扱っていませんので、本誌発行元へご連絡ください。

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下さい。

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7号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

サブプライムローン問題による2008年9月のリーマンブラザース破綻を契機とした世界同時不況により、この1年景気が一気に冷え込みました。この影響を受け、わが国の設備投資は急激に落ち込みましたが、2009年度においてやや落ち着きを取り戻してきています。しかしながら、建設業界における景気動向指数は他業種に比べてまだまだ低い水準に留まっている状況です。さらに、国内の政治状況も激変し、先行き不透明のなか、建設業における景気動向予測も予断を許さない状況にあります。

弊社におきましても、このような社会状況・市場動向に迅速に対応して、生き残りを図っていくため、昨年度より構造改革を強力に推し進めています。そのなかで、技術研究開発部門においても技術開発の推進方法、およびそのための組織についての改革を実行してまいりました。この一環として、2009年1月には従来の「技術研究所」を「技術開発センター」と改称し、センター長の下に各技術開発グループを置くフラットな組織構造とすることにより、技術開発のスピードアップと多様化する技術に対するフレキシブルな開発を可能とする体制にしました。したがって、本報告集も本年度より「技術開発センター報告」と名称を改めております。

弊社では現在、「三井住友建設ブランド」の構築に向け、諸施策を全社一丸となって推進しています。技術開発センターにおいては、「高品質化」、「高機能化」をテーマとして、土木・建築両部門の高品質化委員会と連動するなど社内関係部署と連携し、「高品質化」、「高機能化」に資する技術開発を推進しております。PC橋梁、超高層住宅など得意分野の更なる高度化、高付加価値化、今後ますます需要が高くなる環境関連技術、新たに成長が期待される様々な産業分野への適用技術など、顧客ニーズを的確に捉えた技術開発により、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。

2009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7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	レディーミクストコンクリートの品質評価システムの開発	谷口 秀明 樋口 正典 斯波 明宏 岡 誠一	1	21
2	高じん性コンクリートの開発 —高じん性コンクリートのさらなる高性能化に向けて—	谷口 秀明 樋口 正典 佐々木 亘 三上 浩	2	29
3	各種高じん性モルタルの開発	谷口 秀明 樋口 正典 斯波 明宏 佐々木 亘	3	39
4	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	山地 宏志 黒川 幸彦 戸村 豪治 柳田 利行	4	45
5	遠心力トンネル吹付け工法の実用化とその粉じん 低減効果（その2） —小断面トンネルへの適用—	清水 安雄 丸山 信一郎 藤内 昭 中野 陽一	5	51
6	液状化対策としての杭式深層混合処理工法に関する 振動台実験	高橋 直樹 山本 陽一 黒川 幸彦	6	57
7	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 中島 規道 浅井 洋 三上 浩	7	65
8	撥水材の遮塩性能評価方法に関する検討	斯波 明宏 樋口 正典 谷口 秀明 佐々木 亘	8	71
9	暑中コンクリートの初期養生方法がコンクリート 温度に及ぼす影響	浅井 洋 谷口 秀明 三加 崇 三上 浩	9	77
10	孔あき鋼板ジベルの引抜き耐荷挙動のバネモデルに よる評価	篠崎 裕生 竹之井 勇 浅井 洋 三上 浩	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	可視光通信による3次元写真解析システムの開発	掛橋 孝夫 三上 博 鈴木 茂之 永元 直樹	11	91
12	ひび割れ誘発材を有する耐震壁に関する検討	田野 健治 松井 幸一郎 小坂 英之	12	99
13	貫通孔内に後挿入された鉄筋の付着性状に関する実験的研究	新上 浩 蓮尾 孝一 菅谷 和人 田野 健治 小坂 英之	13	107
14	200N/mm ² 級超高強度コンクリートの構造体強度および力学特性評価に関する検討	蓮尾 孝一 松田 拓 河上 浩司	14	113
15	2重同調粘性マスダンパー制振システムの振動実験	中南 滋樹 木田 英範 鈴木 亨 田中 久也	15	121
16	常時微動測定に基づく超高層RC造建物の動特性評価	川島 学 平田 裕一 小田 稔	16	129
17	超高層建物の外装部材に作用する外圧および内圧の実測	作田 美知子 野田 博 岩野 秀之	17	135
18	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	18	139
19	「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 —音・振動を用いた切断監視技術の開発と適用性試験—	丸山 信一郎 手塚 慎一 大鐘 大介	19	147
【社外発表論文一覧】				153

概要

レディーミクストコンクリートの品質評価システムの開発

谷口 秀明 樋口 正典 斯波 明宏 岡 誠一

キーワード：レディーミクストコンクリート、配合、骨材、圧縮強度、弾性係数、収縮

研究の目的

コンクリート構造物には、建設予定地の周辺工場で製造されるレディーミクストコンクリート（生コン）が使用される。生コン工場で製造されるコンクリートの配合や品質は、全国的に見れば、工場ごとに大きく異なる。地域性や個体差を十分に理解した対応を行わなければ、ワーカビリティの低下、温度応力や体積変化に伴うひび割れ等、さまざまな不具合のリスクが高まる。また、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の増加により、供用前から想定外のひび割れ・変形等が発生した事例がある。

このようなコンクリートに関わる諸問題は、早期の段階（できれば設計段階）に実態を把握し、適切な対策を講じた設計・施工を行うことができれば、不具合の発生確率を低減し、コンクリート構造物の長寿命化を実現できるものと考えられる。筆者らは、橋梁高品質化の取組みのひとつとして、レディーミクストコンクリートの実態を取り込んだデータベースの構築を進めている。また、各地の生コン工場で使用している材料（特に骨材）を収集し、コンクリートの品質を確認している。

研究の概要

レディーミクストコンクリートの実態調査では、図-1 に示すように、スランプ 8cm であっても、単位水量、単位セメント量および水セメント比は広い範囲を有し、コンクリート標準示方書が示す単位水量の上限値 175kg/m³ を超える配合や、水セメント比が過小で単位セメント量が 500kg/m³ 程度となる配合が存在することなどを把握している。一方、品質評価試験に関しては、力学的特性（圧縮強度、静弾性係数）と体積変化（自己収縮、乾燥収縮）に着目し、論文中でそれらの違いや傾向を示している。

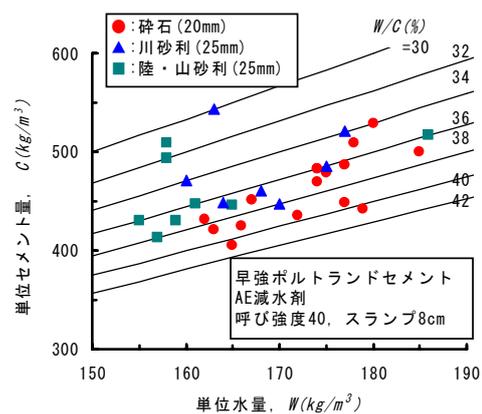


図-1 生コンデータベースの活用例

研究の成果

品質評価試験により、生コン工場の骨材を使用した場合には、低強度域であっても、他骨材を使用した同一の水セメント比および材齢のコンクリートと比較して、圧縮強度がかなり小さくなるものが存在すること、静弾性係数の試験値は構造計算上の標準値に対して±30%程度の範囲があること、骨材の品質はコンクリートの収縮量に影響を及ぼし、その最大値と最小値は数倍異なるものが存在すること、収縮ひずみは静弾性係数との相関があることなどを確認した。また、図-2 に示すように、試験値を分析し、短期材齢の乾燥収縮ひずみを用いた長期材齢の乾燥収縮ひずみの予測手法を示した。

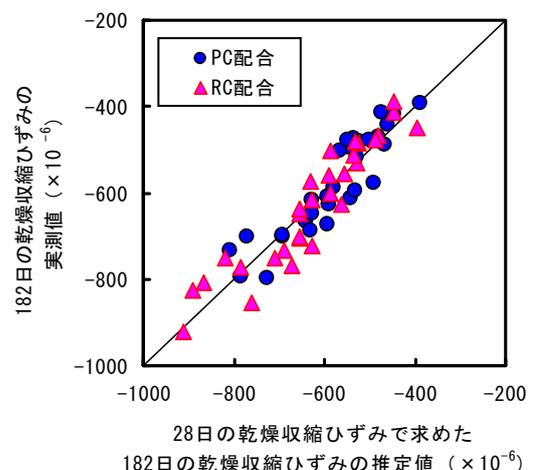


図-2 乾燥収縮ひずみの予測例

Development of Quality Assessment System of Ready-Mixed Concrete

HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI AKIHIRO SHIBA SEIICHI OKA

Key Words : Ready-Mixed Concrete, Mix Proportion, Aggregate, Compressive Strength, Young's Modulus,

Shrinkage

高じん性コンクリートの開発

－ 高じん性コンクリートのさらなる高性能化に向けて －

谷口 秀明 樋口 正典 佐々木 亘 三上 浩

キーワード：高じん性コンクリート，ビニロン繊維，鋼繊維，人工軽量骨材，自己充てん性，曲げタフネス

研究の目的

短繊維をコンクリートやモルタル中に均一に分散させると、引張強度、曲げ強度、ひび割れに対する抵抗性、じん性、せん断強度、疲労強度、耐衝撃性などのさまざまな性能を改善できる。最近では、ごく少量の合成繊維を混入して、はく落の防止や火災時の爆裂防止などの用途にも使用されている。

この研究では、高じん性コンクリートのさらなる

高性能化に向け、以下の3点を目的とした。

- 1) はく落防止機能を持つ高流動（自己充てん）コンクリートの開発
- 2) 異種繊維の使用による新たな性能を持った高じん性コンクリートの開発
- 3) 高じん性コンクリートの経済的、合理的な使用方法の開発

研究の概要

研究の目的に示した各項目の概要を、以下に示す。

- 1) はく落防止機能があるビニロン繊維を 0~0.5% 使用し、粗骨材に普通骨材と人工軽量骨材のそれぞれを使用した高流動コンクリートの流動性や自己充てん性を確認した。
- 2) ビニロン繊維と鋼繊維を混合し、それぞれの使用量を変化させた高じん性コンクリートの曲げ特性を確認した。
- 3) 経済的、合理的な使用方法として、曲げ引張が作用する供試体下面近くに高じん性コンクリートを使用し、通常のコンクリートを打ち重ねた場合の曲げ特性を確認した。



写真-1 はく落防止機能があるビニロン繊維を混入した高流動軽量コンクリート

研究の成果

写真-1 に示すように、ビニロン繊維を 0.5% 使用しても、高い流動性と自己充てん性を有し、さらには人工軽量骨材の使用により軽量化も実現した高性能コンクリートの製造が可能であることがわかった。

図-1 は、ビニロン繊維と鋼繊維を併用し、それぞれの短繊維混入率を最大で 1.0% まで混入したコンクリートの荷重-たわみ曲線である。それぞれの短繊維の特性をうまく活かした高じん性コンクリートが得られている。

その他、高じん性コンクリートを供試体の一部に使用してもじん性を付与できることも確認された。

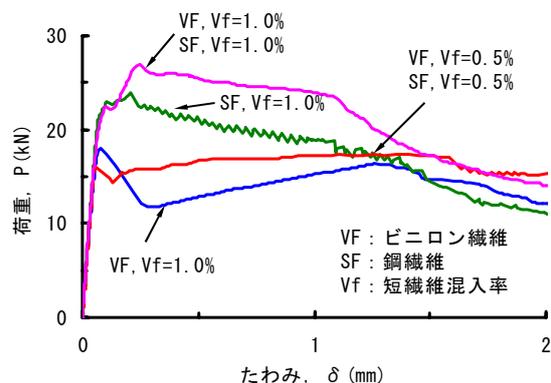


図-1 異種繊維を併用した高じん性コンクリートの荷重-たわみ曲線の一例

Development of Ductile Fiber Reinforced Concrete

- Examination of Performance Improvement of Ductile Fiber Reinforced Concrete -

HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI WATARU SASAKI HIROSHI MIKAMI

Key Words : Fiber Reinforced Concrete, PVA Fiber, Steel Fiber, Artificial Lightweight Aggregate, Self-Compactability, Flexural Toughness

各種高じん性モルタルの開発

谷口 秀明 樋口 正典 斯波 明宏 佐々木 巨

キーワード：高じん性モルタル，高強度，軽量，曲げタフネス，微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料

研究の目的

従来の短繊維補強コンクリートよりも高い水準のじん性やひび割れ分散性等を得ようとして、短繊維混入率を大きくし、さらには微細な短繊維に変更すると、コンクリートのワーカビリティや強度等の低下を招くため、そのような場合には粗骨材を含まない「モルタル」にする必要がある。

最近では、設計基準強度 180N/mm² が可能な高い

圧縮強度を持つ超高強度繊維補強コンクリート（モルタル）や、微細で高密度のひび割れを発生する複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料等、これまでのコンクリートとは全く異なる、さまざまな高じん性モルタルの技術開発が盛んになっている。このような高じん性モルタルを有効に活用すれば、新しい構造形式の構造物の建設が実現できる。

研究の概要

通常のコンクリート、短繊維補強（高じん性）コンクリートおよび高じん性モルタルの曲げ強度試験後に発生する供試体下面のひび割れの違いを示した。写真-1 に示すように、曲げ強度試験後には通常のコンクリートでは供試体の中央付近で破断するが、ある種の高じん性モルタルでは相当な数の微細なひび割れに分散させることが可能である。

これまでに、さまざまな高じん性モルタルの開発を行ってきた、比較的高い圧縮強度が要求された場合と低い弾性が要求された場合に着目し、高じん性モルタルの使用材料、配合条件および品質を示した。また、軽量化や複数ひび割れ分散性を付与し、より高性能な高じん性モルタルについても検討を行った。

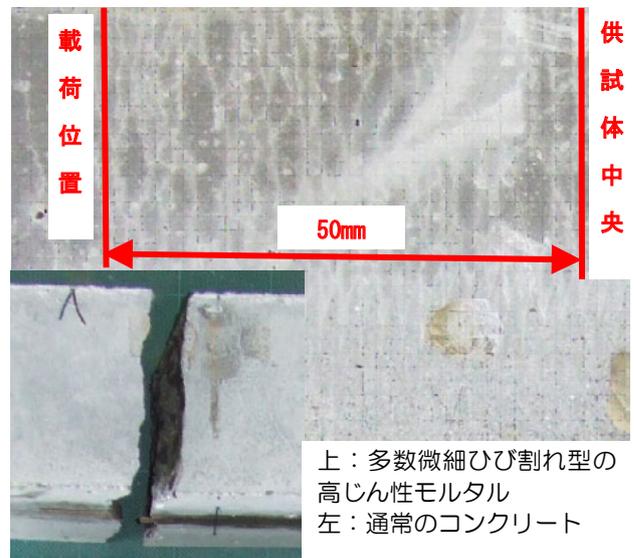


写真-1 曲げ強度試験後に発生するひび割れの状況

研究の成果

写真-1 に示すように、供試体の中央から載荷位置までのわずか 50mm 区間に相当な数の微細なひび割れに分散できる、多数微細なひび割れ型高じん性モルタルの製造が可能であることが確認された。ひび割れを集中させず、微細なひび割れに分散させることで、耐久性に優れた構造物が可能になる。

図-1 は、圧縮強度が 90N/mm² 程度の高じん性モルタルの荷重-たわみ曲線である。通常のモルタルではひび割れ発生荷重に達した直後に破断するが、高じん性モルタルでは、ひび割れ発生後も破断せず、変形が進み、短繊維混入率(Vf)が 3.0%のものではたわみが 6mm に達しても破断しない。

今後、さまざまな用途に展開する予定である。

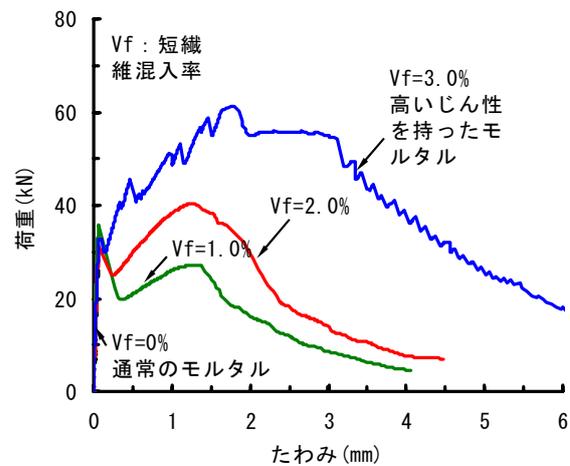


図-1 曲げ強度試験時の荷重-たわみ曲線の比較

Development of Various Ductile Fiber Reinforced Mortar

HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI AKIHIRO SHIBA WATARU SASAKI

Key Words : Fiber Reinforced Mortar, High Strength, Light-weight, Flexural Toughness, HPERCC

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

山地 宏志 黒川 幸彦 戸村 豪治 柳田 利行

キーワード：可塑性材料充填工法、長距離圧送、トンネル補修

研究の目的

トンネルの長期安定性を担保するためには、覆工背面の空洞を、適切に充填し、地山荷重を均等に覆工に作用させなければならない。

しかしながら、10m²未満の小断面トンネルでは坑内にミキサーやポンプ等を搬入することが難しく、効果的な覆工背面充填が行えなかった。また、小断面トンネルの大部分を占める水路トンネルの坑口は、

急峻な山腹などに設けられていることが多く、近傍まで資器材を搬入することができない場合が多い。

筆者らは、このような水路を中心とする小断面トンネル補修において、可塑性材料を坑外から長距離圧送し、トンネル覆工背面空洞を充填するMOLE-Grout工法を開発した。本文は、その概要と特性を報告するものである。

研究の概要

水路トンネルは小断面・極小断面で、その断面に比して距離が長大であることが一般的であるため、3km程度の長距離圧送が可能な圧送充填工法が開発が求められる。一方、圧送距離の増大に伴って、配管内の充填材料に作用する圧送圧力や配管抵抗が急増するため、充填材料の分離が問題となり、充填材料の各種性能劣化や未固結が生じやすくなる。したがって、充填材料には長距離を圧送可能なワーカビリティと、性能劣化を生じさせない分離抵抗性が要求されることとなる。

このように背反する要求性能を同時に満たすため、充填材として二液混合型の可塑性材料を採用することとし、各種材料を比較検討・検証して選定した材

料をMGM(MOLE Grout Material)と名づけた。MGMは、上記要求性能以外に、以下のような充填材に適する特性を持つ。

- ①早期にゲル化するため、水中分離抵抗性が高く、湧水下でも分離せず確実に固化する。
- ②可塑性であるため、岩盤の割れ目やコンクリートのひび割れからのリークがある程度で収束する。

一般に、湧水発生箇所のトンネル覆工背面には大規模な空洞が形成されやすいため、上記の①は特に重要となる。また、上記②と同じ機構で、背面空洞以外の岩盤割れ目などに必要以上に充填材が逸走することを防止する効果も期待される。

研究の成果

大正時代に建設された発電所水路トンネルの覆工背面空洞充填において、用地、および運搬経路の関係から、下り急勾配配管を介して充填作業を実施し、良好な施工結果を得た。



充填作業場状況と坑口近傍配管



急傾斜部配管状況

Development of Long Pumping Plastic Material Filling Method into Cavities in the Rear of Tunnel Lining

HIROSHI YAMACHI YUKIHIKO KUROKAWA GOUJI TOMURA TOSHIYUKI YANAGIDA

Key Words : Plastic Material Filling Method, Long Distance Pumping, Tunnel Rehabilitation

遠心力トンネル吹付け工法の実用化とその粉じん低減効果（その2）

—小断面トンネルへの適用—

清水 安雄 丸山 信一郎 藤内 昭 中野 陽一

キーワード：トンネル、遠心力、低粉じん、吹付けコンクリート

研究の目的

小断面トンネルの粉じん問題を解決するため、粉じん発生量が少ない遠心力トンネル吹付け工法の特徴を生かした、小断面トンネル専用の遠心力トンネル吹付け工法を開発し、数現場において実サイクルでの施工試験を行ってきた。

今回、普通断面トンネルと同等レベルの坑内環境を実現するため、粉じん低減の効果確認と実サイク

ルでの施工性確認を目的に、北海道横断道しむかつぶ占冠トンネル西工事の避難坑（掘削断面 19m² の小断面トンネル）へ本格的導入を行い、効果を検証した。

研究の概要

遠心力トンネル吹付け機は、吹付け装置や急結剤供給装置をコンパクトにまとめた台車搭載型とし、小断面用遠心トンネル吹付けシステムとした。

吹付けコンクリートは、通常のエアー吹付け方式と同配合のものを用い、強度試験（ブルアウト試験 24h、圧縮強度試験 28 日）を行った。

粉じん濃度の測定は、標準配合の吹付けコンクリートを用いて、切羽 50m 後方で行った。また、粉じん低減剤をセメントの 0.1% 添加した材料と、添加しない材料とで粉じん濃度の比較を行った。



写真-1 遠心力トンネル吹付け機

研究の成果

遠心力トンネル吹付け工法により約 3 年間の施工を行い、施工延長 3,000m、総吹付け量 7,000m³（設計数量）を達成し、回転系の吹付け方式としては国内最長の施工実績となった。この間、本工法について以下の評価が得られた。

- ①粉じん濃度規制値を遵守することが一般的には難しいとされている小断面トンネルにおいて、ガイドラインに示す「粉じん濃度 3mg/m³ 以下」を満足し、切羽付近での作業環境を向上させた。また、切羽での視認性も改善されたため、安全性も向上した。
- ②現場導入初期に、吹付けコンクリートの仕上げ面不良が問題となったが、吹付け機改良の結果、吹付け面の全体的な凹凸がなくなり、エアー吹

付け方式の吹付けと遜色のない仕上がりとなった。

- ③リバウンド率は約 23%であり、強度とともに従来のエアー吹付け方式と同等であった。
- ④工法の長期的な信頼性の確保に目途がついた。



写真-2 吹付け状況

Dust Reduction through Utilization of the Centrifugal Spraying System (Part2)
— Application of the Centrifugal Spraying System to a Small Cross Section Tunnel —

YASUO SHIMIZU SHIN-ICHIRO MARUYAMA AKIRA FUJIUCHI YOUICHI NAKANO

Key Words : Tunnel, Centrifugal Force, Dust Reduction, Shotcrete

液状化対策としての杭式深層混合処理工法に関する振動台実験

高橋 直樹 山本 陽一 黒川 幸彦

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

液状化対策を目的とした深層混合処理工法の改良形式は、ブロック式や格子式が適用されることが多い。しかしながら、地中構造物が付属する既設構造物を対象とした対策では、これらの改良形式を採用することは困難な場合があり、施工性の面では杭式改良のほうが有利になると考えられる。杭式改良は、ブロック式や格子式改良に比べて液状化対策効果が低いと考えられているが、最近の振動台実験によると、杭式改良の液状化対策効果も報告されている。

本研究では、杭式改良に着目し、改良杭を1軸で

施工する標準的な杭式改良（以後、1軸改良）に加え、4軸同時に施工する杭式改良（以後、4軸改良）に対する振動台実験を実施した。まず、杭式改良の液状化抑制に関する基本効果を確認することを目的として、せん断土槽を用いた振動台実験を実施し、過剰間隙水圧比の結果から杭式改良の液状化抑制効果について検討した。次に、固定土槽を用いて矢板護岸モデルを対象とした振動台実験を実施し、模型地盤や矢板護岸に生じる変位の結果から護岸背後地盤の側方流動低減に対する対策効果を検討した。

研究の概要

写真-1に、固定土槽を用いた振動台実験の状況を、



写真-1 固定土槽を用いた振動台実験の状況

図-1にその実験モデルの概要を示す。

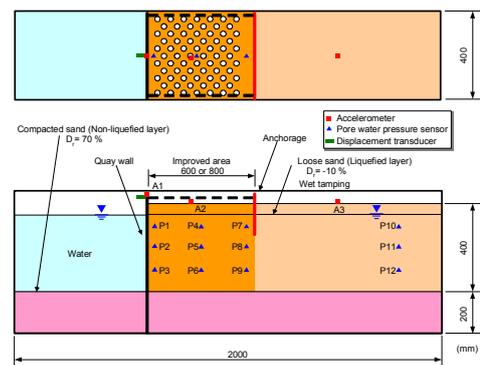


図-1 実験モデル

研究の成果

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-2に示す。200Gal加振後の結果をみると、無改良では約7cmの変位が生じているのに対し、1軸改良や4軸改良ではそれが3割程度であること、およびその効果は同程度であることが確認された。500Gal加振後の結果を比較すると、1軸改良の変位は約9cmであり、無改良の11cmに近い値となっている。これに対し、4軸改良の変位は5.6cmに抑えられており、4軸改良のほうが1軸改良よりも矢板護岸の変位低減に対する改良効果がわかる。これは、4軸改良のほうが改良範囲全体の見かけの剛性が高いことに起因するものと推察された。

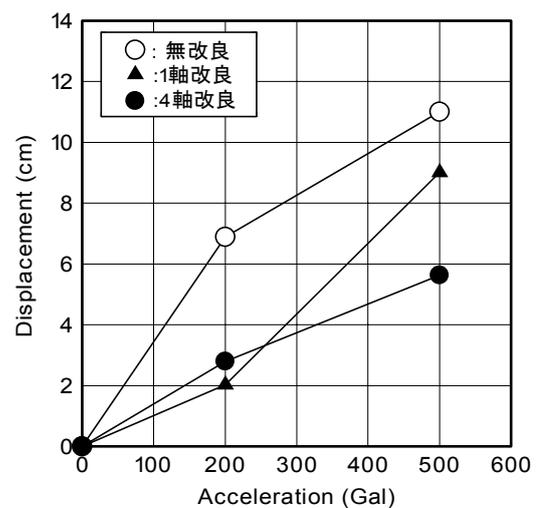


図-2 矢板護岸の水平変位と入力加速度の関係

Shaking Table Tests of Liquefiable Ground Improved
by Deep Mixing Method of Soil Stabilization

NAOKI TAKAHASHI YOICHI YAMAMOTO YUKIHIKO KUROKAWA

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

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 中島 規道 浅井 洋 三上 浩

キーワード：アラミド繊維シート，緊張接着，疲労载荷試験，持続荷重载荷試験

研究の目的

建設から長い年月が経過したコンクリート構造物は、経年劣化や設計荷重の増加によって耐久性が損なわれているものも少なくない。

構造物を延命化する方法として、連続繊維シートを接着する工法がある。連続繊維シート接着工法は、構造物に連続繊維シートを接着することで損傷を受けた部材の耐荷性能を回復させることができる。ま

た、連続繊維シートを緊張接着すると、構造物にプレストレスが導入され、ひび割れの発生荷重や主鋼材の降伏荷重を向上させることが期待されている。

本研究では、PC 梁の下面にアラミド繊維シートを緊張接着して補強した試験体を製作し、疲労载荷試験および持続荷重载荷試験を実施し、長期耐荷性状について検討を行った。

研究の概要

疲労载荷試験の試験体は、約 2 ヶ月の養生を行った PC 梁を 3 種類の方法により補強を行った。無緊張でアラミド繊維シートを接着した試験体、引張強度の 25% および 50% で緊張して接着を行った試験体である。試験方法は 2 定点逆位相载荷とし、試験体中央部でせん断力が正負に交番し、シートが剥離しやすい応力状態とした。



写真-1 疲労载荷試験

持続荷重载荷試験の試験体は、約 1 年の養生を行った PC 梁を 4 種類の方法により補強を行った。無補強、無緊張でアラミド繊維シートを接着した試験体、引張強度の 25% および 50% で緊張接着した試験体である。試験方法は、持続荷重として 49kN の錘により 2 点载荷を行った。



写真-2 持続荷重载荷試験

研究の成果

疲労载荷試験による中央変位の载荷開始当初を基準とした変化量を図-1 に示す。緊張接着することで载荷荷重が 1.3 倍以上大きいにも関わらず、200 万回繰り返し载荷後における変位の変化量を無緊張試験体よりも小さく抑制できることが明らかになった。

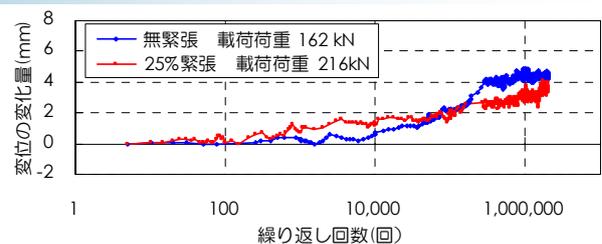


図-1 繰り返し回数と中央変位の変化量

持続荷重载荷試験による中央変位の载荷開始当初を基準とした変化量を図-2 に示す。持続荷重による変位の変化量および増加勾配は、アラミド繊維シートを接着することで抑制され、緊張接着することによってさらに抑制される傾向にあることが明らかになった。

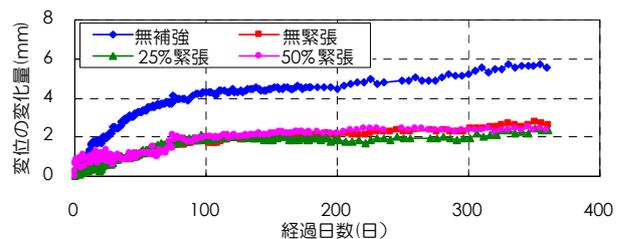


図-2 载荷開始からの経過日数と中央変位の変化量

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

TAKASHI SANGA NORIMICHI NAKAJIMA HIROSHI ASAI HIROSHI MIKAMI

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

撥水材の遮塩性能評価方法に関する検討

斯波 明宏 樋口 正典 谷口 秀明 佐々木 巨

キーワード：撥水材、遮塩性、評価手法、塩水浸漬試験

研究の目的

表面含浸材の一つであるシラン系撥水材の塩分浸透抑制効果については、かなり期待される性能であり、今後、適用事例が増加するものと考えられるが、その性能の評価手法については、現状では定められた規格がない。また、既往の研究などでは、比較的水セメント比が大きなコンクリートに適用した事例

が多く、PC で使用するようなコンクリートに対する事例が少ないのが現状である。そこで、本研究では、実際に現場で使用する PC 桁のコンクリート材料を用い、数種類のシラン系撥水材を塗布して塩水浸漬試験を行った。また、その試験結果から各撥水材の遮塩性能の評価手法について検討を行った。

研究の概要

早強セメントを用いた水セメント比 43%のコンクリート供試体 (φ100mm×200mm) に表-1 に示す撥水材 4 種類 (A~D) を所定の方法で塗布した。無塗布 (NO) の供試体を含めた 5 種類の供試体を NaCl10%の塩水にそれぞれ 4 ヶ月、8 ヶ月、12 ヶ月間浸漬を行い、撥水材浸透深さ、塩分浸透深さおよび深さごとの塩化物イオン量を測定した。

能を評価する手法を提案した。

表-1 撥水材

名称	成分等	塗布量
撥水材 A	水性シラン系	0.3kg/m ²
撥水材 B	アルキル・アルコキシシラン系	0.3kg/m ²
撥水材 C	水性シラン系	0.3kg/m ²
撥水材 D	シラン・シロキサン系	0.2kg/m ²

測定結果より塩分浸透性状を表す見掛けの拡散係数と表面塩化物イオン濃度を算出し、各撥水材の塩分浸透抑制効果の相違および浸漬期間の影響などを検討した。また、それらの結果から撥水材の遮塩性

研究の成果

図-1 に示すようにいずれの撥水材も塩分浸透抑制効果を有するものの、対象とするコンクリート配合により、大きく異なる可能性がある。また、撥水材の遮塩性能が定常状態になるにはある程度の期間が必要であり、試験期間の設定に注意が必要である。

測定された撥水材の浸透深さに撥水材特有の見掛けの拡散係数を設定し、無塗布の場合の表面塩化物イオン濃度を用いて塩化物イオン濃度分布を算出した例を図-2 に示す。本手法により撥水材の遮塩性能をおおむね評価することが可能である。

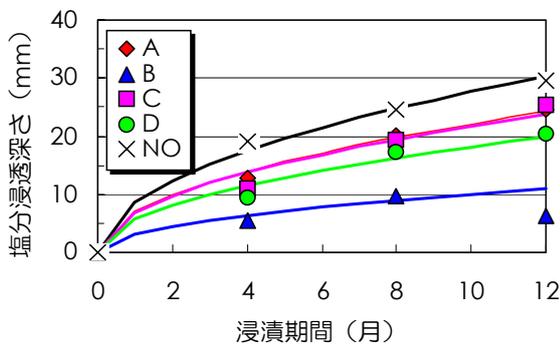


図-1 塩分浸透深さ測定結果

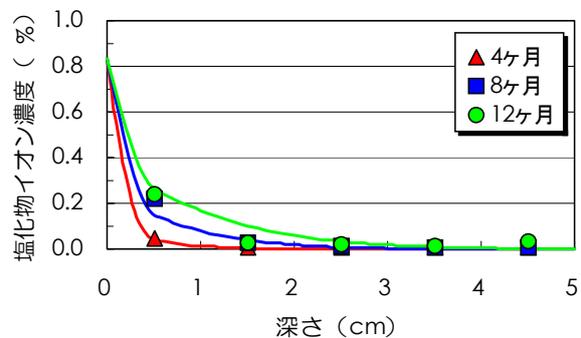


図-2 塩分浸透評価 (撥水材 B)

Study on Evaluation Method for Control of Chloride Permeability by Water Repellent Agents

AKIHIRO SHIBA MASANORI HIGUCHI HIDEAKI TANIGUCHI WATARU SASAKI

Key Words : Water Repellent Agents, Control of Chloride Permeability, Evaluation Method, Submergence Test in Salt Water

暑中コンクリートの初期養生方法がコンクリート温度に及ぼす影響

浅井 洋 谷口 秀明 三加 崇 三上 浩

キーワード：コンクリート温度, 日射, 温度変化, 養生マット, 養生シート

研究の目的

暑中に施工するコンクリートは、初期の乾燥や若材齢に受ける日射の影響によってひび割れの発生が懸念される。特に、橋梁の上床版は、打ち込み面積が広く、日射による水分蒸発が著しく、初期欠陥が生じやすいと考えられる。

本研究では、プレストレストコンクリート橋の上床版を想定したコンクリート試験体を製作し、暑中の直射日光を受ける環境下で、表面の養生方法が部材の温度に及ぼす影響を把握し、適切な養生方法を検討することを目的とする。

研究の概要

上床版を想定した試験体の形状を図-1 に示す。試験体は表面の養生方法に着目した表-1 に示す 8 種類であり、暑中の直射日光を受ける屋外で製作して養生した。養生方法による水分逸散の抑制効果や日射の影響、養生による保温効果、散水がコンクリート表面の温度変化に与える影響などについて、コンクリートの温度分布を測定して比較した。また、養生マットや養生シート、養生剤の使用が乾燥収縮を抑制する効果について、コンクリートのひずみを測定して比較した。

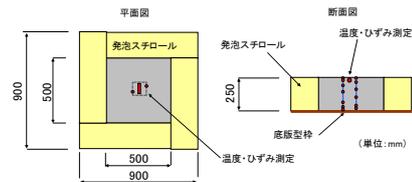


図-1 試験体形状

表-1 養生方法

記号	表面養生	散水
N	養生無	無
CS	透明シート	無
SH	日陰	無
SM	スポンジ製養生マット	有
SM+WS	スポンジ製養生マット+白色シート	有
AM+WS	アクリル繊維製マット+白色シート	材齢1日のみ
SP	散水養生	有
PW	パラフィンワックス養生剤	有

研究の成果

暑中に日射を受けるコンクリートの打ち込み直後の水分蒸発量は、1.6~1.7g/m²/min 程度であり、コンクリート表面を日陰にすることで 0.5 g/m²/min 程度の水分蒸発量を低減できる。図-2 にコンクリートの表面温度の履歴を示す。日射を受けるコンクリート表面温度は 45℃以上になり、日変化は 15℃以上になる。日射によって暖められたコンクリート表面は散水や降雨を受けるとコンクリート表面の温度勾配が著しくなり、表面ひび割れを発生させる恐れがある。散水養生の方法として、一時的な散水だけではコンクリート表面の収縮ひずみを低減する効果は小さく、養生マットなどにより水分供給を持続させることが効果的である。養生剤はコンクリート打ち込み直後から使用することができ、養生マット敷設までの初期の水分蒸発を抑制するのに有効である。

養生剤を使用し、表面の硬化を確認した後、養生マットを使用して湿潤状態を保つ養生方法が推奨される。

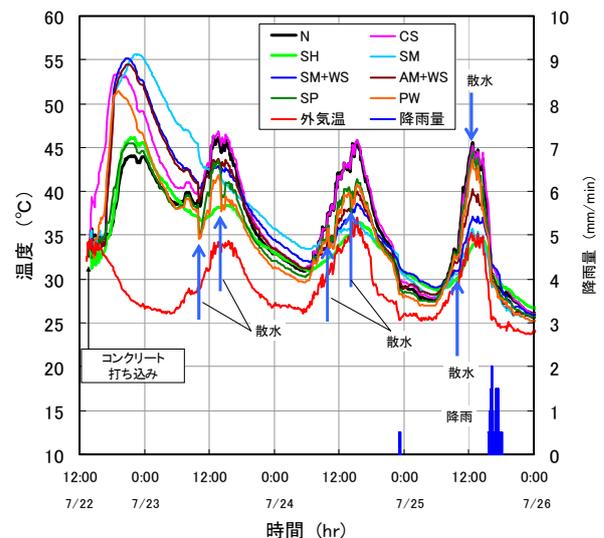


図-2 コンクリートの表面温度履歴

このような結果から、コンクリート打ち時には養

The Influence of Early Age Curing Methods on Concrete Temperatures at Hot Weather Condition

HIROSHI ASAI HIDEAKI TANIGUCHI TAKASHI SANGA HIROSHI MIKAMI

Key Words : Concrete Temperature, Exposure to Sunlight, Thermal Variation, Curing Mat, Curing Sheet

孔あき鋼板ジベルの引抜き耐荷挙動のバネモデルによる評価

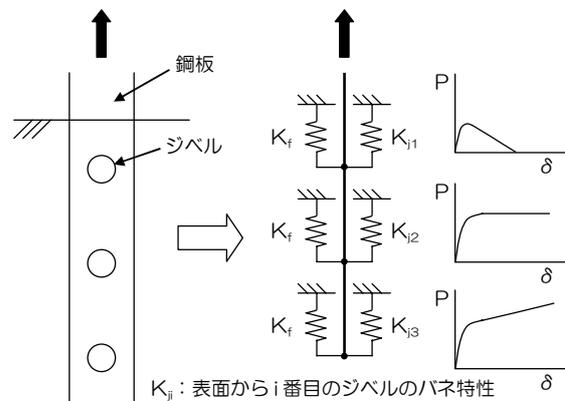
篠崎 裕生 竹之井 勇 浅井 洋 三上 浩

キーワード：孔あき鋼板ジベル, 引抜き耐力, 非線形バネ

研究の目的

孔あき鋼板ジベルをコンクリートの深さ方向に複数設置した場合の引抜き挙動を精度良く推定するために、非線形バネモデルを用いた FEM 解析の適用性を検討した。非線形バネモデルは、ジベルのせん断ずれとせん断抵抗力の関係を非線形バネに置き換えて評価するもので、ジベルのずれ量が深さ方向で異なることを表現できるため、引抜き力作用点の引抜き量と耐力の関係を精度良く推定できる。

本研究では、深さ方向に最大 6 個のジベルを配置したケースで実験と解析を行い、非線形バネによる評価の妥当性を検証した。



K_{f_i} : 表面から i 番目のジベルのバネ特性
 K_f : 鋼板表面の付着によるバネ特性
 図-1 非線形バネモデルの概要

研究の概要

鋼板のみの引抜き試験およびジベル付き鋼板の引抜き試験両者の結果から、バネモデルに入力する鋼板の付着力特性およびジベル単体のずれ変位—せん断力関係を求めた。図-2 にジベル単体のずれ変位とせん断力の関係を示す。浅い位置にあるジベルは、コンクリート表面の剥離破壊の影響を大きく受けるため、図の赤のような特性となる。一方、十分に深い位置にあるジベルは、ジベル孔を貫通する鉄筋が破断するまで荷重が増加し、図の黒のような特性となる。これらの特性を図-1 のバネモデルに入力する。

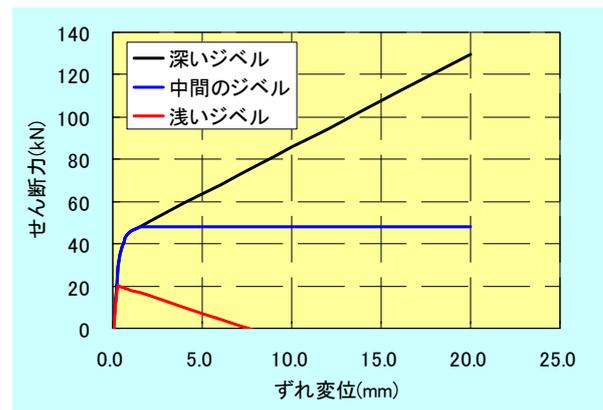


図-2 ジベルのずれ変位とせん断力の関係

研究の成果

図-3 は、ジベル数 6 個の引抜き試験結果と、バネモデルによる計算結果を比較したものである。

実験最大荷重 470kN に対して計算値は 473kN で引抜き耐力を精度良く評価できた。また、貫通鉄筋が破断して荷重が低下する変位や、载荷初期の挙動評価など、今回用いた非線形バネモデルの妥当性が検証できた。

アンカーなどとしての孔あき鋼板ジベルの用途が今後増加すると考えられる。これらの終局時の挙動（拔出し量や引抜き耐力など）を精度良く把握し安全性を評価するために、今回の手法は有効である。

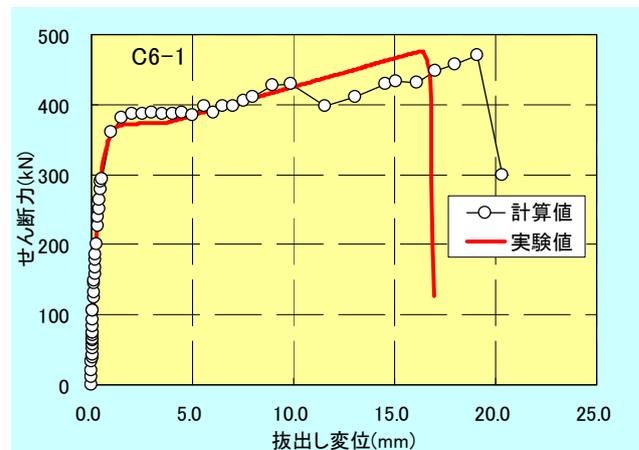


図-3 ジベル深さと引抜き耐力の関係

An Estimation of Pull-out Behavior of Perfo-bond Strips using Spring Model

HIROO SHINOZAKI ISAMU TAKENOI HIROSHI ASAI HIROSHI MIKAMI

Key Words : Perfo-bond Strip, Pull-out State Capacity, Non Linear Spring Model

可視光通信による3次元写真解析システムの開発

掛橋 孝夫 三上 博 鈴木 茂之 永元 直樹

キーワード：可視光通信，写真測量，デジタルカメラ，変位計測，LED，イメージセンサー

研究の目的

写真測量を行う場合、計測対象面に座標が既知な基準点および計測点を設けて、視点の異なる場所から撮影を行い、後方交会によりカメラ位置を求め、前方交会により計測点を計測する。写真測量を自動化するためには、解決すべき課題の一つとして、2視点以上の方向から撮影されたターゲット（基準点および計測点）の対応付け作業がある。ターゲットの対応付け作業を手動で行う場合は、ターゲットの数に比例して多大な時間と労力を消費し、加えて、

人為的ミスにより計測精度が悪くなる場合もある。また、対応付けを独立な模様を持ったターゲットを用意して自動化する方法は、撮影距離や撮影方向に依存するため、常に安定した対応付けを行うことは困難である。そこで、本研究では可視光通信技術を用いてターゲットの安定した自動検出と高い位置計測精度の測位・モニタリングを可能とする3次元写真解析システムを開発する。

研究の概要

本システムは、市販の高解像度デジタル一眼レフカメラ（受信機）、ターゲットとなるLED光源（送信機）と解析用パソコンから構成される。本システムで用いたカメラは、1,200万画素の解像度を持つ画像を100枚連射して撮影することができる。LED光源は固有のID番号などを表すデータパターンに従って点滅を繰り返す。図-1は本システムを実際の施工現場で用いた際の構成図である。撮影した連続画像データはパソコンに取り込まれた後、自動的に

画像認識と点灯パターン解析により基準点と計測点の位置情報およびID番号が取得されて、計測点の3次元座標が算出される。

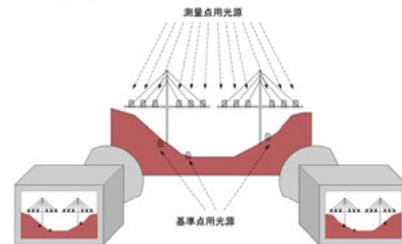


図-1 システム構成図

研究の成果

本システムの特徴として、以下が挙げられる。

- ①市販のデジタルカメラ、パソコンと簡易なLED光源のみを使用してシステムを構築することが可能
- ②暗闇でも計測可能
- ③多数の点を同時に、しかも短時間で計測可能
- ④2箇所から撮影したそれぞれのLED光源に関する情報を、自動的に関連付けできる。
- ⑤一度だけLED光源を設置すれば、測定の度に人が測点に行く必要がないため、省力化、安全性の向上につながる可能性がある。
- ⑥安価に自動計測システムを組むことが可能
- ⑦計測データはデジタル出力のため、測量データを他の用途へ利用しやすい。

これらの特徴を生かした実施工現場での改善対策として、以下の用途などが考えられる。

- ①橋梁建設時の形状管理
- ②地すべり地帯の自動計測
- ③トンネル内の変形監視

今後、本システムを用いてさまざまな現場条件に合致するような光源の開発や精度向上などを図り、実施工へ展開していく予定である。



写真-1 現場実験状況

3D Photogrammetric System using Visible Light Communication

TAKAO KAKEHASHI HIROSHI MIKAMI SHIGEYUKI SUZUKI NAOKI NAGAMOTO

Key Words : Visible Light Communication, Photogrammetry, Digital Camera, Displacement, LED, Image Sensor

ひび割れ誘発材を有する耐震壁に関する検討

田野 健治 松井 幸一郎 小坂 英之

キーワード：耐震壁，ひび割れ誘発材，収縮ひび割れ試験，水平加力実験

研究の目的

建物外壁では、柱・梁により周辺が拘束されているために、乾燥収縮や気温の変動などによりひび割れが多数発生し、美観を損ねるだけでなく漏水や耐久性の低下を招くことがある。その対処方法の一つとして、一般的にはひび割れの分散を防ぎ、ひび割れの集中を図る目的で収縮目地を設けることが行われている。しかし、収縮目地の設置のみでは、ひび割れの分散抑止・集中効果に乏しく、現状の外壁には無数のひび割れが発生していることが報告されて

いる。この問題を受け、本報告では、従来型の収縮目地よりもひび割れ集中率が高く、経済的なひび割れ誘発材の選定を行うこととした。

一方、耐震壁などにひび割れ誘発材を積極的に取り入れることは、有効断面の縮小という観点から望ましくないとされている。よって、本報告では同時に、収縮ひび割れ試験によって選定したひび割れ誘発材を有する耐震壁の水平加力実験を行い、耐震性能を確認することとした。

研究の概要

表-1 に収縮ひび割れ試験体一覧を、図-1 に収縮試験状況を示す。試験体は JIS A 1151「拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験体」を参考に製作した。試験体に設置するひび割れ誘発材の種類は、平鋼（2種）、軽量形鋼、塩ビ管、プラスチック製のドーナツ形スペーサーの5種類である。また、比較のためにひび割れ誘発材を設けないものも用意した。

表-2 に水平加力試験体一覧を、図-2 に No.2 の最終ひび割れ状況を示す。実験パラメーターは、ひび割れ誘発材の有無、ひび割れ誘発目地を貫通する横筋の付着除去部の有無である。

表-1 収縮ひび割れ試験体一覧

試験体	誘発材の仕様	断面欠損率 (%)
No.1-1 -2	平鋼 19×3.0mm (FB19)	19
No.2-1 -2	平鋼 38×3.0mm (FB38)	38
No.3-1 -2	軽量形鋼 40×20×1.6mm (LGS)	40
No.4-1 -2	塩ビ管φ40mm (VP)	40
No.5-1 -2	プラスチック製ドーナツ形スペーサー (SP)	46
No.6-1	目地なし	0

表-2 水平加力試験体一覧

試験体	ひび割れ誘発材	その他
No.1	-	-
No.2	平鋼(幅26mm, 厚さ3mm)	-
No.3	平鋼(幅26mm, 厚さ3mm)	横筋付着除去区間50mm

共通:Fc=30N/mm², 柱軸力比 0.1



図-1 収縮試験状況 図-2 最終ひび割れ状況 (No.2)

研究の成果

収縮ひび割れ試験および選定したひび割れ誘発材を有する耐震壁の水平加力実験を行い、以下の知見を得た。

- ①ひび割れ誘発材によるコンクリート断面の断面欠損率が大きいほど、ひび割れ発生時間が短くなる。
- ②コンクリート断面の断面欠損率が大きいほど、目地部にひび割れが生じやすい。
- ③収縮ひび割れ試験結果および経済性、施工性を

考慮して、断面欠損率約 40%の平鋼をひび割れ誘発材として選定した。

- ④ひび割れ誘発材に平鋼を利用した耐震壁の水平加力実験を実施した結果、ひび割れ誘発材の有無に関わらず、ほぼ同様なひび割れ性状、履歴性状を示すことが確認された。
- ⑤せん断ひび割れ強度およびせん断終局強度は、既往の強度算定式によりおおむね良好に評価できることがわかった。

A Study of Shear Wall with Contraction Joint to Control the Shrinkage Cracking

KENJI TANO KOUICHIROU MATSUI HIDEYUKI KOSAKA

Key Words : Shear Wall, Contraction Joint, Test of Drying Shrinkage Cracking, Loading Test

貫通孔内に後挿入された鉄筋の付着性状に関する実験的研究

新上 浩 蓮尾 孝一 菅谷 和人 田野 健治 小坂 英之

キーワード：プレキャスト，貫通孔，後挿入，付着性状，シース，破壊面

研究の目的

当社では、鉄筋コンクリート造建物の省力化施工を目的として、主筋の貫通孔を有する柱梁接合部一体型プレキャスト部材（梁または柱）による工法の開発を進めてきた。本工法でのプレキャスト柱梁接合部への主筋の定着は、部材製作時に設けておいた貫通孔内に鉄筋を後挿入し、その後高強度モルタルを充填することにより一体化する方法であり、鉄筋

とコンクリート間以外の付着界面を有している。

既報では、本工法での柱梁接合部の応力状態を模擬した加力実験を行い、プレキャスト柱梁接合部内の梁主筋の付着性能について確認を行った。

本報告は、工法の適用範囲の拡張を目的として行った、貫通孔に後挿入された鉄筋の単純引抜き試験の結果について報告するものである。

研究の概要

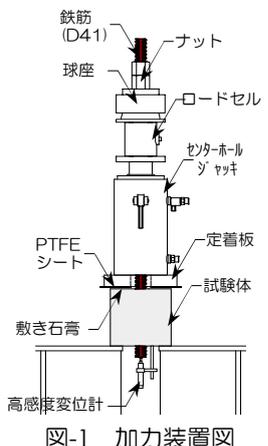
試験体は、コンクリートの1辺の長さが鉄筋径の約6倍（=250mm）の立方体で、試験区間を鉄筋径の約4倍（=165mm）とし、載荷面から鉄筋径の約2倍（=85mm）の範囲を非付着区間とした。

実験パラメータは、コンクリート強度および貫通孔の製作方法とし、貫通孔の内径（=60mm）と貫通孔内部に充填するモルタル（目標強度 $mF_c=120\text{ N/mm}^2$ ）は共通とした。コンクリートの設計基準強度 cF_c は、 $cF_c=30,60,90,120\text{ N/mm}^2$ の4水準である。貫通孔の製作方法は、鋼製シース（#3060）を打ち込んだもの（S3シリーズ）、リブ付きのエア加圧式ゴムバッグ（MB-L15）により形成された凹凸のある

コンクリート素地としたもの（M1"シリーズ）、比較用として貫通孔のない一体打ちとしたもの（Nシリーズ）の3水準とした。

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体名	cF_c [N/mm ²]	mF_c [N/mm ²]	貫通孔型枠
N	N-03/00	30	-	なし
	N-06/00	60	-	なし
	N-09/00	90	-	なし
	N-12/00	120	-	なし
	N-00/12	-	120	なし
S3	S3-03/12	30	120	#3060
	S3-06/12	60	120	#3060
	S3-09/12	90	120	#3060
	S3-12/12	120	120	#3060
	M1"	M1"-03/12	30	120
M1"-06/12	60	120	MB-L15	
M1"-09/12	90	120	MB-L15	
M1"-12/12	120	120	MB-L15	



研究の成果

鉄筋の抜け出し量を考慮した付着強度（付着指標）の算定結果と各試験体の最終破壊面をもとに、コンクリート強度 $c\sigma_B$ と鉄筋位置における見かけの付着強度 τ_{ap} の関係の検討を行った。

S3シリーズでは、いずれの強度領域においても、貫通孔位置を破壊面としたことより、図-2に示すようにシース-コンクリート界面(SC)破壊が実線OA、モルタル-シース界面(MS)破壊が実線ABで表され、M1"シリーズでは、低強度領域においてはモルタル-コンクリート界面(MC)破壊、高強度領域においては鉄筋-モルタル界面(RM)破壊となる傾向を示したことから、それぞれの周長を考慮し実線CDと実線EFの2本の直線で表される。

本報で示す型枠により製作された貫通孔内に後挿入された鉄筋の付着性能は、コンクリート強度、貫通孔の製作方法の違いによって付着指標および破壊面が異なるものの、貫通孔のない一体打ちとしたものと比較して、同等以上であることがわかった。

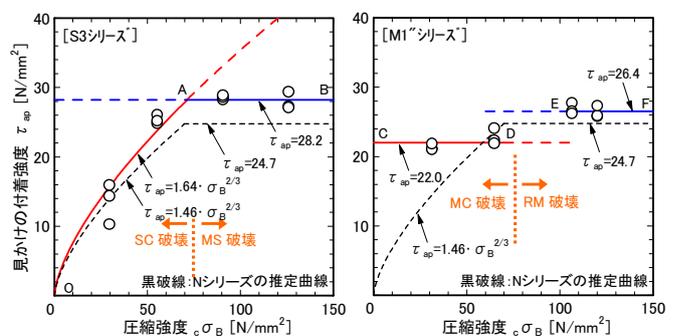


図-2 見かけの付着強度と圧縮強度の関係の推定

Experimental Study on Bond Behavior of Post-inserted Reinforcement

HIROSHI SHINJO KOICHI HASUO KAZUHITO SUGAYA KENJI TANO HIDEYUKI KOSAKA

Key Words : Precast, Opening, Post-inserted, Bond Behavior, Sheath, Failure Surface

200N/mm²級超高強度コンクリートの構造体強度および力学特性評価に関する検討

蓮尾 孝一 松田 拓 河上 浩司

キーワード：超高強度コンクリート，200N/mm²，初期高温履歴，構造体コンクリート

研究の目的

超高強度コンクリートの圧縮強度は、初期高温履歴に非常に大きく影響され、その条件によっては標準養生供試体では到達できない強度が発現することが知られている。また、超高強度コンクリートは、自己収縮やクリープ特性についても初期高温履歴の影響を大きく受けることが知られており、自己収縮応力および施工時・長期荷重による内部応力状態や

部材変形を予測するためには、初期高温履歴条件下の力学特性を、凝結開始付近から長期材齢にかけて精度良く把握する必要がある。

本研究は、200N/mm²級超高強度コンクリートを対象に、実機で製作した模擬試験体や室内試験により、構造体強度を確認し、かつ強度管理手法と力学特性の予測手法を確立することを目的としている。

研究の概要

使用した材料およびコンクリートの調合例を表-1 および表-2 に示す。1.0×1.0×1.0m もしくは0.5×0.5×0.4m の模擬試験体を実機で製作し、採取したコア強度と加熱養生の供試体強度との関係から構造体コンクリート強度の管理手法を検討した。また、初期高温履歴の最高温度 $T_{max}[^{\circ}C]$ を変化させた室内試験を実施し、圧縮強度と静弾性係数の発現を、有効材齢と T_{max} に注目して整理した。

表-1 使用した材料

	記号	種類
結合材	LC	低熱ポルトランドセメント
	HC	早強ポルトランドセメント
	ZSF	ジルコニア起源シリカ質微粉末
細骨材	S	フェロニッケルスラグ
粗骨材	G	硬質砂岩1305
混和剤	SP	高性能減水剤

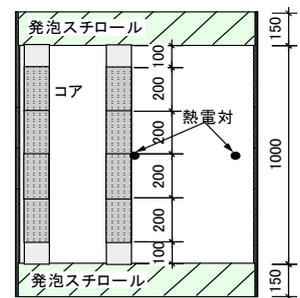


図-1 模擬試験体 (1.0×1.0×1.0m角ブロック)

表-2 コンクリート調合の例

W/B	Air [%]	単位量[kg/m ³]					
		W	LC	HC	ZSF	S	G
13.0	1.5	150	808	115	231	374	851

研究の成果

- 1) 初期に高温履歴を受けることで、コア強度や加熱養生供試体の圧縮強度は 200N/mm² を超え、標準養生での強度管理よりも加熱養生での強度管理が合理的であることを示唆した。
- 2) 圧縮強度の発現は有効材齢でおおむね統一的に評価でき、その傾向は $T_{max}=60^{\circ}C$ 付近を境に大きく変化することを明らかとした。
- 3) 圧縮強度と静弾性係数の関係は、低強度から高強度領域まで、養生温度によらず同一の関係にある。

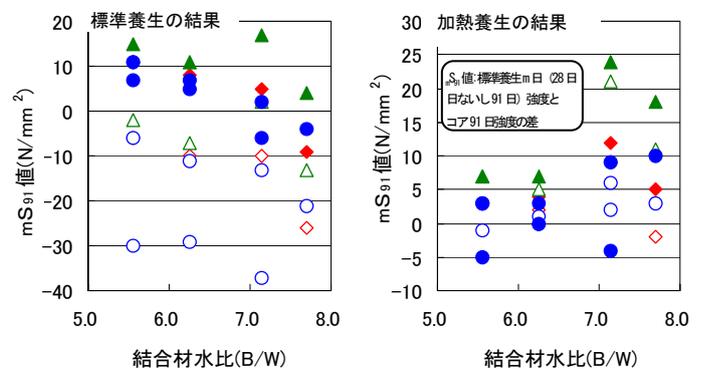


図-3 各種養生の供試体による mS91 値算出結果

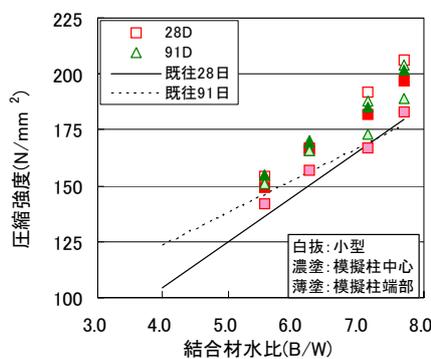


図-2 構造体コンクリート強度

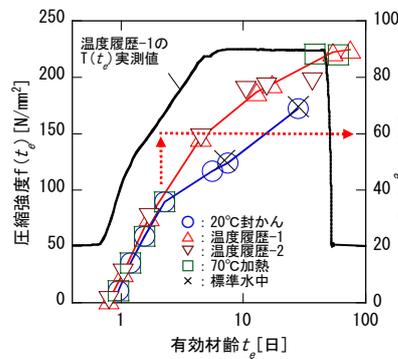


図-4 有効材齢と強度発現

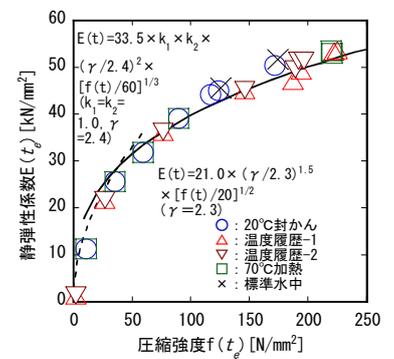


図-5 静弾性係数と圧縮強度

Study on Evaluation for Strength of Concrete in Structure and Mechanical Properties of Ultra-High-Strength Concrete up to 200N/mm²

KOICHI HASUO TAKU MATSUDA HIROSHI KAWAKAMI

Key Words: Ultra-High-Strength Concrete, 200N/mm², High-Temperature Histories at Early Age, Concrete in Structure

2重同調粘性マスダンパー制振システムの振動実験

中南 滋樹 木田 英範 鈴木 亨 田中 久也

キーワード：定点理論, パッシブ制振, 回転慣性質量, 同調粘性マスダンパー, 多重調整

研究の目的

筆者らは、慣性接続要素に柔支持部材を接続しダンパー自体で付加的な振動系を構成した同調粘性マスダンパーを複数箇所に分散配置させた多重同調粘性マスダンパーシステムを提案している。付加する減衰係数が小さくても単一同調型と同等以上の応答低減効果が得られること、主系の固有振動数などのパラメータ変動による制振効果の減少を改善できることを示している。

既往の研究では、主系の復元力特性はすべて線形で扱われてきた。本報では、先に提案した本システムの理論値の妥当性確認のための振動実験を実施するとともに、実構造物をイメージした非線形特性をもつ系のダンパー調整法を提案する。目標とする応答変位での等価剛性で同調周期を調整することにより、実用上有効な応答低減効果が得られることを示す。

研究の概要

付加系（同調粘性マスダンパー）を2個並列に接続した2重同調粘性マスダンパーシステムを構築し、振動台実験を行った。

実験ケースは、主系みのケース1、主系の復元力特性を線形とし主系の弾性周期に対して変位応答倍率が最適になるように設定したケース2、主系の復元力特性を逆行バイリニアとし、等価剛性で調整したケース3の3ケースとした。それぞれのケースで、正弦波加振によるスイープ実験と地震波入力実験を行い、調整法の違いによる弾性域と塑性域における構造物の応答性状の違いについて考察した。

研究の成果

- ・主系の復元力特性を線形とした検証実験の結果、先に提案した多重同調粘性マスダンパーシステムの理論値の妥当性が確認できた。
- ・実構造物をイメージした非線形特性の構造物の調整法の一提案として、目標とする応答変位での等価剛性で同調周期を調整する方法を提案した。
- ・本調整法を採用した場合、弾性域、塑性域において一定の応答低減効果があることがわかった。
- ・その効果は目標とする応答変位の等価剛性の調整点や地震動のスペクトル特性の影響で異なるが、耐震対策として考えた場合、本調整法は建物の初期剛性で調整する方法より応答低減効果が高められることがわかった。

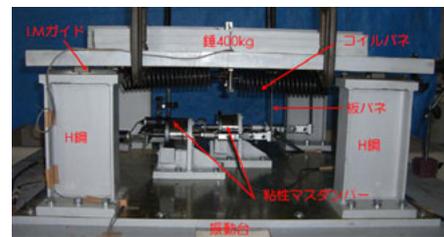


写真-1 システム外観

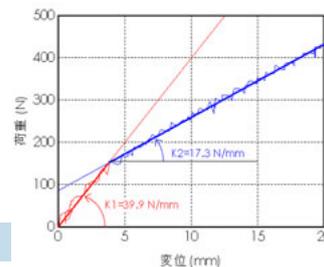


図-1 主系の復元力特性



写真-2 ダンパー

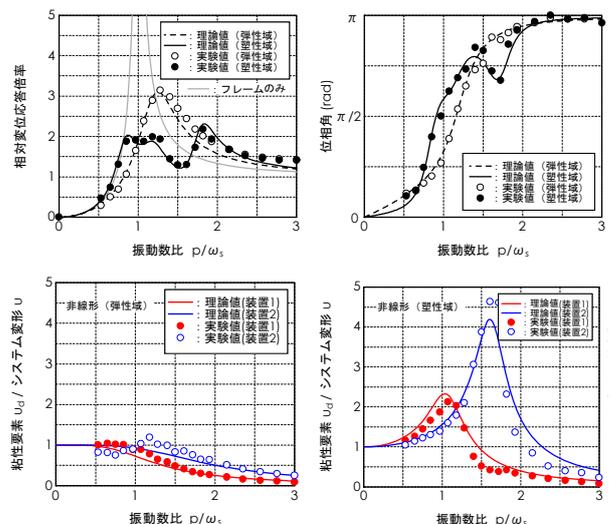


図-2 等価剛性で同調周期を設定した例

Shaking Table Tests of Passive Control System with Double-Tuning Viscous Mass Dampers

SHIGEKI NAKAMIAMI HIDENORI KIDA TORU SUZUKI HISAYA TANAKA

Key Words : Fixed Points Theory, Passive Control, Gyro Mass Inertia, Tuned Viscous Mass Damper, Multi-Tuning

常時微動測定に基づく超高層 RC 造建物の動特性評価

川島 学 平田 裕一 小田 稔

キーワード：超高層建物, RC 造建物, 常時微動, 高次モード, 減衰定数, 部分空間法

研究の目的

近年、都市部を中心に、軒高 100m を超える超高層建物が多数建設されている。超高層建物の安全性は時刻歴応答解析によって検証されるため、応答解析モデルの精度の向上やそこで用いられる諸定数の評価は、重要な意味を持つ。しかしながら、建物の動特性についてその機構がすべて明らかとなっていない

訳ではなく、また建物の減衰等についてはいまだ不明な点が多い。

このような背景のもと、筆者らは、関東で 2008 年から 2009 年にかけて竣工した、当社設計施工の超高層 RC 造住宅 3 棟の微動測定を実施した。本報はその測定結果について報告するものである。

研究の概要

微動測定の対象は、2008 年から 2009 年に竣工した関東に建つ超高層 RC 造住宅 3 棟である。これらの建物を以下、A 建物、B 建物、C 建物と呼び、図-1 にその概要を示す。構造の特色として、A、B 建物は一部階に制震壁を配置した制震建物、C 建物は免震建物であるという点が挙げられる。

本研究で分析対象とした振動モードは、水平 2 方向および鉛直方向の並進モードと、ねじれ・ロッキングの回転モードである。微動計測はサーボ型速度計により行い、各振動モードが抽出可能な測定計画とした。

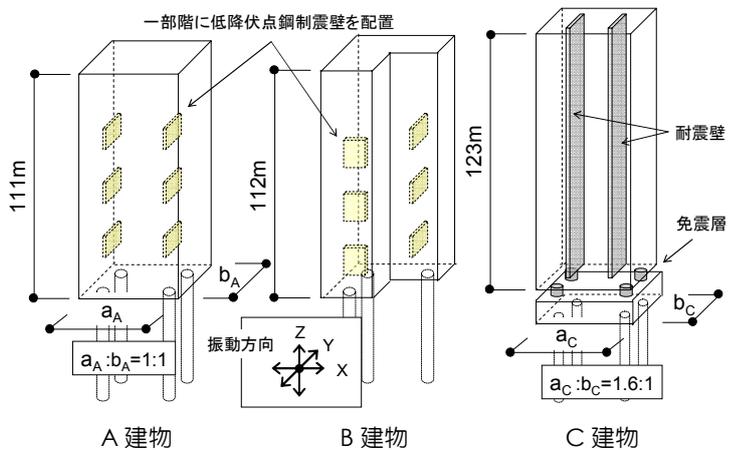


図-1 対象建物の概要 (イメージ)

研究の成果

同定した建物の固有振動数と減衰定数を表-1 に示す。表中には、それぞれの振動モードを代表して 1 次モードの値が示されている。水平並進モードの 1 次固有振動数は、設計で想定した値と比べて 1 割程度大きな値であり、建物は設計での想定よりやや大きな剛性を有していることが分かった。水平並進モードの 1 次減衰定数は約 1% と推定され、文献に示されている日本建築学会の参考値と同程度であった。

表-1 動特性 (1 次モード) の評価結果

振動モード	固有振動数 (Hz)			減衰定数 (%)		
	A	B	C	A	B	C
水平(X)	0.55	0.54	0.43	1.47	0.71	0.73
水平(Y)	0.55	0.54	0.38	0.70	1.25	0.95
鉛直	4.76	4.93	3.74	3.67	7.25	4.99
ねじれ	0.76	0.72	0.54	0.39	0.33	0.81

図-2 に、評価した固有振動数と減衰定数の関係を示す。図より、減衰定数が振動数・モード次数に対して変動するのが認められる。水平並進モードの減衰定数には、振動数の増加とともに漸増する傾向が観察される。減衰定数の振動数・モード依存性についてはいまだ不明な点が残る、さらに検討を続ける予定である。

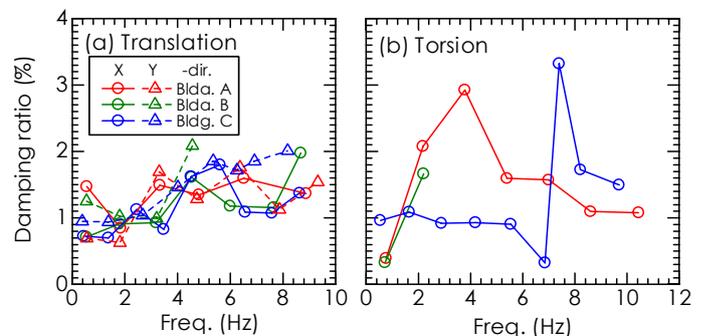


図-2 固有振動数と減衰定数の関係

Dynamic Characteristics of Super-High-Rise RC Building Based on Microtremor Records

MANABU KAWASHIMA YUICHI HIRATA MINORU ODA

Key Words : Super-High-Rise Building, RC Building, Microtremor Record, Higher-Order Mode,

Damping Ratio, Subspace Method

超高層建物の外装部材に作用する外圧および内圧の実測

作田 美知子 野田 博 岩野 秀之

キーワード：実測、外圧、内圧、外装材設計用風荷重、天井

研究の目的

通常の外壁以外の部材に建設省告示等で示されている帳壁の荷重を用いることは、部材の裏側の圧力すなわち内圧がそれぞれ異なることから、風荷重の過剰もしくは不足が懸念される。このため、各外装部材に加わる風力を把握することは重要である。

研究の概要

(1)風圧計測システム概要

計測に用いる差圧計は Setra 社製のモデル 239 とした。差圧計の主な性能を表-1 に、概観を写真-1 に示す。差圧計は内径 6mm のチューブに接続し、基準圧側のチューブは静圧箱にまとめ、各測定点で同一基準圧とする。測定データは 10 分間ごとに平均値、標準偏差、最大値および最小値の統計値を算出し、統計値ファイルおよび時刻歴ファイルを保存する。

表-1 差圧計の性能

Full Scale	±249Pa
精度	<±0.14%FS
温度影響	<±0.018%FS/°C
時定数	<10msec



写真-1 差圧計概観

筆者らは、外装部材に加わる風力、特に内圧として室内圧を仮定することが適切でない外装部材の風の外圧および内圧の実測を行っている。

本報では、風圧計測システムの概要およびボイド内廊下の天井に加わる風圧の実測結果を示す。

(2)実測概要

実測建物は、33 階建てのボイド型超高層建物とした。建物のボイド側は外部廊下（二重天井）である。圧力の測定点は外部廊下の天井面 2 箇所（1 箇所に付き天井表面と裏面の 2 点測定）および建物北側外壁面 1 箇所の計 3 箇所 5 点とした。測定点および機器設置位置を図-1 に示す。

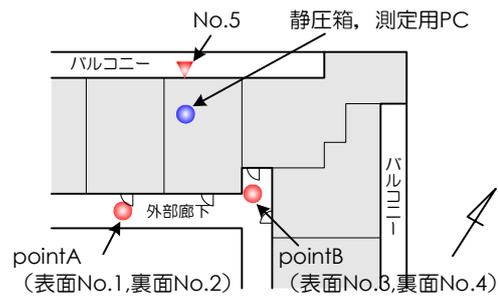


図-1 圧力測定点ならびに機器設置位置

研究の成果

平均風圧を図-2 に、時刻歴波形の一例を図-3 に示す。天井表面裏面（No.1 と No.2）は平均風圧の値、波形ともほぼ一致しており、天井の表側と裏側はほぼ同じ圧力場であり、測定した天井に加わる風力は非常に小さいといえる。これは、ボイド内はいずれの場所もほぼ同じ圧力であること、天井の表側と裏側をつなぐ隙間が大きかったためと考えられる。

この結果は天井の風力の一例であり、今後も外装部材に加わる風圧の実測を行い、更なるデータの蓄積を行う予定である。また、今後の実測では基準圧の測定方法や部材表面と裏面をつなぐ隙間面積や部材裏側の容積についても合わせて検討を行う。

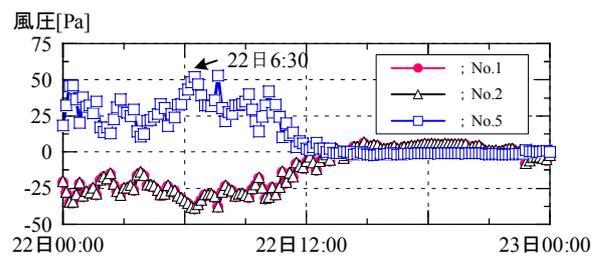


図-2 平均風圧

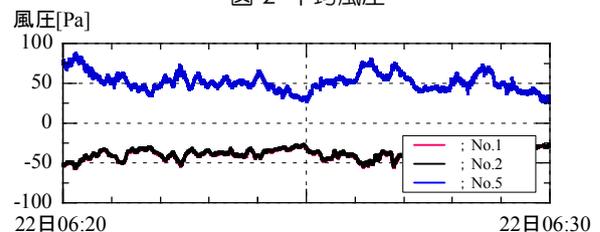


図-3 風圧の時刻歴波形

Full Scale Measurement of External and Internal Pressures on Cladding of Existing Tall Building

MICHIKO SAKUTA HIROSHI NODA HIDEYUKI IWANO

Key Words : Full Scale Measurement, External Pressure, Internal Pressure, Wind Load for Cladding, Ceiling

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

キーワード：スロッシング，減衰，石油タンク，数値流体解析

研究の目的

石油タンクのスロッシングによる火災被害を防止する方法としては「屋根補強」・「液高制限」・「波高抑制」が考えられるが、これらの対策のうち「屋根補強」と「液高制限」に関してはすでに告示等で法的な位置付けが与えられている。一方「波高抑制」については、特許や実用新案も含めて今日までさまざまな研究・提案がなされてきているが、有効かつ実用的な方法が望まれている状況である。

本報では、石油タンクの浮き屋根下面に浮遊設置されたネット（浮遊式ネット）によるスロッシング抑制効果について、実験的に検証を行いその有効性を

を確認するとともに、スロッシング抑制効果を数値流体解析によって検討した。

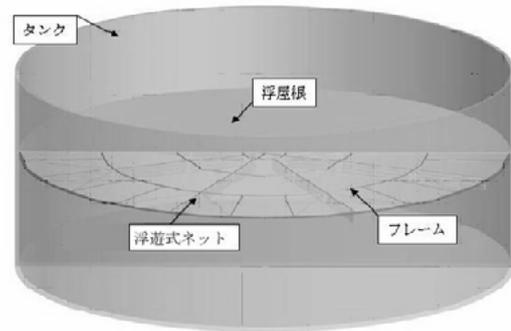


図-1 浮遊式ネットの概要

研究の概要

直径 3.28m の模型タンクを振動台に設置し、アクチュエータにより加振実験を実施した。浮遊式ネットは塩ビパイプ(φ=18mm)で作成したフレーム(フロート材)にネットを取り付けたモデルとした。ネットは実開口率が異なる 2 種類(開口率(β)：29.9%(小)，67.4%(大))である。実験は波高が所定の高さに達した後の自由振動において波高とネット前後の差圧を計測することにより行った。差圧はネット前後に設置したピトー管に差圧計を取り付けることにより計測した。

また、数値流体解析により、自由振動波形の再現を行い、実験値との比較を行った。

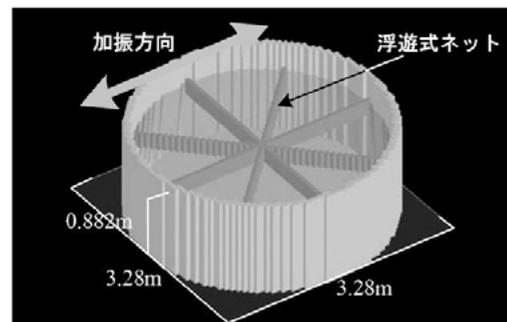


図-2 解析モデル

研究の成果

浮遊式ネットを付加することによって確実に減衰を付加することが可能であり、効果的に石油タンクのスロッシングを抑制することが確認できた。

また、減衰定数は波高依存性を持っており、波高が高いほど減衰定数は大きくなる。ネットの抵抗係数が大きいほど影響が大きくなる。これは、加振方向の最大流速が波高に比例するのに対して、ネットの抵抗力は流速の二乗に比例することが一因として考えられる。

なお、減衰効果を適切に評価するためには、フレームを含めた抵抗係数の評価、ネットの配置角度に

よる抵抗係数の評価等を適切に行うことが必要である。

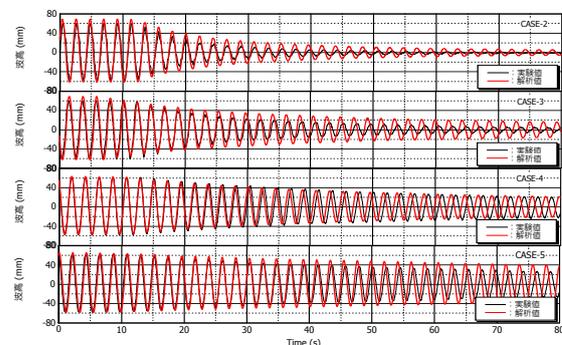


図-3 実験値と解析値の比較

Damping Control System for Sloshing of Petroleum Storage Tanks using Floating Nets

TORU SUZUKI HIROSHI NODA

Key Words : Sloshing, Damper, Oil Storage Tank, CFD

「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 ー音・振動を用いた切断監視技術の開発と適用性試験ー

丸山 信一郎 手塚 慎一 大鐘 大介

キーワード：ふげん，原子炉本体解体，アブレイシブウォータージェット (AWJ)，音，振動

研究の目的

原子炉廃止措置研究開発センター内にある新型転換炉「ふげん」(写真-1)の原子炉は、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。現在、原子炉本体解体に向け、解体工法の検討が進められており、二重管の同時解体技術として、水中におけるアブレイシブウォータージェット (AWJ) 工法を一つの候補にあげている。今までの試験より、切断時に水の濁りが確認されているため、二次的な切断監視技術として音・振動を用いた切断監視システムを開発し、その適用性の試験を実施した。

なお、本成果は、(独)日本原子力研究開発機構より委託され、実施した試験によるものである。



写真-1 新型転換炉「ふげん」の全景

研究の概要

AWJ による切断可否を判定するため、水中切断音・被切断物の振動を解析するシステムを開発した。二重管模擬材 (SUS 材) を管内側より、超小型 AWJ 切断装置により水中切断し、切断開始から終了までの一連の切断作業における水中切断音や被切断物の振動レベルの周波数特性の変化を本システムのモニタ (写真-2) で観測した。

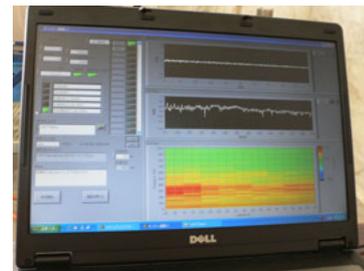


写真-2 切断監視システムモニタ

研究の成果

本試験の成果について、以下にまとめる。

- ① 水中切断音について、切断良好状態と切断不良状態の双方で、200~600Hz の周波数帯域で音レベルの違いを確認できた。
- ② 被切断物が受ける振動について、切断良好状

態と切断不良状態の双方で、2,000~4,000Hz の周波数帯域で振動レベルの違いを確認できた(図-1)。以上より、AWJ 水中切断において、音および振動双方とも、二次的な切断監視方法として有効な手段といえる。

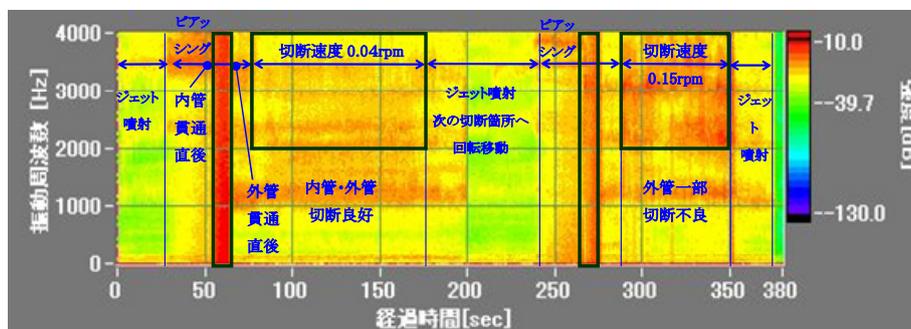


図-1 外管が受ける振動レベルの周波数特性変化 (SUS 二重管切断)

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of Fugen - Development and Applicability Testing of Sound/Vibration-Based Submerged Cutting Process Monitoring Technology -

SHIN-ICHIRO MARUYAMA SHIN-ICHI TEZUKA DAISUKE OGANÉ

Key Words : Fugen, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet (AWJ), Sound, Vibration

論文・報告

レディーミクストコンクリートの品質評価システムの開発

Development of Quality Assessment System of Ready-Mixed Concrete

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

土木工事管理部 岡 誠一 SEIICHI OKA

筆者らは、レディーミクストコンクリートの品質評価システムの構築を推進している。本報は、システムのデータベースとなる生コン工場の実態調査とコンクリートの品質評価試験の結果を用いて、レディーミクストコンクリートの品質の実態を紹介したものである。調査の結果、生コン工場には、単位水量が $175\text{kg}/\text{m}^3$ を超える配合や、水セメント比が過小となる配合が存在すること等が確認された。また、試験結果によれば、骨材の品質は低強度域であってもコンクリートの圧縮強度に影響を及ぼすこと、静弾性係数の試験値には標準値に対して $\pm 30\%$ 程度の範囲があること、骨材の品質はコンクリートの収縮ひずみに大きく影響を及ぼすこと、短期材齢の乾燥収縮ひずみを用いて長期材齢の乾燥収縮ひずみを予測できる可能性があること等がわかった。

キーワード：レディーミクストコンクリート、配合、骨材、圧縮強度、弾性係数、収縮

This report describes the quality of the ready-mixed concrete based on the result of the realities investigation and the examination in order to establish the quality assessment system of the ready-mixed concrete.

As a result of the investigation, it was confirmed that the unit volume of water occasionally exceeds $175\text{kg}/\text{m}^3$ and the water cement ratio might be less than the required amount in standard mix proportion made by the ready-mixed concrete plant. As a result of the experiment of the concrete, followings were obtained; 1) The quality of aggregate exerts the influence on the compressive strength even for low strength concrete. 2) The experimental value of Young's modulus has the range of $\pm 30\%$ for a standard value. 3) There exists a relationship between the quality of the aggregate and the shrinkage of concrete. 4) The dry shrinkage of a long-term age can be estimated by using the dry shrinkage of a short-term age.

Key Words: Ready-Mixed Concrete, Mix Proportion, Aggregate, Compressive Strength, Young's Modulus, Shrinkage

1. はじめに

筆者らは、橋梁の高品質化を目指し、図-1 に示すような材料（コンクリート）に関する取組みを行っている^{1), 2)}。これまでに、高強度、高流動（自己充填性）、軽量、低収縮、高じん性、高耐久性などのさまざまな品質・性能を高めたコンクリートを開発してきた^{3), 4), 5)}が、プレキャスト部材等の一部の例外を除けば、コンクリート構造物には、建設予定地の周辺工場で製造されたレディーミクストコンクリートが使用される。したがって、コンクリートの種類によらず、コンクリートの製造・施工においては、レディーミクストコンクリート

工場（以下、生コン工場）の情報を正確に把握し、事前に適切な対策を講じることが重要である。

近年は、レディーミクストコンクリート（JIS 製品）の購入という形態（製造と施工の分業化）が進むなかで、施工実務者のコンクリートに対する関心は薄れつつある。しかし、生コン工場で製造されるコンクリートは、全国的に見れば、後述のとおり、工場ごとにより異なるものである。地域性や個体差を十分に理解した対応を行わなければ、ワーカビリティーの低下、温度応力や体積変化に伴うひび割れ等、さまざまな不具合のリスクが高まり、結局、施工実務者が予期せぬ事態の対応に苦慮することになり兼ねない。

また、最近では、生コン工場から提示される配合や一般的な試験データ等の情報のみでは推測できない現象も見られる。その一つが、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であり、これにより供用前から想定外のひび割れ・変形等が発生した事例⁶⁾も存在する。この状況を踏まえ、土木学会コンクリート標準示方書の2007年改訂⁷⁾では収縮に関する内容が大幅に盛り込まれたほか、学協会等で収縮問題に関する活動が活発化している。しかし、コンクリートの収縮量の実態はまだ明らかになっていないのが現状である。おおよそであれ、収縮量の実態が把握できなければ、諸対策の必要性や効果等を明確に示すことができない。

このようなコンクリートに関する諸問題は、できるだけ早期の段階（できれば設計段階）に実態を把握し、適切な対策^{たとえば、3),4),8),9)}を講じた設計・施工を行うことができれば、不具合の発生確率を低減し、コンクリート構造物の長寿命化を実現できるものと考えられる。

筆者らは、材料分野における高品質化の取組みとして、レディーミクストコンクリートに着目し、生コン工場の実態を取り込んだデータベースの構築を進めている。また、各地の生コン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。本論文は、レディーミクストコンクリート（以下、文中では単にコンクリートと呼ぶ）の実態調査と品質確認試験の結果の一部を紹介するものである。

2. 生コン実態調査・データベースに基づく レディーミクストコンクリートの品質評価

生コン工場の実態調査を行い、生コンデータベースを構築するなかで明らかになったこと（データの一部）を紹介する。

図-2、図-3 は、生コン工場の標準配合をもとに、単位水量、単位セメント量、水セメント比、骨材の種類およびスランブに着目し、それらの関係を調べたものである。ここで、標準配合とは、各工場がJIS A 5308「レディーミクストコンクリート」に対応する配合として用意したもので、施工者が意図的に単位水量等の変更を指示し、修正した配合を含めない。ここでは、プレストレストコンクリート（以下、PC と略す）上部構造の現場打ち工法で多用される設計基準強度 40N/mm² のコンクリートを対象とし、これに相当する呼び強度 40、早強ポルトランドセメント、AE 減水剤を使用したコンクリートの配合を示している。

図-2 に示すとおり、スランブ 8cm であっても、単位水量は 155~186kg/m³、単位セメント量は 405~543

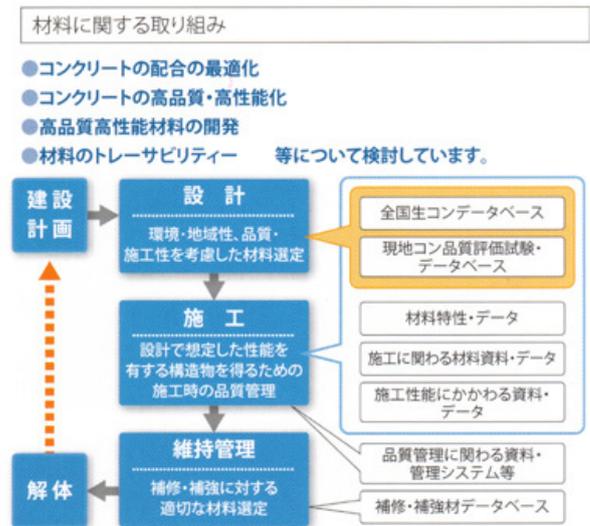


図-1 橋梁高品質化に向けた材料に関する取組み²⁾

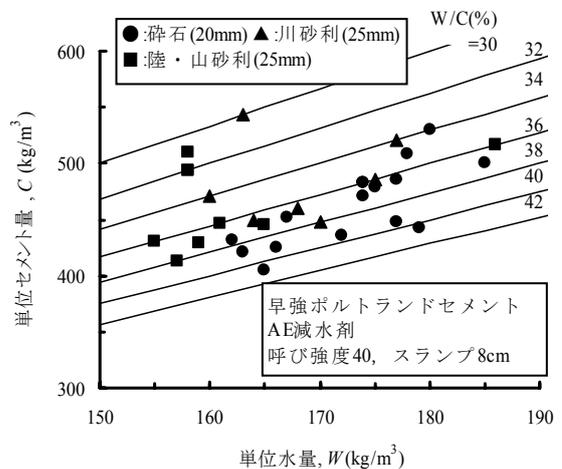


図-2 呼び強度 40、スランブ 8cm の AE 減水剤を使用したコンクリートの単位水量、単位セメント量および水セメント比の関係¹⁰⁾

kg/m³、水セメント比は 30.0~40.7%の広い範囲を有する。スランブが 8cm であっても、コンクリート標準示方書⁷⁾が定める単位水量の上限値 175kg/m³ を超える配合を標準とした生コン工場が存在する。その一方で、単位水量は 160kg/m³ 前後と比較的少なくても、設定された水セメント比が小さいことに起因し、単位セメント量が 500kg/m³ 程度に達する配合が存在する。温度応力等に考慮して単位セメント量の低減を図る場合には、単位水量と水セメント比の双方の設定値に対して何らかの対策を講じる必要がある。

昨今は、配筋量の増加等に伴い、スランブ 8cm よりも大きな値に変更することが増えている⁷⁾。図-3 に示すとおり、単位水量はスランブ 1cm の増加に対して 2kg/m³ 程度増加する傾向があるので、スランブを大きくする場合には、必要に応じて高性能 AE 減水剤の使用

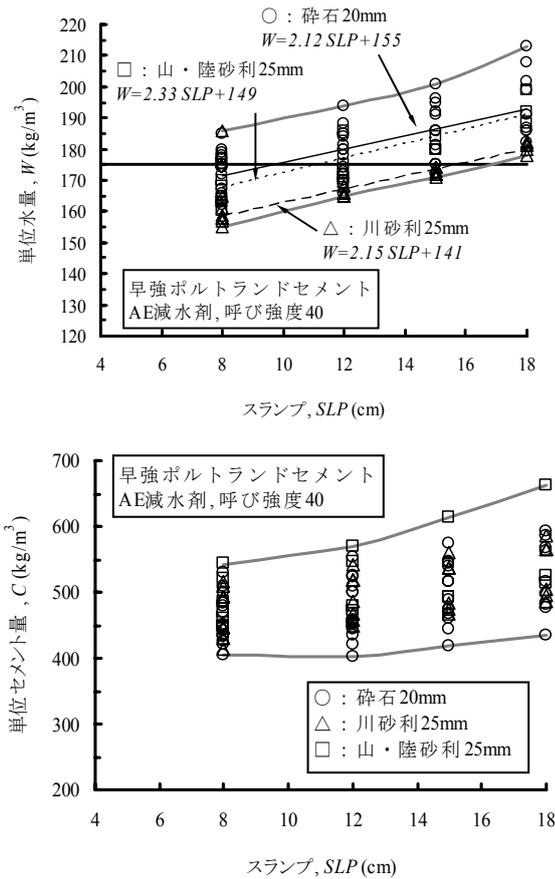


図-3 呼び強度 40 の AE 減水剤を使用したコンクリートのスランプと単位水量および単位セメント量の関係¹⁰⁾

表-1 高性能 AE 減水剤を使用しても単位水量が 175kg/m³ を超える標準配合

Cの種類	工場の所在地	骨材の種類		S _L	SLP (cm)	W(kg/m ³)
		細骨材	粗骨材			
N	岡山県	砕砂	砕石	24	18	178
	愛媛県	海砂・砕砂	砕石	24	18	180
	愛媛県	海砂・砕砂	砕石	27	18	180
	鳥取県	川砂・砕砂	砕石	40	15	177
	岡山県	陸砂・砕砂	砕石	40	18	176
	奈良県	山砂	砕石	40	18	178
	和歌山県	山砂	山砂利	40	18	180
	香川県	海砂	砕石	40	18	184
	鳥取県	川砂・砕砂	砕石	40	18	185
	H	鳥取県	川砂・砕砂	砕石	40	12
鳥取県		川砂・砕砂	砕石	40	15	187
岡山県		陸砂・砕砂	砕石	40	18	177
奈良県		山砂	砕石	40	18	178
和歌山県		山砂	山砂利	40	18	180
香川県		海砂	砕石	40	18	185
鳥取県		川砂・砕砂	砕石	40	18	195

C:セメント, N:普通ポルトランドセメント, H:早強ポルトランドセメント, S_L:呼び強度, SLP:スランプ, W:単位水量

等の対策を講じる必要がある。しかし、スランプ 15cm および 18cm では、単位水量が 200kg/m³、単位セメント量が 600kg/m³ を超える配合を標準とする生コン工場も存在し、必ずしも高性能 AE 減水剤の使用のみで十分であるとは限らない。表-1 は、高性能 AE 減水剤を使用

表-2 JIS A 5308 の配合強度算定式以外の式とこれを示した工場数 (全回答数 63)

	配合強度算定式	工場数
a	S _L + 3σ	4
b	S _L + 2.5σ	17
c	S _L + 2σ	21
d	0.9S _L + 3σ	3
e	S _L + 1σ	1

上記のうち、3工場はJIS式もしくは他式と重複している。

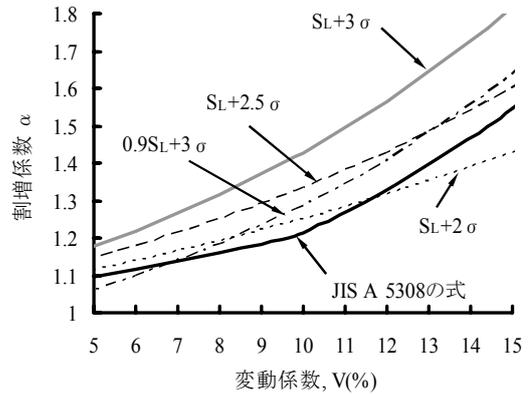


図-4 JIS A 5308 の配合強度の算定式と他式による変動係数と割増し係数の関係の比較

した場合であっても、単位水量が 175kg/m³ を超える標準配合の一例である。現状では、スランプを 18cm としなければ、高性能 AE 減水剤を使用することにより単位水量を 175kg/m³ 以下にすることができる場合がほとんどであるが、それを超える可能性のある地域が存在すること、荷卸しから打込み終了までの時間を要する場合やポンプ圧送ロスが大きい場合には、練上り時のスランプを大きくしなければならないことを考えれば、事前に調査・検討しておく必要がある。

前述のとおり、水セメント比は、呼び強度 40 であるにもかかわらず、30%程度のもが存在するが、これは、筆者らの試験・研究や工事経験から判断すれば、設計基準強度 60N/mm² の高強度コンクリートの水セメント比に相当する。JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」では、3本1組の供試体の平均値を1回の試験結果として、1回の試験結果は呼び強度の強度値の85%以上でなければならないこと、3回の試験結果の平均値は呼び強度の強度値以上でなければならないこととし、それらから導き出された算定式をもとに配合強度が定められる。しかし、生コン工場では、表-2、図-4 に示すとおり、JIS の算定式を記載した工場は全体の 3 割に過ぎず、呼び強度の強度値に 2 倍または 2.5 倍した標準偏差を足し合わせた表中の計算式 b, c を採用している工場が多い。全国生コンクリート工業連合会のガイドブック¹¹⁾では、

表-3 収集した骨材の種類および産地

No.	区分	細骨材						粗骨材			
		種類	産地	種類	産地	種類	産地	種類	産地	種類	産地
0	基準	川砂	栃木県	砕砂	栃木県			砕石2005	栃木県		
1	建築	砕砂	栃木県	陸砂	茨城県			砕石2005	茨城県	砕石2005	栃木県
2		砕砂	高知県	山砂	千葉県			砕石2005	高知県		
3		陸砂	茨城県	砕砂	栃木県			砕石2005	栃木県		
4		砕砂	新潟県					砕石2505	新潟県		
5		山砂	千葉県					砕石2005	山口県	砕石2005	東京都
6		山砂	千葉県	砕砂	東京都			砕石2005	東京都		
7		砕砂	東京都	砕砂	東京都	山砂	千葉県	砕石2005	東京都	砕石2005	神奈川県
8		陸砂	神奈川県	山砂	千葉県			砕石2005	兵庫県	砕石2005	神奈川県
9		砕砂	山梨県	山砂	千葉県			砕石2005	山梨県		
10		川砂	神奈川県	山砂	千葉県	山砂	神奈川県	砕石2005	神奈川県		
11	土木	山砂	京都府	砕砂	大阪府			砕石2015	大阪府	砕石1505	大阪府
12		山砂	京都府					砕石2015	大阪府	砕石1505	大阪府
13		砕砂	岩手県	山砂	宮城県			砕石2505	岩手県		
14		山砂	愛知県	スラグ砂	愛知県			砕石2005	三重県	砕石2005	三重県
15		砕砂	広島県					砕石2015	広島県	砕石1505	広島県
16		砕砂	山口県	海砂	山口県			砕石2015	愛媛県	砕石1505	愛媛県
17		砕砂	愛媛県	海砂	大分県			砕石2005	愛媛県		
18		砕砂	愛媛県					砕石2005	愛媛県		
19		砕砂	福岡県	海砂	長崎県			砕石2015	山口県	砕石1505	山口県
20		加工砂	島根県					砕石2015	島根県	砕石1505	島根県
21		砕砂	広島県	砕砂	大分県			砕石2015	広島県	砕石1505	広島県
22		陸砂	鹿児島県	陸砂	宮城県			砕石2505	鹿児島県		
23		海砂	佐賀県	砕砂	大分県			砕石2005	大分県		
24		海砂	福岡県	海砂	福岡県			砕石2005	大分県		
25		川砂	静岡県					川砂利	静岡県		
26		陸砂	静岡県	山砂	静岡県			陸砂利	静岡県		
27		陸砂	富山県					陸砂利	富山県		
28		川砂	山梨県					川砂利	山梨県		
29		陸砂	青森県	陸砂	青森県			砕石2005	青森県		
30		砕砂	広島県					砕石2015	広島県	砕石1505	広島県

幾つかの算定式が紹介され、表-2 中の式 c を推奨している。しかし、JIS 以外の算定式で求められる割増し係数は、JIS の算定式よりも大きな値になる。この割増し係数の設定が、構造物にとって必要以上の圧縮強度となる原因であるが、これは原因の一つであって、この他にもさまざまな理由があることが生コン実態調査・データベースによって明らかになっている。施工者は、製造者が作成したコンクリートの配合計算書等を理解したうえで、コンクリートを使用することが重要である。

3. 品質評価試験に基づくレディーミクスト コンクリートの品質評価

生コンの実態調査・データベースでは不明瞭な部分について、現地の骨材を当社の技術開発センターに集め、ほぼ同一条件でのコンクリート品質評価試験を実施している。ここでは、コンクリート品質評価試験のなかで明らかになったことの一部を紹介する。

(1) コンクリートの条件

評価対象のコンクリートは、設計基準強度 40N/mm² 程度の PC 橋上部構造に使用するコンクリート (PC 配合, PC コンクリートと呼ぶ) と、設計基準強度 24~27N/mm² 程度の一般的な RC 構造物に使用するコンクリート (RC 配合, RC コンクリートと呼ぶ) の 2 種類とした。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。この試験ではセメントと骨材の複合要因の影響を排除するため、セメントはすべて同一の銘柄・ロットのものとした。

表-3 は、収集した骨材の種類と産地である。橋梁等の土木工事は地方が多いため、地方の生コン工場で常時使用している骨材を中心に収集した (表中の区分「土木」)。「基準」とは技術開発センターで試験・研究用に使用している骨材、「建築」と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実績がある 2 工場の骨材である。骨材の採取にあたっては、骨材の貯蔵設備から直接採取し、大小粒の偏りがなるべく生じないように注意した。なお、粗骨材の最大寸法は 20mm もしくは 25mm である。

単位水量およびスランプの調整には、基本的に PC コンクリートには高性能 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) を、RC コンクリートには 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⁷⁾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範囲とした。細骨材率は生コン工場の配合を参考

表-4 圧縮強度試験の結果

配合の種類		PC配合			RC配合		
材齢(日)		3	7	28	7	28	
基準	No.0	50.2	57.4	67.7	28.6	40.7	
建築高強度コンクリート工事	No.1	53.9	59.5	69.9	31.4	40.2	
	No.2	50.6	58.6	67.9	29.5	38.6	
土木工事 (No.3~30)	全データ	平均	47.5	55.1	63.7	27.7	38.3
		最小	39.7	46.6	54.2	21.1	30.3
		最大	53.7	62.1	72.5	31.8	44.5
	砂利	平均	44.7	54.4	61.7	25.9	36.6
		最小	42.1	52.8	60.6	29.5	40.3
		最大	47.7	57.2	63.9	24.0	34.3
	碎石	平均	48.0	55.2	64.1	28.0	38.6
		最小	39.7	46.6	54.2	21.1	30.3
		最大	53.7	62.1	72.5	31.8	44.5

とした。それらの値は、フレッシュコンクリートの性状を確認して調整を行った。ただし、単位粗骨材絶対容積（単位粗骨材量）が大幅に異なると、その違いがコンクリートの収縮量に大きく影響を及ぼす可能性があるため、単位粗骨材絶対容積は $0.375 \pm 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度の範囲を目安とした。構造物や施工の条件、スランプの経時変化等により、練上りのスランプの目標値は異なるが、本研究では 12~15cm 程度で良好なフレッシュ性状が得られる単位水量と細骨材率の目安を確認することとした。空気量の範囲は、 $4.5 \pm 0.5\%$ とした。スランプおよび空気量の試験は、それぞれ、JIS A 1101, JIS A 1128 に準じて実施した。

(2) 試験方法

本論文では、力学的特性として圧縮強度と静弾性係数、体積変化としては自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみの試験結果を紹介する。圧縮強度および静弾性係数の試験は、それぞれ、JIS A 1108, JIS A 1149 に準拠し、円柱供試体（φ100×200mm）を使用して、養生を標準水中養生、材齢を PC コンクリートでは 3, 7, 28 日、RC コンクリートでは 7, 28 日とした。自己収縮試験は、(社)日本コンクリート工学協会の埋込み型ひずみ計を用いた試験方法¹²⁾に準じ、データロガーにより材齢 56 日（凝結の始発を起点）まで継続的に測定を行った。乾燥収縮試験は、JIS A 1129-2 に基づき、コンタクトゲージ法で実施し、ゲージプラグには埋込み用ゲージプラグを使用した。供試体は、材齢 7 日間の水中養生を行った後、乾燥を開始した。供試体の乾燥は、恒温恒湿室（温度 20℃、湿度 60% に設定）内で行った。乾燥開始後の測定材齢（以下、材齢と呼ぶ）は、7 日、28 日、56 日、91 日および 182 日とした。

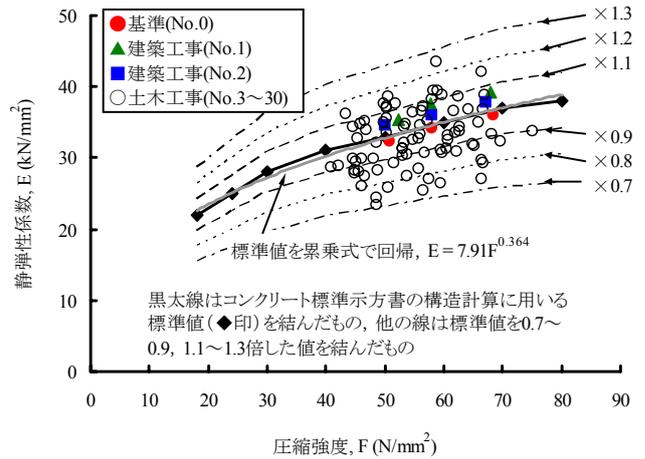


図-5 PC コンクリートの圧縮強度と静弾性係数の関係

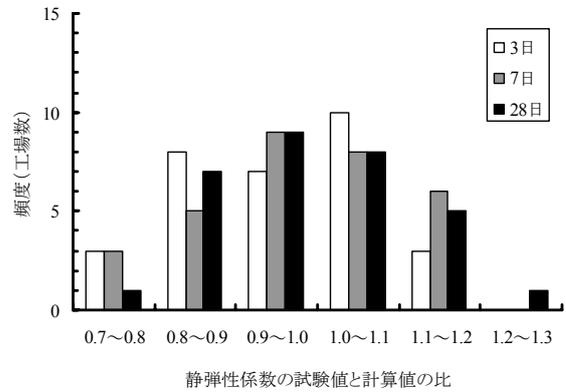


図-6 PC コンクリートの静弾性係数の試験値と計算値の比の分布

(3) 力学的特性

圧縮強度試験の結果を、表-4 に示す。表-4 に示すとおり、研究用基準骨材(No.0)と高強度コンクリート用骨材(No.1, No.2)を使用した場合の圧縮強度はほぼ同値である。しかし、地方を中心とする一般の生コン工場の骨材(No.3~30)を使用した場合には、セメントおよび水セメント比が同一であっても、圧縮強度は相当に異なる。PC コンクリートの材齢 28 日の圧縮強度は、比較的高い強度域での比較であるため、骨材強度がコンクリート強度に影響を及ぼすことが考えられる。しかし、比較的低い強度域の PC コンクリートの材齢 3 日、RC コンクリートの材齢 7 日の圧縮強度であっても基準骨材の結果に比べてかなり低いものが存在する。砂利は形状が丸いため、一般にこれを使用したコンクリートの圧縮強度は碎石に比べて小さくなると言われており、その傾向は今回の試験結果においても平均値から読みとれる。ただし、その差はわずかであり、碎石の中には砂利よりもコンクリート強度が低くなるものが存在する。なお、2. で述べたとおり、生コン工場の PC コンクリートの標準配合

には水セメント比が 40%よりもかなり小さい場合が多いが、今回の室内試験の結果では、設計基準強度 40N/mm² を満足する実強度は水セメント比 40%で十分に得られている。

図-5、図-6 は、PC コンクリートの試験結果であり、それぞれ、材齢 3, 7, 28 日の圧縮強度と静弾性係数の関係、静弾性係数の試験値と計算値の比の分布を表す。ここで、静弾性係数の計算値とは、図-5 に示す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たもの(図中の灰色の曲線)であり、今回の試験の範囲では標準値を結んだ線と累乗式の線はほぼ一致する。基準骨材(No.0)と高強度コンクリート用骨材(No.1, No.2)を使用した場合の圧縮強度と静弾性係数の関係は、構造計算に用いる標準値とおおむね一致する。しかし、一般の生コン工場の骨材(No.3~30)を使用した場合には、その標準値に対して±30%程度異なる結果も存在することがわかった。プロットしたデータは実強度であるので、静弾性係数が若干低いものに関しては、割増しが行われた配合強度では標準値に近くなるが、標準値よりも大幅に低いものあるいは高いものについては実測値に基づく構造計算が必要である。静弾性係数の試験値を確認しただけでも、設計、施工のいずれの段階においても、建設予定地周辺の生コン工場の情報は重要であることがわかる。

(4) 体積変化

自己収縮(材齢 28 日)および乾燥収縮(材齢 182 日)の試験結果を、表-5 に示す。乾燥収縮ひずみは、前述のとおり、JIS A 1129 の試験による長さ変化率であり、材齢 7 日以降の乾燥環境下における自己収縮ひずみを含む。なお、文中では、収縮を正として大小関係を表現する。

表-5 に示すとおり、基準骨材(No.0)と建築の高強度コンクリート用骨材(No.1, No.2)を使用した PC コンクリートの自己収縮ひずみは、前述の圧縮強度、静弾性係数と同様にほとんど差異が認められない。しかし、一般の生コン工場の骨材 (No.3~No.30) を用いた場合の自己収縮ひずみは、表中に全データと記載した最小と最大では 3 倍程度異なる。砂利と碎石との違いは、平均値を比較するとほとんど認められない。自己収縮ひずみは、一般に単位セメント量と密接であるが、今回の試験では単位水量を狭い範囲に設けたので、単位セメント量の差は小さく、本試験の範囲では単位セメント量と自己収縮ひずみの関係が成立しないことも確認している。したがって、自己収縮ひずみの相違は、骨材の種類・品質に起因するものと理解できる。既往の研究報告には、人工軽量骨材

表-5 収縮試験の結果

収縮ひずみの種類		自己収縮ひずみ	乾燥収縮ひずみ		
配合の種類		PC配合	RC配合		
材齢(日)		28	182	182	
基準	No.0	176	577	625	
建築高強度コンクリート工事	No.1	178	486	530	
	No.2	175	442	465	
土木工事(No.3~30)	全データ	平均	163	581	629
		最小	74	392	389
		最大	241	798	921
	砂利	平均	148	606	679
		最小	74	477	502
		最大	191	734	826
	碎石	平均	164	571	613
		最小	97	392	389
		最大	241	798	921

(×10⁶, 収縮を正で表した値)

や再生骨材のような特殊骨材を用いた場合の自己収縮ひずみへの影響については報告されているが、一般の生コン工場で使用されている天然骨材に着目して、自己収縮ひずみを調査したものは見られない。今回の試験結果によれば、設計基準強度 40N/mm² 程度のコンクリートであっても、使用する骨材によっては自己収縮ひずみが大いいため、事前に確認し、対策を要する場合もあると考えられる。2. で述べたとおり、生コン工場の標準配合には、今回の試験よりも水セメント比が小さく、単位セメント量が多いものが多く存在するため、そのような場合には一層自己収縮ひずみを増加させる可能性がある。

次に、乾燥収縮ひずみに着目すると、RC コンクリートの乾燥収縮ひずみは、PC コンクリートに比べて大きくなる傾向がある。ただし、前述のとおり、PC コンクリートは単位セメント量が多いため、自己収縮ひずみも考慮する必要がある。

基準骨材(No.0)と建築の高強度コンクリート用骨材(No.1, No.2)を使用したコンクリートの乾燥収縮ひずみは、自己収縮ひずみの場合とは異なり、双方には若干の相違が認められる。しかし、一般の生コン工場の骨材 No.3~No.30 を使用すると、乾燥収縮ひずみは、それらよりも大幅に大きいものあるいは小さいものが存在する。このように、同一セメントを使用し、水セメント比を一定とするなど、材料・配合および試験方法がほぼ同じであっても、骨材の種類によってコンクリートの乾燥収縮ひずみは大きく異なる。

図-7 は、同一骨材を使用した PC コンクリートと RC コンクリートの乾燥収縮ひずみを比較したものである。

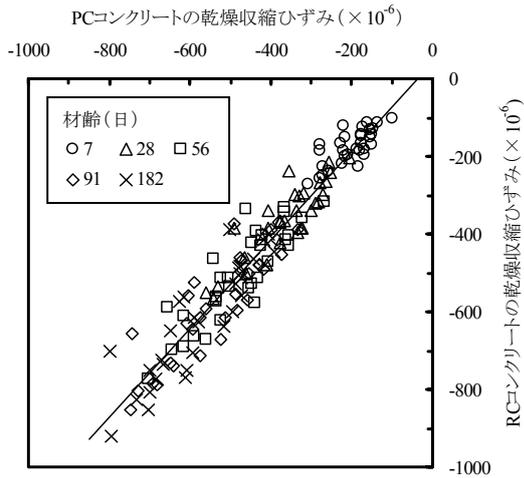


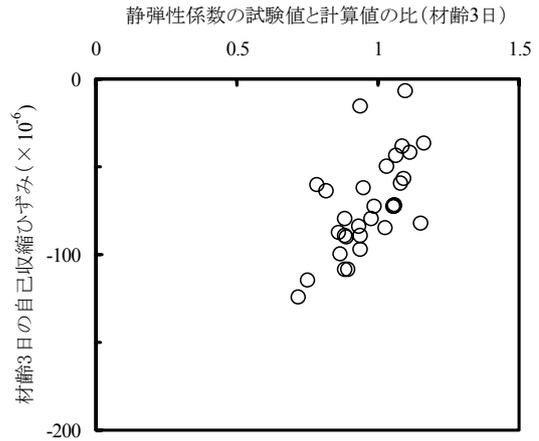
図-7 PCコンクリートとRCコンクリートの乾燥収縮ひずみの比較

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。両コンクリートは、セメントの種類および水セメント比が全く異なる。しかし、両者の乾燥収縮ひずみは大幅に異なるものではなく、RCコンクリートの乾燥収縮ひずみがPCコンクリートの乾燥収縮ひずみよりも若干大きくなる程度である。また、筆者らのこれまでの研究¹⁾では、骨材および水セメント比を同一とした場合、単位水量が150kg/m³と200kg/m³の収縮ひずみ（自己収縮ひずみを含む）には明確な違いがあるが、その間の微量を調整した程度では収縮ひずみの大小関係が逆転する結果も確認されている。したがって、骨材の種類が異なることは、セメントの種類や配合の違いよりも、乾燥収縮ひずみに大きく影響を及ぼす可能性がある。

以上のように、コンクリートの単位水量はなるべく少なくなるよう決定することを配合設計の基本とすべきであるが、まずは、単位水量が最終決定していない暫定的な配合であっても乾燥収縮ひずみが測定されているのであれば、その値によって骨材の品質に起因する乾燥収縮ひずみの増大の有無を把握し、設計・施工上の対策の要否を検討することが重要である。また、このような結果は、筆者らが実施している生コンデータベースおよび品質評価試験によって裏付けられるものであり、それらの実施が非常に重要であることを示唆している。

(5) 力学的特性と体積変化に関する各試験値間の関係

乾燥後の材齢が6ヶ月の乾燥収縮ひずみは、試験練りから打込み開始までの期間が短い場合等では事前に確認できないことがある。このため、何らかの他の指標あるいは短期材齢の収縮ひずみによって推定できると便利である。図-8は、静弾性係数の試験値と計算値の比を指



静弾性係数の試験値と計算値の比(材齢3日)

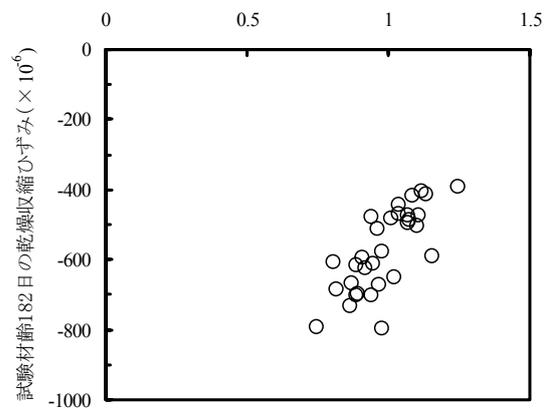


図-8 静弾性係数と自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみの関係

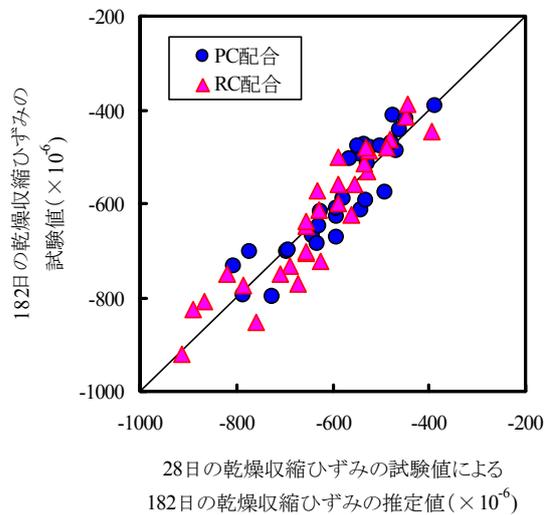


図-9 短期材齢の乾燥収縮ひずみによる長期材齢の乾燥収縮ひずみの予測結果の一例

標とし、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみとの関係を表したものである。静弾性係数は、いずれの収縮ひずみとも相関があり、セメントの種類および水セメント比を同一とした条件では、静弾性係数が小さいほど、収縮

ひずみが大きくなる傾向がある。したがって、静弾性係数は、収縮ひずみを予測できる指標の一つになる可能性がある。

図-9 は、材齢 28 日の乾燥収縮ひずみを用い、材齢 182 日の乾燥収縮ひずみを予測した結果の一例である。予測値と実測値は、いずれの配合においてもおおむね一致しており、筆者らの試みにより、短期材齢による長期材齢の乾燥収縮ひずみの予測が可能であることを示唆している。いずれの関係にもばらつきがあり、精度良く推定するための工夫は必要であるが、実務上は過大な収縮ひずみを生じるものか、およその判定ができるだけでも、予期しない不具合を未然に防ぐことができると考えられる。ただし、ここで得られた結果は、本論文中の手法に基づくものであり、他の手法を用いる場合には、その影響を十分に考慮する必要がある。また、骨材の種類・品質によって収縮ひずみが大きく異なる結果を鑑みれば、その情報を事前に把握しておく必要があり、生コンデータに品質評価試験データを組み合わせた総合データベースに基づくレディーミクストコンクリートの品質評価システムの構築と活用が今後ますます重要となるものと考えられる。

4. まとめ

レディーミクストコンクリートの実態調査と現地の骨材を使用したコンクリートの品質評価試験を実施した結果、以下のことが明らかになった。

- ① 生コン工場の標準配合には、単位水量が $175\text{kg}/\text{m}^3$ を超えるもの、水セメント比が相当に小さく、単位セメント量の増加の原因になっているもの等がある。また、スランプの増加に伴い、単位水量および単位セメント量が増大する傾向にあるため、高性能 AE 減水剤の使用等、事前の調査と適切な対策が重要である。
- ② 生コン工場の骨材を使用した場合には、低強度域であっても、同一の水セメント比および材齢の他の骨材を使用したものと比較し、圧縮強度がかなり小さくなるものが存在する。
- ③ 生コン工場の骨材を使用した PC コンクリートの静弾性係数は、構造計算に用いる標準値に対して±30%程度の範囲がある。
- ④ 骨材の品質は、コンクリートの自己収縮および乾燥収縮ひずみのいずれにも影響を及ぼし、それぞれの最大値と最小値は数倍異なるものが存在する。
- ⑤ 自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみは、いずれも静弾性係数との相関がある。

- ⑥ 短期材齢の乾燥収縮ひずみを用いて、長期材齢の乾燥収縮ひずみを予測できる可能性がある。

参考文献

- 1) 例えば、建設工業新聞：三井住友建設，100 年橋梁の対応技術蓄積，高品質化委立ち上げ，2008.1.29
- 2) 三井住友建設：CSR レポート 2008，pp.7-8, 2008.9
- 3) 谷口秀明，浅井洋，樋口正典，三上浩，藤田学：低収縮コンクリートの開発と実構造物への適用，三井住友建設技術研究所報告，第 6 号，pp.65-72, 2008.11
- 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) 谷口秀明，三上浩，浅井洋，樋口正典，藤田学：人工軽量骨材コンクリートの品質向上に関する研究ー基礎物性および自己充てん性ー，三井住友建設技術研究所報告，第 6 号，pp.83-90, 2008.11
- 6) 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
- 7) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書，2008.3
- 8) 谷口秀明，豊田邦男，辻野英幸，内田誠二郎：寒冷地における収縮補償用コンクリートの膨張特性，膨張コンクリートによる構造物の高機能化/高耐久化に関するシンポジウム論文集，pp.13-20, 2003.9
- 9) 谷口秀明，樋口正典，藤田学：高強度コンクリートの表面仕上げと養生の方法に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，pp.1355-1360，2006.7
- 10) 谷口秀明，樋口正典，藤田学：PC 橋を対象とした高強度コンクリートの配合，強度および収縮に関する一考察，第 15 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.193-198，2006.10
- 11) 全国生コンクリート工業連合会：生コン工場品質ガイドブック（第4次改訂版），1999.12.
- 12) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮応力試験方法(案)，JCI-SAS2

高じん性コンクリートの開発

－ 高じん性コンクリートのさらなる高性能化に向けて －

Development of Ductile Fiber Reinforced Concrete

－ Examination of Performance Improvement of Ductile Fiber Reinforced Concrete －

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

佐々木 亘 WATARU SASAKI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

筆者らは、高じん性コンクリートのさらなる高性能化に向け、次の3つの試みを実施し、実験によりその効果や実現性を確認した。①はく落防止等を目的とし、少量のビニロン繊維を使用した、自己充てん性を有する高流動コンクリートの製造が可能である。②高じん性コンクリートを供試体の一部に使用した場合にも、短繊維混入率を高めれば、高いじん性を得ることができる。③ビニロン繊維と鋼繊維を複合使用すれば、それぞれの短繊維の特性を活かした力学的特性の高じん性コンクリートが得られる。

キーワード：高じん性コンクリート、ビニロン繊維、鋼繊維、人工軽量骨材、自己充てん性、曲げタフネス

This paper describes the examination results of performance improvement of ductile fiber reinforced concrete (DFRC). As a result, followings were obtained; 1) Self-Compacting Concrete which includes a small amount of PVA fiber for prevention of concrete splinter from coming off can be manufactured. 2) Partially using of a large amount of fiber to DFRC gives high toughness to the specimens. 3) Mixed use of PVA fiber and steel fiber shows the best performance of DFRC utilizing the characteristics of both fibers.

Key Words: Fiber Reinforced Concrete, PVA Fiber, Steel Fiber, Artificial Lightweight Aggregate, Self-Compactability, Flexural Toughness

1. はじめに

短繊維をコンクリートやモルタル中に均一に分散させると、引張強度、曲げ強度、ひび割れに対する抵抗性、じん性、せん断強度、疲労強度、耐衝撃性などのさまざまな性能を改善することができる。最近では、ごく少量の合成繊維を混入して、プラスチック収縮の低減や乾燥収縮ひび割れの防止、はく落の防止、火災時の爆裂防止などの用途にも使用されている。

筆者らは、さまざまなタイプの高じん性コンクリート・モルタルの開発および用途展開を行っている。既報¹⁾では、コンクリート用ビニロン繊維を用いてじん性を付与した普通コンクリートおよび人工軽量骨材コンクリートについて実験結果を報告した。本報では、高じん性

コンクリートの高性能化に向け、次の3点に着目した検討内容について述べる。

- 1) はく落防止等を目的とし、少量のビニロン繊維を使用したコンクリートに対し、施工性と充てん性を向上させるため、自己充てん性（高流動性）を付与する。
- 2) ビニロン繊維を使用した高じん性コンクリートの経済的、合理的な使用方法として、供試体中の一部分に高じん性コンクリートを使用し、通常のコンクリートを打ち重ねることにより、通常のコンクリートに比べてじん性を改善する。
- 3) 短繊維の物理的性質が異なるビニロン繊維と鋼繊維を併用し、それぞれの短繊維の特性を有効的に活用した高じん性コンクリートの開発を行う。

2. はく落防止を目的に短繊維を混入した高流動コンクリートの開発

(1) 目的

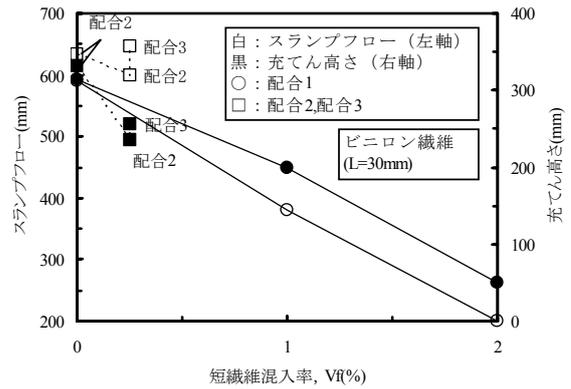
ここでは、はく落の防止等を目的に、少量のビニロン繊維を混入したコンクリートを対象とする。はく落防止を目的とした、少量のビニロン繊維を混入したコンクリートは、すでにさまざまな構造物に適用されているたとえば²⁾。コンクリート補強用ビニロン繊維（径 0.66mm、長さ 30mm）を使用した場合、コンクリート 1m³における容積比率（短繊維混入率）を 0.35%程度とすることで、はく落防止効果が得られている。最近では、これよりも微細な短繊維を使用した場合、短繊維混入率が 0.04~0.1%程度であっても効果があると言われている³⁾。そのような微細な短繊維は、建築分野では火災時の爆裂防止用途にも使用されている。このように、短繊維は、少量であっても、コンクリートの特定の性能を高めることができる。

土木工事では、短繊維を混入したコンクリートは、通常のコンクリートと同程度のスランプにすることが多い。しかし、見かけ上、スランプが通常のコンクリートと同一であっても、短繊維の拘束により、振動・締固めエネルギーを与えた状態でのコンクリートの流動性および充てん性は変化する。このため、振動・締固めは入念に行うことが重要である。しかし、はく落防止を期待する部位は、必ずしも打ち込みやすい形状寸法や配筋であるとは限らない。特に、補修・補強の箇所等では、コンクリートを充てんしにくい場合も多い。このため、狭隘であっても密実にコンクリートが充てんされ、供用後にもはく落を生じないことが要求される。

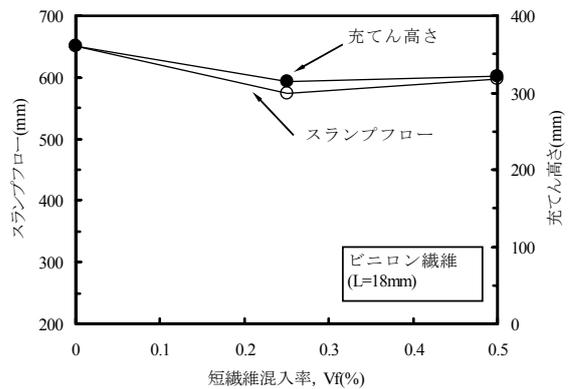
その解決策の一つとして、本章では、はく落防止を目的とし、少量のビニロン繊維を混入した、自己充てん性を有する高流動コンクリートの製造の実現性について検討を行った。検討の対象は、普通粗骨材を使用した普通コンクリートと、人工軽量粗骨材を使用した軽量コンクリート 1種の 2種類である。

(2) 普通粗骨材を使用した高流動コンクリート

PC（プレストレストコンクリート）部材への適用を想定し、セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。セメント、細骨材（川砂と砕砂の混合砂）および粗骨材（砕石 2005A）の品質は、既報¹⁾と同じである。セメントのみではコンクリートの粘性が高くなるので、石灰石微粉末（比表面積 4,000cm²/g 級）を組み合わせた。高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）と AE 剤の使用により、コンクリートの流動性と空気量を調整した。



(a) ビニロン繊維 A を使用した場合



(b) ビニロン繊維 B を使用した場合

図-1 短繊維混入率とスランプフローおよび充てん高さの関係（一例）

短繊維は、コンクリート補強用として一般的なビニロン繊維 A（径 0.66mm、長さ 30mm）と、これよりも若干短く、細いビニロン繊維 B（径 0.20mm、長さ 18mm）を使用した。

フレッシュコンクリートの品質は、高流動コンクリート施工指針⁴⁾に準拠し、スランプフロー（写真-1 参照）、スランプフロー 500mm 到達時間、充てん高さ（写真-2 参照）、V₇₅ 漏斗流下時間および空気量を測定した。スランプフローは 600mm 程度、空気量は 4.5±1.0%になるよう、混和剤の使用量を調整した。高流動コンクリートの自己充てん性は、充てん高さが 300mm 以上であることによって判定できる。今回の実験では、U 型充てん試験装置を使用し、装置内には自己充てん性ランク 2（標準的なランク）に相当する鉄筋障害を設けた。

図-1 は、短繊維混入率とスランプフローおよび充てん高さの関係を示している。まず、ビニロン繊維 A を使用した場合について述べる。図-1(a)中の配合 1 は、水粉体比 (W/P) を 30.9%、水セメント比 (W/C) を 34.9%、細骨材率 (s/a) を 54.4%、単位水量 (W) を

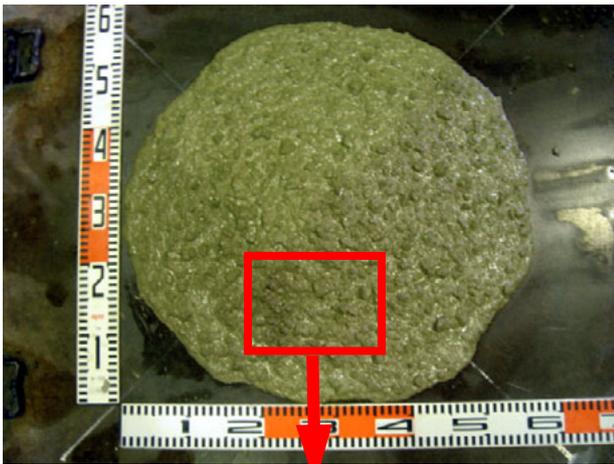
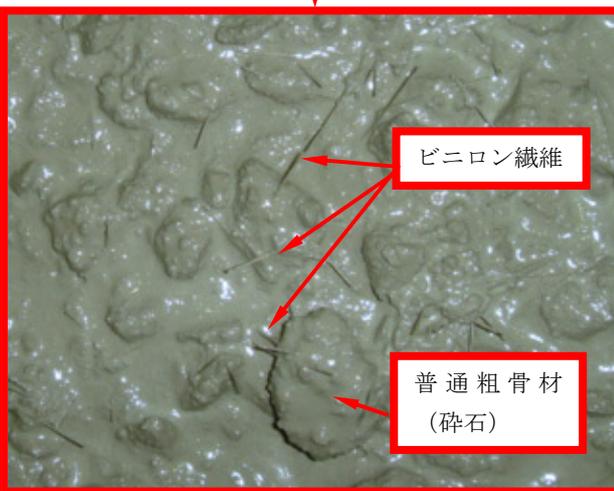


写真-1 ビニロン繊維を混入した高流動コンクリートのスランプフロー試験の状況

178kg/m³としたコンクリートである。ビニロン繊維 A を混入しない場合には、スランプフローは 600mm 程度、充てん高さ 300mm 以上を確保できる。しかし、この配合に対して、ビニロン繊維 A を混入すると、短繊維混入率の増加に伴い、スランプフローおよび充てん高さが急激に低下する。短繊維混入率を 1%、2%まで増加させると、コンクリートの流動性は、スランプフローではなく、通常のコンクリートと同様にスランプで評価するまで低下した。

ビニロン繊維は、少量であってもはく落防止効果が期待できるため、短繊維混入率を 0.25%とした場合のフレッシュ性状を確認した。配合 2 (W/P=32.5%, W/C=40.0%, s/a=54.6%, W=180kg/m³) は、ビニロン繊維を使用しない場合には充てん高さが 300mm 以上となるが、短繊維混入率を 0.25%とした場合にはスランプフローは 600mm 程度を確保できるものの、充てん高さは 300mm に達しなかった。これに対して、セメントと石灰石微粉末の比率調整等を行った配合 3 では、配合 2 に比べてスランプフローは容易に高めることが可能である



判定値
充てん高さ
300mm の位置

写真-2 ビニロン繊維を混入した高流動コンクリートの自己充てん性評価試験の状況

が、充てん高さに関しては配合 2 と同様に 300mm に達していない。すなわち、ビニロン繊維を混入しても、スランプフローについては高流動コンクリートの標準的な値に調整することは比較的容易であるが、充てん高さを確保するためには鉄筋間（障害となる鉄筋のあきが 35mm および 50mm）の円滑な通過が要求されるため、一層の材料・配合の工夫が必要であると言える。

そこで、使用する短繊維をビニロン繊維 B に変更し、配合の修正を行った。図-1 (b) 中の短繊維混入率 0%と 0.25%では、W/C=34.9%, W/P=30.9%, s/a=52.4%および W=178kg/m³としたコンクリートに変更した。また、短繊維混入率を 0.50%まで大きくした場合には、細骨材率および単位水量を、それぞれ、s/a =64.6%, W=185kg/m³まで増やすとともに、セメントと石灰石微粉末の混合比率の変更により粘性の調整も行った。これらの配合修正を行えば、短繊維混入率が 0.50%まで所定のスランプフローおよび充てん高さが得られる高流動コンクリートの製造が可能である。

(3) 人工軽量粗骨材を使用した高流動コンクリート

粗骨材を人工軽量粗骨材に変更した場合のビニロン繊維を混入した高流動軽量コンクリートの検討を行った。筆者らは、人工軽量粗骨材を使用した場合には、自己充てん性ランク 1 (最高水準) の高流動コンクリートが比較的容易に得られることを確認している⁵⁾。このため、自己充てん性ランク 2 に目標水準を下げれば、普通粗骨材を使用した場合よりも高流動コンクリートが得やすいと考えられた。

表-1 は、試験練りの結果から得られた配合の一例である。使用した人工軽量粗骨材は、既報^{1),5)}で使用した

表-1 ビニロン繊維を混入した高流動軽量コンクリート（高強度・収縮低減タイプ）の配合と試験結果の一例

W/P (%)	W/B (%)	s/a (%)	Vf (%)	単位量 (kg/m ³)										試験結果		
				W	P		S	G	VF	RS	SP	スランプフロー (mm)	V漏斗流下時間 (秒)	充てん高さ (mm)		
					B	LF										
					C										Ex	
30.2	40.7	45.9	0.5	185	434	20	158	661	495	6.5	12	6.7	705	9.5	358	

W/P: 水粉体比, W/B: 水結合材比, s/a: 細骨材率, Vf: 短繊維混入率, W: 水道水, P: 粉体, B: 結合材, C: 早強ポルトランドセメント, Ex: 膨張材, S: 川砂と砕砂の混合砂, G: 人工軽量粗骨材, VF: ビニロン繊維(L=30mm), RS: 収縮低減剤, SP: 高性能AE減水剤



写真-3 ビニロン繊維を混入した高流動軽量コンクリートのスランプフロー試験の状況

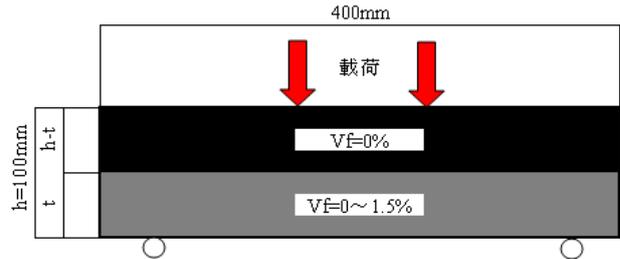


図-2 供試体および載荷方法

一般的な生コン工場で使用される非造粒タイプのものである。表中に示すとおり、ビニロン繊維 A を使用し、短繊維混入率を 0.5%まで増やしても、いずれの試験値も、示方書⁴⁾に示された高流動コンクリートの判定値もしくは標準値を満足している。写真-3 は、スランプフロー試験におけるコンクリートの状態である。なお、表-1 で示したものは、はく落防止、高流動（自己充てん性）、高強度、低収縮性⁶⁾および軽量の性能を総合的に高めた高性能コンクリートである。

3. 高じん性コンクリートと普通コンクリートの打重ね供試体の曲げ特性

(1) 目的

短繊維は、コンクリートの力学的特性、ひび割れ抵抗性、はく落の防止、火災時の爆裂防止などのさまざまな性能を付与することができる。しかし、短繊維は高価な材料であるため、高い性能を得ようとして短繊維混入率を増加させると、これに伴って、コンクリート単価が大幅に増加する。また、それらの性能は、必ずしも部材全体に必要なわけではなく、部材の中心部よりもコ

ンクリート表面に近い部分であったり、圧縮縁よりも引張縁であったりすることが多い。

そこで、本章では、ビニロン繊維を使用した高じん性コンクリートと、これを使用しない普通コンクリートを打ち重ねた曲げ供試体の特性を把握し、より経済的・実構造物に展開しやすい方法を検討することとした。

(2) 実験方法

人工軽量骨材コンクリートは、高強度域では割裂引張強度と圧縮強度の比が小さく（1/15～1/20 程度）⁵⁾、ぜい性的な破壊を示し、圧縮あるいは引張による破壊後には粗骨材自体の破壊も生じる。しかし、せん断耐力なども普通骨材コンクリートに比べてかなり小さくなるが、ビニロン繊維を適切に使用すれば、大幅に改善できることがこれまでの筆者らの研究によって明らかになっている。そこで、この実験では、ビニロン繊維 A を混入した人工軽量骨材コンクリートを実験に使用することとした。人工軽量骨材コンクリートの使用材料および配合は、既報¹⁾と同一であるが、そのなかで、水セメント比が 40%、短繊維混入率が 0～1.5%の範囲のコンクリートを対象とした。

硬化コンクリートの品質は、曲げタフネス試験（JSCE-G552）で得られる曲げひび割れ発生応力、曲げ強度および曲げじん性係数によって評価することとした。図-2 に示すとおり、供試体の下縁側にビニロン繊維 A を含む高じん性コンクリートを使用し、その上に通常のコンクリートを打ち重ねた供試体に対して 3 等分載荷を

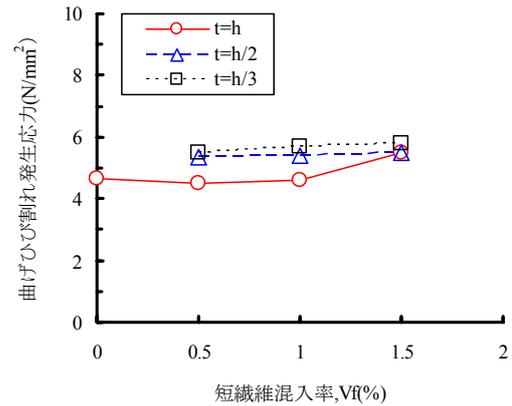
行った。高じん性コンクリートを打ち込んだ下層の厚さ t (以下、「高じん性厚さ t 」と呼ぶ) は、供試体の高さ $h=100\text{mm}$ に対して、 $h/2$ および $h/3$ とした。打重ね時間間隔は 10 分程度とし、一体性を確保するため、打重ね時には下層まで突き棒を入れた。したがって、下層の打込み高さは前述のように定め、打込み時に管理を行ったが、突固めによって上層境界との混じり合いによる短繊維混入率の若干の変化は発生していると考えられる。

(3) 実験結果および考察

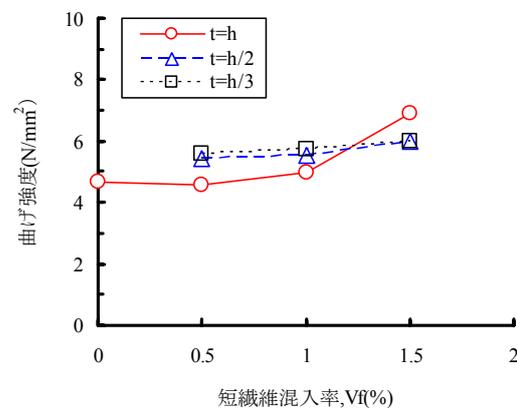
図-3 は、高じん性厚さ t に着目し、短繊維混入率と曲げひび割れ発生応力、曲げ強度および曲げじん性係数の関係を示したものである。曲げひび割れ発生応力および曲げ強度に及ぼす高じん性厚さ t の影響は比較的小さいことがわかる。高じん性厚さ $t=h$ の曲げ強度が、短繊維混入率 1.0% から 1.5% の間に大きくなっているのは、後述のとおり、荷重-たわみ曲線において、曲げひび割れを発生し、荷重が低下した後、たわみの増加とともに再び荷重が大きくなり、最大荷重が曲げひび割れ発生時の荷重を上回ること起因するものである。高じん性厚さ t が $h/2$ および $h/3$ においては、最大荷重が曲げひび割れ発生時の荷重であることを意味する。なお、高じん性厚さ $t=h$ 、すなわち、すべて高じん性コンクリートで供試体を製作した場合の試験値は既報¹⁾のものであり、高じん性厚さ t を $h/2$ および $h/3$ とした試験値と若干の不整合が認められるが、双方の品質を比較するうえで問題になるものではない。

高じん性厚さ $t=h$ の曲げじん性係数は、短繊維混入率の増加に伴い、原点から直線的に増加する。一方、高じん性厚さ t を $h/2$ または $h/3$ とした場合の曲げじん性係数は、短繊維混入率 0.5% では、高じん性厚さ $t=h$ の値とほぼ一致するが、短繊維混入率をさらに増加させると、高じん性厚さ $t=h$ の場合よりも小さな傾きで増加する。しかし、高じん性厚さ t が $h/2$ または $h/3$ の曲げじん性係数は、短繊維混入率が 1.0 および 1.5% においても、高じん性厚さ $t=h$ の試験値に対して 60~85% 程度の値である。したがって、要求される曲げじん性係数と経済性の双方を検討し、適切な高じん性厚さ t を決めればよいと考えられる。

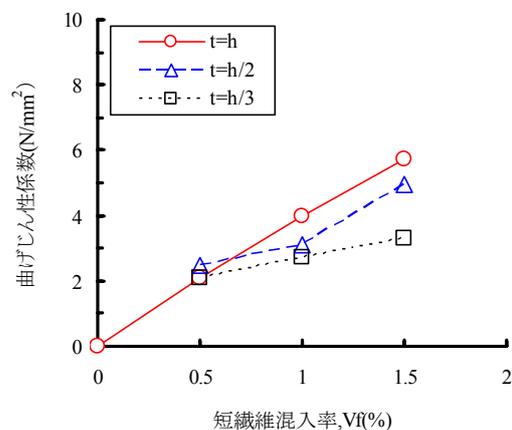
図-4 は、曲げタフネス試験における荷重-たわみ曲線を示したものである。曲げじん性係数は、たわみが 2.0mm までの荷重-たわみ曲線に囲まれる部分の面積から求めたものである。したがって、荷重-たわみ曲線が全く異なっても、その面積が同じであれば、曲げじん性係数も同値になる。ビニロン繊維等の合成繊維を使用したコンクリートでは、短繊維混入率 V_f が小さい



(a) 曲げひび割れ発生応力



(b) 曲げ強度



(c) 曲げじん性係数

図-3 短繊維混入率と曲げタフネス試験で求めた各試験値との関係

場合には最大荷重に達した後、急激にたわみが増加し、荷重が低下する。その後は、曲げ供試体が破壊に至らない状態で、荷重に大きな変化がなく、たわみのみが増加していく。短繊維混入率が大きくなると、最大荷重に達した後の荷重の低下およびたわみの増加が小さく、その

後はたわみの増加に伴って再び荷重が大きくなる傾向を示す。高じん性厚さ t の影響を検討するうえでは、このような荷重-たわみ曲線の相違を考慮する必要があると考えられる。

図-3 に示すとおり、短繊維混入率 $V_f=0.5\%$ では、曲げじん性係数は、高じん性厚さ t に関係なく、ほぼ一定になった。しかし、図-4 に示す荷重-たわみ曲線は、高じん性厚さ t によって大きく異なり、高じん性厚さ t が小さいほど、最大荷重以降のたわみ増分が急激に大きくなり、高じん性厚さ t に応じて低下後の荷重も小さい。短繊維混入率 V_f を 1.0% に増加させると、最大荷重以降の荷重低下とたわみ増加の比率はかなり近くなり、特に高じん性厚さが $t=h/2$ の最大荷重から低下した後の荷重は $t=h$ と大きく異ならない。ただし、高じん性厚さ $t=h$ の場合は、最大荷重から荷重が低下した後、再度荷重の増加が認められるが、高じん性厚さ $t=h/2$ の場合には荷重の増加が見られない。短繊維混入率 V_f を 1.5% まで増加させると、最大荷重から荷重低下を生じた後の荷重の再増加が認められる。

以上の傾向をさらに詳しく検討するため、図-5 に示すように、荷重-たわみ曲線を3区間に分割し、それぞれの区間の面積を求めた。図-6 および図-7 は、各区間の荷重-たわみ曲線で囲まれる部分の面積を算出した結果である。図-6 においては、曲げひび割れ発生時、変曲点および曲げじん性係数を求める 2mm の各たわみと面積をプロットしている。

ビニロン繊維を使用したコンクリートは、ひび割れが発生した時点でビニロン繊維が引張応力を受け持つ。しかし、ビニロン繊維のヤング係数が小さいことと、セメントマトリックスからのビニロン繊維の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。このような現象は、鋼繊維を用いたコンクリートでは見られず、ビニロン繊維等の有機繊維を用いたコンクリートの特徴である。

高じん性厚さ t を $h/2$ または $h/3$ とした場合には、曲げひび割れ発生時のたわみは $t=h$ および区間 a の面積とほぼ一致する。しかし、曲げひび割れ発生後では、高じん性厚さ t が小さいほど、荷重を負担できず、たわみが急激に増加して、変曲点のたわみおよび区間 b の面積が大きくなる。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しようとするが、高じん性厚さ t を $h/2$ または $h/3$ とした場合には、短繊維混入率が 1.0% 以下では再び荷重が増加する現象はほとんど見られず、短繊維混入率を 1.5% とすることで変曲点からの

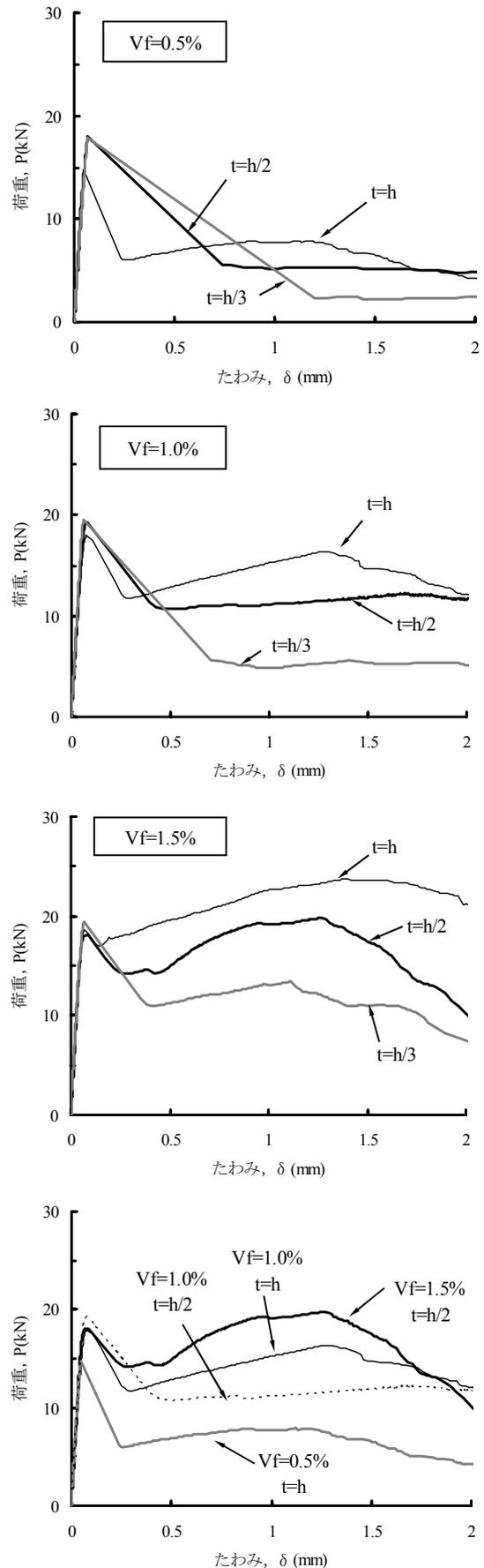


図-4 曲げタフネス試験における荷重-たわみ曲線

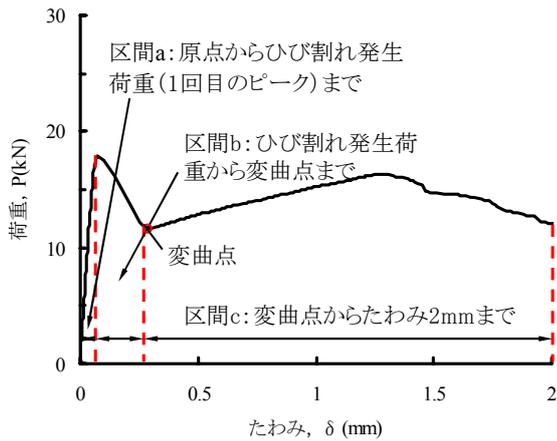


図-5 荷重-たわみ曲線の区間分割

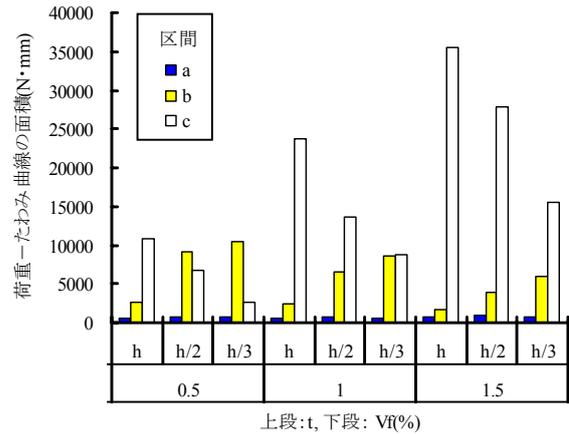


図-7 高じん性厚さ t および短繊維混入率 V_f と荷重-たわみ曲線における各区間の面積の関係

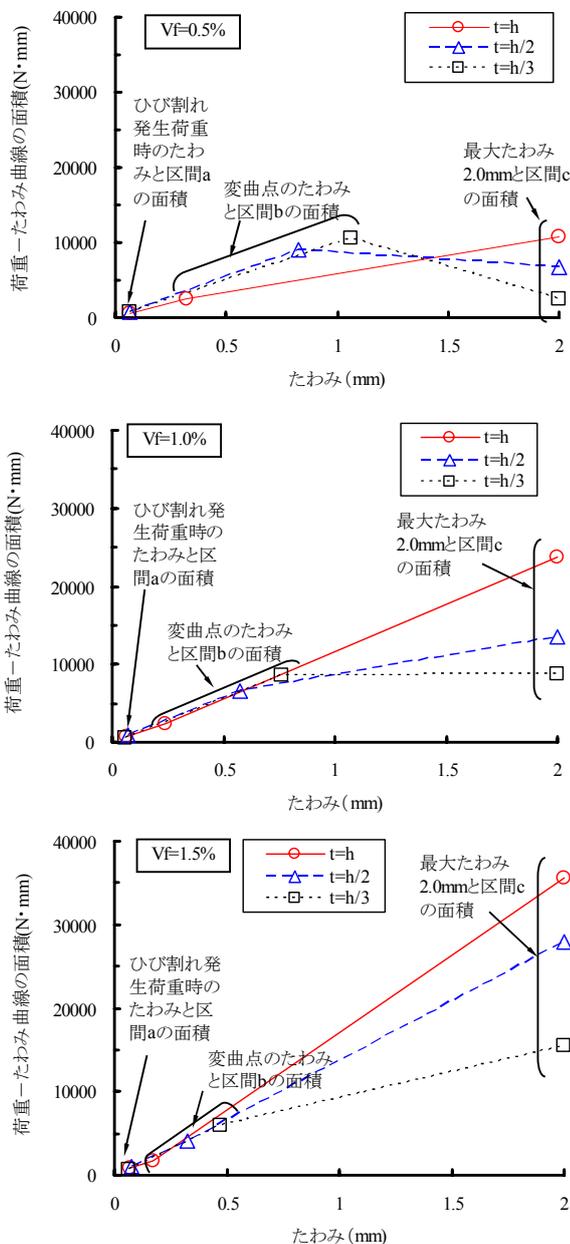


図-6 曲げタフネス試験における荷重-たわみ曲線

荷重増加が顕著になる。このような履歴をたどるため、変曲点から最大たわみ 2mm までの区間 c の面積は、高じん性厚さが小さいほど、明確に減少している。

以上のように、高じん性コンクリートを一部分に使用する場合には、荷重-たわみ曲線における曲げひび割れ発生後の挙動を理解し、高じん性厚さと短繊維混入率を決定する必要があると考えられる。

4. ビニロン繊維と鋼繊維の双方を使用した高じん性コンクリートの特性

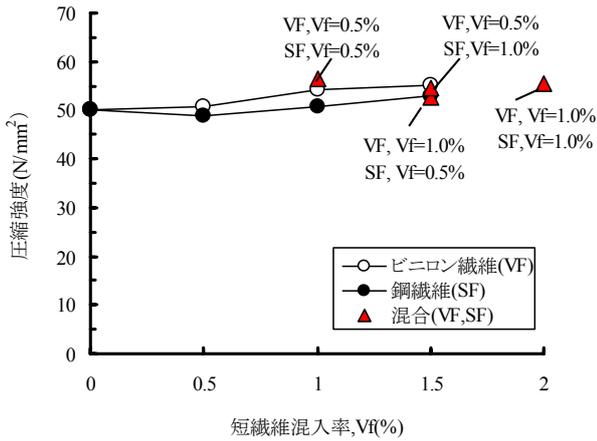
(1) 目的

ビニロン繊維を使用した高じん性コンクリートの荷重-たわみ曲線が、鋼繊維を使用した場合とは大きく異なることは、これまで報告してきたとおりである。しかし、ビニロン繊維を用いた場合には、曲げじん性などの力学特性が改善できる以外にも、繊維の密度が小さく、変形しやすいために施工が容易で、コンクリート表面にさびが浮き出ることもない等の利点がある。また、海外において鋼材需要が急増した場合には、国内の鋼繊維の供給やコストに影響を与えることになる。このため、短繊維の使用にあたっては、それぞれの短繊維を用いたコンクリートの特性をよく理解したうえで、適材適所で使用するとともに、それぞれの特性を活かした使用方法も見いだしておくことが重要である。

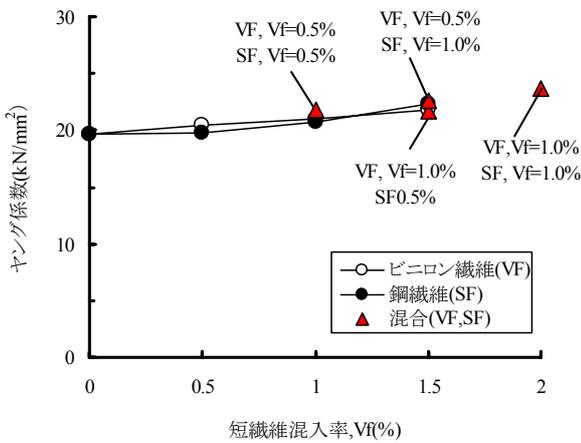
この章では、ビニロン繊維と鋼繊維の双方を使用した高じん性コンクリートの力学的特性を把握し、今後の展開の可能性を検討することとした。

(2) 実験方法

この実験で使用する材料および配合は、鋼繊維を除



(a) 圧縮強度



(b) ヤング係数

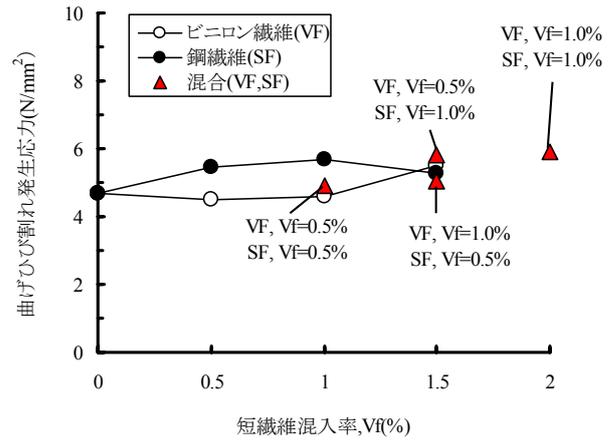
図-8 短繊維混入率と圧縮強度およびヤング係数の関係

けば、4. と同じ早強ポルトランドセメントを使用した水セメント比 $W/C=40\%$ の人工軽量骨材コンクリートを使用した。使用した鋼繊維は、道路橋床版増厚補強コンクリートやトンネル吹付けコンクリート等に使用されるもので、繊維径 0.6mm、繊維長 30mm で、両端にはフックを有する。ビニロン繊維および鋼繊維は、それぞれの短繊維混入率 Vf を 0.5% または 1.0% とした。

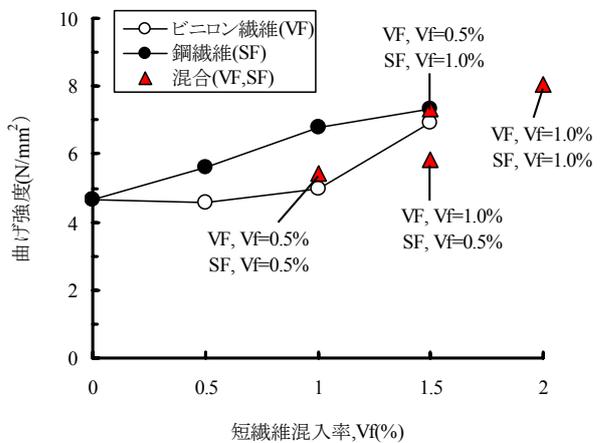
(3) 実験結果および考察

図-8 および図-9 は、短繊維混入率と圧縮強度、ヤング係数、曲げひび割れ発生応力、曲げ強度および曲げじん性係数の関係を表したものである。図-8 に示すとおり、ビニロン繊維、鋼繊維ともに、短繊維混入率と圧縮強度およびヤング係数の関係には相違が認められず、短繊維混入率の増加に伴って両値は微増している。両繊維を組み合わせた場合においても、単独でを使用した場合との違いは見られない。

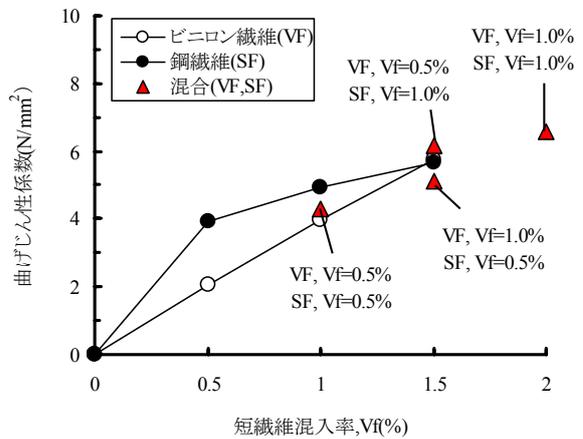
曲げタフネス試験から得られる諸値は、図-9 に示す



(a) 曲げひび割れ発生応力



(b) 曲げ強度



(c) 曲げじん性係数

図-9 短繊維混入率と曲げタフネス試験で得られる各試験値との関係

ように、短繊維の種類によって短繊維混入率の影響度が異なる。すなわち、短繊維混入率が 0.5% および 1.0% では、曲げひび割れ発生応力、曲げ強度および曲げじん性係数は、鋼繊維を使用したほうがビニロン繊維を使用した場合よりも高い値となるが、短繊維混入率を 1.5% ま

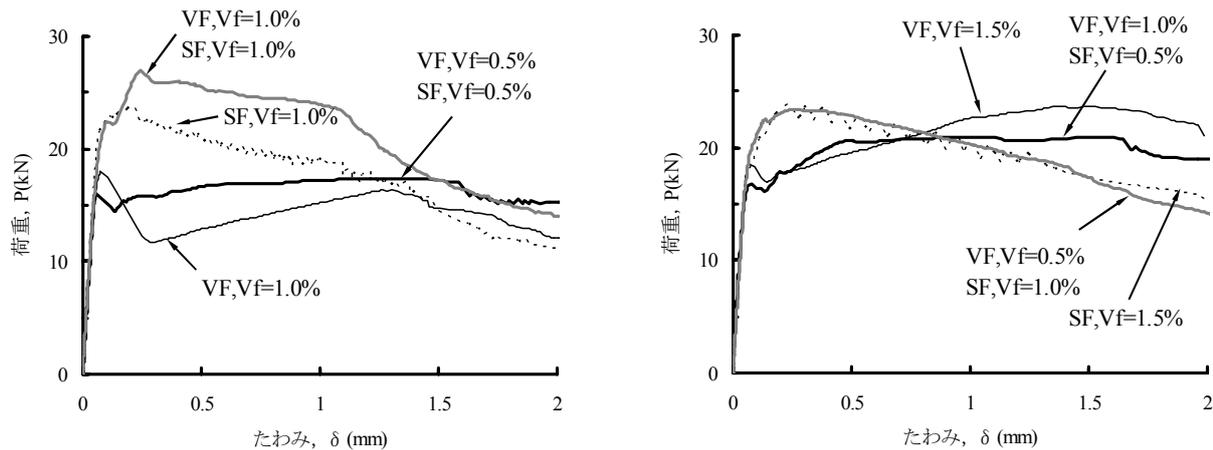


図-10 曲げタフネス試験における荷重-たわみ曲線

で増加させると、ビニロン繊維との違いが認められず、両者はほぼ同等の性能を有している。ビニロン繊維と鋼繊維を組み合わせた場合、それぞれの短繊維混入率によって、単独で使用した場合と異なる結果になることがわかる。双方の短繊維混入率を 0.5%とした場合には、ビニロン繊維を 1.0%使用した場合と同等である。しかし、いずれかの短繊維混入率を 1.0%に増加させた場合、ビニロン繊維よりも鋼繊維を 1.0%に増加させたほうが効果的であり、おおむね、鋼繊維を 1.5%使用した場合の性能と同等以上の結果が得られている。

曲げ強度および曲げじん性係数を評価するうえでは、4. と同様に荷重-たわみ曲線の相違にも着目しておく必要がある。図-10 に示すとおり、鋼繊維を単独で使用したコンクリートの荷重-たわみ曲線は、ビニロン繊維を単独で使用した場合とは異なり、最大荷重（ひび割れ発生荷重）以降の荷重の急激な低下およびたわみの増加や、荷重が低下した後の荷重の再増加を発生しない。双方の短繊維混入率を 0.5%とした場合、曲げ強度や曲げじん性係数がビニロン繊維の短繊維混入率を 1.0%とした場合と同等であると述べたが、荷重-たわみ曲線においては、ひび割れ発生荷重以降の荷重低下およびたわみ増加はかなり小さく、それらの値が見かけ上同じであっても、荷重-たわみ曲線は大きく異なる。

ビニロン繊維と鋼繊維の短繊維混入率を、それぞれ、0.5%、1.0%とした場合の荷重-たわみ曲線は、鋼繊維単独で 1.5%使用した場合とほぼ一致する。しかし、それぞれの短繊維混入率を 1.0%、0.5%とした場合の荷重-たわみ曲線は、たわみが約 0.8mm まではビニロン繊維を単独で 1.5%使用した場合と同等であるが、これよりもたわみが大きくなると、それぞれの短繊維を単独で 1.5%使用した場合のほぼ中間的な推移を示すことがわ

かる。このように、それぞれの短繊維の短繊維混入率の設定により、荷重-たわみ曲線は大きく異なるため、目的に応じて適切な組合せで使用する必要がある。

5. まとめ

高じん性コンクリートの高性能化に向け、諸検討を行った結果、以下のことが明らかになった。

- ① はく落防止等を目的とし、少量のビニロン繊維を使用した高流動（自己充てん）コンクリートの製造の可能性が確認できた。特に、人工軽量骨材コンクリートの自己充てん性は、ビニロン繊維を 0.5%混入しても容易に得られる。
- ② 高じん性コンクリートの部分的な使用に関する検討を行った結果、短繊維混入率を高めれば、部分的な使用であっても高いじん性を得ることができる。ビニロン繊維を使用した高じん性コンクリートにおいて、特に供試体の一部に使用する場合には、荷重-たわみの特性を理解し、ひび割れ発生荷重から抜け出し等により急激に荷重が低下し、たわみが大きくなった変曲点までの区間と、その後の荷重が増加あるいは一定となり、たわみ 2mm までの区間の面積を把握することにより、じん性を適切に評価することができる。
- ③ ビニロン繊維と鋼繊維を複合使用することにより、それぞれの短繊維の特性を活かした力学的特性を有する高じん性コンクリートの製造が可能である。

参考文献

- 1) 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-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
- 2) 青木圭一，小室弥一郎，多田壽，中積健一：第二東名高速道路山切第1号高架橋の設計と施工，橋梁と基礎，pp.2-12, 2005.10
 - 3) 細野暁，菅野貴浩，石橋忠良：合成短繊維混入によるコンクリート片の剥落対策，コンクリート工学年次論文集，Vol.25, NO.1, pp.275-280, 2003
 - 4) 土木学会：2007年改定コンクリート標準示方書，施工編，2008.3
 - 5) 谷口秀明，三上浩，浅井洋，樋口正典，藤田学：人工軽量骨材コンクリートの品質向上に関する研究ー基礎物性および自己充てん性ー，三井住友建設技術研究所報告，第6号，pp.83-90, 2008.11
 - 6) 谷口秀明，浅井洋，樋口正典，三上浩，藤田学：低収縮コンクリートの開発と実構造物への適用，三井住友建設技術研究所報告，第6号，pp.65-72, 2008.11

各種高じん性モルタルの開発

Development of Various Ductile Fiber Reinforced Mortar

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA

佐々木 亘 WATARU SASAKI

本報は、筆者らが開発してきた、じん性やひび割れ分散性等に優れる高じん性モルタルの特性について紹介するものである。本報では、まず、高いじん性を持つコンクリートおよびモルタルの種類と曲げ供試体の下面に発生するひび割れの関係を示した。次いで、高い圧縮強度が要求された場合と、低い弾性が要求された場合の2種類の高じん性モルタルの特性を示した。それらのモルタルは、軽量細骨材を使用して軽量化を図ることや、より微細なひび割れに分散させることなどが可能であり、要求性能に応じてさまざまな性能を付与した高じん性モルタルの製造が可能であることを確認した。

キーワード：高じん性モルタル、高強度、軽量、曲げタフネス、微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料

This paper describes the characteristics of various ductile fiber reinforced mortar which the authors have developed. First of all, the difference of the crack which occurred in various cementitious materials having high toughness was shown. In this report, the characteristic of the mortar with high strength or low elasticity is shown as performances other than the high toughness. Light-weight mortars can be produced using light-weight aggregate, and minute crack occurs in the mortars by appropriate design of mix proportion.

Key Words: Fiber Reinforced Mortar, High Strength, Light-weight, Flexural Toughness, High Performance Fiber Reinforced Cement Composite (HPERCC)

1. はじめに

より高い水準のじん性やひび割れ分散性等を得ようとして、短繊維混入率を大きくし、さらには微細な短繊維に変更すると、コンクリートのワーカビリティや強度等の低下を招くため、コンクリート中の骨材量を減じる必要がある。太径のビニロン繊維を混入した高じん性コンクリートに関しては、それらの品質に影響を及ぼさないための、短繊維混入率に応じた単位粗骨材絶対容積を報告している¹⁾。筆者らの確認した範囲¹⁾を超え、短繊維混入率をさらに大きくしていけば、単位粗骨材絶対容積をますます小さくする必要があり、結果的にはモルタルの領域に達する。

高じん性モルタルの一つとして、設計基準強度 180N/mm^2 の高い強度を持ち、鋼繊維を多量に混入することで高いひび割れ発生強度と引張強度を付与した超高強度繊維補強コンクリート(UFC)²⁾がある。これは、

「コンクリート」と称しているが、実際には、粗骨材を有しない「モルタル」である。また、使用される細骨材の最大寸法についても、通常のコンクリートに使用される細骨材の値(5mm)よりも小さくしている。最近では、微細で高密度のひび割れを発生する材料が開発され始めている。これについては、土木学会で「複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料(略称: HPERCC)」と称し、設計・施工指針(案)が作成されている³⁾。海外における同種の材料として代表的なものが ECC (Engineered Cementitious Composite) である。これは、ミシガン大学の Victor C.Li によりマイクロメカニクスと破壊力学を設計原理とした材料である。これらの材料(モルタル)においては、UFC よりもさらに細かな細骨材が使用されており、その量も少ない。このように、高じん性のセメント材料の技術開発は、モルタルを中心とした領域で新たな進展が見られる。

筆者らは、これまでにさまざまなタイプの高じん性

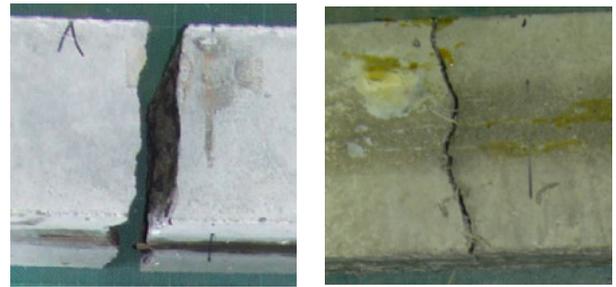
コンクリート・モルタルの開発^{たとえ、1),4)}を行ってきた。本報では、セメント硬化体をモルタルとした場合を対象とし、高い圧縮強度が要求された場合と低い弾性が要求された場合の2種類の高じん性モルタルを取り上げ、さらに軽量化あるいはひび割れ分散性を付与した高性能な高じん性モルタルの開発の一例を紹介する。

2. 高じん性モルタルに発生するひび割れの特徴

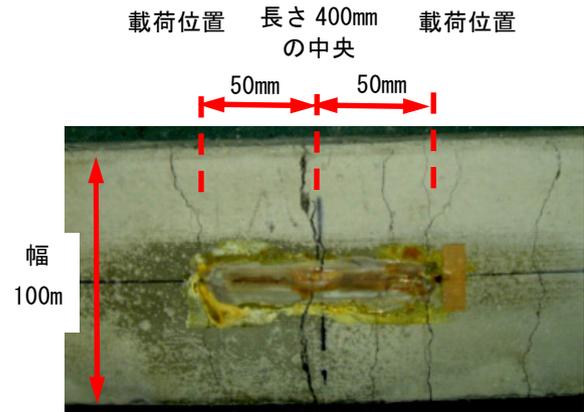
写真-1は、各種コンクリート・モルタルで製作した供試体を使用し、曲げ強度（タフネス）試験（JSCE-G552）を行った後、その供試体の下面に発生したひび割れ状態を示している。供試体は、一般的な100×100×400mmの角柱状のものであり、3等分点荷重によって試験を実施している。写真-1(d)の供試体に発生したひび割れは微細であるため、供試体の中央部を拡大している。ただし、ひび割れが相当に微細であるため、写真では確認できないひび割れが多数存在している。

短繊維を含まない通常のコンクリートの場合には、曲げ強度試験を行うと、供試体の中央付近にひび割れが発生し、最大荷重に達した時点で破壊に至り、2分割される。ビニロン繊維や鋼繊維を使用した高じん性コンクリート（短繊維補強コンクリート）の場合には、荷重-たわみ曲線に違いはあるものの⁴⁾、通常のコンクリートと同様に中央付近のひび割れが進展し、たわみの増加とともにそのひび割れ幅が大きくなっていく。ただし、短繊維混入率がある程度大きい場合には、曲げじん性係数の計算に用いるたわみ2.0mmまでに供試体が2分割されることはない。

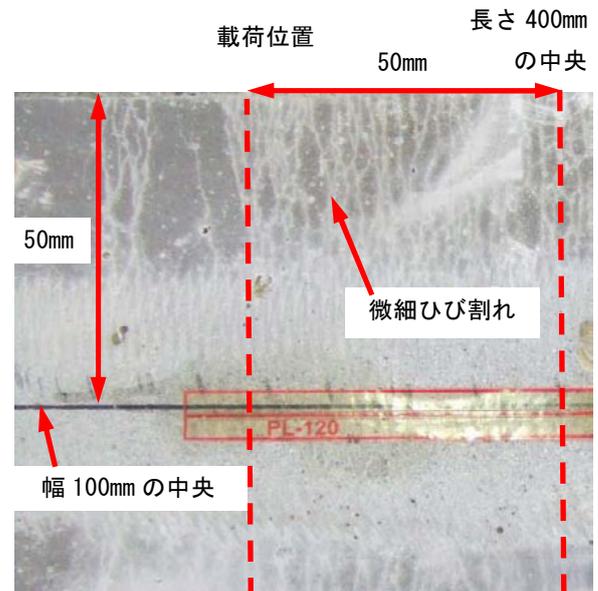
写真-1(c)に示す高じん性モルタルは、コンクリート補強用の太径ビニロン繊維を多量に使用したものである。この場合、ひび割れ本数は高じん性コンクリートよりも多くなりひび割れの分散性が高まるが、ひび割れ間隔は数cm程度となり、微細ひび割れと呼ぶ領域には至らない。設計においてひび割れ分散性をどこまで求めるかによるが、ひび割れ分散性を高めるためには、細径のビニロン繊維等を多量に使用する必要がある。その他、さまざまな材料・配合の工夫を行うことにより、写真-1(d)に示すように、約50mmの範囲（供試体の長さ方向400mmの中央から荷重位置までの範囲）に相当数のひび割れが発生し、かつ1本当たりのひび割れ幅も小さい、HPRCCに分類される複数微細ひび割れ型の高じん性モルタルを得ることができる。このように、微細なひび割れに分散させることにより、塩化物イオン等の劣化因子の侵入を抑制し、部材の長期供用を可能にできる。



(a) 普通コンクリート (b) 高じん性コンクリート



(c) ひび割れ分散性を高めた高じん性モルタル

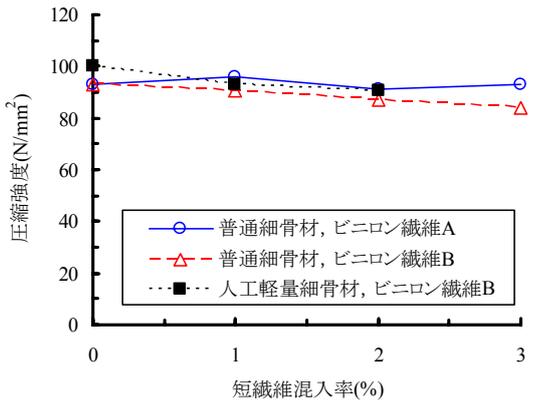


(d) 微細ひび割れ型の高じん性モルタル

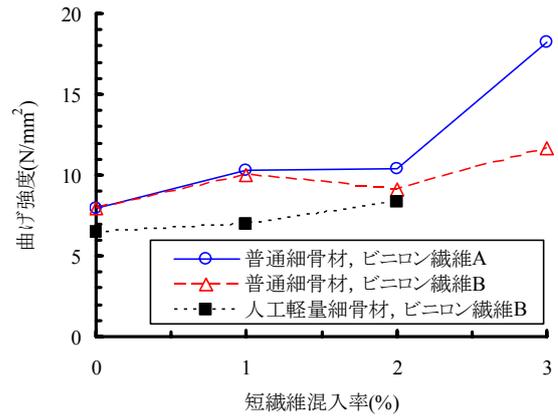
写真-1 曲げ供試体下面に発生したひび割れの違い

3. 高強度が要求される高じん性モルタルの開発

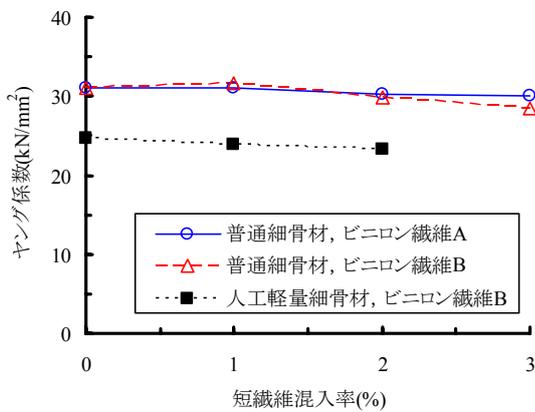
PC（プレストレストコンクリート）部材等への適用を想定した場合には、高じん性モルタルに対しても、ある程度高い圧縮強度が求められる。図-1は、一般的な



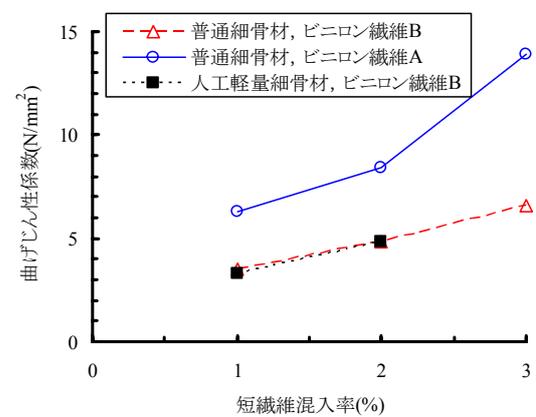
(a) 圧縮強度



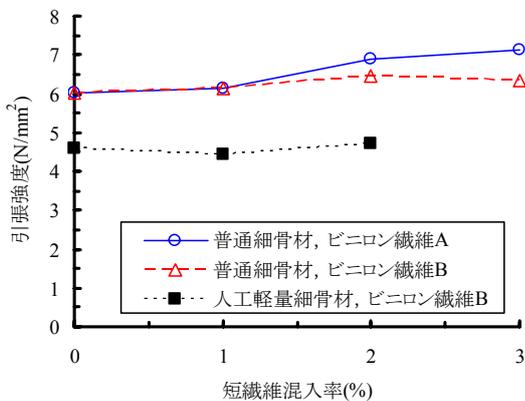
(d) 曲げ強度



(b) ヤング係数



(e) 曲げじん性係数



(c) 引張強度

図-1(1) 高強度高じん性モルタルの力学的特性

材料の組合せにより、通常生コン工場等の設備を用いて製造できる、比較的高い強度域を対象とした高じん性モルタルの力学的特性を示している。ここで紹介する高じん性モルタルは、水セメント比 (W/C) を 34.8%、水粉体比 (W/P) を 30.9%としたものである。粉体には早強ポルトランドセメントと石灰石微粉末 (比表面積

図-1(2) 高強度高じん性モルタルの力学的特性

4,000cm²/g 級) を使用した。細骨材は、一般的な普通細骨材 (川砂と砕砂の混合砂) と人工軽量細骨材を使用し、それぞれの細骨材を使用したモルタルの力学的特性を示した。モルタルの流動性は、本実験では打込みが可能な範囲であることとし、特に目標値を定めていない。流動性の調整には高性能 AE 減水剤 (ポリカルボン酸系) を使用した。短繊維は、コンクリート補強用として一般的なビニロン繊維 A (径 0.66mm, 長さ 30mm) と、これよりも若干短く、細いビニロン繊維 B (径 0.20mm, 長さ 18mm) を使用し、ビニロン繊維の違いがモルタルの物性に及ぼす影響を確認した。モルタルの品質は、いずれもコンクリートと同一の試験方法で実施したものであり、圧縮強度、ヤング係数および (割裂) 引張強度は JIS、曲げ強度および曲げじん性係数は JSCE-G552 に準じて試験を行って求めたものである。

図-1 に示すとおり、圧縮強度は、短繊維混入率を高めることにより若干の低下が認められるが、その低下量は小さく、短繊維混入率を 3.0%まで増やしても

90N/mm²前後が得られている。また、軽量モルタルに関しても、試験で確認した短繊維混入率が2.0%の範囲ではあるが、圧縮強度への影響がほとんどなく、普通骨材と同等の圧縮強度が得られている。

ヤング係数は、細骨材の種類によって異なるのは当然であるが、細骨材の種類が同一であれば、ビニロン繊維の種類と短繊維混入率の影響は認められない。モルタルは、圧縮強度が同一のコンクリートに比べてヤング係数が小さくなるので、4. で述べるように低弾性が要求される場合には有効な手段であるが、コンクリートと同等のヤング係数が必要な場合^{たとえば、5)、6)}にはある程度高い強度域のモルタルを製造する必要がある。ここで紹介した普通細骨材を使用した高じん性モルタルのヤング係数は、設計基準強度40N/mm²のコンクリートの構造計算で用いる値に相当する。

引張強度は、ビニロン繊維 A の場合には、短繊維混入率が1.0%~3.0%の範囲で大きくなっているが、ビニロン繊維 B を使用した場合には細骨材の種類にかかわらず、短繊維混入率の影響は見られない。

曲げ強度は、短繊維の混入により大きくなる傾向があるが、短繊維混入率を増加させても必ずしも大きくなる場合も見られる。ただし、ビニロン繊維 A を3.0%使用すると、ビニロン繊維を使用しない場合に比べ、曲げ強度が2.3倍になる。

曲げじん性係数は、いずれの細骨材を使用した場合にも短繊維混入率の増加に伴い、大きくなる傾向が認められる。ビニロン繊維 A を使用した場合、短繊維混入率の増加により曲げじん性係数が大幅に増大する。ビニロン繊維 B を使用した場合の曲げじん性係数は、短繊維混入率が1.0%と2.0%では、細骨材の種類による違いが見られない。

図-2 は、ビニロン繊維 A と普通細骨材を使用した場合の高じん性モルタルの曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線を示している。短繊維混入率 (Vf) が0%の場合にはひび割れの発生とともに破壊に至り、図中ではほとんど確認できない。短繊維混入率が1.0%であっても、最大荷重 (ひび割れ発生荷重) 以降の急激な破壊を生じず、高いじん性を有することがわかる。短繊維混入率が1.0%と2.0%の荷重-たわみ曲線は比較的似ており、ひび割れ発生荷重に達した後、一旦は荷重が低下するが、その後、たわみの増加とともに荷重が再び増加する。短繊維混入率を3.0%まで増加させると、ひび割れ発生荷重からの荷重の低下はわずかであり、その直後からたわみの増加とともに荷重が増加し始める。たわみが2.0mm程度のところまで荷重が増加し、その後緩やかに低下する。曲げじん性係数はたわみが0~2.0mmまで

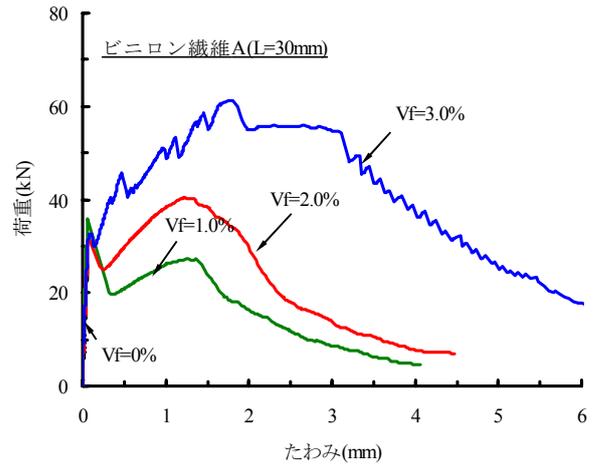


図-2 高い圧縮強度が要求される高じん性モルタルの曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線の一例

の範囲で、荷重-たわみ曲線に囲まれる領域の面積から求めたものであるが、図-2 に示すとおり、たわみが6.0mmに達しても、荷重が20kN弱となる状態であり、曲げじん性係数は、この高いじん性を過小評価している。

軽量モルタルの見掛けの密度は1.95g/cm³程度であり、モルタル自体はコンクリートと比べて大幅な軽量化を図れるものではない。しかし、高強度、高じん性の特性を活かした部材の形状寸法を検討すれば、それらの相乗効果により、部材の軽量化を図ることも可能になるものと思われる。

4. 低弾性が要求される高じん性モルタルの開発

コンクリート構造物の構造設計においては、コンクリート標準示方書や道路橋示方書に示された設計基準強度に対応するヤング係数の標準値を用いている。昨今は、骨材の品質の低下によりコンクリートのヤング係数が小さい場合や、人工軽量骨材コンクリートのようにヤング係数が普通コンクリートと大幅に違う場合には実測値を確認し、設計に反映することもあるが、一般にはヤング係数については設計上の自由度はない。しかし、構造物の条件によっては、特定の部位に作用力が高く、使用するコンクリートあるいはセメント系材料のヤング係数を小さくしたい場合もある。床版下面増厚工法では、ヤング係数が相当に小さい吹付けポリマーセメントモルタルが使用されている。本章では、そのような設計の自由度を高めるため、ヤング係数が小さい高じん性モルタルの開発を試みた。

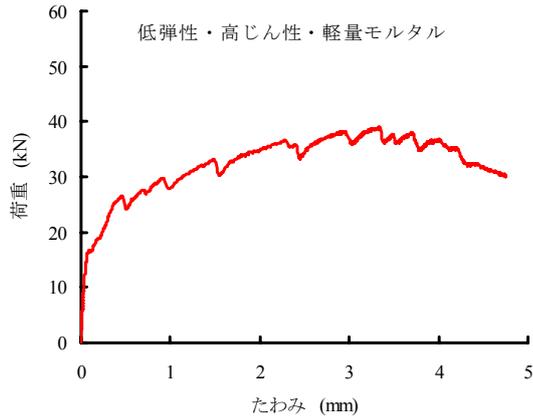


図-3 人工軽量細骨材を使用した低弾性高じん性モルタルの曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線

(1) 軽量細骨材を使用した低弾性高じん性モルタル

モルタルのヤング係数が、同一強度のコンクリートに比べて小さくなることは前述のとおりである。また、軽量骨材を使用したコンクリートのヤング係数は、同一強度の普通骨材を使用したコンクリートに比べて小さく^{1),7)}、前述の高強度を対象とした高じん性モルタルの試験結果でも実証されている。そこで、人工軽量細骨材を使用して、高じん性モルタルのヤング係数をどの程度低減できるか確認を行った。

施工の対象は、設計基準強度が 30N/mm^2 前後の RC 構造物を想定した。設計基準強度 30N/mm^2 のコンクリートの構造計算に用いるヤング係数の標準値が 28kN/mm^2 以下であるため、ヤング係数としては、材齢 28 日の試験値として 20kN/mm^2 以下で、なるべく小さくなる方法を検討した。

前章と同様に、粉体は早強ポルトランドセメントを基本とし、石灰石微粉末を組み合わせた。このようなモルタルはコンクリートに比べて収縮が大きくなる傾向があるため、膨張材と収縮低減剤を使用した。流動性と粘性の調整には高性能 AE 減水剤と増粘剤を使用した。これらはいずれも市販の材料である。人工軽量細骨材に関しても市販品を使用した。フレッシュモルタルにおけるファイバーボールの発生を抑制し、硬化モルタルのひび割れ分散性を高めるため、人工軽量細骨材は特別に粒度調整等の処理を行った。使用した短繊維は、ビニロン繊維 B である。フレッシュモルタルおよび硬化モルタルの品質を総合的に評価し、水結合材比は 52%、水粉体比は 46%、短繊維混入率は 3.0%とした。なお、実施した硬化モルタルの品質を確認する試験方法は、前章と同一である。

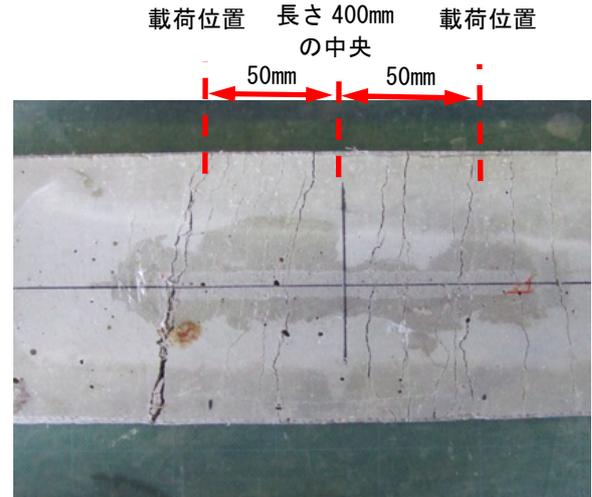


写真-2 軽量細骨材を使用した低弾性高じん性モルタルの曲げ強度試験後の供試体下面に発生するひび割れの違い

実験の結果、得られたモルタルは、想定した設計基準強度よりも若干高めめの 40N/mm^2 程度の圧縮強度を確保しながら、ヤング係数を 14kN/mm^2 前後まで下げることが可能であることが確認された。また、曲げ強度は約 10N/mm^2 と高く、曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線は、図-3 に示すとおり、たわみが 5mm 近くにも達しても破壊に至らず、 30kN 程度の高い荷重を保持している。図中に示した曲線の多くの凹凸は、ひび割れの発生を意味する。写真-2 は、曲げ強度試験後の供試体下面に発生したひび割れ状態である。写真-1(d)に示すような複数微細ひび割れには達していないが、ひび割れ分散性も高いモルタルである。また、硬化モルタルの見掛けの密度は 1.76g/cm^3 であり、部材の軽量化も図れる。

(2) 普通骨材を使用した複数微細ひび割れ型の低弾性高じん性モルタル

前述の人工軽量細骨材を使用した高じん性モルタルの場合、人工軽量細骨材の粒度調整を行ったが、ビニロン繊維を微細なものに変更しても、ひび割れ分散性は大幅には向上しなかった。そこで、微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料 (HPERCC) の思想に沿った高じん性モルタルの製造を試みた。

使用した材料は、(1)と同様に、市販の早強ポルトランドセメント、石灰石微粉末、膨張材、収縮低減剤、高性能 AE 減水剤、増粘剤等である。ここでは、細骨材には、市販されていて容易に入手できる、微小粒のものとして珪砂 6 号を選定した。ビニロン繊維はモルタル用の微細で短いもの (径 $40\mu\text{m}$ 、長さ 12mm) を使用した。

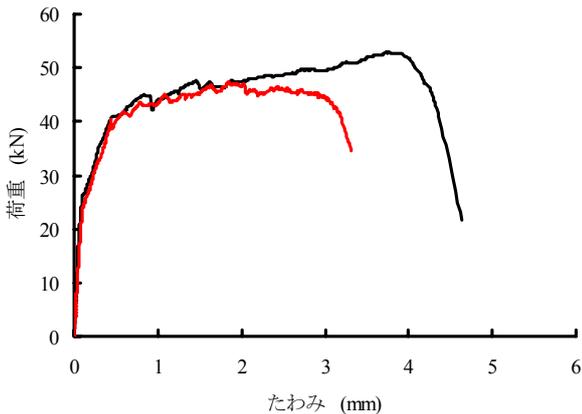


図-4 普通細骨材を使用した低弾性高じん性モルタルの曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線

水結合材比は45%前後、水粉体比は40%前後、短繊維混入率2.0%前後に定めると、比較的良好な性状の高じん性モルタルが得られることが確認された。

図-4は、この高じん性モルタルを使用し、曲げ強度試験を行った場合の荷重-たわみ曲線を表している。図中の曲線の凹凸が微細ひび割れの発生を示すものであり、相当数のひび割れを発生していることがわかる。図中の2本の曲線は、若干異なる配合の試験例である。曲げじん性としては黒線の供試体のほうが優れているが、微細ひび割れの発生を示す凹凸が見えにくいので、比較的わかりやすい赤色の線で示した結果も併記した。この高じんモルタルを用いた曲げ供試体のひび割れ発生状況は、写真-1(d)のとおりである。

モルタルの圧縮強度は 45N/mm^2 程度、ヤング係数は 17.5kN/mm^2 であった。前述の人工軽量細骨材を使用した場合よりもヤング係数は大きい、目標とした 20kN/mm^2 以下を十分に満足する。また、曲げ強度は 14kN/mm^2 であり、人工軽量細骨材を使用したものよりもさらに高い値である。なお、見掛けの密度は 1.95g/cm^3 であった。

現在、技術開発を進めるなかで、ヤング係数を 15kN/mm^2 程度まで抑えた複数微細ひび割れ型高じん性モルタルも実現可能であることが確認されている。

5. まとめ

本報では、高じん性コンクリートよりも高いじん性や優れたひび割れ分散性が得られる高じん性モルタルの特性について紹介を行った。これまでの技術開発のなかで、高じん性のみならず、高強度、低弾性、軽量といった他の性能を併せ持つ高じん性モルタルの製造が可能で

あることが確認された。

さまざまなタイプの高じん性コンクリート・モルタルの製造が可能であるため、今後は、具体的な構造物を対象に要求性能を明確にし、現場への展開を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 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-ビニロン繊維補強コンクリートの基礎物性-, 三井住友建設技術研究所報告, 第6号, pp.73-82, 2008.11
- 2) 石井精一, 西村一博, 児山裕樹, 一宮利通: 超高強度繊維補強コンクリートの道路橋への適用事例, 第15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.13-16, 2006.10
- 3) 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
- 4) 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-高じん性コンクリートのさらなる高性能化に向けて-, 三井住友建設技術開発センター報告, 第7号, 2009(投稿中)
- 5) 中村定明, 濱田譲, 谷口秀明, 中村雅之: PC橋の改造技術に関する研究-その3: PC部材のはつりの適切性に関する研究-, プレストレストコンクリート, Vol.50, No.1, pp.54-60, 2008.1
- 6) 谷口秀明, 渡辺博志, 竹中秀樹, 三加崇: PC橋の改造技術に関する研究-その4: 大規模な断面修復の材料および施工に関する検討-, プレストレストコンクリート, Vol.50, No.2, pp.92-100, 2008.3
- 7) 谷口秀明, 三上浩, 浅井洋, 樋口正典, 藤田学: 人工軽量骨材コンクリートの品質向上に関する研究-基礎物性および自己充てん性-, 三井住友建設技術研究所報告, 第6号, pp.83-90, 2008.11

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

Development of Long Pumping Plastic Material Filling Method into Cavities in the Rear of Tunnel Lining

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

戸村 豪治 GOUJI TOMURA

中部支店 柳田 利行 TOSHIYUKI YANAGIDA

小断面トンネル、あるいは極小断面トンネルの維持補修を目的として、可塑性材料によるトンネル覆工背面の長距離圧送充填工法を開発した。当該充填工法は、3km程度までの長距離圧送によっても材料分離を生じず、かつ湧水下でも分離・未固結を生じない可塑性材料の開発によって可能となった。本稿では、当該充填工法の概要を示すと同時に、坑口近傍に混練機や圧送ポンプを設置できない状況下で、急勾配配管を介して空洞充填を実施した事例を示す。

キーワード：可塑性材料充填工法，長距離圧送，トンネル補修

The author have developed plastic material filling method into cavities in the rear of tunnel lining pumping through a long pipe line in order to maintain and/or rehabilitate a small dimensioning tunnel. This filling method is characterized by the two following material properties: (1) Plastic material can be pumped almost 3km without material separation. (2) Even under spring water condition solidification of plastic material maintains. In this paper, the outline of this filling method is described, and the special construction case of pumping material though the steep gradient pipe line having no space for mixers and pumps that is usually settled near the tunnel portal is also shown.

Key Words: Plastic Material Filling Method, Long Distance Pumping, Tunnel Rehabilitation

1. はじめに

NATM以前の、いわゆる在来工法で建設されたトンネルの長期耐久性確保を目的とした維持・補修では、その覆工が本来有する耐荷力を十全に発現させることが最も重要となる。すなわち、覆工に生じたひび割れ等の構造弱部に対しては、何らかの補修工により、その耐荷機能を回復させるとともに、覆工全体が有効に機能するよう、地山荷重を均等に覆工に作用させなければならない。

一般に前者に対してはロックボルト補強工が、また後者に対しては覆工背面空洞の充填工が有効とされ¹⁾、交通トンネル等の大断面トンネルにおいてはこれらの方法による維持・補修が一般に行われている。しかしながら、水路トンネルをはじめとする小断面・極小断面トン

ネルにおいては、一般の施工機械が使用できないため、これまで対処療法的な補修しか行われてこなかったのが現状である。筆者らは、すでに小断面・極小断面トンネルに特化したロックボルト補修工法を開発し、実務に供してきた²⁾。その後、覆工背面空洞充填工に関しても開発を進め、可塑性材料を用いた長距離圧送充填工法 MOLE-Groutを開発した。本報文は、MOLE-Grout工法の概要を示すと同時に、坑口近傍に混練り・圧送機器を設置できない状況下で、急勾配配管を介して空洞充填を実施した事例を示すものである。

2. 可塑性材料による長距離圧送充填工法の概要

(1) 充填材 MGM の選定とその特性

当該圧送充填工法が対象とする小断面・極小断面トン

ネルでは、その空間的な制約条件から、充填工に供する混練機やポンプを坑内に搬入することができない。また、可能としても、これを運搬するために内燃機関を使用することはできない。したがって、その充填方式は坑外からの材料圧送方式によらざるを得ない。

ところが、小断面・極小断面トンネルの多くは、その断面に比して距離が長大であることが一般的で、5kmを超えるトンネルも存在する。このため、3km程度の長距離圧送が可能な圧送充填工法の開発が求められる。すなわち、両坑口を利用すれば、5kmを超える水路トンネルでも全線を充填できる工法が望ましい。

ところが、圧送距離の増大に伴って、配管内の充填材料に作用する圧送圧力や配管抵抗が急増するため、充填材料の分離が問題となり、充填材料の各種性能劣化や未固結が生じ易くなる。したがって、充填材料には長距離が圧送可能なワーカビリティと、性能劣化を生じさせない分離抵抗性が要求されることとなる。

このように背反する要求性能を同時に満たすため、充填材として可塑性材料を採用することとした。ここで、可塑性材料とは、作用する力によって柔軟に変形し、除荷後もその変形が回復しない材料を意味する。

各種可塑性材料を比較検討・検証して選定した材料をMGM (MOLE-Grout Material) と名づけた。MGM は、上記要求性能以外に、以下のような充填材に適する性質を持つ。

- ① 2液混合後、瞬時にゲル化するため、水中分離抵抗性が高く、湧水下でも分離せず確実に固化する。
- ② 可塑性であるため、岩盤の割れ目やコンクリートのひび割れからのリークがある程度で収束する。
- ③ 充填直前に、2液混合することで、材料分離や品質

低下を生じず3km程度まで長距離を圧送することが可能となる。

一般に、湧水発生箇所のトンネル覆工背面には大規模な空洞が形成されやすいため、上記の①は特に重要となる。また、上記②と同じ機構で、背面空洞以外の岩盤割れ目などに必要以上に充填材が逸走することを防止する効果も期待される。

表-1に MOLE-Grout の構成材料を、表-2にトンネル覆工背面空洞充填工に関する各種基準から抽出した充填材料の要求性能と MGM との性能比較を示す。また、写真-1,2には検証時に実施した流動性試験と水中分離抵抗試験状況をそれぞれ示す。

表-1 MOLE-Grout の構成材料表

MOLE-Grout 構成材		成分
A 材	固化材	普通ポルトランドセメント
	MG-A I	可塑促進剤
	混練り水	水道水
B 材	MG-B I	可塑化材
	MG-B II	粘度調整材
	混練り水	水道水

表-2に示すように、MGM は覆工背面空洞充填材料に要求される諸元をすべて満たし、かつ長距離圧送に対する分離抵抗性も高く、小断面・極小断面トンネルの充填材として好適であるものと判断した。

(2) MOLE-Grout工法の充填システムと充填工法

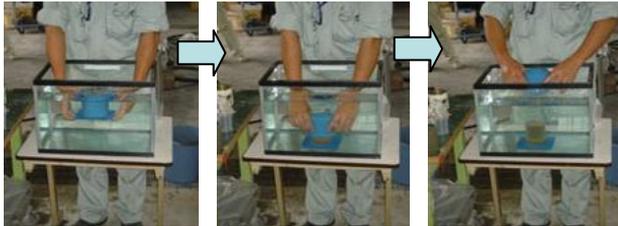
図-1に、MOLE-Grout 工法の充填システム概念図を、表-3にシステムを構成する機器の仕様をそれぞれ示す。

表-2 覆工背面充填材の要求基準と MGM の性能比較

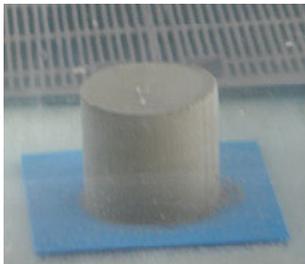
性能項目	覆工背面充填材の要求性能	MGM の基本性能
充填性 (流動性)	覆工コンクリートクラックからの漏出や地山への逸走が少なく、充填性に優れていること	フロー値 (JHS 313) 100 ± 20mm
圧縮強度	充填材により作用土圧を均等に伝達する必要があるため、1.5N/mm ² 以上の圧縮強度が求められる。	圧縮強度 1.5N/mm ² 以上
比重	充填箇所に湧水のあることが考えられるため、比重が 1.0 以上である必要がある。また、既設覆工コンクリートへの影響を考慮して軽量であることが求められる。	比重 1.34 ± 0.1
非漏出性	注入材がトンネル内に漏出するおそれがあるため、覆工コンクリートからの漏出や地山への逸走が少ないこと	「矢板工法トンネルの背面空洞注入工 - 設計施工指針 4.8 試験法 (中日本道路株式会社)」に示される試験性能をいずれも満足する。
水中分離抵抗性	充填箇所に湧水があることが考えられるため、水に希釈されにくいことが求められる	
非収縮性	覆工と背面の地山を密着させる必要があるため、ブリージングが少なく、注入後の体積変化が少ないこと	
耐環境性	地下水と接触した場合に、耐環境性が求められる。	無機材料とする。



写真-1 静止フロー試験状況 (D=98mm)



(a) 供試体水中投入状況



(b) 水中内24時間放置後の供試体

写真-2 水中分離抵抗試験状況

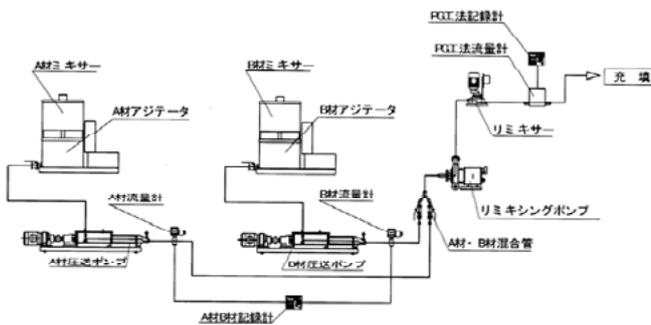


図-1 MOLE-Grout 工法の充填システム

表-3 MOLE-Grout 工法のシステム構成機器

機械名	数量	Remarks
ミキサー	2	縦型 2 連式, 攪拌容量 200 ℓ, 200V / 3.7kW
注入ポンプ	2	スネークポンプ, 200V / 3.7kW
流量計 A	2	100V A/B 材用
流量計 B	1	100V 混合材用
リミキシングポンプ	1	200V / 3.7kW
リミキサー	1	200V / 2.2kW

表-1に示すように, MGM は二材で構成されるから,

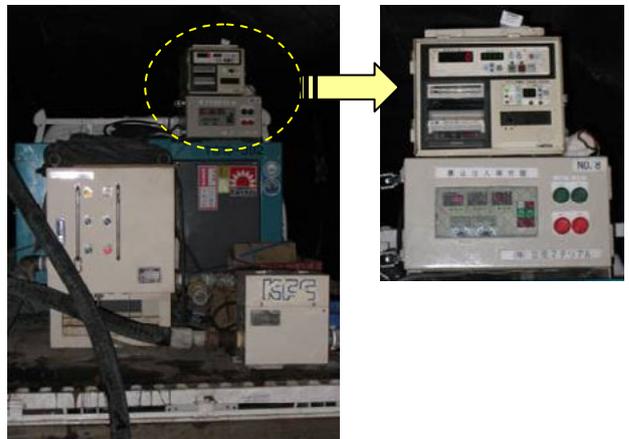
A材, B材を個別に混練り後, 計量しつつ注入箇所近傍まで圧送し, Y字管で二材を混合後, リミキシングをかけてから注入する手順を採用した。写真-3にミキサー, およびポンプの設置状況を, また写真-4に坑内の合流部 Y字管, および充填制御部を示す。



写真-3 ミキサー, およびポンプ設置状況



(a) 合流部 Y字管



(b) 充填制御部

写真-4 充填箇所近傍の充填機器設置状況

写真-4(b)の事例では, 坑内に原動機を搬入したため, 2tonトラックの荷台にリミキシングポンプ, リミキサー, 流量計, 充填制御等を積載した。しかし, 極小断面トンネルでは, 別途坑内配線により電源供給し, これらの機器は手押し車等で搬入・運搬すればよい。

充填作業手順を図-2に示す。図に示すように, MOLE-Grout 工法では注入口設置工と配管工は並行して実施することを前提としている。これは, 水路トンネルにおい

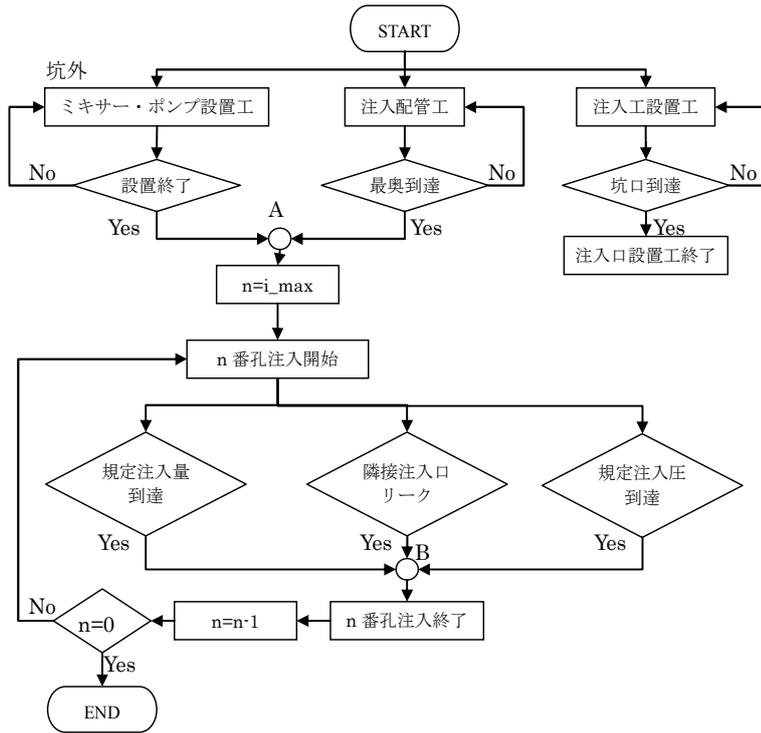


図-2 MOLE-Grout 工法作業手順

で許される短い断水期間中に充填作業を終了することを目的としたものである。このとき、注入工設置工は最先端の注入箇所から坑口に向かって、配管設置工は坑口から奥へ向かって施工することで、狭小な坑内での作業の交錯を回避するものとした。



(a) 注入口削孔作業状況



(b) 注入口設置状況

写真-5 注入口設置状況

注入口は、トンネル軸方向 5m ごとに 1 箇所設置する

ものとする。その設置箇所は、トンネル断面積 10m² 未満では天端部に、それ以上のトンネルでは左右肩部に千鳥で設けるものとするが、事前調査により側壁部などに大規模な空洞が確認されている箇所ではこの限りではない。

また、注入口は削孔径 φ 65mm で、写真-5(a)のように電動コアマシンで削孔し、φ 50mm のソケット付き注入管を写真-5(b)のように挿入・固定する。

一方、配管は内部を特殊コーティングした専用の電縫管 (3B,L=6m) を 3 系統配管する。このうち 2 系統は MGM の A/B 材供給に供し、他の 1 系統 (C 系統と呼ぶ) は充填作業終了時に配管内の残材処理に供する。すなわち、注入管先端部にある弁 (写真-6) を切り替えることにより、充填材は C 系統配管内へと流入し、残材はポンプ設置箇所まで運ばれる。これは、残材処理の効率化を図ったものであり、残材の坑内運搬は不要となる。



写真-6 注入管先端部のリターン用分岐



写真-7 充填作業状況

写真-7に充填作業状況を示す。充填工は、最先端の注入孔 (図-2では、n=i_max) 箇所から坑口に向かって実施することを基本とする。この場合、注入工設置工が終了していても、充填工を開始することが可能となる。図-2中の結節点 A は、坑外の混練機・ポンプ設置工

と配管工が終了すれば、充填工を開始できることを意味するものであり、作業可能期間が限定される水路トンネル等での効率を図ったものである。この方式では、各注入口の注入が終了すれば、逐次配管を撤去することができるため、注入後の坑内後片付けも大幅に短縮される。また、最終の管内残材量も大きく低減することができるなどの利点もある。

各注入孔の充填管理は、①注入圧、②注入量、③隣接注入孔からのリークの3項目により実施する。図-2中の結節点Bはいずれかの項目が規定に達した時点で、当該注入孔の充填作業を終了することを意味する。このとき、規定注入量は事前調査、あるいは注入口削孔時の空洞幅測定結果から決定し、注入圧は覆工へ過大な負荷を与えないため0.2MPaを標準の規定注入圧に設定している。

以上の要領で、各注入孔を逐次充填し、坑口に最も近い充填孔(図-2ではn=1)の注入が終了後、充填工は終了する。以降、配管・配線撤去、坑内清掃、およびそれらの確認後、トンネルの開放、あるいは通水が可能となる。

3. 急勾配配管を介した注入事例

水路を中心とする小断面・極小断面トンネルでは、坑口近傍に混練機やポンプを設置するヤードを確保できない作業条件がしばしば現れる。このため、坑外にも長距離配管が必要となるが、水路トンネル等の坑口は急峻な地形に設置されることが多く、配管経路に急勾配を介する可能性が高い。このとき、上り勾配ではポンプの圧送能力が、また下り勾配では充填材の閉塞が問題となる。特に、充填材の施工可能性を支配する深刻な問題となる。

の関係から、下り急勾配配管を介して充填作業を行った。

図-3にその配管平面図を、写真-8,9にその配管状況を示す。図に示すように、水路から約25m上部にミキサーやポンプ等の混練りプラントを設置し、約30°の下り勾配で法面に配管する(図-3①、写真-8)。その後、斜面に沿って約250m水平配管(図-3②、写真-9(a))し、開水路部へ接続するため鉛直に5mの配管(図-3③)後、さらに開水路部を120m配管(図-3④、写真-9(b))して坑内へと進入する。なお、坑内充填区間長は180mである。



写真-8 混練りプラントおよび法面部配管状況



(a) 水平配管部 (b) 開水路配管部

写真-9 水平および開水路内配管状況

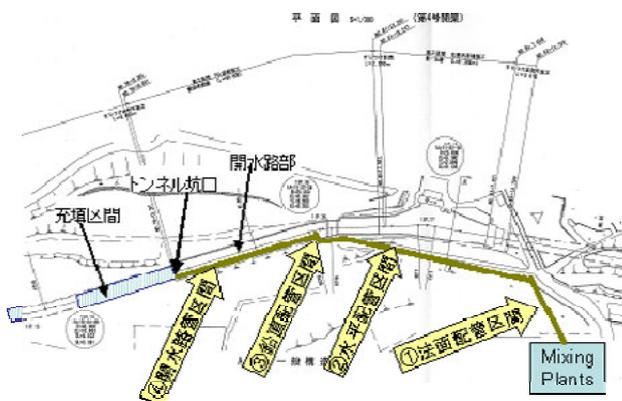


図-3 下り急勾配を介した坑外配管経路

当該事例は、大正時代に建設された発電所水路トンネルの覆工背面空洞充填において、用地、および運搬経路

このように、複雑な配管系で充填作業を行ったが、総配管距離約600mで充填作業中、閉塞等の不具合は一切生じず、通常どおりの作業効率で充填作業を実施することができた。

なお、対象トンネルは大正年間に建設されたこともあり、その覆工は非常に多孔質で、各孔の注入開始とともに、地下水が注入進行方向に向かって、覆工壁面から、逐次、排出され、やがて隣接注入孔からも地下水の排出が確認された。これは、充填材が覆工背面に滞留していた地下水を排除しつつ、充填されているものであり、可塑性材料の良好な充填性を証明する事象であると考え

る。

また、比較的大きな覆工ひび割れ部や貫通孔からは、**写真-10**のように充填材の漏出が見られたが、漏出の継続は長くても4分程度であり、コーキング等の処理が必要になった漏出箇所は確認されなかった。これも可塑性材料の充填材としての適性を示す事象であると考ええる。



写真-10 貫通割れ目からの漏出状況

4. おわりに

小断面トンネル、あるいは極小断面トンネルの維持補修を目的として、可塑性材料によるトンネル覆工背面の長距離圧送充填工法を開発した。これまでの施工実績では、工法の成立性に疑問が生じる不具合は確認されておらず、交通トンネルなどの大断面トンネルと同等の施工性と充填品質が確保されているものと判断する。

しかしながら、小断面・極小断面トンネルにおける施工条件は種々多様なものであり、配管工を含む準備工・付帯工の改良・開発を進め、より広範囲な施工条件に対して適用可能な工法の開発を継続する方針である。

謝辞：当該工法の開発に当たり、全面的なご支援・ご指導を賜りました羽場徹様、阿波宏司様をはじめとする株式会社ケー・エフ・シーの皆様には深甚の謝意を表し、本小論の結びといたします。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧，丸善，1993
- 2) 山地宏志，黒川幸彦，長野 祐司，中野陽一：極小断面トンネル補修のためのロックボルト補強設計と施工，三井住友建設技術研究所報告，Vol.6,pp.75-80,2008.

遠心力トンネル吹付け工法の実用化と その粉じん低減効果（その2） — 小断面トンネルへの適用 —

Dust Reduction through Utilization of the Centrifugal Spraying System (Part2) — Application of the Centrifugal Spraying System to a Small Cross Section Tunnel —

清水 安雄 YASUO SHIMIZU

丸山信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA

土木技術部 藤内 昭 AKIRA FUJUCHI

土木技術部 中野 陽一 YOUICHI NAKANO

遠心力トンネル吹付け工法は、遠心力を利用してコンクリートを機械的に吹付けるもので、従来のエア吹付け方式に比べ、粉じんの発生量を低減できることが大きな特徴である。

北海道横断道占冠^{しほかつぶ}トンネル西工事の避難坑は、掘削断面 19m²の小断面トンネルである。この避難坑において、坑内作業環境の改善を目的として、遠心力トンネル吹付け工法を導入した。2005年3月から2008年4月までの約3年間にわたる運用を行い、施工延長約3,000m、設計吹付け総量7,000m³を達成し、粉じん低減効果を実証することができた。

キーワード：トンネル、遠心力、低粉じん、吹付けコンクリート

With the centrifugal spraying system, concrete is sprayed mechanically on a tunnel by centrifugal force. One of its great advantages is its ability to create lesser amounts of dust than the conventional pneumatically applied concrete lining method does.

An evacuation tunnel for the construction project of western part of the Shimukappu tunnel on the Cross-Hokkaido Expressway is a small cross section tunnel with a drilling cross section of 19m². In order to improve the in-tunnel working environment, the centrifugal spraying system was employed for this evacuation tunnel. For approximately three years from March 2005 to April 2008, this System was applied to achieve an execution length of approximately 3,000m and the total designed shotcrete amount of 7,000m³, demonstrating the effectiveness on dust reduction.

Key Words: Tunnel, Centrifugal Force, Dust Reduction, Shotcrete

1. はじめに

前回の報告¹⁾では、トンネル建設工事に伴って発生する粉じん障害対策として、遠心力トンネル吹付け工法を開発し、数現場で施工を重ねその有効性を確認してきたこと、(独)土木研究所が立ち上げた「粉じん対策技術開発」の官民共同研究に参加し、実大規模のトンネル実験施設(全長100m、断面積80m²)で行った評価試験により、本工法が粉じん低減効果の大きいことを実証できたことを述べた。

これまでの現場施工は、実サイクルのなかで施工方法の検証と、粉じん濃度や吹付け材料の強度などのデータを得るための試験的な使用であった。

占冠トンネル西工事の避難坑は、本坑に沿って構築する掘削断面19m²の小断面トンネルである。このトンネルはNATMを採用しているため、コンクリート吹付け作業が組込まれており、吹付け時に発生する粉じんが坑内作業環境に最も悪い影響を及ぼす。

そこで、粉じん低減の効果確認と実サイクルでの施工性確認を目的として、遠心力トンネル吹付け工法の避難

坑への本格的導入を行い、約3年間の運用により延長約3,000mを施工した。本工法の採用により、粉じんの発生が抑制され良好な作業環境を保持できることが実証された。

2. 小断面トンネルへの展開

(1) 開発の経緯

平成12年、厚生労働省より「ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン」²⁾が発行され、坑内の粉じん濃度に関し、切羽後方50m地点で $3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下の目標レベルが定められた。これにより、事業者は目標レベルを遵守し、坑内作業環境を良好に保つことが求められている。ただし、中小断面トンネルに関しては、粉じん濃度目標レベルを遵守することが一般的には難しいとされており、「 $3\text{mg}/\text{m}^3$ を達成することが困難と考えられるものについては、できるだけ低い値を目標レベルとすること」という解説が加えられていた。

しかし、この規制は、平成20年3月1日から施行された「粉じん障害防止規則の一部改正する省令」（平成19年厚生労働省令第143号）³⁾により強化され、「可能な限り $3\text{mg}/\text{m}^3$ に近い値を粉じん濃度目標レベルとして設定し・・・」と改められた。

このようにトンネル建設工事では、粉じんによる労働災害防止のため、坑内環境改善対策が大きな課題となっている。

従来のエアークリック方式は、吹付けコンクリートに粉体急結剤を添加しているものが一般的である。大量の圧縮空気によりコンクリートと急結剤を混合攪拌し、高速で地山に吹付ける。このとき、先端ノズルからコンクリートの微粉末や未混合の急結剤が大気中に拡散・飛散して、大量の粉じんが発生する。坑内の粉じん濃度目標レベルを達成するために、以下のような対策が実施されて

いる。

- ①粉じん低減剤を添加して、吹付けコンクリートの粘性を高める。
- ②粉体急結剤の代わりに液体急結剤やスラリー急結剤を用いる。
- ③換気設備や集じん機を大型化して、粉じんの希釈・除去を行う。

前記の粉じん低減技術に対して、遠心力トンネル吹付け工法は、回転力を利用した吹付けにより、発生する粉じんの低減を図る方法である。エアークリック方式と同じ配合のコンクリートと粉体急結剤を使用できることが大きな特徴である。

道路断面トンネル工事においては、大型の換気設備や集じん機を使用することが広く普及している。しかし、水路や避難坑などの小断面トンネル工事では、掘削断面が小さいことから大口径の風管や集じん機の設置が困難なために、十分な換気や集じんを行うことができず、坑内作業環境の改善が進んでいないのが現状である。

そこで、粉じん発生量が少ない遠心力トンネル吹付け工法の特徴を活かした小断面トンネル専用の遠心力トンネル吹付け機を開発し、数現場で試験施工を行ってきた。

(2) 遠心力トンネル吹付け工法の概要

遠心力トンネル吹付け工法は、走行式台車（ベースマシン）に装着された多関節のアーム先端に遠心力トンネル吹付け装置を取付けた吹付けシステムである。この装置を取付けた走行式台車が遠心力トンネル吹付け機である。写真-1に今回の施工に用いた遠心力トンネル吹付け機を、写真-2に遠心力トンネル吹付け装置の外観を示す。また、図-1に遠心力トンネル吹付け装置の構造図を示す。



写真-1 遠心力トンネル吹付け機



写真-2 遠心力トンネル吹付け装置

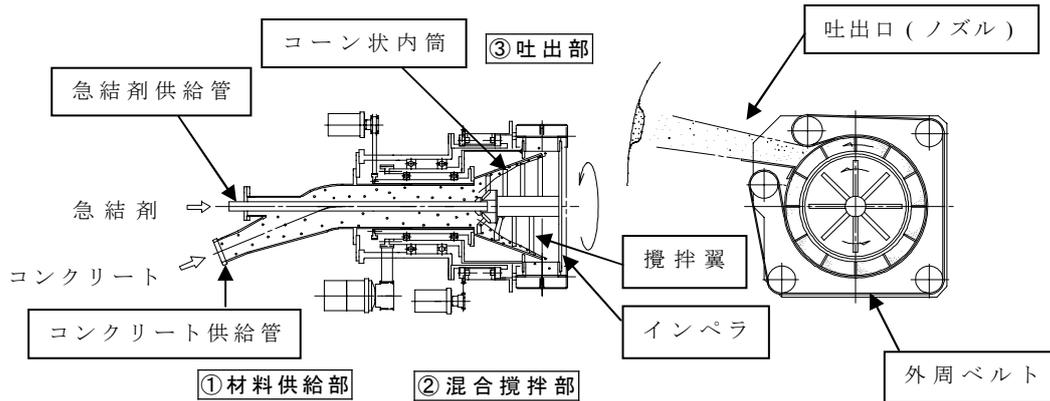


図-1 遠心力トンネル吹付け装置の構造図

表-1 トンネルの概要

トンネル名称	北海道横断道占冠トンネル避難坑
工事場所	北海道勇払郡占冠村
工事内容	NATM レール工法 発破掘削
断面積, 延長	掘削断面 19m ² 施工延長 3,000m
施工期間	2005年3月～2008年4月

表-2 遠心力トンネル吹付け機的主要仕様

吹付け能力	最大10m ³ /h
電動機出力	45kW (440V)
コンクリート供給	コンクリートポンプ 10m ³ /h
急結剤	粉体急結剤
コンクリート運搬	アジテーターカー 6m ³
バッテリーロコ	15t

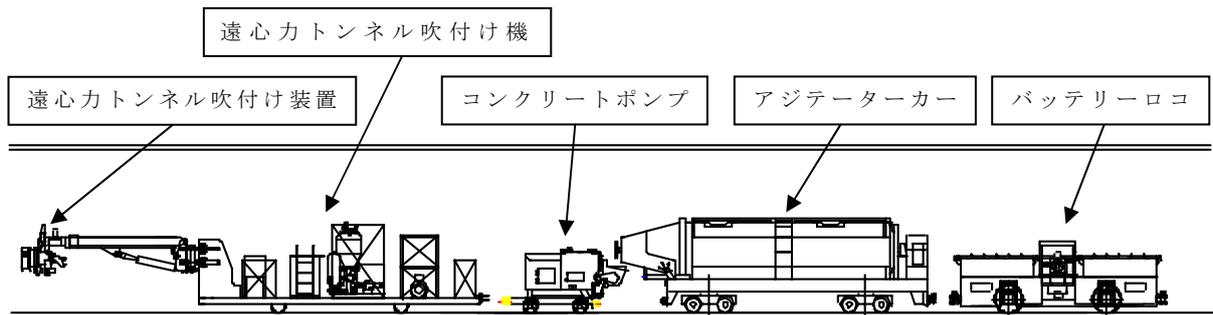


図-2 遠心力トンネル吹付け機の列車編成

遠心力トンネル吹付け装置は、従来の高圧・大量の圧縮空気を利用したエア吹付け方式の機械とは原理が全く異なる。コンクリートと粉体急結剤を強制攪拌により確実に混合し、インペラの高速回転による遠心力で投射し吹付ける。このため、大気中への粉体急結剤やコンクリートの微粉末の拡散・飛散が少なく、粉じん発生量を1/3程度に低減できる。本吹付け装置は、以下に示す①～③の主要部分で構成される。

- ①材料供給部：コンクリートポンプからコンクリートを受取るコンクリート供給管と、急結剤を搬送する急結剤供給管とで構成される。
- ②混合攪拌部：コーン状の内筒管内を高速回転する攪拌翼で、コンクリートと急結剤を混合攪拌する。
- ③吐出部：高速回転するインペラで混合した吹付け材料に遠心力を与え、外周に巻付けた外周ベルトで投

射方向を一定方向に制限した後、吐出口（ノズル）より任意の方向へ投射する。

3. 占冠トンネル西工事避難坑への導入

東日本高速道路（株）発注の北海道横断道占冠トンネル西工事の避難坑は、掘削断面 19m² の小断面トンネルで NATM 工法が採用されている。

今回、普通断面トンネルと同等レベルの坑内環境を実現するため、粉じん低減の効果確認と実サイクルでの施工性確認を目的に、遠心力トンネル吹付け工法の避難坑への本格的導入を行った。



写真-3 遠心カトンネル吹付け機の列車編成



写真-4 吹付け状況

表-3 吹付けコンクリートの配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				粉体急結剤 添加率 (%)
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
60	62	216	360	1,085	663	7.0

表-4 強度試験結果

吹付け方式	プルアウト試験 24h (N/mm ²)	圧縮強度 28日 (N/mm ²)
遠心力吹付け	7.7	23.0
設計基準強度	5.0	18.0

表-5 粉じん濃度測定結果

遠心力吹付け方式		切羽～ 測定点距離 (m)	コンクリート 吐出量 (m ³ /h)	換気量 (m ³ /min)	質量濃度変換係数 K 値 (測定器：P-5L)	粉じん相対 濃度 (CPM)	粉じん質量 濃度 (mg/m ³)
粉じん低減剤 添加率 (%)	なし	50	8.0	640	0.044	51	2.2
	0.1	50	8.0	640	0.048	28	1.3

(測定日：2005年9月6,7日)

(1) トンネルの概要と吹付け機の仕様・構成

トンネルの概要を表-1に示す。遠心カトンネル吹付け機的主要仕様を表-2に、列車編成を図-2、写真-3に示す。坑内の運搬は軌条方式であるため、遠心カトンネル吹付け機は、吹付け装置や急結剤供給装置をコンパクトにまとめた台車搭載型とし、小断面用遠心カトンネル吹付けシステムとしてバッテリーロコで牽引した。コンクリートの供給はアジテーターカーで行った。

(2) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは、通常のエアー吹付け方式と同配合のものを用いた。急結剤も同様に通常の粉体急結剤を用いた。表-3に吹付けコンクリート配合を、表-4に強度試験結果を示す。強度試験の結果、遠心力吹付け方式は設計基準強度を満たしていることが確認できた。

また、多量の湧水や地山膨張などの各種変状を含む地

山不良箇所では、高強度吹付けコンクリートやフライアッシュ添加吹付けコンクリートを用いた施工も行ったが、施工性・強度とも問題がなく、吹付け材料に対する汎用性を確認できた。

(3) 粉じん測定

表-3に示す配合の吹付けコンクリートを用いて、通常サイクルのなかで吹付け作業を行い、切羽50m後方で粉じん濃度の測定を行った。粉じん低減剤をセメントの0.1%添加した材料と、添加しない材料とで粉じん濃度の比較を行った。表-5に粉じん濃度測定結果を示す。測定の結果、いずれの材料とも、粉じん濃度規制値を遵守することが一般的には難しいとされている小断面トンネルにおいて、ガイドラインに示された「切羽後方50m地点で3mg/m³以下」を満足した。

粉じん低減剤は、エアー吹付け方式に使用されるが、

本吹付け方式においてもその効果が確認できた。発生する粉じんが低減されるため、切羽付近での視認性が改善され、安全性の向上にも寄与できる。写真-4に吹付け状況を示す。

（４）吹付け機の改良

施工品質に影響を及ぼす大きなものとして、遠心力トンネル吹付け機の導入初期に発生した吹付けコンクリートの仕上げ面の不良が挙げられる。発生した現象は、以下のとおりである。

- ①吹付け面が過度に盛り上がり左右に広がらず、吹付け面全体に凹凸が発生し、平滑性に乏しく見栄えが悪い。
- ②細かい動きに対する吹付けノズルの追随性が悪く、狙った箇所には的確に吹付けることが困難で、吹付け面の凹部を埋めにくい。
- ③コンクリートポンプによるコンクリート吐出脈動が、そのまま吹付け脈動となり作業性が悪い。

これらの現象に対して、オペレーターの意見を取入れながら、吹付け機に対して以下の改良を行った。

- ①吐出ノズルの開度を広げ、吹付けの拡散性を強めた。
- ②吐出ノズルの動作反応を的確にするため、油圧機器および回路を変更して、ノズル動作速度を安定化することで照準精度を向上させた。
- ③コンクリートポンプに起因する吐出脈動は、改良した吐出ノズルとオペレーターが操作に慣れることにより解決した。

吹付け機の改良とオペレーターの慣熟により、エア吹付け方式と同等以上の平滑な吹付け面を実現できた。

（５）吹付け工法の評価

遠心力トンネル吹付け工法により約3年間の施工を行い、工事を無事終了した。この間、本工法について以下の評価が得られた。

- ①小断面トンネルにおいて、ガイドラインに示す「粉じん濃度 $3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下」を満足し、特に切羽付近での作業環境を向上させた。切羽での視認性が良好になったため安全性も向上した。
- ②吹付け機改良の結果、吹付け面の全体的な凹凸がなくなり、エア吹付け方式の吹付けと同等以上の仕上がりとなった。仕上がり表面に関しては、エア吹付け方式独特の小さな凹凸がなく良好であった。
- ③リバウンド率は約23%であり、強度とともにエア吹付け方式と同等であった。

以上の評価を得たが、同時に以下の留意点が挙げられた。

- ①吹付け作業中、アーム先端の吹付け装置を切羽鏡面へ衝突させないように、特に注意する必要がある。
- ②吹付け装置の清掃は、吹付け作業終了後に切羽でコンクリートポンプの清掃と並行して行うが、コンクリートが固着しやすい部分（吐出口、インペラ、攪拌翼など）の清掃・洗浄のために若干の手間を要する。

４．おわりに

占冠トンネル西工事の避難坑では、2005年3月～2008年4月の約3年間に渡り、遠心力トンネル吹付け工法による施工を行い、施工延長3,000m、総吹付け量 $7,000\text{m}^3$ （設計数量）を達成し、回転系の吹付け方式としては国内最長の施工実績となった。

今回の施工で、当初の目標である小断面トンネルにおいて、普通断面トンネルに適用される「粉じん濃度 $3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下」の数値目標を達成し、普通断面トンネルと同等レベルの作業環境を実現できた。また、施工においてさまざまな意見や知見が得られ、機械の改良やノウハウの蓄積に生かすことができ、吹付け工法としての長期的な施工信頼性を得たことは幸いであった。

遠心力トンネル吹付け工法は、これらの実績により小断面トンネルにおいて、普通断面トンネルと同様な作業環境を得るための一つの手段として、実用化に一步踏み出したと考えられる。今後、ランニングコストの低減などの課題を解決しながら、小断面トンネルのみならず需要の多い道路断面トンネルへの展開も図り発展させていきたい。

謝辞：遠心力トンネル吹付け工法の導入と運用に当たり、尽力くださった関係諸氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) 長野祐司, 清水安雄, 丸山信一郎, 魚住雅孝, 山地宏志: 遠心力トンネル吹付け工法の実用化とその粉じん低減効果（実大模擬トンネルでの吹付け評価試験）, 三井住友建設技術研究所報告, No.3, pp.29-34, 2005
- 2) 厚生労働省: ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン, 基発第768号-2, 平成12年12月26日
- 3) 厚生労働省: 粉じん障害防止規則の一部改正に関する省令, 平成19年厚生労働省令第143号

液状化対策としての杭式深層混合処理工法に関する振動台実験

Shaking Table Tests of Liquefiable ground Improved by Deep Mixing Method of Soil Stabilization

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO
黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

液状化対策を目的とした深層混合処理工法のうち杭式改良に着目し、改良杭を1軸で施工する標準的な杭式改良（以後、1軸改良）と、4軸同時に施工する杭式改良（以後、4軸改良）に関する振動台実験を実施した。

せん断土槽を用いた振動台実験の結果から、過剰間隙水圧比の低減効果は4軸改良のほうが1軸改良よりも高いことが確認された。また、矢板護岸モデルを対象として実施した固定土槽を用いた振動台実験の結果から、矢板護岸の変位を低減して背後地盤の流動的な変形を抑制する効果は、レベル2地震動を考慮した場合、4軸改良のほうが1軸改良よりも高いことが明らかとなった。

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

In order to estimate the effect of deep mixing method of soil stabilization against liquefaction, model shaking table tests were conducted while varying the improvement ratio and the improvement form of the columns. Two types of improvement form were considered. One is the one axis mixing method, and the other is the four axes mixing method. As a result of shaking table tests on sheet pile quay model, it was found that the four axes mixing method was the most effective in decreasing the ground lateral flow by liquefaction by decreasing the lateral displacement of the quay against level 2 earthquake.

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

1. はじめに

近年、液状化対策工法として深層混合処理工法による工事件数が増加傾向にある¹⁾。深層混合処理工法は主にセメント系の安定材を攪拌混合し地盤を固化させて液状化を防止するものであるが、施工中の振動・騒音が少なく周辺地盤の変位もある程度抑制することが可能なことから、市街地や既設構造物への近接施工に適用性が高いという特徴を有している。

深層混合処理工法の改良形式としては、ブロック式（全面改良）、格子式、壁式、杭式がある。このうち、液状化対策としてはブロック式、格子式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土を有するが、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る²⁾。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³⁾されている。

これに対して杭式改良は施工性の面では有利であるが、他の改良形式に比べて液状化対策効果は低い⁴⁾と考えられてきた。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が小さくなり、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事例が報告^{5),6)}されている。また、先に著者らが実施した格子式改良と杭式改良の液状化対策効果を解析的に検討した結果⁷⁾からは、格子式改良のほうが少ない改良率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。このように、杭式改良についてもその改良効果を検討する余地があるように思われる。

本研究は、杭式深層混合処理工法による液状化抑制効果を振動台実験により検証する。実験では、単軸で施工する標準的な杭式改良（以後、1軸改良）に加え、4軸の杭式改良（以後、4軸改良）についてもモデル化を行



写真-1 せん断土槽

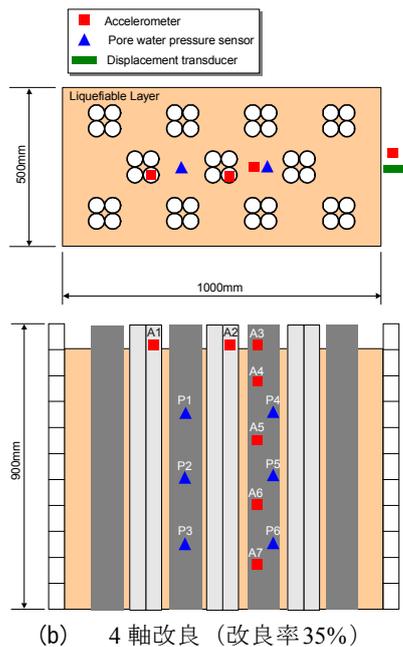
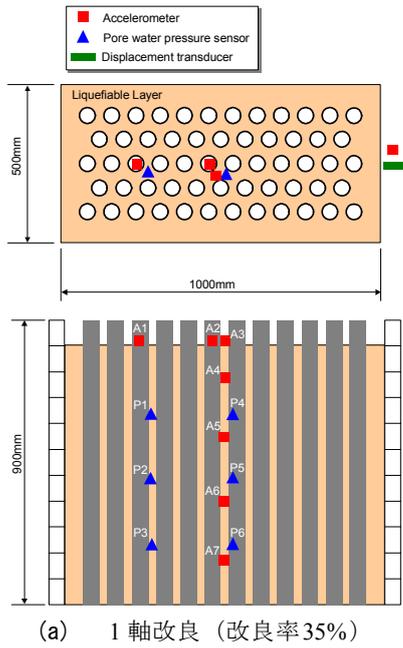


図-1 実験モデル

表-1 実験ケース (せん断土槽)

項目	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
改良形式	無改良	一軸改良	一軸改良	4軸改良
改良率(%)	0	35	50	35
入力加速度(Gal)	100~500 (100Galピッチ)			

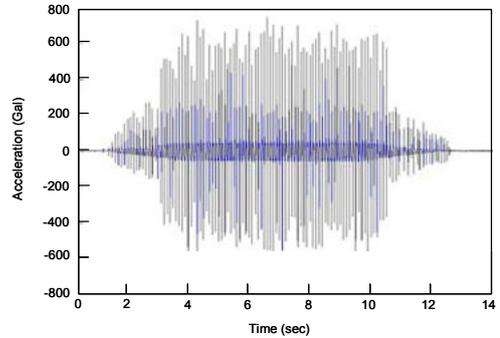


図-2 入力波の時刻歴

い、その改良効果を検討することも目的の一つとした。後者の施工方法には CDM-Land4 工法⁸⁾があり、一度に通常の深層混合処理改良杭4本分に相当する改良体を施工できる特徴を有していることから、液状化に対する抑制効果が認められれば施工面でより有利な改良仕様になることが期待される。実験は、まず液状化に対する杭式改良の基本的な知見の取得を目的として、せん断土槽を用いた模型振動台実験を実施し、各実験ケースの過剰間隙水圧比の比較を通して杭式改良の液状化抑制効果について検討した。次に、比較的大型の固定土槽を用いて矢板護岸をモデルとした模型振動台実験を実施し、より現実的な条件で、改良地盤の液状化抑制のみならず側方流動等による対象構造物の変形抑止に対して杭式改良がどのように機能するか、その改良効果と改良仕様について検討した。

2. せん断土槽を用いた振動台実験

(1) 実験概要

せん断土槽を用いた振動台実験は、幅1,000mm×奥行き500mm×高さ900mmのせん断土槽(写真-1)を用いて重力場で行った。図-1に実験モデルの概要を示す。模型地盤は、初期相対密度が30%となるよう乾燥状態の豊浦砂を空中落下させて作成した。改良体モデルには直径48mm、厚さ約3mmで長さ1,000mmの塩ビ管を用い、4軸改良ではこれを4本束ねてモデル化した。塩ビ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、塩ビ管を相互に固定した。なお、このプラスチックボードによる塩ビ管の固定は水平変位のみであり、塩ビ管下端の境界条件はピン結合と同等であ

る。塩ビ管の直径をプロトタイプに換算した場合、改良体の杭径は約1,000mmとなる。実験模型には、地盤中に加速度計および間隙水圧計を、せん断枠に加速度計とレーザー変位計をそれぞれ設置して計測を行った(図-1)。実験ケースは、表-1に示すように改良形式および改良率をパラメータとして設定した。実験に用いた入力波は図-2に示す10Hzの正弦波であり、最大加速度での加振時間は5秒間とした。最大加速度は100Galから500Galまで100Galピッチで増大させた。

(2) せん断土槽を用いた実験の結果および考察

図-3~図-6に、過剰間隙水圧比と入力加速度の関係を示す。過剰間隙水圧比は、図-1に示した20cm(P4)、40cm(P5)および60cm(P6)の各深度における最大値を示している。図-3に示す無改良の結果について、過剰間隙水圧比はいずれの深度においても1.0に近い値となっており、地盤が液状化に至っていることがわかる。これに対して、図-4および図-5に示す1軸改良の結果は、両者とも過剰間隙水圧比が0.6~0.8程度と無改良よりも小さくなっており、改良効果が認められる。なお、改良率35%と50%で過剰間隙水圧比の値は同程度であることから、改良率35%以上において改良率を増やしても過剰間隙水圧比低減に対する改良効果は顕著には向上しないものと思われる。図-6に示す4軸改良の過剰間隙水圧比は、0.5~0.6程度の値であり、4軸改良の過剰間隙水圧比に対する低減効果が確認できる。これらの効果は、改良体によって地盤のせん断変形が抑制されたことに起因するものと考えられる。

図-7は、1軸改良(CASE2)と4軸改良(CASE4)の比較として、改良率35%における深度40cmでの過剰間隙水圧比と入力加速度の関係を示したものである。図より、4軸改良の過剰間隙水圧比のほうが1軸改良のそれよりも小さいことが明らかであり、4軸改良のほうが過剰間隙水圧比の低減効果は高いものと考えられる。これは、同じ改良率とした場合、4軸改良の杭間隔は1軸改良の約3倍長くなる一方で、断面2次モーメントは13倍ほど大きいため、地盤全体の曲げ剛性は4軸改良のほうが高く、その結果、拘束効果が高まり過剰間隙水圧の発生量を低減したものと考えられる。

3. 固定土槽を用いた振動台実験

(1) 実験概要

矢板護岸モデルを対象として実施した固定土槽を用いた振動台実験は、幅2,000mm×奥行き400mm×高さ700mmのせん断土槽(写真-2)を用いて重力場で行っ

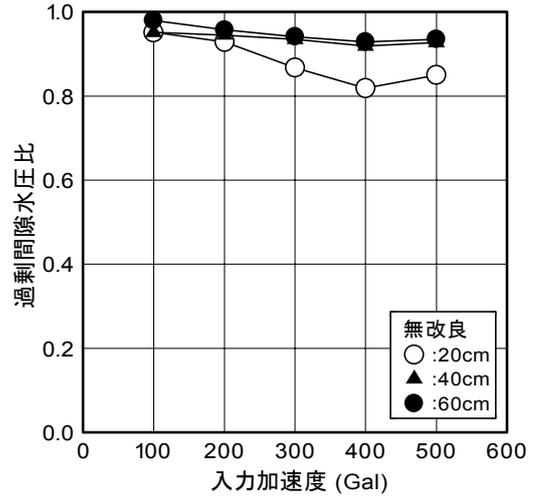


図-3 過剰間隙水圧比と入力加速度の関係 (CASE1: 無改良)

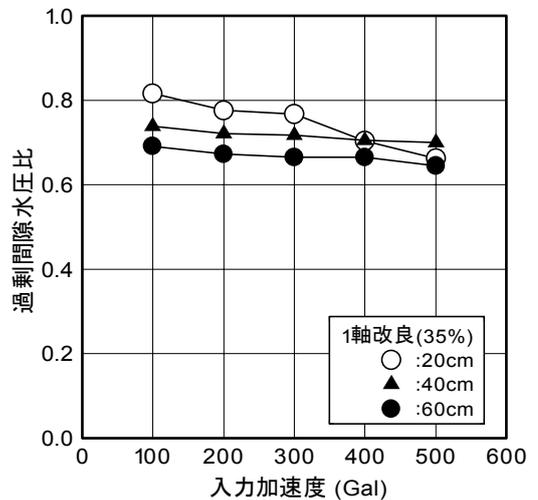


図-4 過剰間隙水圧比と入力加速度の関係 (CASE2: 1軸改良_改良率=35%)

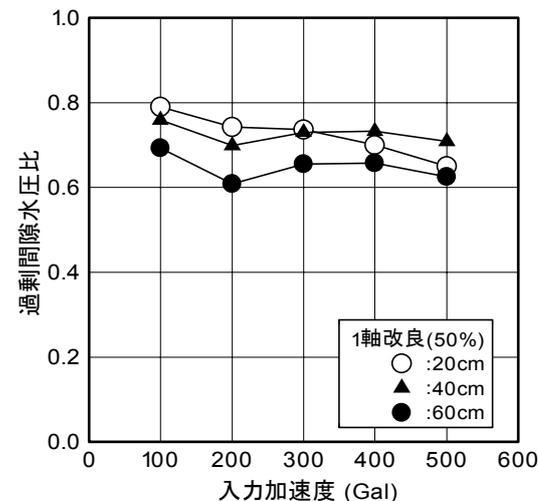


図-5 過剰間隙水圧比と入力加速度の関係 (CASE3: 1軸改良_改良率=50%)

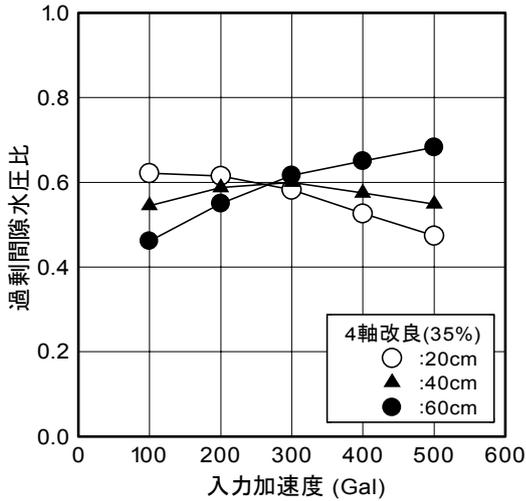


図-6 過剰間隙水圧比と入力加速度の関係 (CASE4: 4軸改良_改良率=35%)

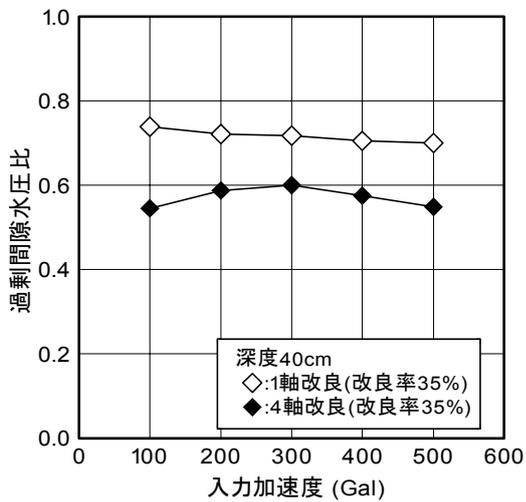


図-7 過剰間隙水圧比と入力加速度の関係 (1軸改良(CASE2)と4軸改良(CASE4)の比較)

た。図-8に1軸改良の改良率25%での実験モデルの概要を示す。模型地盤は、厚さ200mmの非液化化層、厚さ400mmの液化化層の2層構造とした。下部層は非液化化層とするため、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、突固めて作成した。上部層の液化化層は、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た。上部層の初期相対密度は-10%であった。改良体モデルには直径27mm、厚さ1.5mmで長さ800mmのテフロン管を用い、4軸改良ではこれを4本束ね、ナイロン製の結束バンドで上下を固定してモデル化した。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。なお、テフロン管の直径をプロトタイプに換算した場合、改良体の杭径は約500mmと

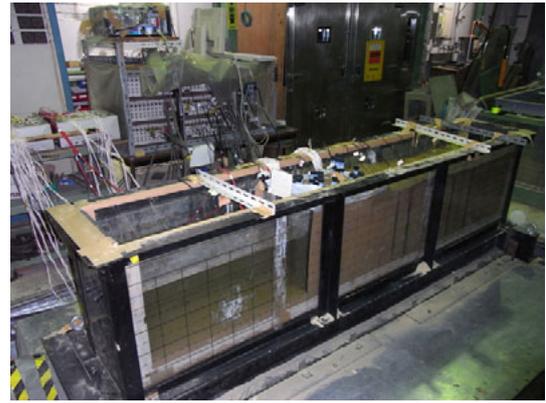


写真-2 固定土槽

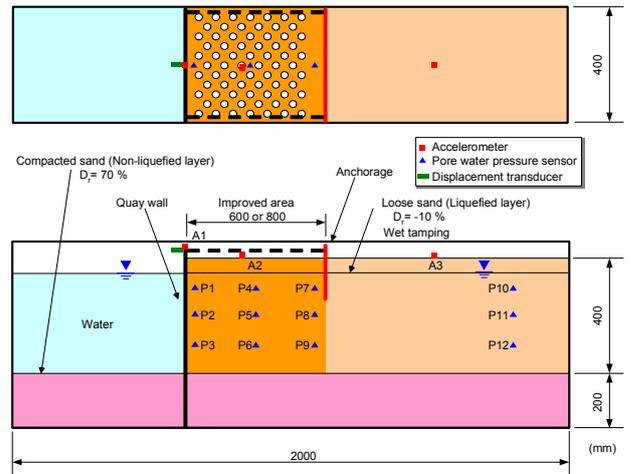


図-8 実験モデル

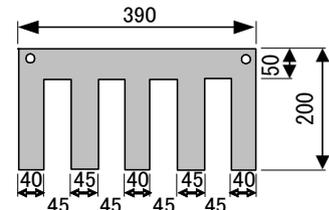


図-9 アンカーモデル

なる。写真-3および写真-4に、1軸改良と4軸改良の改良体モデルの配置状況を示す。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-9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-8)。また、土槽側壁面には、黒く染めた豊浦砂を線状にマーカースとして配置し、実験中にビデオカメラで撮影することにより地盤内の変位分布を観察



写真-3 改良体模型の配置状況（1軸改良）



写真-5 模型地盤の変形状況（無改良（CASE5：500Gal加振後））

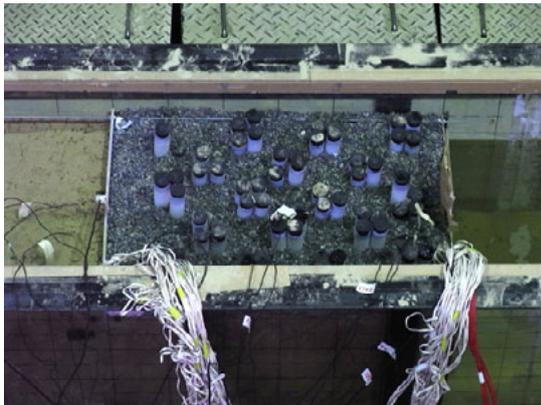


写真-4 改良体模型の配置状況（4軸改良）



写真-6 模型地盤の変形状況（1軸改良（CASE6：500Gal加振後））

表-2 実験ケース（固定土槽）

項目	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8
改良形式	無改良	一軸改良	一軸改良	4軸改良
改良率(%)	0	25	25	25
改良範囲(mm)		600	800	600
入力加速度(Gal)		200Gal, 500Gal		

した。実験ケースは、表-2に示すように改良形式、改良率および改良範囲をパラメータとして設定した。実験に用いた入力波は、固定土槽の実験で用いたものと同じ10 Hzの正弦波であり、最大加速度は200Galおよび500Galの2ケースとした。

（2）固定土槽を用いた実験の結果および考察

a) 模型地盤の変位

写真-5～写真-7は、無改良（CASE5）、1軸改良（CASE6）および4軸改良（CASE8）における500Gal加振後の模型地盤の変形状況を示したものである。

無改良（CASE5）では、模型地盤の変形状況は、矢板が前方に大きく転倒し、これに伴って背後地盤の液状化層の水平変位量が大きく生じている。この水平変位は矢板護岸近傍が最も大きく、矢板護岸から離れるに従って漸減しているものの、広範囲に渡って流動的な地盤変位

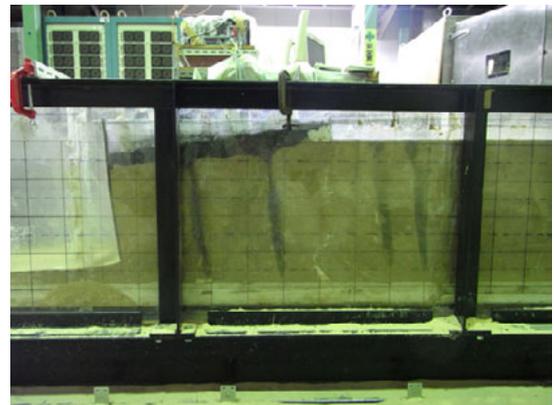


写真-7 模型地盤の変形状況（4軸改良（CASE8：500Gal加振後））

が生じていることがわかる。また、矢板護岸背面において地表面沈下量が大きく生じている。一方、1軸改良（CASE6）では、矢板護岸の転倒の程度が無改良（CASE5）と比較して小さく、矢板護岸背後地盤の水平変位も無改良よりも小さくなっている。このことから、変位低減に対する1軸改良の効果が確認されるものの、矢板護岸背面において地表面沈下量が大きく生じている

のは無改良 (CASE5) と同様な結果である。4 軸改良 (CASE8) の結果をみると、改良範囲内の線状のマーカが直線状に矢板護岸前方に傾斜している。また、改良範囲の地表面も直線的に傾斜し、矢板護岸背面の地表面沈下量が前述した 2 ケースと比較して小さい。さらに、背後地盤の流動的な変形が抑制されていることが認められる。これは、前述した改良体による拘束効果により、矢板護岸とアンカーで囲まれた改良範囲全体の見かけの剛性が高まり、水平土圧の増大に抵抗したことに起因するものとする。

b) 矢板護岸の変位

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-10 に示す。図は、200Gal および 500Gal 加振終了後の変位量を示している。

200Gal 加振後の結果について、無改良 (CASE5) では矢板護岸の水平変位が 6.9cm 生じているのに対し、1 軸改良 (CASE6) のそれは 2.0cm、4 軸改良 (CASE8) のそれは 2.8cm となっており、変位低減に対する改良効果が認められ、その効果は 1 軸改良も 4 軸改良も同程度であると判断される。

500Gal 加振後の結果からは、変位低減に対する効果は改良形式や改良範囲によって異なることがわかる。すなわち、1 軸改良 (CASE6) の変位は約 9cm となっており、無改良 (CASE5) の 11cm に近い値となっている。これに対し、4 軸改良 (CASE8) の変位は 5.6cm に抑えられており、同じ改良率でありながら 4 軸改良のほうが 1 軸改良よりも矢板護岸の変位低減に対する改良効果が高いことが明らかである。これは、前述したように、改良範囲全体の見かけの剛性が高いことにより、背後地盤から作用する水平土圧に対する抵抗力が大きいことによるものと推察される。また、改良範囲の広い 1 軸改良 (CASE7) の変位は 2.3cm であり、1 軸改良 (CASE6) の結果との比較から、本改良形式においても改良範囲を広くすることによって矢板護岸の変位を低減することが可能となることがわかる。

c) 過剰間隙水圧比

図-11 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る。図は、図-8中の P6 での結果を示している。

200Gal 加振における過剰間隙水圧比の最大値は 0.2 ~ 0.4 程度であり、500Gal 加振におけるそれは 0.3 ~ 0.8 程度であった。図-10 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わかる。すなわち、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

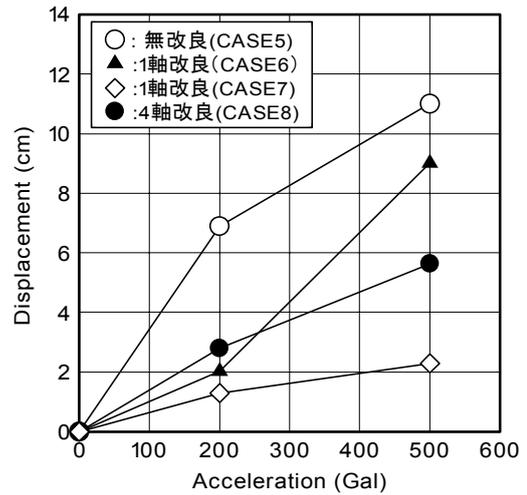


図-10 矢板護岸の水平変位と入力加速度の関係

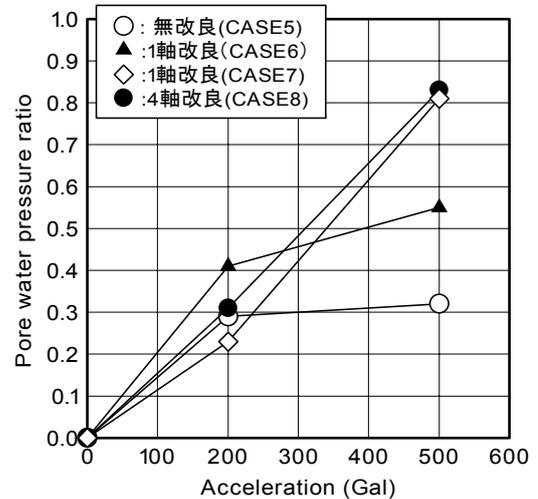


図-11 過剰間隙水圧比の最大値と入力加速度の関係

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であり、同様の振動台実験⁹⁾においても報告されているものである。

4. おわりに

液状化対策を目的とした深層混合処理工法のうち杭式改良に着目し、1 軸改良と 4 軸改良に対する振動台実験を実施してこれらの液状化対策効果や地盤変位低減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。

[せん断土槽を用いた実験から得られた知見]

- ①同一改良率で比較した場合、過剰間隙水圧比低減効果は 4 軸改良のほうが 1 軸改良よりも高い。
- ②改良率 35% を超えて改良率を増やしても、過剰間隙水圧比低減に対する改良効果は顕著に向上しない。

〔矢板護岸モデルを対象とした固定土槽を用いた実験から得られた知見〕

- ③同一改良率で1軸改良と4軸改良とを比較した場合、矢板護岸の変位を低減して背後地盤の流動的な変形を抑制する効果は、レベル1地震動に相当する200Gal加振では同程度であるのに対し、レベル2地震動に相当するような500Gal加振では4軸改良のほうが1軸改良よりも高い。
- ④1軸改良に関し、矢板護岸の変位低減効果は改良範囲を広げることにより向上する。

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。ご指導戴いた東京大学東畑教授・山田助教、実験を担当して戴いた Amin Bahmanpour 氏（博士課程）に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 地盤工学会：液状化対策工法， pp.196-197, 2004.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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， III， pp.201-202, 1986.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) CDM 研究会： CDM-Land4 工法技術マニュアル， 2002.
- 9) 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.

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

三加 崇 TAKASHI SANGA
中島 規道 NORIMICHI NAKAJIMA
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疲労載荷試験および持続荷重載荷試験を行った。検討の結果、緊張接着工法による補強効果、すなわち、変位の抑制効果や鉄筋およびアラミド繊維シートのひずみ増加抑制効果は、200 万回繰り返し後および1年経過後も持続することが明らかとなった。

キーワード：アラミド繊維シート、緊張接着、疲労載荷試験、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 with externally bonded prestressed aramid fiber sheet are discussed. Fatigue loading tests and sustained loading tests on the PC beams were conducted. It was demonstrated that the effect of controlling displacement of beams and strain of reinforcement and aramid fiber sheet due to prestressing kept working beyond two million cycles loading and one year loading.

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

1. はじめに

建設から長い年月が経過したコンクリート構造物は、経年劣化や設計荷重の増加によって耐久性が損なわれているものも少なくない。構造物を延命化するために、補修や補強といった対策が盛んに行われている。例えば、塩害や中性化に対しては、断面修復や電気防食などによる補修が行われている。また、設計荷重の増加等による耐荷力の向上を目的とした場合には、外ケーブルによって構造物にプレストレスを導入する工法や連続繊維シートを接着する工法などのさまざまな方法が採用されている。

連続繊維シート接着工法は、構造物に連続繊維シートを貼り付けることによって、損傷を受けた部材の耐荷性能を回復させ、供用後の活荷重増加に対応できるように性能向上を図るものである。一方、連続繊維シートを緊張して接着することによって、構造物にプレストレスが導入され、ひび割れ発生荷重や主鋼材降伏荷重が向上す

ることが期待される。これまでに、静的な荷重を受ける RC/PC 部材に対する緊張接着工法の補強効果は種々検討されてきた¹⁾。

本研究では、緊張接着した構造物の長期耐荷性状を確認するため、PC 梁下面にアラミド繊維シートを緊張接着して補強した試験体を製作し、繰り返し荷重が作用した場合および持続的に荷重が作用した場合の試験を実施し、長期耐荷性状について検討を行った。

2. 試験概要

アラミド繊維シートを緊張接着した PC 梁について、繰り返し荷重を載荷する試験（以下、疲労載荷試験）および荷重を持続的に載荷する試験（以下、持続荷重載荷試験）の2種類を実施した。

(1) 補強対象のPC梁

補強を行う PC 梁の形状を図-1に、鉄筋と PC 鋼材の

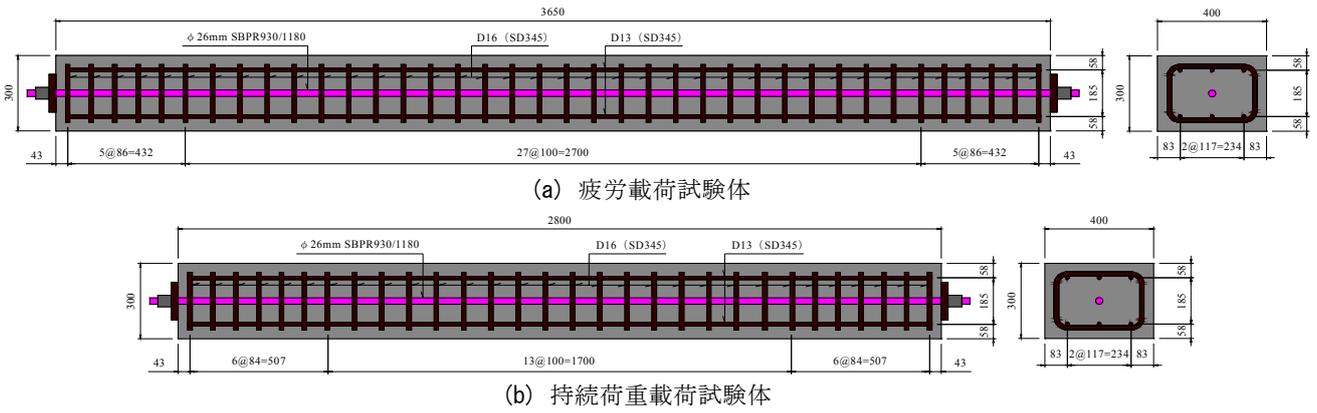


図-1 試験体寸法

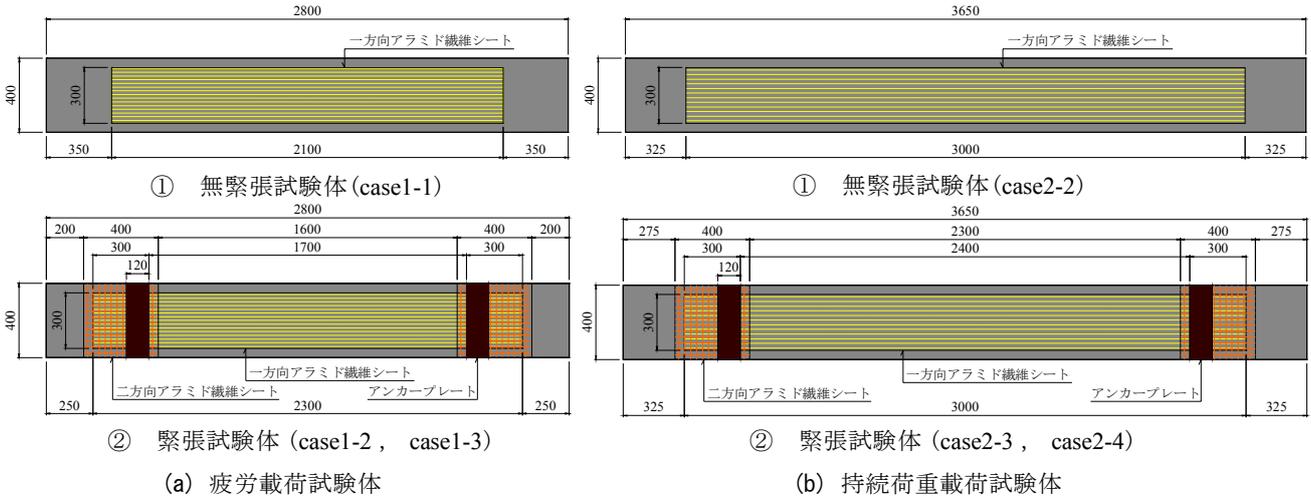


図-2 試験体の補強範囲

材料特性を表-1に示す。また、疲労載荷試験開始時（材齢69日）のコンクリートの材料特性を表-2に示す。疲労載荷試験用の試験体寸法は、全長2,800mm、幅400mm、高さ300mmとし、主鉄筋はD13、帯鉄筋はD16、PC鋼材はφ26mmのPC鋼棒を使用した。PC鋼棒の導入時の緊張力は477kN(0.55Pu)である。持続荷重載荷試験用の試験体寸法は、全長3,650mm、幅400mm、高さ300mmである。鉄筋、PC鋼材およびコンクリートは疲労載荷試験用の試験体と同じ材料を使用した。PC鋼棒の導入時緊張力は347kN(0.40Pu)とした。疲労載荷試験に使用する試験体は約2ヶ月、持続荷重載荷試験に使用する試験体では約1年の養生を行った後に補強を行った。

(2) 試験種類

連続繊維シートの材料特性を表-3に示す。補強に用いる連続繊維シートは、一方向のアラムド繊維シートである。また、緊張して接着する補強方法では、定着部を二方向のアラムド繊維シートによりコンクリート表面の補強を行った²⁾。

アラムド繊維シートによる補強範囲を図-2に、試験ケースを表-4に示す。疲労載荷試験は3種類の補強方法に

表-1 鋼材の材料特性

材料	材質	降伏強度	弾性係数
		N/mm ²	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69日）

圧縮強度	弾性係数	ポアソン比
N/mm ²	kN/mm ²	
43.4	28.9	0.183

表-3 連続繊維シートの材料特性

	一方向アラムド繊維シート	二方向アラムド繊維シート (定着部補強用)
	目付量 g/m ²	830
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

よる試験を実施した。case1-1は無緊張のアラムド繊維シートを貼り付けた試験体として補強範囲は2,100mmとした。case1-2はアラムド繊維シートの引張強度の25%を緊張して貼り付けを行った試験体、case1-3は引張強度の50%を緊張して貼り付けを行った試験体である。補強範囲は、定着部を含めて2,300mmとした。

持続荷重載荷試験では、補強を行わない試験体と3種

表-4 試験ケース

試験体種類		緊張力	
		PC鋼材	アラミド繊維シート
疲労 載荷試験	case1-1	0.55 σ_{pu} = 594 N/mm ²	無緊張
	case1-2		0.25 σ_{pu} = 515 N/mm ²
	case1-3		0.50 σ_{pu} = 1030 N/mm ²
持続荷重 載荷試験	case2-1	0.40 σ_{pu} = 432 N/mm ²	-
	case2-2		無緊張
	case2-3		0.25 σ_{pu} = 515 N/mm ²
	case2-4		0.50 σ_{pu} = 1030 N/mm ²

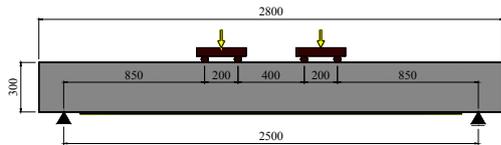


図-3 疲労載荷試験の載荷方法

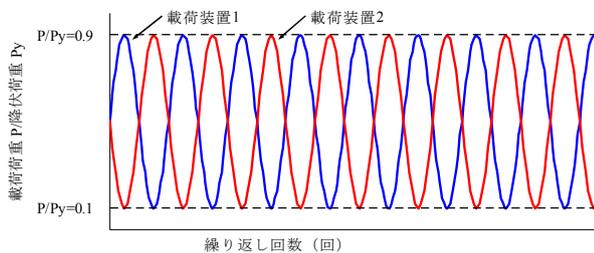


図-4 疲労載荷試験の載荷履歴

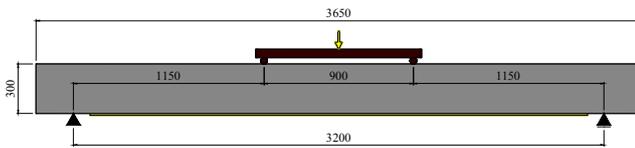


図-5 持続荷重載荷試験の載荷方法

類の補強方法による試験体の4種類の試験を実施した。case2-1は補強を行わない試験体である。case2-2は無緊張のアラミド繊維シートを貼り付けた試験体で補強範囲を3,000mmとした。case2-3はアラミド繊維シートの引張強度の25%を緊張して貼り付けを行った試験体、case2-4は引張強度の50%を緊張して貼り付けを行った試験体である。アラミド繊維シートを緊張した試験体の補強範囲は、定着部を含めて3,000mmとした。

(3) 施工方法

無緊張のアラミド繊維シートは、梁の下面を研磨し、プライマーを塗布した後にエポキシ樹脂により PC 梁に接着した。

緊張力を導入するアラミド繊維シートは、事前にエポキシ樹脂を含浸硬化させてプレキャスト化を行った。無緊張と同様に、PC梁の下面を研磨してプライマーを塗布した。定着部は引き剥がれを抑制するために二方向アラミド繊維シートを接着してコンクリートの表面を補強し



写真-1 疲労載荷試験



写真-2 持続荷重載荷試験

た²⁾。プレキャスト化したアラミド繊維シートを緊張装置により所定の張力まで緊張を行って接着した。なお、定着部の接着には応力集中を緩和するために応力緩和材³⁾を使用した。また、剥離の防護を目的として、アンカープレートを設置した。養生後、緊張装置を解放して PC 梁にプレストレスを導入した。

(4) 試験方法

疲労載荷試験は2点逆位相繰り返し試験⁴⁾とした。図-3に載荷装置と試験体との関係を示す。支間長は2,500mmである。図-4に示すように2台の載荷装置を用いて、互いに180度の位相差を持つ正弦波として載荷を行った。載荷荷重の上限値は降伏荷重の0.9倍、下限値は降伏荷重の0.1倍とした。この試験方法では、試験体中央部でせん断力が正負に交番し、シートが剥離しやすい応力状態となっている。目標とした載荷回数は200万回である。

図-5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。試験に用いる持続荷重は49kNの錘を使用して、2点載荷により実施した。

3. 疲労載荷試験

(1) 静的耐荷挙動

はじめに、2台の載荷装置を同じ荷重にして静的に載

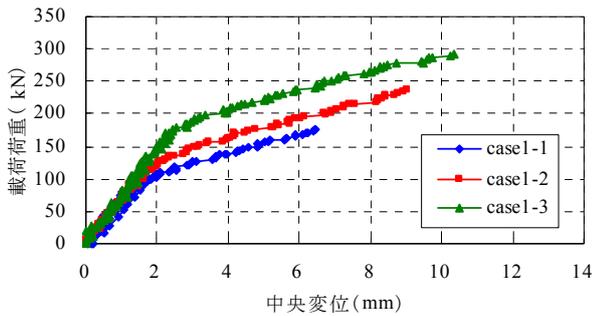


図-6 静的載荷試験結果

表-5 降伏荷重および載荷荷重

	静的載荷試験		疲労載荷試験		
	ひび割れ発生荷重	降伏荷重	降伏荷重 (換算)	上限値	下限値
case1-1	80 kN	178.1 kN	162.0 kN	145.8 kN	16.2 kN
case1-2	100 kN	235.1 kN	216.0 kN	194.4 kN	21.6 kN
case1-3	160 kN	290.0 kN	260.8 kN	234.7 kN	26.1 kN

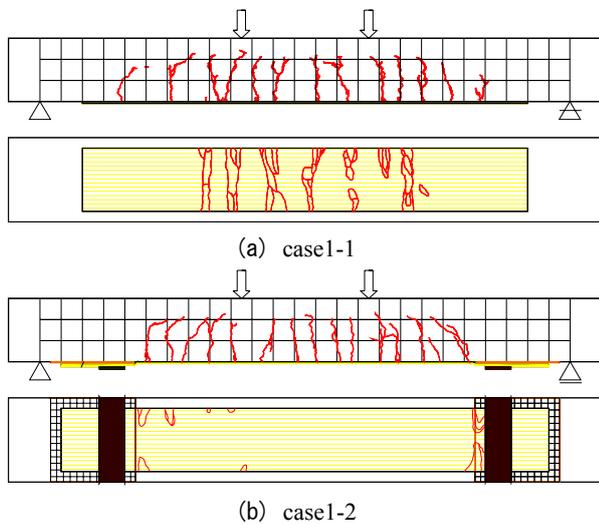


図-7 ひび割れおよびアラミド繊維シート剥離状況 (200万回載荷後)

荷を行った。このときの合計荷重と中央変位の関係を図-6に、ひび割れ発生荷重および下段鉄筋の降伏荷重を表-5に示す。載荷は、下段の鉄筋が降伏ひずみに達するまで実施した。緊張接着することや緊張率をあげることで、ひび割れ発生荷重が増加し、下段鉄筋の降伏荷重および降伏時変位が増加していることがわかる。

(2) 疲労載荷挙動

a) 載荷荷重

疲労載荷試験で制御する荷重を表-5に示す。はじめに、事前解析により2台の載荷装置を同荷重で載荷したときの降伏荷重と1:9の荷重比率で載荷したときの降伏荷重の荷重比を算出した。疲労載荷試験で用いる載荷荷重は、静的載荷試験の降伏荷重を前述の荷重比を基に換算し、かつ、2台の載荷装置の荷重比率が1:9となるように載荷荷重の上限値および下限値を設定した。

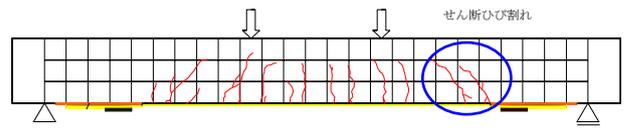


図-8 ひび割れ状況 (case1-3 静的載荷後)

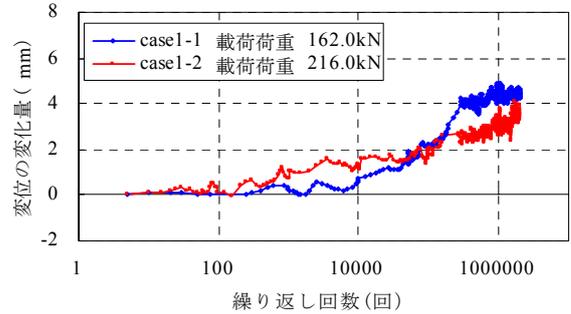


図-9 中央変位の変化量

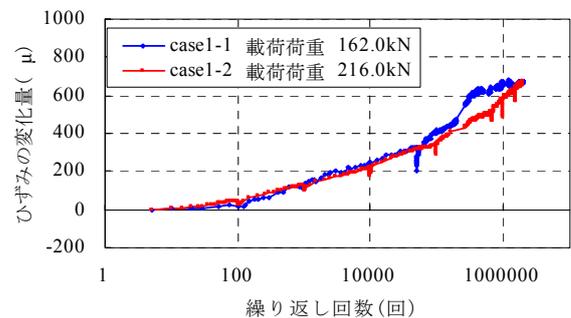


図-10 下段鉄筋ひずみの変化量 (中央断面)

b) ひび割れおよびシート剥離状況

case1-1およびcase1-2の200万回載荷後におけるひび割れおよびアラミド繊維シートの剥離状況を図-7に示す。コンクリートのひび割れ本数、ひび割れ間隔や進行状況には顕著な差異は見られなかった。アラミド繊維シートの剥離は、case1-1では中央から載荷位置付近において集中する傾向が見られた。case1-2では、定着部近傍に若干の剥離が発生したが、載荷点間には顕著な剥離は見られなかった。

case1-3における静的載荷後のひび割れ状況を図-8に示す。case1-3は繰り返し回数が10回においてせん断スパン内のピーリングによりアラミド繊維シートが剥離した。試験体に作用するせん断力がほかの試験体よりも1.2～1.6倍高いため、図-8に示すせん断ひび割れによってアラミド繊維シートが剥離したのと考えられる。以下の検討においてはcase1-1およびcase1-2について述べる。

c) 変位の変化量

中央変位の載荷開始当初を基準とした変化量を図-9に示す。case1-1では1万回を超えると変化量が増加する傾向にあり、200万回での変化量は4.6mmであった。case1-2では、載荷開始当初から変位の増加傾向が見られたものの200万回での変化量は3.9mmであり、case1-1より小さい。

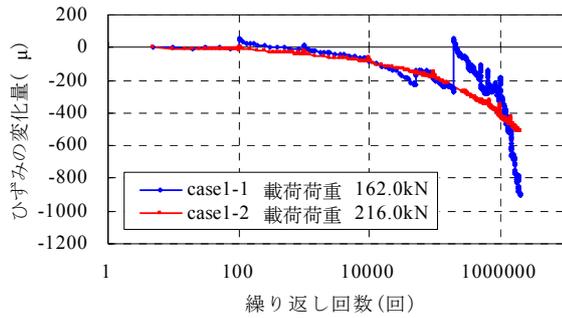


図-11 上縁コンクリートひずみの変化量（中央断面）

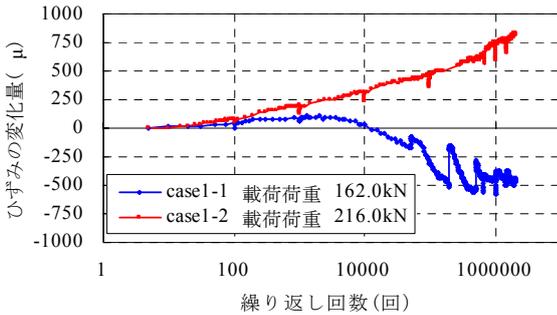


図-12 アラミド繊維シートひずみの変化量（中央断面）

このように、緊張接着することで載荷荷重が 1.3 倍以上大きいにも関わらず、200 万回繰り返し載荷後における変位の変化量を無緊張試験体よりも小さく抑制できることが明らかになった。

d) 鉄筋ひずみの変化量

中央断面における下段鉄筋ひずみの載荷開始当初を基準とした変化量を図-10 に示す。case1-1における 200 万回での変化量は 669 μ 、case1-2における 200 万回での変化量は 670 μ であり、case1-2の載荷荷重が 50kN 以上大きいものの下段鉄筋ひずみの変化量の増加傾向は両者で同等程度であった。

e) コンクリートひずみの変化量

中央断面における上縁コンクリートひずみの載荷開始当初を基準とした変化量を図-11 に示す。case1-1は20万回を超えると変化量が急激に増加する傾向がみられ、200 万回での変化量は -892 μ であった。case1-2の変化量の増加は20万回を超えてもcase1-1と比較して緩やかであり、200 万回での変化量は -513 μ であった。載荷荷重が大きいもののコンクリートひずみの変化量はcase1-1の 57%に低減されている。

f) アラミド繊維シートひずみの変化量

中央断面におけるアラミド繊維シートひずみの載荷開始当初を基準とした変化量を図-12 に示す。case1-1では 1 万回以降で変化量の減少傾向が認められる。これは、200 万回載荷後における試験体下面の観察結果から、支間中央から載荷位置の区間において、アラミド繊維シートの部分剥離が集中して発生していることから、ひずみ

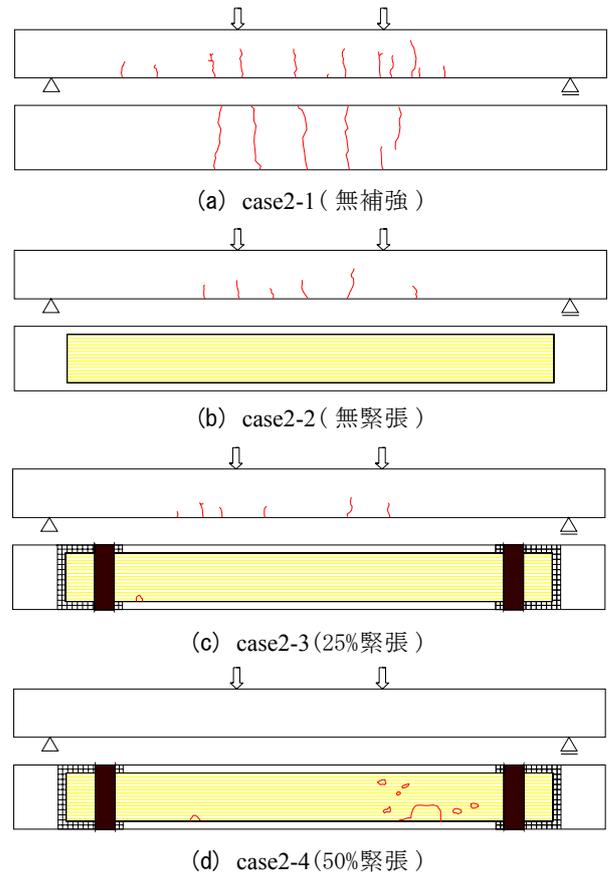


図-13 ひび割れおよびアラミド繊維シート剥離状況

が平滑化されたためと考えられる。200 万回での変化量は -460 μ であった。case1-2におけるシートひずみの変化量には下段鉄筋と同様な増加傾向が見られ、200 万回での変化量は 811 μ である。シート剥離の状況も勘案すると、アラミド繊維シートの疲労載荷における付着性能は、緊張力を導入したcase1-2のほうが無緊張のcase1-1よりも優れていることが明らかになった。これは、アラミド繊維シートを緊張して接着することで、ダウエル効果が出現したためと推察される。

4. 持続荷重載荷試験

(1) 持続荷重載荷挙動

a) ひび割れおよびシート剥離状況

載荷開始から 360 日経過したひび割れ状況およびアラミド繊維シートの剥離状況を図-13 に示す。コンクリートのひび割れは、case2-1と比較してcase2-2のほうが本数や梁上方への進展が少ないことがわかる。case2-3ではさらにひび割れは小さくなり、case2-4ではひび割れの発生は確認できなかった。梁下面のひび割れはcase2-1で明瞭に認められ、case2-2ではアラミド繊維シートの剥離は全く認められなかった。case2-3の定着部近傍には多少の浮

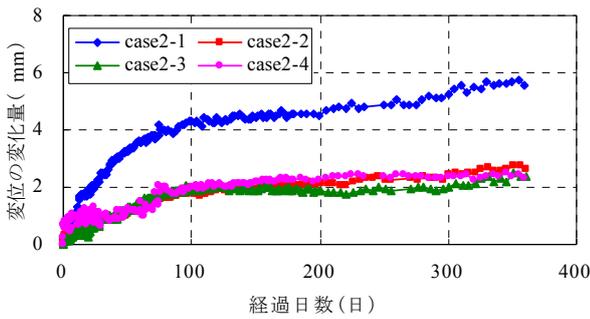


図-14 中央変位の変化量

きが認められ、浮きの範囲はcase2-4でさらに大きくなっている。なお、このアラミド繊維シートの浮きは载荷初期から認められたものであり、緊張接着時に施工を丹念に行うことが肝要であるものと考えられる。

b) 変位の変化量

中央変位の载荷開始当初を基準とした変化量を図-14に示す。载荷開始から360日経過したときの変化量はcase2-1では5.6mm、case2-2では2.7mmであり、case2-1と比較して変化量が48%に低減されている。また、case2-3では2.4mm、case2-4では2.3mmであり、case2-2より変化量が小さい。

载荷開始から150日以降における変位の増加勾配は、case2-1と比較してcase2-2のほうが小さい。また、case2-3およびcase2-4の変位量の増加勾配はcase2-2と比較して同等もしくは小さい。このように、持続荷重による変位の変化量および増加勾配は、アラミド繊維シートを接着することで抑制され、緊張接着することによってさらに抑制される傾向にあることが明らかになった。

c) 鉄筋ひずみの変化量

中央断面における下段鉄筋ひずみの载荷開始当初を基準とした変化量を図-15に示す。経過日数360日でのcase2-1の変化量は631 μ であった。case2-2では282 μ であり、case2-1と比較してcase2-2では下段鉄筋ひずみの変化量が47%に低減されている。また、経過日数360日でのcase2-3のひずみは0 μ 、case2-4は-13 μ であり、载荷開始当初からの増加はほとんどみられなかった。

持続荷重载荷における変位および鉄筋ひずみの変化量は、無補強のcase2-1に比べてアラミド繊維シートを接着したcase2-2で小さく、アラミド繊維シートを緊張接着したcase2-3およびcase2-4では、case2-2と同等程度以下となる。以上から、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が明らかになった。

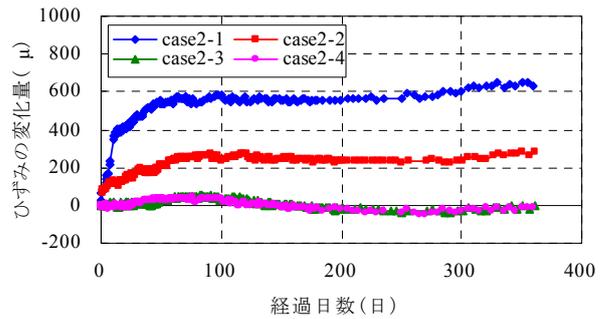


図-15 下段鉄筋ひずみの変化量 (中央断面)

5. まとめ

本研究では、アラミド繊維シートを緊張接着したPC梁を用いて、疲労载荷試験および持続荷重载荷試験を実施し、PC梁の長期耐荷性状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。

- ① 200万回繰り返し载荷後のアラミド繊維シートの剥離状況、変位およびひずみの挙動から、疲労载荷におけるアラミド繊維シートの付着性能は、緊張接着することで無緊張よりも向上し、繰り返し载荷に対して優れた抵抗性を示すことが明らかになった。
- ② 360日間の持続载荷における変位および下段鉄筋ひずみの挙動から、アラミド繊維シートを接着することで変位の変化量や増加勾配および鉄筋ひずみの変化量が抑制され、緊張接着することでさらに抑制効果が向上することが明らかとなった。

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梁の静载荷実験, 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
- 3) 中島 規道, 三上 浩, 藤田 学, 田村 富雄: アラミド繊維シートによる緊張接着工法における定着方法の検討: 土木学会第60回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.505-506, 2005
- 4) 中島 規道, 三上 浩, 鍋島 益弘, 柑本 哲哉: 2定点逆位相载荷した2方向AFRPシート補強RC梁の疲労性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.1777-1782, 2003

撥水材の遮塩性能評価方法に関する検討

Study on Evaluation Method for Control of Chloride Permeability by Water Repellent Agents

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

表面含浸材の一つである撥水材の塩分浸透抑制効果を確認するため、実際に現場で使用する比較的水セメント比の小さいコンクリート供試体に数種類の撥水材を塗布して塩水浸漬試験を行った。その結果、浸漬期間の違いにより塩分浸透性状が異なること、撥水材の種類により低水セメント比のコンクリートに対する塩分浸透抑制効果が通常の場合と異なる可能性があることなどが明らかとなった。また、これらの結果から撥水材の遮塩性能評価手法について検討を行った。

キーワード：撥水材、遮塩性、評価手法、塩水浸漬試験

In order to verify control of chloride permeability by water repellent agents as a kind of surface penetrants, relative low water-cement ratio concrete specimens spread with some water repellent agents were submerged in salt water. The results showed that submergence period has an effect on chloride permeability and chloride permeability for low water-cement ratio concrete is different from that for ordinary water-cement ratio concrete depending on the kind of water repellent agents. In addition, this paper describes evaluation method for control of chloride permeability by water repellent agents.

Key Words: Water Repellent Agents, Control of Chloride Permeability, Evaluation Method, Submergence Test in Salt Water

1. はじめに

表面含浸材はコンクリート表面に塗布するだけで、耐久性能を付与することができるため、その施工性の利便さや比較的安価であることから需要が拡大しつつある。また、土木学会からも表面保護工法設計施工指針（案）¹⁾が 2005 年に発行され、公にも認められる存在となっている。そのなかで、シラン系撥水材の塩分浸透抑制効果については、上記指針や既往の研究結果^{例えば 2)}などからもかなり期待される性能であり、今後、適用事例が増加するものと考えられる。しかし、その性能の評価手法については、現状では定められた規格がなく、各メーカーのカタログ値などを参考にしかない。また、既往の研究や測定事例などでは、比較的水セメント比が大きなコンクリートに適用した事例が多く、PC（プレストレストコンクリート）で使用するようなコンクリートに対する事例が少ないのが現状である。

そこで、本研究では、実際に現場で使用する PC 桁の

コンクリート材料を用い、数種類のシラン系撥水材を塗布して塩水浸漬試験を行った。また、その試験結果から各撥水材の遮塩性能の評価手法について検討を行った。

2. 試験概要

ベースとなるコンクリート供試体の配合を表-1 に示す。セメントは早強ポルトランドセメント、細骨材は陸砂、山砂、粗骨材は陸砂利を使用している。目標強度 40 N/mm²、目標スランプ 12±2.5cm、目標空気量 4.5±1.5%である。水セメント比は 43.1%で単位水量は 148 kg/m³である。

コンクリート供試体はφ100×200mm の円柱供試体とし、現場で製作して所要の養生期間を経た後、土木学会規準「浸漬によるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法」(JSCE-G572-2007)³⁾に準じて打設面側 25mm を切断した。

塗布したシラン系撥水材を表-2 に示す。4 種類のシラ

表-1 配合表

セメント種類	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	Gmax (mm)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
						W	C	S	G	高性能 AE 減水剤
早強	12±2.5	4.5±1.5	43.1	25	43.5	148	343	791	1040	2.401

表-2 シラン系撥水材

名称	成分等	塗布量	塗布回数
撥水材 A	水性シラン系	0.3kg/m ²	3回
撥水材 B	アルキル・アルコキシシラン系	0.3kg/m ²	1回
撥水材 C	水性シラン系	0.3kg/m ²	2回
撥水材 D	シラン・シロキサン系	0.2kg/m ²	1回

ン系撥水材を選定し、それぞれ各メーカーが推奨する施工手順にしたがって供試体の切断面に塗布を行った。切断面（塗布面）以外の面はすべてエポキシ樹脂により被覆した。なお、比較のため、撥水材無塗布の供試体も準備した。

塩水浸漬試験は、前述の土木学会規準に準じて行い、温度 20±2℃、NaCl 濃度 10%の溶液にそれぞれ 4 ヶ月、8 ヶ月、12 ヶ月間浸漬した。撥水材塗布後約 2 週間気中養生（温度 20±2℃、湿度 60±5%）を経た後、塩水浸漬試験（図-1）を開始した。

所定の浸漬期間が終了した段階で、供試体を塩水から取り出し、割裂面に 0.1N 硝酸銀を噴霧して塩分浸透深さを測定した。その後、JIS A 1154「硬化コンクリートに含まれる塩化物イオンの試験方法」に準じて表面（切断面）から深さ 10mm ごとに深さ 50mm まで塩化物イオン濃度を測定した。また、割裂面に水を噴霧して撥水材の浸透深さも測定した。



図-1 塩水浸漬試験

表-3 撥水材浸透深さ

種別	浸透深さ カタログ掲載値	浸透深さ 測定値
撥水材 A	約 4mm	2.8mm
撥水材 B	7~10mm	5.3mm
撥水材 C	4~5mm	2.9mm
撥水材 D	約 6mm	4.0mm

3. 試験結果

(1) コンクリート圧縮強度

コンクリートの圧縮強度は材齢 3 日で 36.0N/mm²、材齢 7 日で 43.2N/mm²、材齢 28 日で 49.1N/mm²であり、ほぼ目標どおりの結果であった。

(2) 撥水材浸透深さ

試験終了時点（12 ヶ月経過）での撥水材の浸透深さ測定結果を表-3 に示す。また、浸透深さ測定状況を図-2 に示す。図の上段は無塗布供試体で、下段は撥水材 A であり、表面（上側）からわずかに白くなっている範囲が、撥水材浸透領域である。撥水材 B がやや大きく、

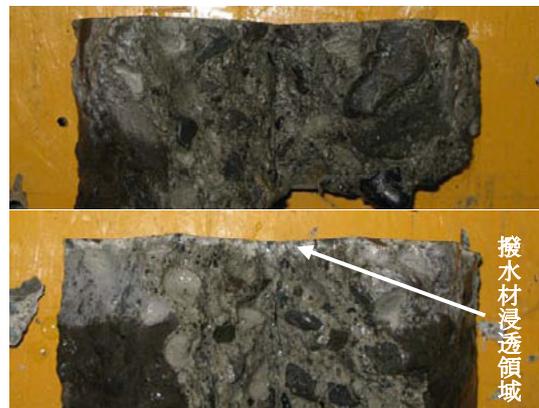


図-2 撥水材浸透深さ測定状況
(上段：無塗布，下段：撥水材 A)

次いで撥水材 D, 撥水材 A, C はほぼ同じである。カタログ結果などに比べると, コンクリートの水セメント比が小さい影響もあって, 全体的に浸透深さは小さい傾向にある。

(3) 塩分浸透深さ

0.1N 硝酸銀溶液噴霧による塩分浸透深さ測定状況を図-3 に測定結果を図-4 に示す。凡例の A~D は各撥水材塗布供試体, NO は無塗布供試体を表している。無塗布供試体は4ヶ月でおよそ20mmに達し, その後, 浸漬期間の増加に伴い, 塩分浸透深さも増加している。図中には各供試体の塩分浸透深さと浸漬期間について \sqrt{t} 則に準じた回帰式を示したが, 無塗布供試体およびいずれの撥水材塗布供試体もほぼその傾向に合致していると考えられる。撥水材塗布供試体はいずれも塩分浸透深さが無塗布に比べて小さく, 特に撥水材 B はその傾向が顕著である。

図-5 は各浸漬期間における無塗布供試体に対する各撥水材の塩分浸透深さの比を示した図である。塩分浸透深さ比では, 各撥水材の効果がより明確に表されており, 浸漬期間4ヶ月では0.3~0.7程度の塩分浸透抑制効果となっている。ただし, 浸漬期間8ヶ月では全体的に塩分浸透深さ比が増加し, その後はほぼ一定の傾向を示している。最終的な塩分浸透抑制効果としては, 撥水材 A, C が0.85程度, 撥水材 D が0.7程度, 撥水材 B は0.4程度となっている。このことは撥水材の塩分浸透抑制効果が定常状態になるまで, ある程度の期間を要すると考えられるため, 塩水浸漬試験を実施する場合は試験期間が短いと塩分浸透抑制効果を過大に評価する可能性があり, 試験期間の設定には注意が必要であると言える。

(4) 塩化物イオン濃度分布

各浸漬期間において測定された各供試体の塩化物イオン濃度分布をそれぞれ図-6~図-8 に示す。各図には濃度分布よりフィックの第2法則に基づく拡散方程式の解(式(1))により回帰した塩化物イオン濃度分布曲線を示している。

$$C(x,t) = C_{a0} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right\} \quad (1)$$

ただし, x : 暴露面から全塩化物イオンを測定した箇所までの距離 (cm), t : 浸漬期間 (年), $C(x,t)$: 距離 x (cm), 供用期間 t (年) において測定された全塩化物イオン (%), C_{a0} : コンクリート表面の全塩化物イオン (%), D_{ap} : 試験による見掛けの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$),

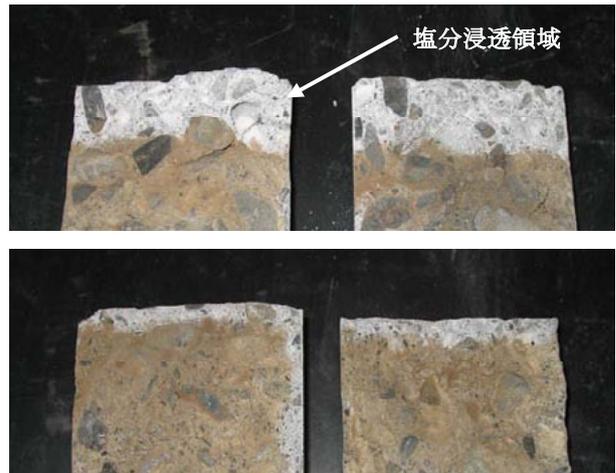


図-3 塩分浸透深さ測定状況 (浸漬期間 12ヶ月)
(上段: 無塗布, 下段: 撥水材 B)

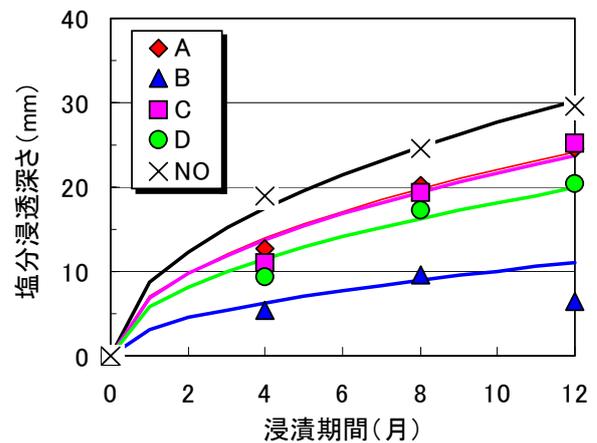


図-4 塩分浸透深さ測定結果

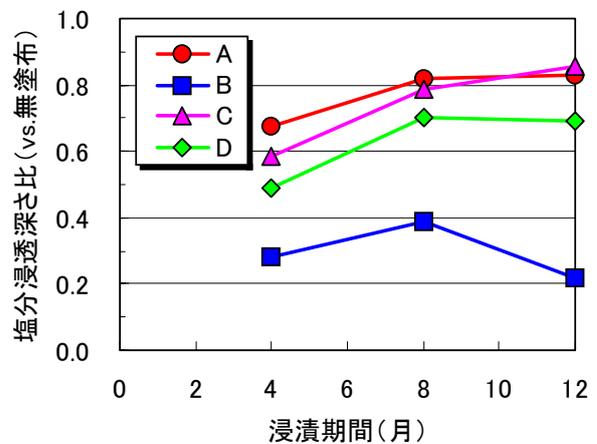


図-5 塩分浸透深さ比

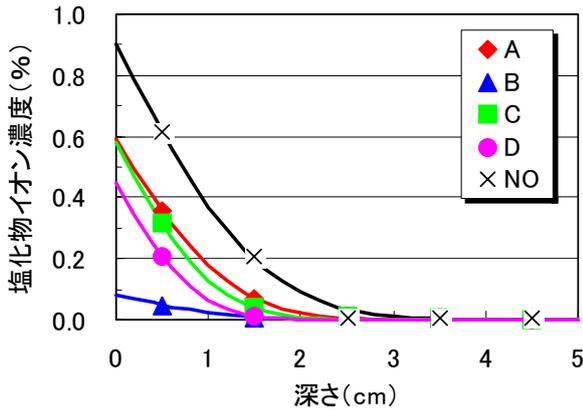


図-6 塩化物イオン濃度分布
(浸漬期間 4ヶ月)

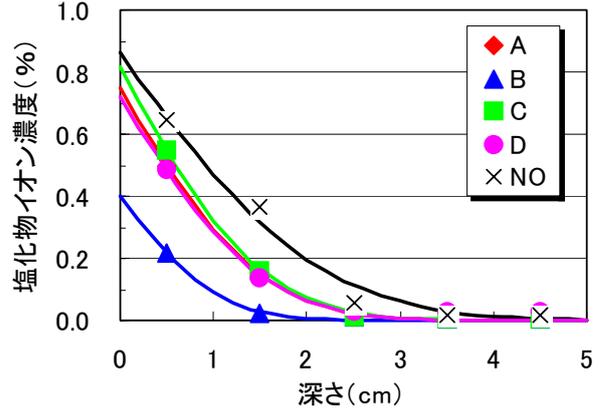


図-7 塩化物イオン濃度分布
(浸漬期間 8ヶ月)

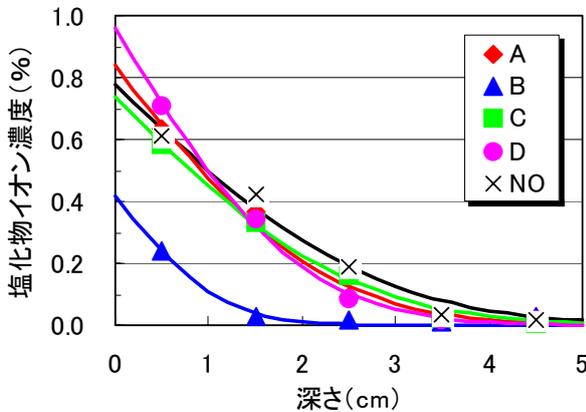


図-8 塩化物イオン濃度分布
(浸漬期間 12ヶ月)

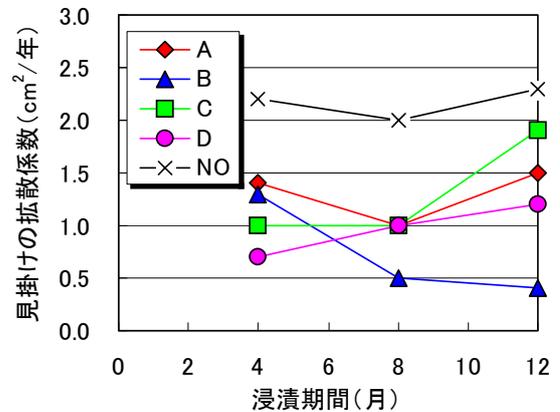


図-9 見掛けの拡散係数と浸漬期間

erf: 誤差関数
$$\text{erf}(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-t^2} dt$$

撥水材塗布の有無によらず、浸漬期間の増加に伴い、塩化物イオンの拡散が進展しているのがわかる。また、塩分浸透深さと同様、無塗布に比べて撥水材の塩分浸透抑制効果が表れていることが確認できる。撥水材 B については、特にその効果が際立っており、12ヶ月の時点でも表面から10mm以深にはほとんど塩化物イオンが浸透していないことがわかる。

撥水材 A, C, D については、浸漬期間 4ヶ月、8ヶ月では塩分浸透抑制効果が明瞭であるが、12ヶ月では無塗布とあまり変わらない結果となっている。また、塩分浸透深さでは撥水材 A, C よりも撥水材 D のほうがより効果が大きかったが、塩化物イオン濃度分布ではほぼ同じになっている。塩分浸透深さ測定と塩化物イオン濃度測定はいずれも同じ供試体を用いているため、実際には両者の相関性は高いと考えられる。このような結果が生じた要因としては、塩化物イオン濃度測定は10mm

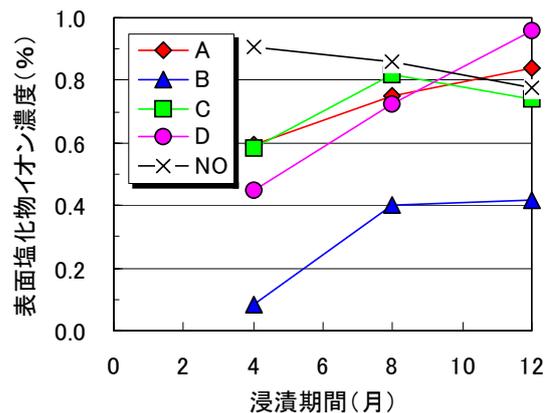


図-10 表面塩化物イオン濃度と浸漬期間

ごとの平均値であり、必ずしも厳密な分布を示していないこと、浸漬期間が長い場合、供試体側面側で塩分浸透が大きくなり、塩化物イオン量を過大に評価する可能性があることなどが考えられる。

次に、回帰により得られた見掛けの拡散係数および

表面塩化物イオン濃度と浸漬期間の相関を図-9 および図-10 に示す。無塗布供試体では見掛けの拡散係数は浸漬期間によらずほぼ同じであり、表面塩化物イオン濃度は若干減少傾向を示すものの変化は少なく、拡散方程式の解（式(1)）での評価が妥当なものと判断される。撥水材 A, C, D については、見掛けの拡散係数がほぼ同じか若干増加傾向にあるが、無塗布に比べると小さくなっている。

表面塩化物イオン濃度は、いずれの撥水材も浸漬期間 4 ヶ月では無塗布に比べてかなり小さく、その後増加し、浸漬期間 8 ヶ月以降は増加が小さくなっている。撥水材 B については、見掛けの拡散係数が減少し、表面塩化物イオン濃度が増加していることから、表面付近での塩化物イオンの蓄積が大きいものと推測される。撥水材 B と他の撥水材とで差が大きくなった要因の一つとして、水セメント比が比較的小さいコンクリートに対する撥水材そのものの浸透性や効果の発揮度合いが異なるためと考えられる。

また、本結果からも、コンクリート配合や塗布材料に応じて浸漬期間を適切に設定することが重要と言える。

4. 遮塩性能評価手法の検討

撥水材の遮塩性能評価手法としては、前述の結果などを見ると、表面塩化物イオン濃度や見掛けの拡散係数を材料や配合に応じて低減する手法が簡易な方法であるが、厳密には撥水材が機能しているのは表面数 mm 程度であり、それ以深は無塗布のコンクリートである。そこで、撥水材浸透厚さ部分に対しては撥水材に対する見掛けの拡散係数を用い、それ以深については、コンクリートそのもの見掛けの拡散係数を用いて塩分浸透を評価する手法を試みた。

撥水材の浸透深さについては、表-3 の値を参考とし、表面塩化物イオン濃度は、無塗布供試体の浸漬期間 4 ヶ月、8 ヶ月、12 ヶ月の平均値、コンクリートの見掛けの拡散係数は同じく無塗布供試体の平均値とした。なお、表面塩化物イオン濃度は土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕⁴⁾の塩化物イオン浸透予測手法に準じて、固定値とした。

撥水材の見掛けの拡散係数は、4 ヶ月、8 ヶ月、12 ヶ月の塩化物イオン濃度測定値との残差が最も少なくなるよう回帰により求めた。

検討の結果、各撥水材の見掛けの拡散係数は撥水材 A $0.17\text{cm}^2/\text{年}$ 、撥水材 B $0.08\text{cm}^2/\text{年}$ 、撥水材 C $0.16\text{cm}^2/\text{年}$ 、撥水材 D $0.21\text{cm}^2/\text{年}$ となった。これを基に、各撥水材に関する塩化物イオンの浸透状況および無塗布の場合の浸

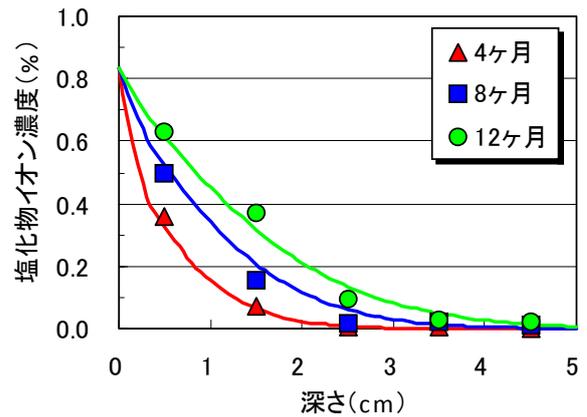


図-11 塩分浸透評価（撥水材 A）

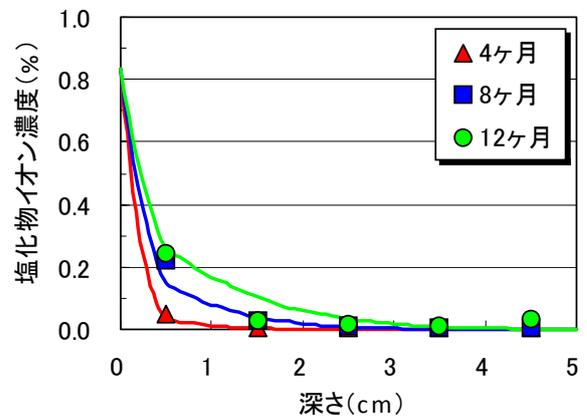


図-12 塩分浸透評価（撥水材 B）

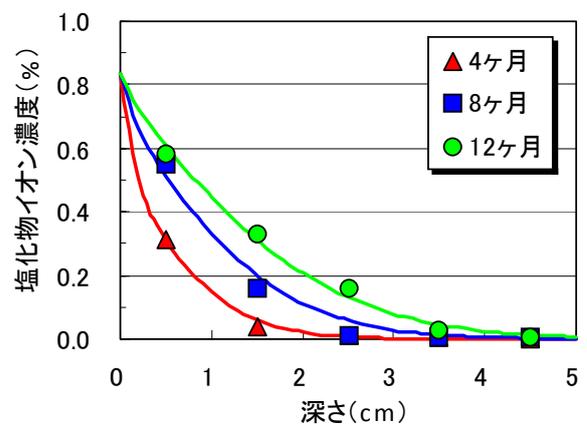


図-13 塩分浸透評価（撥水材 C）

透状況を図示すると、それぞれ図-11～図 15 のようになる。撥水材 B は前述した結果のとおり最も見掛けの拡散係数が小さくなった。また、撥水材 D は見掛けの拡散係数が最も大きいが、撥水層厚さが撥水材 A, C に比べて大きいため、結果としては同じような効果となっている。図から、特に撥水材 B については撥水層部分での塩化物イオン濃度勾配が大きく、遮塩性能が良く現れている。その他の撥水材については、浸漬期間 4ヶ月の場合に撥水層とコンクリート層での塩化物イオン濃度勾配の違いが確認できるものの、浸漬期間 8ヶ月以降では、違いはかなり小さくなっている。ただし、無塗布の場合に比べれば、遮塩性能の違いは明らかである。

全体的には測定値との差が見られる箇所があるものの、おおむね測定結果と本手法により算出した各撥水材の塩分浸透曲線は合致しており、撥水材の遮塩性能評価手法として適用できる可能性が高いものと考えられる。ただし、ここで算出した撥水材の見掛けの拡散係数および撥水層厚さは、わずかに異なるだけで遮塩性能に大きく影響を及ぼすため、数値の設定については適切な試験方法の基で、十分にデータを検討することが重要と考えられる。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ① 撥水材の浸透深さや遮塩性能は、対象とするコンクリート配合により大きく異なる可能性がある。
- ② 撥水材の遮塩性能が定常状態になるにはある程度の期間が必要であり、試験期間の設定に注意を要する。
- ③ 撥水層に撥水材特有の見掛けの拡散係数を設定することで、撥水材の遮塩性能をおおむね評価することが可能である。

本研究で適用した撥水材の遮塩性能評価手法は、撥水層の見掛けの拡散係数を求める必要があり、現状では実験で確かめることが必要である。今後はデータの蓄積等により、目安となる指標値が得られれば、撥水材の遮塩性能に対する事前の設計や検討が可能になるものと考えられる。

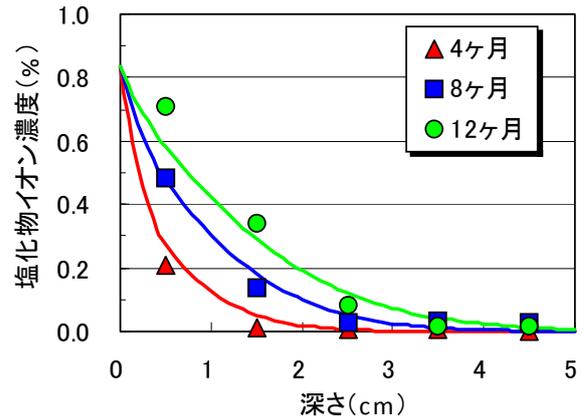


図-14 塩分浸透評価 (撥水材 D)

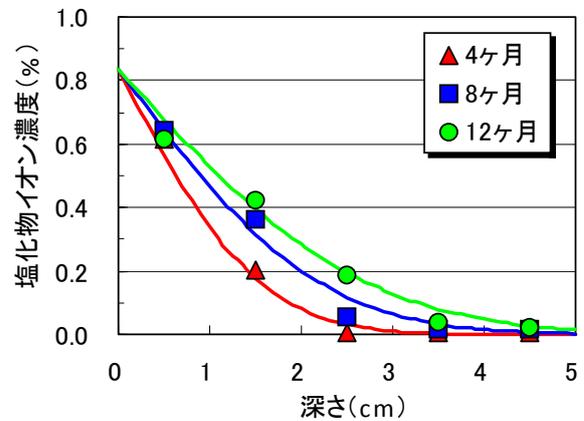


図-15 塩分浸透評価 (無塗布)

参考文献

- 1) 土木学会：表面保護工法設計施工指針 (案)，コンクリートライブラリー119，2005.4
- 2) 叶健児ほか：表面含浸工法による土木構造物の耐久性向上に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, No.1, pp.1897-1902, 2005.7
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書[規準編]2007年制定，2007
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編] 2007年制定，2007

暑中コンクリートの初期養生方法がコンクリート温度に及ぼす影響

The Influence of Early Age Curing Methods on Concrete Temperatures at Hot Weather Condition

浅井 洋 HIROSHI ASAI

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI

三加 崇 TAKASHI SANGA

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

暑中に実施するコンクリートの施工では、初期の乾燥や若材齢に受ける日射によってひび割れの発生が懸念される。特に、橋梁の上床版は日射を受ける面積が広く、水分の蒸発が著しいと考えられる。本研究では、夏期の施工において日射を受けるコンクリートを対象に、温度変化やひずみの変化を測定するとともに、ひび割れ発生を抑制する養生方法について検討した。この結果、養生マットおよび養生シート、表面仕上げ剤の初期の養生効果について示した。

キーワード：コンクリート温度、日射、温度変化、養生マット、養生シート

When placing concrete under the hot weather condition, drying shrinkage and exposure to sunlight in early age involve the issue of crack occurrence. Especially the slab in the bridge has large surface area and evaporation is remarkable. In this research, temperature change and strain change for the concrete specimens which is exposed to sunlight in construction in summer time were measured and curing methods which controls crack occurrence were discussed. And the effectiveness of curing mats, curing sheets and surface finishing agents to controlling cracks is demonstrated.

Key Words: Concrete Temperature, Exposure to Sunlight, Thermal Variation, Curing Mat, Curing Sheet

1. はじめに

暑中のコンクリートの施工では、若材齢に受ける乾燥や日射の影響によってひび割れの発生が懸念される。特に、橋梁の上床版では、打込面積が広く、日射による水分蒸発の影響を受けやすいと考えられる。また、使用されるコンクリートは、設計基準強度40N/mm²程度の低水セメント比のものが多く、強度が充分発現しない若材齢期に自己収縮や乾燥収縮、水和熱などで生じる引張応力に加え、日射で暖められた表面に散水や降雨による急激な温度変化¹⁾が生じるとひび割れを誘引する恐れがある。このような日光の直射や風などによる水分の逸散が予想されるコンクリートの打込みおよび養生では、直射日光や風を遮ることを目的にシートを設置するのがよいとされている²⁾。また、コンクリートを湿潤状態に保ち力学的性能および耐久性を充分発揮させるために、養生マット敷設や散水、湛水も行われている。

本研究は、暑中の直射日光を受ける環境下でプレストレストコンクリート橋の上床版を施工することを想定

し、表面の養生方法が部材の温度およびひずみに及ぼす影響を把握し、適切な養生方法を検討することを目的として実施した。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

試験体はプレストレストコンクリート橋の上床版のように、面的に広がった部材を想定した。コンクリートの配合は設計基準強度40N/mm²とし、水セメント比は40%である。セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。使用材料および配合を表-1および表-2に示す。試験体は図-1に示す500×500mm、厚さ250mmの寸法とし、部材の連続性から側面に厚さ200mmの発泡スチロールを設置して側面からの熱の出入りを最小限に抑えた。試験体には鉄筋を配置していない。試験体製作時の底板には、鋼製型枠を使用した。実橋の養生と同じように、材齢3日まで上面を養生した。試験体は、表-3に示す8試験体で、それぞれ養生方法を変えて屋外に設置した。

養生期間中の試験体深さ方向の温度分布を測定した。測定位置は、試験体中央 100×100mmの範囲にFRP製棒材を立て、上下の熱電対が接触しないように分散して配置した。深さ 0mm として表示した値は、コンクリート表面から 2～3mm の位置の測定値（以下、表面温度）である。また、コンクリート表面から 20mm の位置にひずみ計を設置し、コンクリートひずみを測定した。

(2) 養生方法

各試験体の養生方法を表-3に示す。試験体Nは、上面を全く養生しない試験体である。コンクリート打込み直後にこて仕上げを行い、約2時間後に再度こて仕上げを行った後はそのまま放置した。試験体CSは、コンクリート打込み直後にこて仕上げを行い、表面に密着するように透明シートで覆って表面からの水分の蒸発を遮断した。表面を覆った透明シートは、厚さ 0.15mm のポリエチレンシートである。試験体SHの養生は、コンクリート表面から約100mm上方に 12mm 厚の合板を設置して直射日光を遮断した。コンクリート表面と合板との間から水分は蒸発し、風も通る状態とした。

養生マットを敷設する試験体は、2回目のこて仕上げを行った後、養生マットを敷設して散水し、養生を開始した。試験体SMおよびSM+WSに用いたスポンジ製養生マットは、スポンジ厚 7mm である。試験体AM+WSに使用したアクリル繊維製マットは、従来の養生マットより保水性に優れるとされているもので、材齢1日以降の散水は行わなかった。試験体SM+WSおよび試験体AM+WSに用いた白色シートは、厚さ約0.3mmのポリエチレン製シートであり、養生マットの上に敷設した。試験体SPは、1日に2回散水するだけで、養生マットや養生シートを使用していない。試験体PWの養生は、パラフィンワックス養生剤を使用した試験体で、コンクリート打込み直後に1回目の散布してこて仕上げを行い、約1時間後に再度こて仕上げを行った後、コンクリート表面に2回目の散布を行った。養生剤の1回の散布量は 40g/0.25m²である。材齢1日以降の散水養生は、コンクリート表面温度上昇が著しい 10:00 と最高温度を示す 14:00 を基準にして行い、1回の散水量を 500ml とした。この水量は、1回の散水でコンクリート表面と養生マットが十分湿潤状態となる量であり、これ以上の散水は外部に流出することから決定した。養生マットや白色シートによる養生および底版型枠は材齢3日の夕刻に撤去し、散水も材齢3日まで行い、それ以降の養生は行っていない。CSの透明シートおよびSHの合板による日陰養生はその後も継続した。

一日を通じて直射日光があたり、かつ近くに降雨を遮

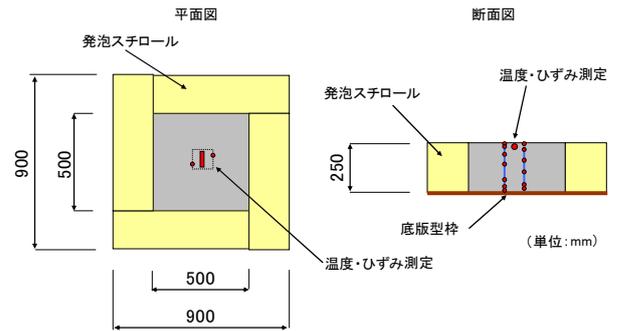


図-1 試験体形状

表-1 使用材料

記号	名称	材料物性
C	セメント	早強ポルトランドセメント 密度3.14g/cm ³ 、比表面積4530cm ² /g
S	細骨材1	葛生産砕砂 吸水率2.22% 粗粒率2.70、密度(表乾)2.67g/cm ³
	細骨材2	鬼怒川水系陸砂 吸水率1.31% 粗粒率2.80、密度(表乾)2.62g/cm ³
G	粗骨材	栃木市鍋山 吸水率0.81% 実積率60.0%、密度(表乾)2.65g/cm ³
Ad	混和剤	AE減水剤標準形I種

表-2 コンクリート配合

水セメント比 W/C %	細骨材率 s/a %	単位量 (kg/m ³)					
		水 W	セメント C	細骨材1 S1	細骨材2 S2	粗骨材 G	混和剤 Ad
40.0	42.0	166	415	218	508	1006	4.77

表-3 試験体養生方法

No.	記号	表面養生	打込み完了	養生開始	散水
1	N	養生無	13:44	—	無
2	CS	透明シート	13:52	13:53	無
3	SH	日陰	13:54	13:56	無
4	SM	スポンジ製養生マット	13:57	16:44	2回/日 10:00, 14:00
5	SM+WS	スポンジ製養生マット +白色シート	14:00	16:44	1回/日 10:00
6	AM+WS	アクリル繊維製マット +白色シート	14:04	16:45	材齢1日 10:00のみ
7	SP	散水養生	14:16	16:07散水	2回/日 10:00, 14:00
8	PW	パラフィンワックス養生剤	14:19	16:36散布	2回/日 10:00, 14:00

る施設はない屋外に設置した。試験期間は、2008年7月22日から8月7日であり、試験場所は栃木県下野市(緯度:北緯36.377°, 経度:東経139.867°)である。試験期間中の環境条件の測定結果を図-2に示す。養生を行った材齢3日までの間は、日中はおおむね晴れており、気温は35℃程度に上昇している。日中の相対湿度は45%程度まで下がっているが、夜間には80%以上を示している。また、材齢2日の深夜に5.5mm、材齢3日夕刻に

34mmの降雨があった。試験期間を通して、平均風速1～2m、最大瞬間風速3～4m程度であり、夕刻に風が強い傾向にある。

3. 実験結果および考察

(1) 日射が打込直後の水分蒸発に及ぼす影響

コンクリート打込直後から養生マットを敷設するまでの間の養生方法として、コンクリート表面を日陰にする方法や養生剤を使用する方法が考えられる。そこで、コンクリート打込直後から養生マットを敷設するまでに蒸発する水分量の測定を行った。測定方法は図-3に示すように、下面を解放した600×600×300mmの亚克力容器内に温・湿度計を配置し、試験体上面に被せて蒸発した水分による容器内の相対湿度の上昇と温度とを測定した。その後、亚克力容器を試験体上面から撤去して容器内部を雰囲気に戻した。測定は30分に1回の頻度で行い、1回の測定は容器を被せて3分間測定した。試験体は、N、SH、SM、およびPWである。ここで、SMは養生マットを敷設していないためNと同条件である。コンクリート打込直後の表面からの単位蒸発量の推移を図-4に示す。相対湿度、飽和水蒸気量、および飽和水蒸気圧は式(1)～式(3)の関係があり、これらの式より絶対湿度すなわち、空気1m³中に含まれる水蒸気量mについて整理すると式(4)が得られる。

$$U(\%) = \frac{m}{a} \times 100 \quad (1)$$

$$a = 237 \times \frac{E(T)}{(273.15 + T)} \quad (2)$$

$$E(T) = 6.11 \times 10^{\frac{7.5T}{(T+237.3)}} \quad (3)$$

$$m = 237.15 \times \frac{6.11U(\%)}{(273.15 + T) \times 100} \times 10^{\frac{7.5T}{(T+237.3)}} \quad (4)$$

ここに、U：相対湿度(%), m：絶対湿度(g/m³), a：飽和水蒸気量(g/m³), E(T)：温度T(°C)における飽和水蒸気圧(hPa)

各試験体の打込完了時間が異なることから、試験体Nの打込完了(13:45)からの時間で表した。単位蒸発量は、コンクリート表面から蒸発する水分量を単位面積、単位時間あたりで示したもので、3分間の平均値である。

NとSMの単位蒸発量は、1時間後以降で1.6～1.7g/m²/minに落ち着く傾向にあるが、SMの初回(0.31hr)の値はNの3回目(1.22hr)までの値に比べて大きく、反対に2回目(0.99hr)の値は小さい。NとSMのそれぞれの値と日照量とを比較すると、日照量が大きいくほど単位蒸発量も大きい傾向がある。SHの初回

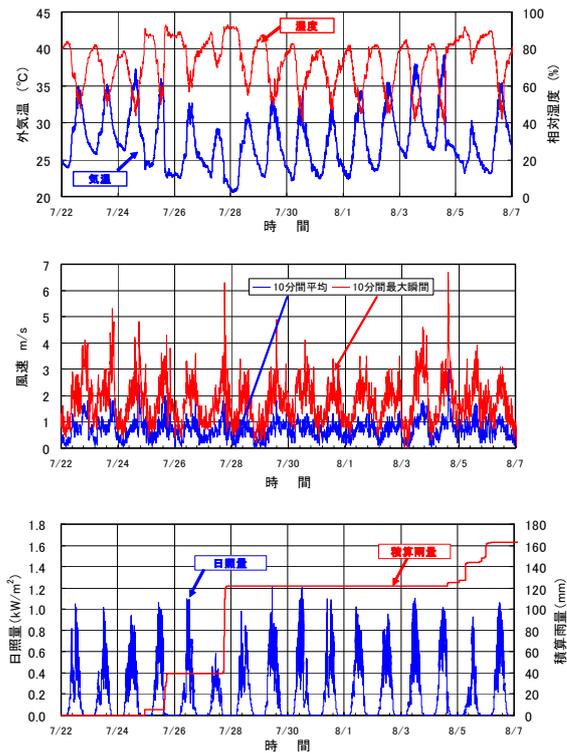


図-2 環境条件

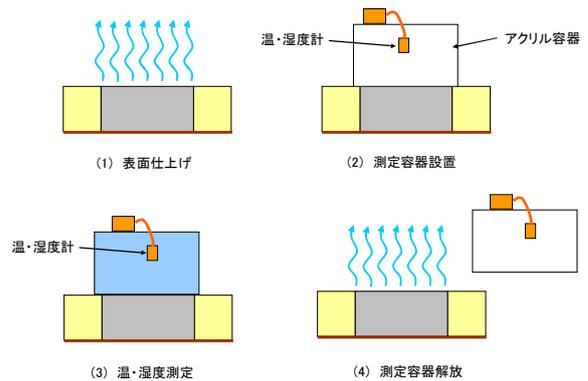


図-3 蒸発量測定方法

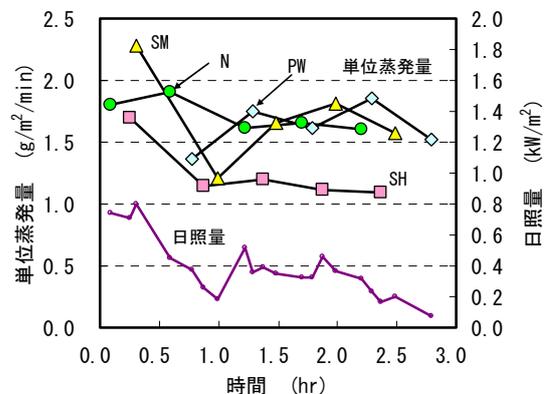


図-4 単位蒸発量の推移

(0.26hr)の値は、まだ日陰養生を行っていないことからNと条件が同じであり、Nの値とほぼ一致している。

日陰にした2回目(0.87hr)以降の値は、他の試験体に比べて $0.5\text{g}/\text{m}^2/\text{min}$ 程度低く、日陰にすることで水分の蒸発を30%程度低減できる。PWの初回(0.77hr)の値は小さいが、日照量も小さいことから養生剤の水分蒸発低減効果は明らかでない。日照量と単位蒸発量の関係を図-5に示す。SHの日陰のデータの日照量は $0\text{kW}/\text{m}^2$ とした。この結果によると、日陰の単位蒸発量は $1.2\text{g}/\text{m}^2/\text{min}$ であり、日照量 $1\text{kW}/\text{m}^2$ の増加に対して単位蒸発量の増加は約 $1.0\text{g}/\text{m}^2/\text{min}$ であった。PWの単位蒸発量は他の試験体とほぼ同じ傾向にあり、本実験方法では養生剤による水分蒸発の低減効果は明らかでなかった。図-2に示す環境条件によれば、日中の日照量が $1\text{kW}/\text{m}^2$ に達することもあり、日射による水分の蒸発は大きな割合を占めることが明らかである。

(2) コンクリート表面の温度変化

コンクリート表面温度の履歴を図-6に示す。養生開始時刻は16:45である。養生を全く行わないNのコンクリート表面温度は、21:30に最高温度 44.1°C に達している。翌日にかけて温度が低下しているが、日射を受けて再び上昇している。その後は、日射の影響と外気温の影響

を受けて変動し、日中の表面温度は 45°C に達している。7月24日23:00および25日夕刻に降雨があり、表面温度は低下している。表面を透明シートで覆ったCSの表面温度は、敷設直後から温度上昇し、最高温度 53.5°C (19:00)に達している。材齢1日以降の温度変化はNと同程度であり、日射の影響や透明シートの保温効果は養生を行わない場合とほぼ同じと考えられる。したがって、打込直後のNとCSの温度の違いは、水分蒸発に伴い蒸発潜熱として奪われた熱量に起因すると考えられる。コ

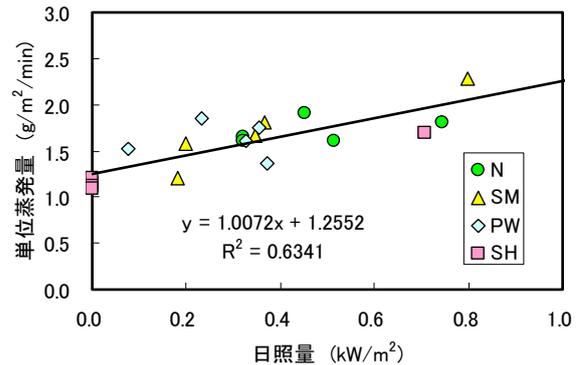


図-5 日射量と単位蒸発量の関係

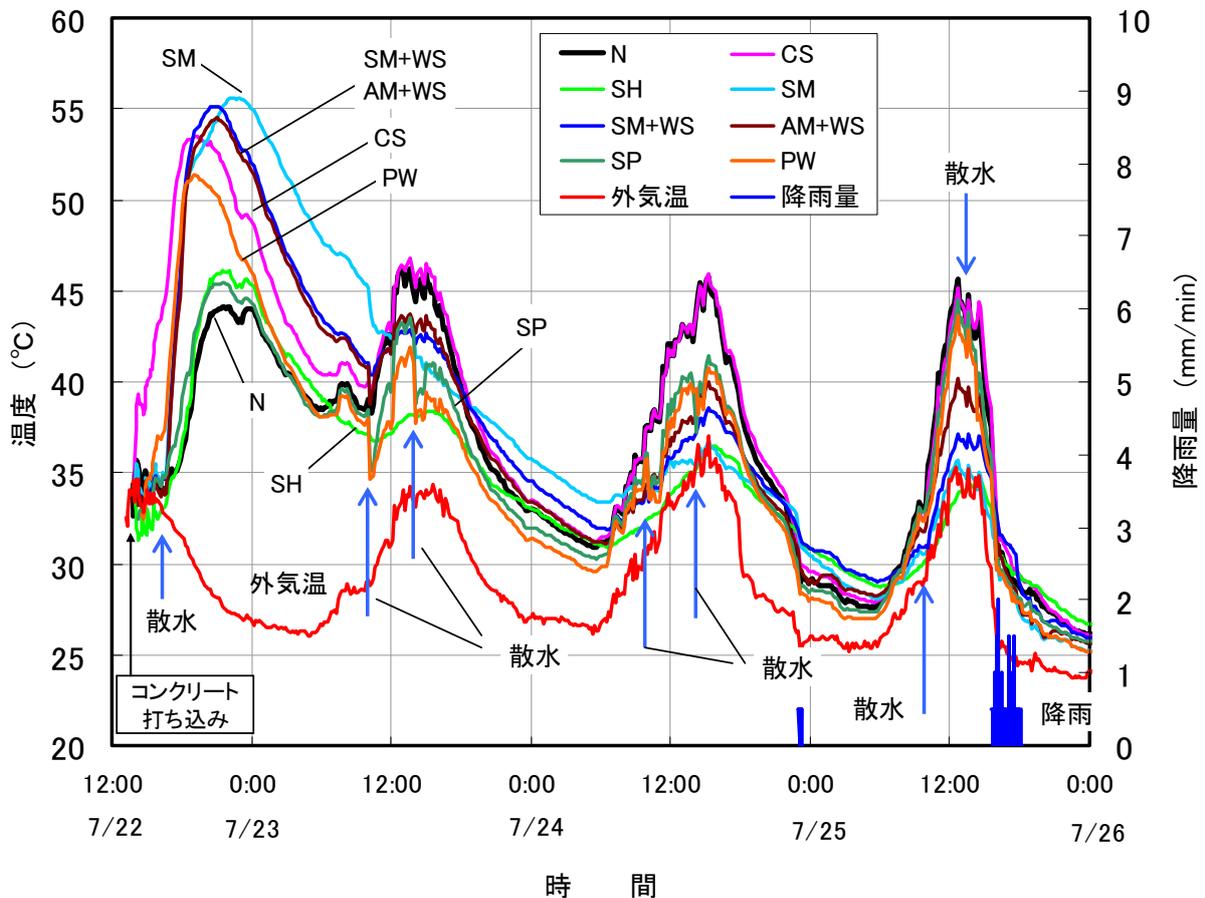


図-6 コンクリート表面温度履歴

ンクリート表面を日陰にした SH の表面温度は、日射の影響を受けないため N より若干低く、夜間の温度変化は N とおおむね同じである。N と SH の日中の表面温度の違いは、日射によるものと考えられ、 10°C 以上の差が生じる。

スポンジ製養生マットを使用した SM の表面温度は、養生マット敷設直後から上昇し、最高温度は 55.6°C (20:00) に達した。養生を開始したのが日射の影響が少なくなった夕刻(16:44)であることから、養生マットが水和熱の放熱を抑制した保温効果によるものと考えられる。この保温効果は、温度低下時にも現れており、CS に比べて温度低下の勾配は緩やかである。また、N や CS と比較して日中の表面温度は低いが、夜間の温度低下は小さく保たれている。この結果、SM の表面温度の日変化は N に比べて小さく、SH と同程度である。養生マットと白色シートとを併用した SM+WS と AM+WS を比較すると、AM+WS の日中の表面温度は SM+WS よりも高く、夜間は低く、アクリル製マットに比べスポンジ製マットの方がわずかに保温性がよい傾向を示している。SM と SM+WS とを比較すると、打込後の最高温度はほぼ同じであるが、温度低下時の表面温度は SM の方が高く保たれている。すなわち、白色シートを養生マット上に敷設することにより保温効果が低下したことを意味している。この傾向は材齢 1 日以降にも認められ、SM の値に比べて変動が大きい。この原因は、養生マットのスポンジ内の水分が蒸発し、そこにできた空気層が保温効果に寄与していると推測される。

SP は 1 日 2 回の散水以外は N と同条件である。材齢 1 日の 10:00 と 14:00 の散水直後に $3 \sim 5^{\circ}\text{C}$ の温度低下が認められる。散水後の温度は再び上昇するが N の表面温度までは回復しない。養生剤を使用した PW の表面温度は、散布とともに上昇している。最高温度は 51.4°C (19:00) であり、透明シートを敷設した CS に比べて若干低い。材齢 1 日以降の温度は SP とほぼ同じであり、散水による温度変化も同じ傾向を示している。このことより、養生剤の使用は水分蒸発抑制に効果的であると言える。

(3) 試験体断面の温度分布

図-7 にコンクリート打込から 10 時間後までの温度分布を示す。14:30 はコンクリート打込直後の温度分布であり、16:30 は養生マットや養生シートの敷設を行う直前の温度分布である。試験体内部の最大温度は、19:00 から 21:00 の間で生じている。N の断面内の温度分布によれば、16:30 には水和熱による試験体内部の温度上昇が認められる。しかし、表面温度の上昇はごくわずかであ

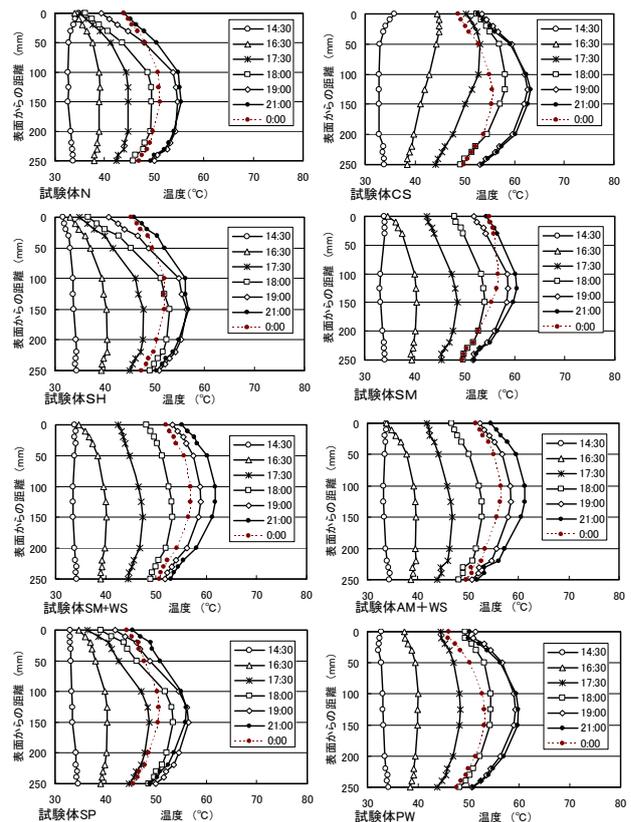


図-7 試験体断面温度分布

り、19:00 頃まで温度上昇を示していない。このときの試験体内部と表面との温度差は 15.4°C に達している。空気層と同程度の熱伝達率³⁾とされる鋼製型枠を使用した底板側の温度と比較しても上面の温度は低く、風や蒸発潜熱の影響を受けていると考えられる。SH や SP は N とおおむね同じ温度分布を示している。CS の温度分布は、水和熱により内部温度が上昇する以前に、表面温度が上昇している。これは、蒸発潜熱による温度低下よりも日射による表面からの熱の供給が大きいことによると考えられる。SM や SM+WS, AM+WS の温度分布は、養生マットを敷設する直前の 16:30 の値が N と同様に温度上昇が認められない。敷設 1 時間後の 17:30 の表面温度は、内部温度と同程度の上昇を示し、内部と表面の温度差が約 7°C に抑えられている。PW の温度分布は、SM などと同様に内部と表面の温度が同じように上昇している。PW はこて仕上げの段階で散布して養生できるため、SM では養生開始前で表面の温度上昇が認められなかった 16:30 の値がすでに内部と同程度の上昇を示している。内部と表面の温度差は約 9°C である。このことから、養生剤の散布は、コンクリート打込直後の水分蒸発を抑え、これに伴い内部と表面の温度差は低減されたと考えられる。

(4) コンクリートひずみ

図-8にコンクリート表面から20mm位置のひずみ変化を示す。いずれの試験体も収縮している。Nは材齢2日で190 μ の収縮を示している。Nは散水を行っていないが、7月24日23:00の降雨により約20 μ のひずみが回復している。CSの収縮ひずみは小さく、材齢2日で120 μ 程度である。Nの収縮ひずみとの差は、乾燥収縮によるものと考えられる。SHの日中のひずみはNの値より若干小さく、コンクリート表面を日陰にすることによる乾燥収縮を若干低減しているように思われる。SHは降雨の影響を直接受けないため、24日深夜の降雨でひずみは回復していない。この結果、NとSHとの収縮ひずみの大小が逆転している。SMは養生シートを併用したSM+WSと比べて材齢1日までの収縮が大きい。これは、水和熱により夜間に養生マットに含まれる水分が蒸発したことが原因していると考えられる。SMにおいても散水して養生マットを湿潤状態にすると収縮ひずみの回復が認められる。SM+WSとAM+WSの両者の収縮ひずみには若干の違いは認められるが、ほぼ同じ挙動を示している。SM+WSは毎日散水を行っており、材齢1日目のみ散水を行ったアクリル繊維製養生マットは湿潤状態を維持することが確認できた。SPは散水を行うたびに収縮ひずみの回復が認められる。しかし、その回復は一時的なものであり、Nと同程度の収縮ひずみを示している。このことより、散水だけを行うような一時的な湿潤状態ではなく、養生マットなどを用いて湿潤状態を持続することの重要性を明らかにした。PWは打込直後CSとおおむね同じひずみの推移を示しているが、次第に大きくなりNとCSの値のほぼ中間の値を示した。養生剤は打込直後の初期に効果的であり、コンクリート硬化後は養生マットなどを併用して養生することが望ましいと考えられる。

図-9に試験期間のコンクリートひずみの推移を示す。養生期間以降、CSとSHを除いて表面の養生を撤去している。透明シートを敷設し続けたCSのひずみは100~125 μ 程度を推移し、乾燥収縮の進行は顕著でない。日陰養生を継続したSHのひずみは、降雨によってコンクリート表面は湿潤状態にならないため、徐々に収縮ひずみが増加する傾向を示している。これに対して、NはSHと同様に収縮を示していたが、8月4日から6日にかけて降雨によって収縮ひずみが回復している。SM、AW+WSおよびPWは、養生期間はNに比べて収縮量が小さく抑えられていたが、養生を終了後徐々に収縮ひずみが増加し、1週間後にはNと同程度の収縮ひずみを示している。これより、3日間の養生で収縮ひずみを低減しても、将来に亘り収縮ひずみの低減が継続されるわけ

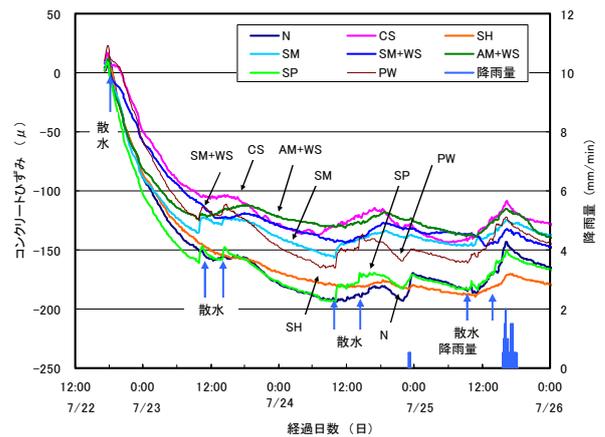


図-8 養生期間のコンクリートひずみ

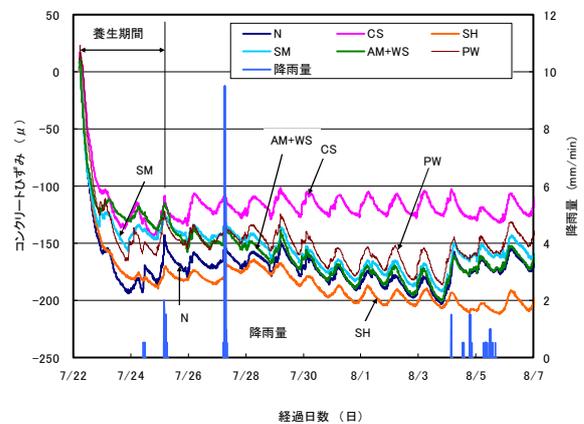


図-9 コンクリートひずみ

ではないことを示している。

(5) 蓄熱量の比較

コンクリート表面の養生方法により、コンクリート表面温度や断面の温度分布、コンクリートひずみの推移などに与える影響を示した。コンクリートの水和熱は、蒸発潜熱や熱伝導、ふく射などによって熱量が奪われ、直射日光があたることによって熱量が供給される。図-10は、試験体内部に蓄積された熱量の差を示したものである。蓄熱量Qは式(5)より算出した。

$$Q = \sum V \cdot \rho \cdot \Delta T \cdot c_c \quad (5)$$

ただし、V : 温度測定範囲の体積 (=0.5²s)
 s : 温度測定間隔 (m), ρ : 密度 (円柱供試体による測定値2,340kg/m³), ΔT : 温度差 (=T - 20°C),
 T : コンクリート温度, c_c : コンクリートの比熱³⁾
 (=3.03 × 10³/ρ)

CS-NはCSの蓄熱量とNの蓄熱量の差であり、水分の蒸発に伴って失われる蓄熱量を示している。この値は

打込直後から増加し、18:00をピークにその後低下して翌日以降差が認められない。これより、水分の蒸発は初期に著しく、他の要因に比べて影響が大きいことが明らかである。翌日以降に差が認められないのは、Nの表面が乾燥し蒸発量が少なくなったためと考えられる。N-SHは日射による蓄積量を示している。7月25日および26日のピークでは約1,000kJを示しており、日々蓄熱と放熱が繰り返されている。このピーク時の熱量は、試験体全体の温度を約5.3℃上昇させる値であり、日射を受ける床版は5℃程度の温度荷重を想定する必要がある。SM-SPおよび(SM+WS)-SPは、水分蒸発の抑制と水和熱の保温効果、日射による熱供給の抑制による蓄熱量を示している。材齢2日の日中の蓄熱量は0以下であり、日射による熱の供給を抑制していることが明らかである。夜間には蓄熱量が増加しており、保温効果によるものと推察される。N-SPは散水によって奪われる熱量を示している。1回の散水で150kJ程度の熱量が奪われている。これは、約60gの水分の蒸発によって奪われる熱量に相当する。PW-SPは、養生剤が水分蒸発を抑制することで蓄積された熱量である。養生剤の効果は、散布直後に生じており、初期の効果はSM+WSと同程度である。材齢1日以降では蓄熱の効果は認められず、散布した水分は養生剤を用いないSPと同量量の蒸発が生じていると考えられる。

以上の結果から、コンクリート打込直後に養生剤を使用し、コンクリート表面の硬化を確認した後、養生マットあるいは、養生マットと養生シートを併用して湿潤状態を保つことが推奨される。

4. まとめ

本試験で用いたコンクリートの配合および気象条件の範囲で、以下のことが明らかになった。

- ①日射を受けるコンクリートの表面温度は45℃以上になり、日変化は15℃以上になる。
- ②打込直後の水分蒸発量は1.6～1.7g/m²/min程度であり、コンクリート表面を日陰に保つことで0.5g/m²/min程度蒸発量を低減することができる。
- ③散水だけ行うような一時的な養生ではコンクリート表面の収縮ひずみを低減する効果は小さく、湿潤状態に保った養生マットをコンクリート表面に敷設するなどにより水分供給を持続することが重要である。
- ④養生剤の使用は、コンクリート打込み直後から養生マット敷設までの初期の水分保持に効果的である。コンクリート硬化後は湿潤状態に保った養生マット

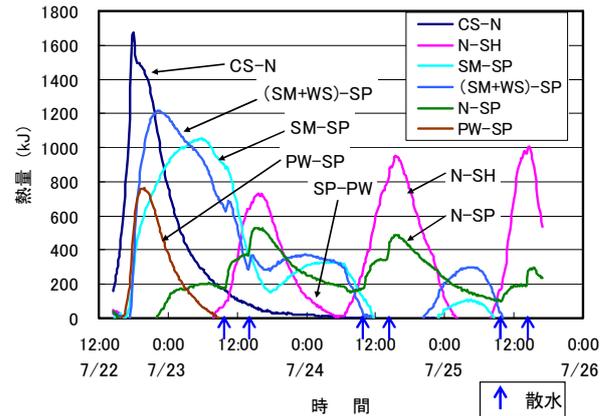


図-10 蓄熱量の比較

を併用した養生を行うことが望ましい。

参考文献

- 1)浅井洋, 谷口秀明, 三加崇, 三上浩: 日射が若材齢コンクリートに及ぼす影響について, 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, 第8集, 2008.10
- 2)土木学会: 2007年制定コンクリート標準示方書〔施工編〕, 2008
- 3)土木学会: 2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕, 2008

孔あき鋼板ジベルの引抜き耐荷挙動のバネモデルによる評価

An Estimation of Pull-out Behavior of Perfo-bond Strips using Spring Model

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
 竹之井 勇 ISAMU TAKENOI
 浅井 洋 HIROSHI ASAI
 三上 浩 HIROSHI MIKAMI

本文では、深さ方向に複数の孔あき鋼板ジベルを配した接合部に引抜き力を作用させた場合、各ジベルの破壊形態および耐力がその深さによって異なることを明らかにするとともに、破壊モードごとのジベルの耐力を仮定しその和で引抜き耐力を簡易に評価する手法を提案した。また、これまでの実験結果をもとに、各ジベルを非線形バネに置き換えて耐力を評価する方法が適用できることを確認し、さらに深さ方向にこれまでの倍の数のジベルを配した追加の引抜き実験を実施し、この評価方法の妥当性を明らかにした。

キーワード：孔あき鋼板ジベル，引抜き耐力，非線形バネ

Authors have already clarified the failure mode and ultimate capacity of perfo-bond strips depend on the depth of strip in case that the plural strips were arranged on the line of depth direction, and proposed a simplified method that evaluates pull-out capacities as summations of assumed ultimate capacities of each strip. In this study, we confirmed that nonlinear spring models is applicable for prediction of pull-out behavior as precision method and verified propriety of this method by simulating the results of additional pull-out test which examined the case having greater number of strips than before.

Key Words: Perfo-bond Strip, Pull-out State Capacity, Nonlinear Spring Model

1. はじめに

孔あき鋼板ジベル（以下、ジベルと呼ぶ）は、簡易に比較的大きなせん断抵抗力が得られるため、波形鋼板ウェブ橋や合成桁橋などのずれ止めとして、多く用いられている。これらの使用法は、コンクリート面と平行方向に作用するせん断力が卓越する部材接合部において、このせん断力に抵抗するように、ジベルをコンクリート面に沿って一列に配置することが一般に行われる。一方、コンクリート面に対して垂直方向への引抜き力が作用する接合部材において、ジベルをアンカー材としてコンクリートの深さ方向に複数配置する場合は考えられる。この具体的な例としては、合成構造橋脚基部における鋼材のフーチングへの定着や橋梁上部工における鋼主桁とコンクリート部材との接合部などがある。

ジベルをコンクリートの深さ方向に複数配置して鋼材に引抜き力を作用させた場合の挙動については、既報でジベルの深さによって各ジベルの破壊形態が異なることや引抜き耐力を各ジベル耐力の足し合わせで評価でき

ることなどを報告した¹⁾。

本研究では、ジベルのせん断ずれとせん断抵抗の関係を非線形バネに置き換えて FEM によって引抜き挙動を評価することを試みた。非線形バネを用いることの利点は、ジベルのずれ量が深さ方向で異なることを表現できるため、引抜き力作用点の引抜き量と耐力の関係を精度良く推定できることである。

既報では、深さ方向に最大 3 個のジベルを配置したケースで実験を行ったが、今回、6 個のジベルを配置したケースで追加の実験を行い、非線形バネによる評価の妥当性を検証した。

2. 非線形バネ特性の構築

(1) 鋼板表面の付着力特性

孔あき鋼板ジベルに関する既往の研究^{2)~3)}などでは、鋼板表面の付着を切らないで試験を実施することが一般的である。既報で実施した引抜き試験でも、付着は切らずに実施している。したがって、これらの試験で得られ

た孔あき鋼板ジベルの引抜き力には、ジベル自体のせん断抵抗力に鋼板表面の付着力が加算されたものとなっている。

ジベルのずれ変位とせん断力の関係を非線形バネに置き換える際には、この鋼板の付着力を分離して評価することとした。これは、鋼板の大きさやジベルの間隔が変化したときに鋼板の付着力が引抜き力に与える影響を適切に評価するためである。

鋼板表面の付着特性を確認するために、鋼板のみの引抜き試験を実施した。図-1 に供試体の形状寸法を示す。鋼板の埋め込み長さは 90mm (C0-S) と 230mm (C0-L) の 2 種類としており、これは既報の C1-T, C1-B, C3-1 供試体の埋め込み長さに対応している。したがって、これら 2 つの供試体によりバネモデルに入力する鋼板表面の付着特性を明らかにするとともに、ジベルを有する供試体との差分から、ジベル単体のずれ変位-せん断力関係を導く。

鋼板のみの引抜き試験における荷重方法や拔出し変位の計測方法などは既報¹⁾に示すものと同じである。また、試験時期も同じため、使用材料の特性値も同じである。なお、荷重方法は、コンクリート面からの鋼板の拔出し変位が 0.1mm に達するまで荷重制御による単調荷重を、その後は変位制御により、0.1mm ずつ変位を増加させるごとに荷重をゼロに戻す漸増繰返し荷重を行っているが、グラフは荷重のピークを結んだ包絡線として表示した。

図-2 にジベルなしの供試体の試験結果を示す。埋め込み長さ 90mm の供試体は拔出し量が 0.29mm のときに最大荷重 23.2kN を示した後、ほぼ一定の割合で引抜き力が低下した。後の解析を簡単にするため、以下の式(1)で実験結果を近似した。最大荷重までは指数関数曲線で、それ以降は直線で近似した。

$$\left. \begin{aligned} P &= P_{max} \times (1 - e^{-\alpha \times \delta})^\beta & 0 \leq \delta \leq \delta_{Pmax} \\ P &= P_{max} - \gamma \times (\delta - \delta_{Pmax}) & \delta_{Pmax} \leq \delta \end{aligned} \right\} (1)$$

ここに、 P_{max} は最大荷重あるいは勾配が大きく変化したときの荷重、 δ は拔出し変位、 δ_{Pmax} は最大荷重時あるいは勾配が大きく変化したときの拔出し変位、 α 、 β は係数、である。最小二乗法で C0-S 供試体を近似した結果、 $\alpha = 44$ 、 $\beta = 1.0$ 、 $\gamma = -1.17$ となった。

なお、実験は拔出し変位が 10mm に達した時点で荷重を終了させたが、それ以降も近似した直線の勾配で荷重が低下することとした。

埋め込み長さ 230mm の供試体(C0-L)は拔出し変位が

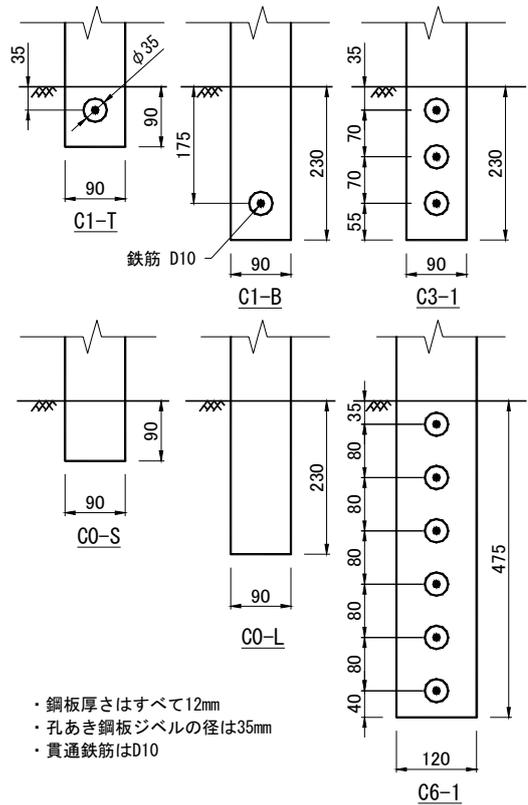


図-1 供試体形状寸法

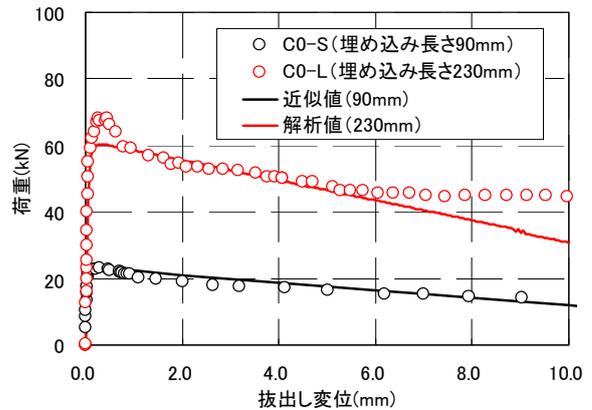


図-2 鋼板のみの引抜き試験結果

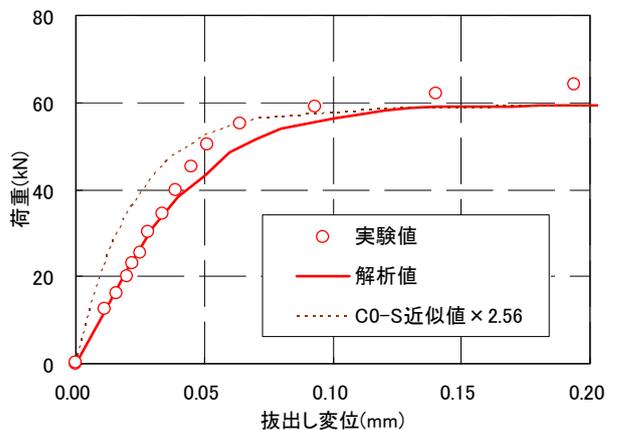


図-3 鋼板のみの引抜き試験結果 (微小変位部)

0.45mm のときに最大荷重 68.2kN を示した後、ほぼ一定の割合で荷重が低下した。C0-S 供試体に対して C0-L 供試体は 2.56 倍の付着面積を有しているため、C0-S 供試体を基準にすると C0-L 供試体の最大荷重は 59.4kN となるが、実験値は若干大きめとなっている。

図には 3. (1) で述べる非線形バネを用いた FEM モデルで解析した結果を併記した。モデルは C0-L 供試体の埋め込み部を 3 分割し、バネ特性として C0-S 供試体の近似値を入力した 3 つのバネで構成した。解析結果は最大荷重付近のオーバーシュートは再現できないが全体の挙動を比較的良好にシミュレーションできていることが分かる。

図-3 は、図-2 の抜け出し変位が 0.2mm までを拡大して表示したものである。図には C0-S 供試体の近似値を単純に 2.56 倍した値を併記した。図より非線形バネを用いた解析値が載荷初期の挙動を精度良く表現していることが分かる。

以上の検討から、鋼板表面の付着力特性については、C0-S 供試体の近似値を基本とすることとした。

(2) ジベル単体のずれ変位－せん断力関係

ジベル単体のずれ－せん断力関係は、以下の手順で求めた。①ジベル付き鋼板 (C1-B, C1-T 供試体) の引抜き試験結果を式(1)で近似する、②①の近似値からそれぞれジベルなしの C0-L, C0-S 供試体の引抜き試験結果の近似値を差し引く。

C1-T, C0-S 供試体から得られた浅い位置にあるジベル単体のずれ－せん断力関係は、上記手順で得られた引抜き変位と荷重の関係をそのまま用いる。しかし、C1-B, C0-L 供試体から得られた深い位置のジベル単体の引抜き変位－荷重関係の変位のなかには、ジベルより上の位置の鋼板の伸びが含まれるため、鋼板のひずみ値 (計測値) からその伸びを計算し、引抜き変位から減ずることで、ずれ変位－せん断力関係とした。

図-4 は深い位置にあるジベルの引抜き試験結果と、ジベル単体のずれ－せん断力関係を示したものである。C1-B 供試体は引抜き変位 0.7mm 以降勾配が緩やかになるものの、貫通鉄筋の負担が増加することにより荷重は徐々に増加し続け終局時に貫通鉄筋が破断して荷重が大きく低下した。ジベルは十分に深い位置にあるので、コンクリート表面に損傷は生じていない。実験結果を式(1)で近似した結果、 $\alpha = 4.1$, $\beta = 0.51$, $\gamma = 1.9$ となった。鋼板表面の付着の影響を差し引いたジベル単体の挙動は図-4 に示すとおり鉄筋破断まで緩やかに荷重が増加するものとなった。

図-5 は浅い位置にあるジベルの結果である。引抜き

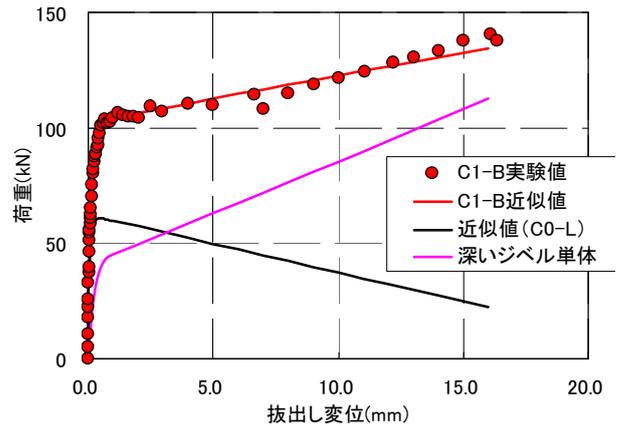


図-4 ジベル単体の抜出し変位と荷重の関係 (深さ 175mm)

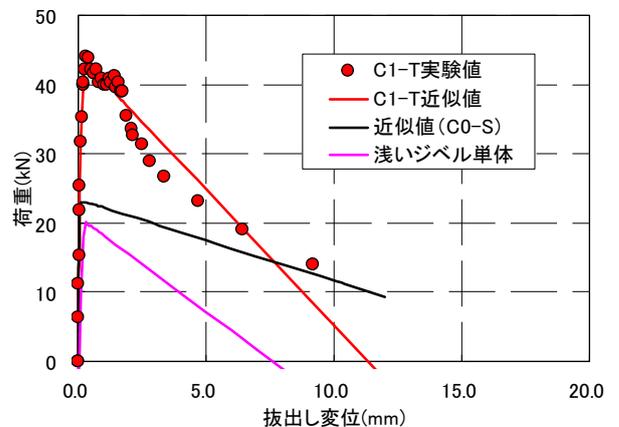


図-5 浅いジベル単体の抜出し変位と荷重の関係 (深さ 35mm)

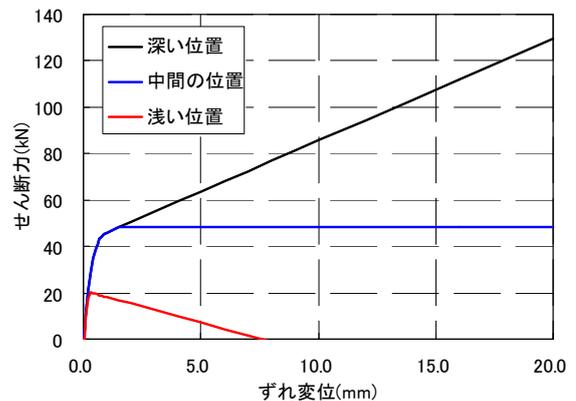


図-6 ジベル単体のずれ変位とせん断力の関係

試験の結果は、拔出し量 0.4mm、最大荷重 44kN に達した後、拔出し量 1.7mm に達したところでジベル付近のコンクリートが広い範囲で浮き上がり、荷重が大きく低下した。ジベルが浅い位置にある場合、ジベルが本来有するせん断耐力を発揮する前にジベルより上方にあるコンクリートが貫通鉄筋とともに持ち上がり、剥離破壊する。したがって、貫通鉄筋への負担がほとんど生じないため、微小な引抜き変位で最大荷重を示した後は、荷重

は単調に低下したものとなっている。

ジベル単体のずれせん断力関係を図-6 にまとめた。中間の位置とは、C3-1 供試体における高さ中央位置のジベルに相当するものであるが、これはこの位置のみにジベルがある供試体の実験をしていないため、浅いものと深いものの中間的な特性を持つものを仮定した。これは C3-1 供試体の破壊状況¹⁾において、中間位置のジベル上方のコンクリートもコーン状に剥離している状況が見られたものの、貫通鉄筋は終局後もコンクリート中にしっかりと定着されており、貫通鉄筋がせん断力に対して応分の負担していることが予想されたためである。設定方法としては、深い位置のジベルの式(1)における P_{max} までは同様に推移し、それ以降は一定のせん断力になるようにしている。

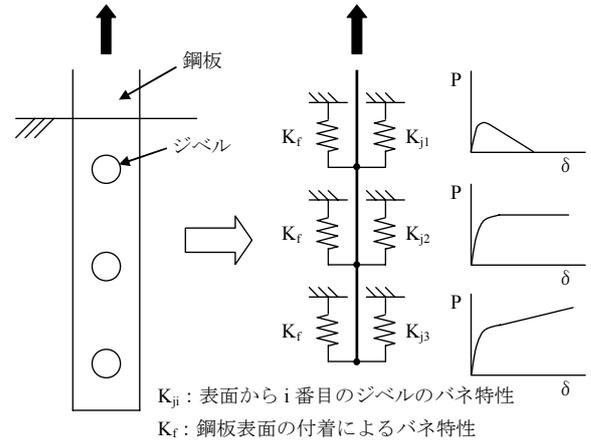


図-7 非線形バネモデル

3. 非線形バネを用いた解析

(1) 解析モデル

非線形バネによる解析モデルの概要を図-7 に示す。鋼板と同じ剛性を持つ棒要素の孔あき鋼板ジベル位置の節点において、鋼板の付着特性をモデル化したバネと、ジベル自体のずれせん断力関係をモデル化したバネを並列に配置する。鋼板の付着特性は、ジベル間距離（1箇所のバネが負担する鋼板の表面積）およびコンクリート強度に応じて、図-2 の C0-S 供試体実験結果の近似値を補正する。コンクリート強度の影響については、鋼板とコンクリートの付着強度がコンクリート強度比の平方根に比例するものとして補正した。また、コンクリート表面から3番目のジベルよりも深い位置にあるジベルのバネはすべて、3番目のジベルのバネと同じものを用いた。

(2) 解析結果

a) C3-1 供試体

C3-1 供試体の実験値と計算値との比較を図-8 に示す。実測最大荷重 213kN に対して計算値は 170kN と 2 割程度小さな値となったが、载荷初期の立ち上がりや、貫通鉄筋の破断など全体的な挙動はおおむね良く一致していることが分かる。

b) C6-1 供試体

C6-1 はジベルを 6 個深さ方向に配置した供試体である。図-1 に供試体の形状寸法を示す。C3-1 供試体とジベルの孔径や貫通鉄筋の径は同じであるが、ジベル間隔が C3-1 が 70mm であるのに対し、C6-1 は 80mm としたため、これを鋼板の付着面積が増加していることとして考慮した。試験時のコンクリートの圧縮強度は C3-1 供

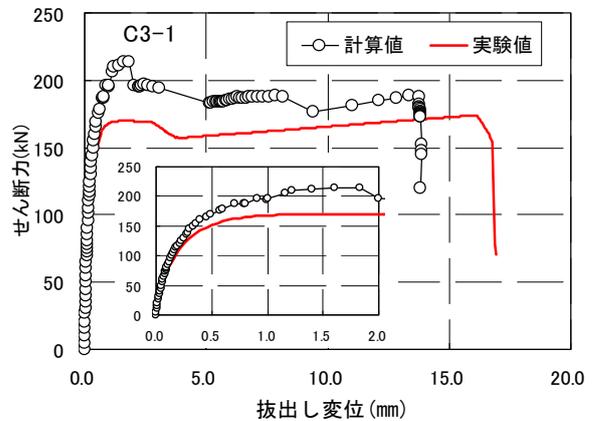


図-8 実験値と計算値の比較 (C3-1)

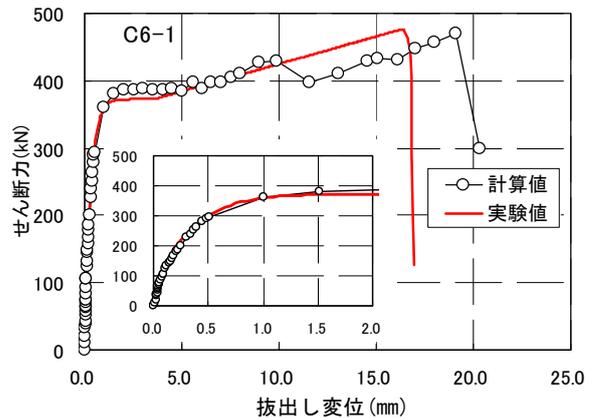


図-9 実験値と計算値の比較 (C6-1)

試体の 41.4N/mm^2 に対して 33.1N/mm^2 であった。

C6-1 の実験結果を図-9 に示す。C6-1 供試体は、拔出し変位 1.5~2.0mm で鋼板付近のコンクリート表面が円周状に浮き上がる現象が見られ、その後荷重の増加が緩やかになった。変位が 10mm に達した時点で先のひび割れの外側に、2 段目のジベルからのコーン破壊によると思われる鋼板を中心とした円周状のひび割れが生じて一時的に荷重が低下した。その後、徐々に荷重が回復し

変位 20mm 付近で複数の貫通鉄筋が破断する音が確認され、荷重が大きく低下したため試験を終了した。

計算値は変位 1.5mm 程度で荷重の増加が緩やかになり、しばらく荷重一定の区間がある。その後、荷重が再び増加し、変位が 16.5mm のときに最大荷重 473kN を示した。実測最大荷重は 470kN であった。計算値は載荷初期の剛性も良く表現できており、モデルの妥当性が検証できた。

図-10 は、鋼板の深さ方向のひずみ分布を計算値と比較したものである。図中の数値は抜きし変位を示す。

計算値によるひずみ分布は、鋼板の深い位置まで実験値の全体的な傾向をよく表現できている。実測値では、表面付近の付着切れが比較的初期に生じており、ひずみの勾配が小さくなっている。これは繰り返し載荷の影響も影響していると考えられる。計算値では、抜け出し変位が 1mm を越えた付近からコンクリート表面に近いジベルのずれ量の増大によりせん断負担が減少し、表面付近のひずみの勾配が小さくなっている。

4. まとめ

孔あき鋼板ジベルのせん断ずれとせん断抵抗の関係を非線形バネに置き換えて FEM によって引抜き耐荷挙動を評価することを試みた。そして、著者らが実施したジベルの引抜き試験結果との比較検討により、その妥当性を検討した。検討の結果、以下のことが明らかとなった。

- ①鋼板表面の付着力による影響と、ジベル自体のせん断抵抗力を分離してバネモデルに反映させることで、精度の高い解析結果が得られた。
- ②ジベルのずれ変位とせん断力の関係および鋼板のずれ変位と付着力の関係は、指数関数と直線の組み合わせでおおむね評価可能である。
- ③ここでの実験の範囲では、コンクリート表面から 2 個目までのジベルについては、コンクリート表面の破壊を考慮したバネのモデル化が必要である。それより深いジベルはすべて同じバネモデルで評価できる。
- ④ジベルを深さ方向に 6 個配置した供試体の解析を当該モデルで行い、その耐力や変形を良い精度で表現でき、モデルの妥当性が検証できた。

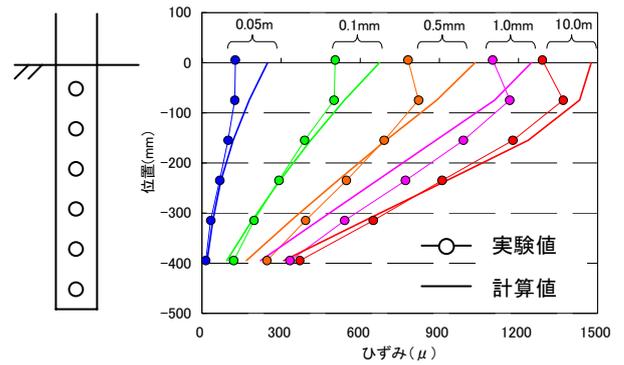


図-10 ひずみ分布の比較 (C6-1)

アンカーなどとしての孔あき鋼板ジベルの用途が今後増加すると考えられる。これらを実際に設計する場合には、終局時の抜きし量や引抜き耐力などの定着部の挙動を精度良く把握し安全性を評価することが必要である。そのためには本文で示したような手法を用いることが必要であり、その一助となれば幸いである。今後、このような設計で必要となるジベルのずれ変位-せん断力関係の汎用モデルを構築して行く予定である。

参考文献

- 1) 篠崎ら：孔あき鋼板ジベルの引抜き耐力に関する実験的研究，三井住友建設技術研究所報告 第 5 号，pp.51-56，2007
- 2) 保坂ら：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1593-1604，2000
- 3) 保坂ら：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

可視光通信による3次元写真解析システムの開発

3D Photogrammetric System using Visible Light Communication

掛橋 孝夫 TAKAO KAKEHASHI

三上 博 HIROSHI MIKAMI

鈴木 茂之 SHIGEYUKI SUZUKI

土木設計部 永元 直樹 NAOKI NAGAMOTO

ビルや道路・橋・トンネルなどの建設・維持や災害予測などのさまざまな場面において測量技術は必要不可欠なものであるが、トータルステーションやGPSなどの既存の測量技術では手間や時間やコストがかかるといった問題がある。一方で、普及の進むLED照明からの光を利用した可視光通信が研究されている。可視光通信では、イメージセンサーを受信機として用いることで複数の信号を同時に受信することが可能である。本論文では、測量技術に可視光通信とイメージセンサーを用いることで、複数箇所を短時間に同時に測量可能かつ簡易なシステムで実装可能で実用的な精度を有する測量システムを提案する。また、実際にシステムを開発し、実験を行い評価することにより有用性を示す。

キーワード：可視光通信, 写真測量, デジタルカメラ, 変位計測, LED, イメージセンサー

The author proposes a new measurement system using visible light communication and image sensor. Measurement is an essential technique for building, bridge and tunnel construction and disaster prediction. However, conventional measurement method such as total station (GPS) takes much time and works. On the other, visible light communication utilizing LED lighting equipment is being developed. Visible light communication can receive plural light signals at the same time by using image sensor as receiver. The 3D photogrammetric system using visible light communication system proposed in this paper can measure multiple locations at the same time at short times and can be implemented easily. The availability of the proposed method is demonstrated by experimental assessment.

Key Words: Visible Light Communication, Photogrammetry, Digital Camera, Displacement, LED, Image Sensor

1. はじめに

橋梁やトンネルなどの建設工事では、構造物を精度よく建設するために測量は不可欠な技術であり、頻繁に実施されている。測量技術は近年、測量機器の開発、改良が進むとともに、GPSを用いた測量システムなど新たな測量システムも開発、実用化されている。このようななかで、航空写真だけでなく、近年は、技術的進歩が著しいデジタルカメラを用いた写真測量についても技術開発が進み、適用範囲を広げている。

一方、情報システム分野の技術的進歩もまためざましいものがあり、建設産業でもICタグを用いた情報管理システムを活用するなど、新しい情報システムを適用する

事例が増えつつある。このなかで、可視光通信は世界に先駆けて我が国で研究、開発が進んでいる次世代の通信技術で、発光ダイオード（以下、LED）等の可視光に情報を載せて通信する技術である。本技術は、照明を用いた案内情報配信実験が関西国際空港で行われるなど、さまざまな分野で実用化に向けた開発が進められている。

本研究では、写真測量技術と可視光通信技術を組み合わせた可視光通信による測位・モニタリングシステムを開発し、実験によりその有用性を示す。

2. 目的

(1) 写真測量

写真測量とは、計測対象を撮影した写真から3次元位置を算出することである。写真測量は非接触型の測量であるため、建物や橋梁における歪の計測や地すべりの監視など、さまざまなモニタリングシステムに用いられている。また、古くから航空写真を用いた写真測量も行われている。今日では、デジタルカメラの普及によりデジタル写真測量が広く一般に行われている。

写真測量を行う場合、計測対象面に座標が既知な基準点および計測点を設けて、視点の異なる場所から撮影を行い、後方交会によりカメラ位置を求め、前方交会により計測点を計測する。写真測量を自動化するためには、解決すべき課題の一つとして、2視点以上の方向から撮影されたターゲット（基準点および計測点）の対応付け作業がある。ターゲットの対応付け作業を手動で行う場合は、ターゲットの数に比例して多大な時間と労力を消費し、加えて、人為的ミスにより計測精度が悪くなる場合もある。また、対応付けを独立な模様を持ったターゲットを用意して自動化する方法¹⁾は、撮影距離や撮影方向に依存するため、常に安定した対応付けを行うことは困難である。

(2) 可視光通信

可視光通信とは、光の波にデータを載せて通信を行うデータ通信技術のことである²⁾。この考えを拡張し、光の点滅パターンを画像処理によって検出することで、データ通信を行う技術も提案されている³⁾⁴⁾⁵⁾。本システムは、この光の点滅パターンを用いたデータ通信を用いて、ターゲットの自動的な対応付けを実現する。

点滅パターンを検出するためには、複数枚の画像を撮影する必要がある。写真測量を行う場合は、各視点でカメラを固定して複数枚の画像を撮影する。そして撮影した時系列画像を用いることで光の点滅パターンを用いてデータ通信を行うことが可能となる。

光の点滅パターンを用いてデータ通信を行う技術に関する従来研究では、フォトダイオードと呼ばれるハードウェアや³⁾、ハイスピードカメラが用いられてきた⁴⁾。また、応用事例として信号機を用いた位置計測が提案さ



図-1 受信機



図-2 送信機

れている⁵⁾。しかしながら、これらの手法は写真測量のターゲットの安定した検出と精度の観点から写真測量には適さない。

そこで、本研究ではターゲットの安定した検出と高い位置計測精度の測位・モニタリングを可能とする可視光通信による測量システムを開発した。

3. システム概要

(1) システム構成

本システムは、市販の高解像度デジタル一眼レフカメラ（受信機）、ターゲットとなるLED光源（送信機）と解析用パソコンから構成される。本システムで用いたカメラは、図-1に示すNikon製D300であり、4,288 × 2,848画素の解像度を持つ画像を100枚連射して撮影することができる。図-2は半球型のLED光源であり、送信間隔を任意に設定することができる。なお、光源が送信するビット数はカメラが連続して撮影できる枚数に依存する。100枚という限られた枚数であることから、本システムで使用するLED光源はIDのみを送信することとした。図-3に本システムのインターフェース画面を示



図-3 システム画面

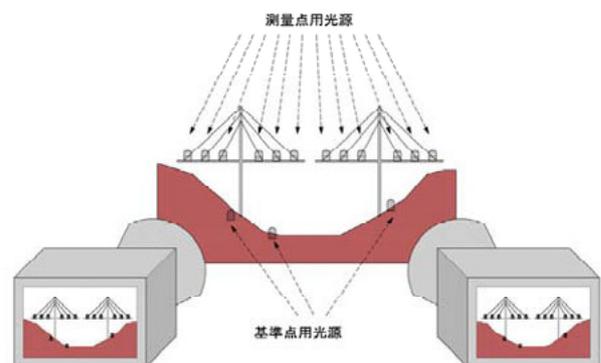


図-4 可視光通信を用いた3次元位置計測

す。また、図-4は本システムを実際の施工現場で用いた際の構成図である。前述のように、それぞれの光源が ID 番号を発信することにより、基準点（座標既知点）の座標データベースとの関連付けや、1枚目と2枚目それぞれにおける光源の関連付けが、容易に自動で行えるようになる。

(2) 計測手順

本システムを用いて写真測量を行う場合は、前処理としてカメラの撮影間隔を正確に測定しなければならない。これは、光源の点滅間隔とカメラの撮影間隔を一致させるためである。光源の点滅間隔を設定した後、光源を計測したい地点に設置して点滅させる。この際、現場計測時の利便性を考慮して各光源の点滅開始時刻は同期させる必要がないものとした。

次に、基準点となるターゲットの3次元位置をトータルステーション等により測量して、そのターゲットの ID と X, Y, Z 座標をシステムに入力する。各視点での撮影では、光源を一定の枚数で撮影し、システムにその連続画像を取り込んだ後、各視点で撮影された画像から光源の ID を検出し、基準点を基にした後方交会とそれら結果を基にした前方交会により計測点の自動解析を行う。

4. 光源検出

(1) 送信データのフォーマット

光源が送信できるビット数は、カメラが連続して撮影できる枚数に依存する。本システムで用いた Nikon 製 D300 は連続して 100 枚の撮影を行うことができる。カメラの撮影開始と光源の点滅開始は非同期であるため、1パケットで用いることのできる枚数は50枚分となる。本システムでは、誤り訂正を行うために1ビットを4枚の画像を用いて表すことにする。つまり、これは1ビットを4サンプルで表すということであり、1パケットで用いることのできるビットの数は12.5ビットとなる。各画像において、光源が光った場合を1、光源が光っていない場合を0とし、次のような組み合わせを用いてビットを表す。

4 sample → 1 bit
0011 → 0
1100 → 1

検出された4サンプルに対して上記組み合わせと距離の近い方を割り当てる。つまり、1サンプルの誤りがあ

る場合、誤り訂正を行うことができる。

次に、1パケットで用いることのできる12.5ビットのうち、12ビットを用いて表-1のような送信データフォーマットを設定する。カメラの撮影開始と光源の点滅開始は非同期であるために、ヘッダーを用いて受信した信号からデータの開始位置を探索する。ヘッダーを設計するにあたり、上記のビットを表すサンプルの組み合わせと異なるものにする必要があった。そこで、3ビット、つまり12サンプルのヘッダーを次のように設定した。

Header → 111111000000

送信できるデータは6ビットであるため、64個の ID を設定することができる。また、受信したデータに誤りがある場合を検出するために、巡回冗長検査（CRC）を用いた⁹⁾。巡回冗長検査とは、送信するデータに対して、あらかじめ定められた生成多項式で割り切れるような余りを付加し、受信側でその生成多項式で割り切れない場合に誤りがあると判別する。本システムでは、3ビットのCRCを生成するために以下の生成多項式を用いた。

$$x^3 + x + 1 \quad (1)$$

例えば、10という ID を送信する場合には、表-2のような送信データ（TD）となる。

(2) しきい値の算出

光源の点滅パターンから ID を算出するために、受信した際の値、つまり画素の値から0と1の2値に変換する必要がある。従来研究において光源検出を行う場合、あらかじめ設定されたしきい値以上の変化がある箇所を光源としていた³⁾⁴⁾。しかしながら、光源の明るさの変化は光源の明るさやカメラからの距離に依存して変化する

表-1 送信データフォーマット

Header 3bit	Data 6bit	CRC 3bit
----------------	--------------	-------------

表-2 送信データの例

ID	10
ID bit	001010
CRC bit	011
TD	111111000000001100111100 001111000011001111001100

るため、すべての画素に同一のしきい値を使うことは難しい。そこで、各画素について、時系列の値の変化を利用してしきい値を算出することとした。

本システムを用いて撮影を行う場合、100枚の撮影にかかる時間は約16秒である。そこで、撮影をしている間には明るさの変化がないものと仮定して(3)で述べる枚数の時系列画像に対し、各画素*i*において最大値 Max_i と最小値 Min_i を算出し、しきい値 Th_i は次の式によって算出する。

$$Th_i = \frac{Max_i - Min_i}{2} + Min_i \quad (2)$$

(3) 光源候補の検出

各画素について、(1)で述べた送信データのフォーマットに基づく規則性を満たすものを光源候補領域として検出する。送信データは、ヘッダー(111111000000)と各ビットを構成するサンプルのうち、1と0の数はともに偶数である。このヘッダーとビットと任意の組み合わせ方をした場合、0と1が切り替わる箇所、つまり01と10が起こる間隔は偶数となる。例えば、図-5のようなデータの場合、サンプルの間隔において、01と10の起こる間隔が偶数になっていることがわかる。そこで、各画素の2値に変換した時系列の値に対して、この規則に従っている画素を光源候補として検出する。

以上の処理を行って光源候補を検出する場合、検出される光源候補の画素数は、用いる時系列の画素数に依存する。検出された光源候補は、次の(4)において巡回冗長検査によって光源かどうかを判別されるが、巡回冗長検査はすべての時系列画像を用いて行うため、光源候補の数に比例して処理時間が増大する。そこで、光源候

00:11111111:00000000:1111:0000:11

図-5 送信データの一部

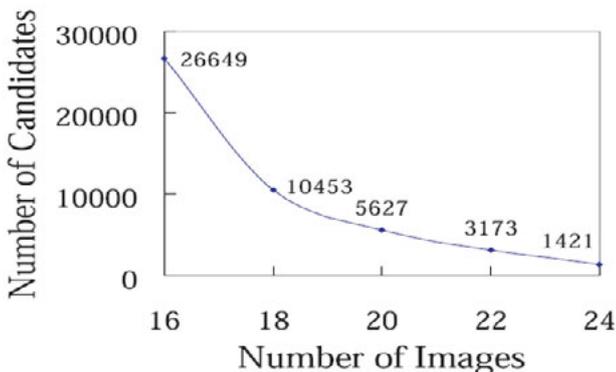


図-6 時系列の画像数と光源候補の画素数の関係

補の画素数はできるだけ少なくする必要がある。図-6は用いる時系列の画像数と検出される光源候補の画素数の関係を示している。本システムは解像度が $4,288 \times 2,828$ の画素を用いており、時系列の画像を16枚用いた場合には、光源候補の画素数は26,649であった。全光源の画素数は236であることから、光源以外の画素においても、上記の規則が観測されたことが分かる。そこで用いる時系列の数を増加させていくと、図-6のように上記の規則が観測される画素が少なくなっていくことから、画像枚数を増やすことで光源候補を絞り込むこととした。ただし、処理可能な枚数はパソコンの仕様に依存することと、適切な時間内で処理を行う必要性から、本システムでは20枚の画像を使用した。

(4) 光源の検出とIDの算出

検出された光源候補の画素に対し、ラベリングをすることで近傍の画素を一つの領域とする。例えば、時系列の画像を20枚用いた場合では、光源候補の画素数が5,627に対して、領域数は2,110となった。このなかには、一つの領域の画素数が1のものが1,466個含まれており、面積のしきい値処理を行うことで候補数を大幅に絞り込むこともできる。

次に、各候補領域において、すべての時系列画像から受信データの検出を行い、巡回冗長検査によって誤りが検出されなかった領域を光源とする。各領域の各画素は、(2)において算出されたしきい値を用いて2値化を行い、各画素の0と1の数について多数決を行うことで、その領域の0と1を算出した。始めにヘッダーの探索を行い、ヘッダーが見つかったものに対して、巡回冗長検査を行う。その結果、誤りのなかった領域を光源とし、その光源のIDが同時に算出される。

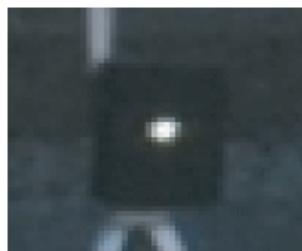


図-7 入力画像



図-8 光源領域

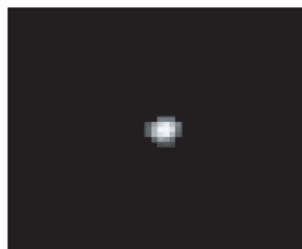


図-9 領域の重み

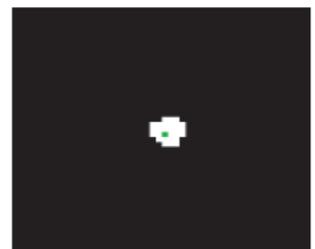


図-10 光源の重心

(5) 光源の中心部の算出

測量を行う地点に光源の中心を設置するため、画像中の光源の中心座標を算出する必要がある。図-7は、Nikon製 D300 を用いて20m先に設置したLED光源を撮影した例で、画像サイズは50×50画素である。図-8は、(4)によって検出した光源領域である。この光源の中心座標を算出するために、各画素を重み付けして重心を算出する。各画素の重みは光源が点灯している場合の画素の平均を用いた。これは図-9のように光が拡散した周辺部の重みを小さくするためである。図-10は、重心を1画素で表しているが、計算上は重心の位置をサブピクセル単位で処理している。

5. 標定処理

(1) 座標系

図-11は写真測量で用いられる座標系を示している。 (X_w, Y_w, Z_w) が地上座標系、 (x_c, y_c, z_c) がカメラ座標系、 (x, y) が画像座標系、 f が焦点距離であり、 (X_o, Y_o, Z_o) が地上座標系におけるカメラの位置を示している。カメラ座標系は、カメラの姿勢 (ω, ϕ, κ) から算出されるカメラの回転行列 R
 (ω, ϕ, κ) と地上座標系を用いて

$$\begin{pmatrix} x_c \\ y_c \\ z_c \end{pmatrix} = R(\omega, \phi, \kappa) \begin{pmatrix} X_w - X_o \\ Y_w - Y_o \\ Z_w - Z_o \end{pmatrix} \quad (3)$$

のように表せる。後方交会とは、このカメラの位置と姿勢を求めることに等しい。また、投影中心、画像中の像、地上の対象物が一直線上にあるという共線条件式を用いることで、画像座標系はカメラ座標系と焦点距離を用いて

$$x = -f \frac{x_c}{z_c} \quad y = -f \frac{y_c}{z_c} \quad (4)$$

のように表される。

(2) 後方交会

後方交会は、カメラの位置姿勢を求めることであり、カメラの焦点距離が既知の場合、画像上に3次元座標が既知の点が最低3点写っていれば行うことができる。本システムでは、共線条件式の線形化に基づく逐次近似解法によって後方交会を行う。

後方交会を行うにあたり、日本測量協会が行っている

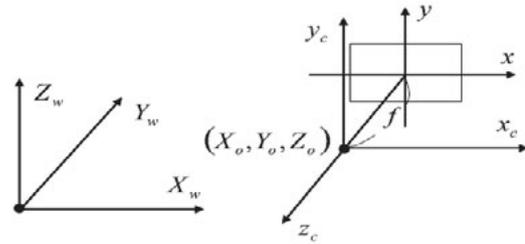


図-11 座標系

焦点距離とレンズ歪パラメータの測定結果⁷⁾を利用した。レンズ歪パラメータは、放射方向歪を補正係数が3次、接線方向歪補正係数が2次となっている。この歪パラメータと焦点距離情報を用いて、算出した光源の重心位置の補正を行った。

また、カメラの位置姿勢の算出にあたり、式(4)の共線条件式は非線形であるために線形化を行う。カメラ座標系 (x_c, y_c, z_c) は、カメラ位置 (X_o, Y_o, Z_o) との姿勢 (ω, ϕ, κ) から表せるため、式(4)は

$$F(X_o, Y_o, Z_o, \omega, \phi, \kappa) = -f \frac{x_c}{z_c} - x = 0 \quad (5)$$

$$F(X_o, Y_o, Z_o, \omega, \phi, \kappa) = -f \frac{y_c}{z_c} - y = 0$$

のような関数として表すことができる。式(5)に対して、カメラの位置姿勢の初期値を与え、テーラー展開の1次近似による線形化を行う。次にトータルステーション等により計測した光源の3次元座標値と検出された光源の重心位置を用いて、最小二乗法によってカメラの位置姿勢の補正量を算出する。この処理を繰り返して収束解を算出することで、カメラの位置姿勢を決定する。

(3) 前方交会

前方交会とは、各視点において後方交会を行った結果に基づいて、未知な点の3次元座標の算出を行う。式(3)と式(4)を次式のように変換する。

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ 1 \end{pmatrix} \sim P \begin{pmatrix} X_w \\ Y_w \\ Z_w \\ 1 \end{pmatrix} \quad (6)$$

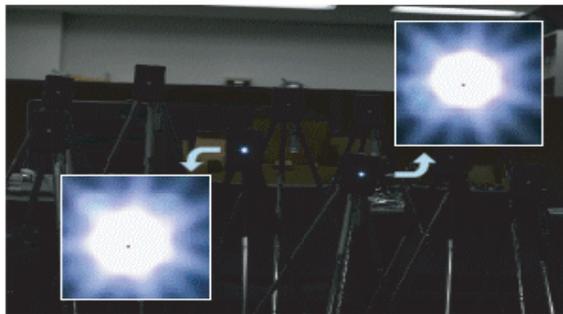
P は画像処理の分野で射影行列と呼び、焦点距離とカメラの位置姿勢を含む 3×4 の行列である。本システムは式(6)を用いて三角測量を行う。2視点以上の式(6)

表-3 可視光通信を用いた3次元位置計測

送信機	LEDのデータレート	1.61bps
	変調方式	2PPM
	平均送信電力	30mW(光源検出・精度検証実験) 5W(現場実験)
受信機	カメラ	Nikon製D300
	焦点距離	52.297mm(光源検出・精度検証実験) 28.659mm(現場実験)
	解像度	4288×2848画素
	イメージセンサーサイズ	23.6mm×15.9mm

表-4 光源検出可能な距離

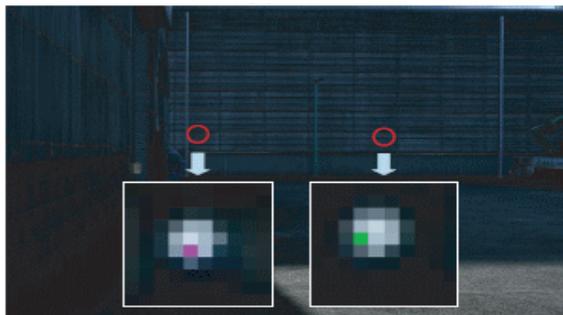
距離(m)	個数	平均の面積(pixel)
2	29	2963.6
35	27	7.4
50	25	6.5



(a) 2m



(b) 35m



(c) 50m

図-12 各距離の画像



図-13 点灯状態



図-14 消灯の瞬間

の方程式を作成して解くことで、光源の (X_w , Y_w , Z_w) を算出する。

6. 実験

(1) 光源を検出できる距離

表-3に示す仕様の機材で光源として検出することのできる距離の検討を行った。図-2に示した光源を10個使用して、2m、35m、50m先に設置し、各距離において3回撮影を行った。図-12に各距離において撮影した画像の例を示す。各画像の中に含まれる光源の図は、2mの場合は150×150画素サイズの画像、35mと50mの場合は10×10画素サイズの画像を拡大したものである。2mの場合は、光源の周辺に光が拡散しているが、中心部と比較をした場合に重みが非常に小さくなるため、光源の中心部を算出できていることが分かる。

次に、光源検出の安定性について評価を行った。各距離において1回の撮影につき、10個の光源検出を行い、撮影を3回行っているため、30個の光源について検出を行った。検出できた光源の個数とその面積の平均を表-4に示す。35mと50mの場合は、光源の面積が数ピクセルであったが、30個中、27個と25個の検出ができた。検出できなかった光源では、画像のノイズの影響から正しく信号を受信できていなかった。2mの場合は、30個中、1個の光源検出ができなかった。この原因は35mと50mの場合と異なり、点灯している状態から消える状態へ変わる瞬間を撮影してしまったためである。図-13は点灯している状態であり、この光源が消える瞬間を撮影したものが図-14である。これは送信機と受信機の周波数を一致できていない場合に生じる問題であり、1サンプル分多くサンプリングしたために、誤り訂正が行えない例である。

(2) 精度検証実験

表-3に示す仕様のデジタル一眼レフカメラとLED光源を用いて、模擬測量実験を行った。図-15のように10点のLED光源を設置し、約20m遠方の2箇所より撮影した。本実験では6点を基準点(0~5)として光波測量機器を用いて座標を測量した後、測量点4点(6~9)を含む全10点が同じ画面に写るように2箇所から高速連続撮影した。撮影した画像データの基準点から標定処理により得られた各撮影箇所におけるカメラ位置と方向等の情報と各画像における測量点の光源の位置情報を用いて、測量点4点(6~9)の座標を算出した。

このようにして求めた測量点の座標と、光波測量機器を用いて計測した測量点4点の座標とを比較することに

よって、精度確認を行った。その結果を表-5に示す。ここに示されているように、比較の結果、最大の誤差で10mmと、光波測量機器自体の測量誤差と遜色ない程度の差異であることが確認された。なお、この誤差は使用するデジタルカメラの画素数にも依存するため、高解像度のデジタル一眼レフカメラを使用することで、さらに精度向上を図ることが可能である。

(3) 現場実験

図-15に示す施工中の実現場において実験を行った。

表-5 測量結果の比較

ID	光波測量			写真測量			誤差
	X	Y	Z	X	Y	Z	
6	59.227	50.000	25.020	59.225	50.004	25.018	0.005
7	57.164	49.998	25.064	57.164	50.003	25.060	0.007
8	53.998	50.002	25.207	53.998	50.006	25.208	0.004
9	49.991	49.996	25.234	49.992	50.005	25.230	0.010

(単位:m)



図-15 現場実験状況



図-16 高輝度LED光源

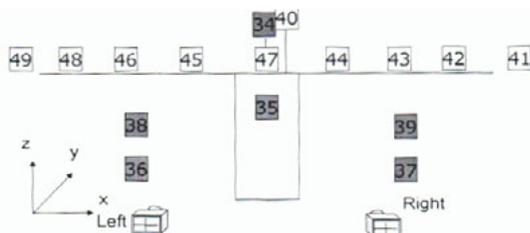


図-17 現場の機材設置状況

実現場においては、長距離の計測が必要となることから100m以上の距離から認識可能な高輝度タイプの防塵防水加工を施したLED光源(図-16)を作成して計測に使用した。その仕様と他実験機材の仕様を表-3に示す。

現場においては、図-17のようにLED光源を配置し、約50m離れた地点2箇所よりカメラで100枚連続撮影を行った。基準点は精度検証実験と同様に6点を使用して解析を行い表-6に示す結果を得た。カメラ撮影位置より100m以上離れた画像端部に写った41, 48, 49のLED光源の精度は悪いものの、それらを除けば約20mmの誤差で計測可能である。

7. 結論

以上の実証試験を踏まえ、本システムの特徴としては、以下のことが挙げられる。

- ①市販のデジタルカメラ、パソコンと簡易なLED光源のみを使用してシステムを構築することが可能
- ②暗闇でも計測可能
- ③多数の点を同時に、しかも短時間で計測可能
- ④2箇所から撮影したそれぞれのLED光源に関する情報を、自動的に関連付けできる。
- ⑤一度だけLED光源を設置すれば、測定の度に人が測点に行く必要がないため、省力化、安全性の向上につながる可能性がある。
- ⑥安価に自動計測システムを組むことが可能
- ⑦計測データはデジタル出力のため、測量データを他の用途へ利用しやすい。

これらの特徴を生かした実施工現場での改善対策として、以下の用途が考えられる。

(1) 橋梁建設時の形状管理

これまでの橋梁における形状管理では、すべての測点を1点ずつ計測していくため、大規模な橋梁などでは測量に多くの時間を要していた。長大斜張橋などでは日照などの影響により、各部材の温度が逐次変化するため、測量時間中に温度変化による変形が生じ、測量誤差の拡大(測量条件の不一致性)にもつながっていた。また、温度の安定する夜間の測量は、測量点を目視により視準する関係上、実施が困難であった。

今回のシステムは、多くの点を一度に測量できるために、同一条件下での形状を計測することができる。また、夜間に自動撮影を行うことにより、構造物の温度が一番安定している同一時刻にすべての点を測量することができる。以上より、精度向上が期待できるほか、一度だけLED光源を設置するだけで、それ以降は測量点にス

表 -6 測量結果の比較

ID	トータルステーションの値(m)			測量値(m)			誤差(m)			total(m)
	x	y	z	x	y	z	x	y	z	
40	73.587	67.581	73.321	73.588	67.578	73.329	0.001	-0.003	0.008	0.009
41	97.616	50.036	71.972	97.564	49.996	71.960	-0.052	-0.040	-0.012	0.067
42	92.801	50.033	71.872	92.775	50.010	71.859	-0.026	-0.023	-0.013	0.037
43	88.011	49.971	71.75	87.995	49.957	71.740	-0.016	-0.014	-0.010	0.023
44	83.312	50.036	71.674	83.304	50.033	71.662	-0.008	-0.003	-0.012	0.015
45	68.398	50.054	71.37	68.399	50.040	71.354	0.001	-0.014	-0.017	0.022
46	63.628	49.995	71.308	63.630	49.964	71.290	0.002	-0.031	-0.018	0.036
47	75.834	50.125	71.546	75.832	50.120	71.532	-0.002	-0.005	-0.014	0.015
48	58.798	49.983	71.235	58.809	49.937	71.215	0.011	-0.046	-0.020	0.051
49	53.997	50.004	71.125	54.012	49.946	71.114	0.015	-0.058	-0.011	0.061
未知点の誤差の平均							-0.007	-0.024	-0.012	0.034
未知点の誤差の最小							0.001	0.003	0.008	0.009
未知点の誤差の最大							0.052	0.058	0.020	0.067

タッフやターゲットを配置する必要がないため、作業の省力化にも寄与できる。

(2) 地すべり地帯の自動計測

地すべり地帯などにLED光源を設置し、一定間隔で自動撮影をすることで、地すべりを常時監視することができる。また、測定の度に作業員が測点に行く必要がないため、安全性も向上する。

(3) トンネル内の変形監視

トンネル構内で変状が懸念される部位にLED光源を設置し、一定間隔で自動撮影する。そのデータをネットワーク経由で監視室などに伝送することにより、24時間の遠隔による変形監視を行うことができる。

8. おわりに

本論文では、最先端の通信技術である可視光通信を測量技術へ利用する取り組みについて紹介した。可視光通信は、今後ますますその適用事例を広げていくと考えられ、建設産業においても、その特徴を生かした利用法を検討していくことで、新技術開発の可能性が広がると考えられる。

今後、本システムを用いてさまざまな現場条件に合致するような光源の開発や精度向上などを図り、実施工へ展開していく予定である。

参考文献

1) M.Lightfoot and et al., “ The Measurement of Welding Distortion in Shipbuilding using Close

Range Photogrammetry,” 2007 Annual Conference of the Remote Sensing and Photogrammetry Society, 2007.

2) T.Komine and M.Nakagawa, “ Integrated System of White LED Visible-Light Communication and Power-Line Communication,” IEEE Transactions on Consumer Electronics, Vol.49, No.1, 2003.

3) Y.Oike and et al., “ A Smart Image Sensor With High-Speed Feeble ID-Beacon Detection for Augmented Reality System,” IEEE European Solid-State Circuits Conference, pp.125-128, 2003.

4) N.Matsushita and et al., “ ID CAM: a smart camera for scene capturing and ID recognition,” IEEE and ACM International Symposium on Mixed and Augmented Reality, pp.227-236, 2003.

5) H.Binti and et al., “ Visible Light Communication with LED Traffic Lights Using 2-Dimensional Image Sensor,” IEICE transactions on fundamentals of electronics, communications and computer sciences, Vol.E89-A, No.3, 2006.

6) C.Shi-yi and L.Yu-bai, “ Error Correcting Cyclic Redundancy Checks based on Confidence Declaration,” 6th International Conference on TS Telecommunications Proceedings, pp.511-514, 2006.

7) 社団法人日本測量協会 <http://www.jsurvey.jp/>

ひび割れ誘発材を有する耐震壁に関する検討

A Study of Shear Wall with Contraction Joint to Control the Shrinkage Crack

田野 健治 KENJI TANO

建築生産計画部 松井 幸一郎 KOUICHIROU MATSUI

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

本報告では、耐震壁の収縮ひび割れの制御に有効なひび割れ誘発材の選定結果と、選定したひび割れ誘発材を用いた耐震壁の水平加力実験結果を記述している。収縮ひび割れ試験により、ひび割れ誘発材として壁厚に対して約 40%相当の幅を持つ平鋼が適当であることがわかった。また、ひび割れ誘発材として平鋼を採用した耐震壁は、ひび割れ誘発材のない耐震壁とほぼ同様な耐震性能を有することを確認した。

キーワード：耐震壁，ひび割れ誘発材，収縮ひび割れ試験，水平加力実験

This report describes the selection of the contraction joint to control shrinkage crack and experimental results of a loading test of shear wall with the contraction joint. As a result of dry shrinkage cracking test, flat bar with about 40% of wall thickness in width turned out to be effective in controlling shrinkage crack. And as a result of a loading test of shear wall with contraction joint, it was confirmed that there were no different between the seismic performance of the wall with the contraction joint and that of without joint.

Key Words: Shear Wall, Contraction Joint, Dry Shrinkage Cracking Test, Loading Test

1. はじめに

建物の外壁では、柱・梁により周辺が拘束されているために、乾燥収縮や気温の変動などによりひび割れが多数発生し、美観を損ねるだけでなく漏水や耐久性の低下を招くことがある。その対処方法の一つとして、一般的にはひび割れの分散を防ぎ、ひび割れの集中を図る目的で収縮目地を設けることが行われている。参考に図-1に「鉄筋コンクリート造建物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」¹⁾に示されている外壁の収縮目地の一例を示す。しかし、収縮目地の設置のみでは、ひび割れの分散抑止・集中効果に乏しく、現状の外壁には無数のひび割れの発生が報告されている。この問題を受け、本検討では、従来型の収縮目地よりもひび割れ集中率が高く、経済的なひび割れ誘発材の選定を行うこととした。

一方、耐震壁などにひび割れ誘発材を積極的に取り入れることは、有効断面積の減少という観点から望ましくないとされており、ひび割れ誘発材を有する耐震壁の耐震性能が報告されている^{2)~4)}。本報告においても同様に、収縮ひび割れ試験によって選定したひび割れ誘発材

を有する耐震壁の水平加力実験を行い、耐震性能を確認することとした。

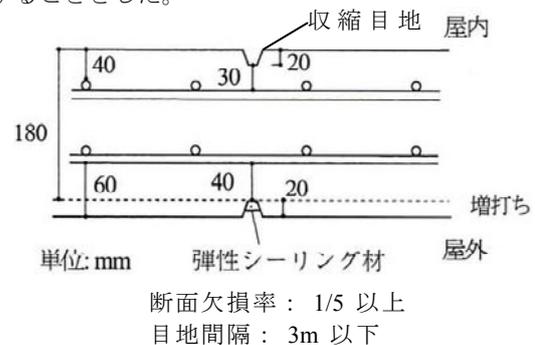


図-1 外壁の収縮目地の例¹⁾

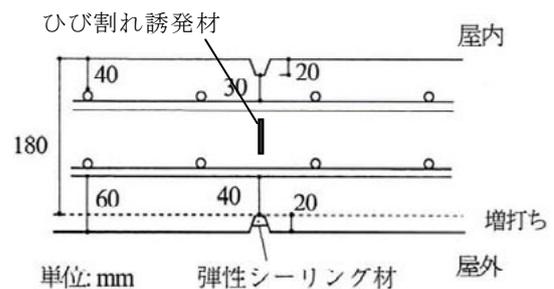


図-2 ひび割れ誘発材の設置例（例：平鋼）

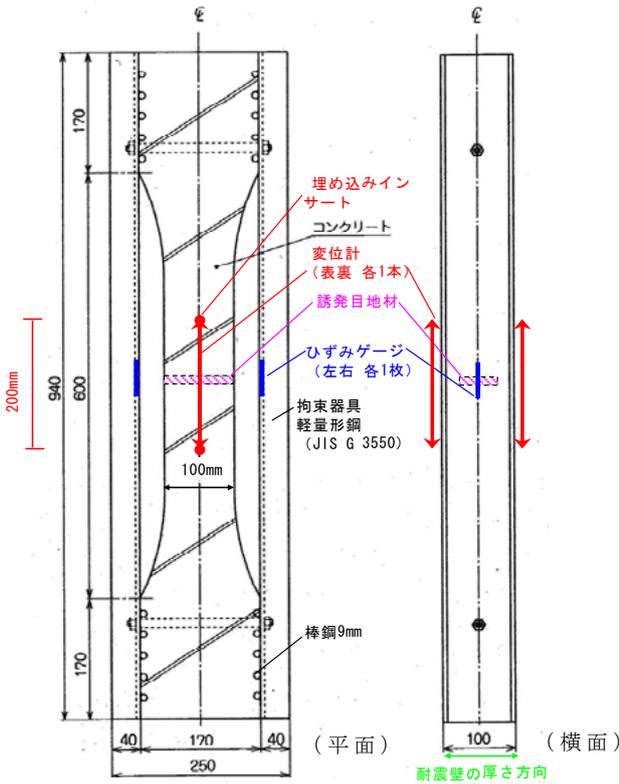
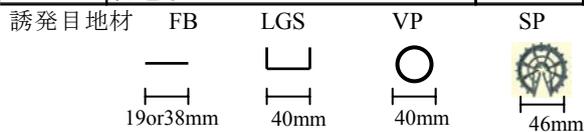


図-3 試験体形状および計測位置

表-1 収縮ひび割れ試験体一覧

試験体	誘発材の仕様	断面欠損率 (%)
No. 1 -1 -2	平鋼 19×3.0mm (FB19)	19
No. 2 -1 -2	平鋼 38×3.0mm (FB38)	38
No. 3 -1 -2	軽量形鋼 40×20×1.6mm (LGS)	40
No. 4 -1 -2	塩ビ管 φ40mm (VP)	40
No. 5 -1 -2	プラスチック製ドーナツ形スペーサー (SP)	46
No. 6 -1	目地なし	0



2. 収縮ひび割れ試験概要

図-2にひび割れ誘発材が平鋼の場合の設置例を、図-3に収縮ひび割れ試験に用いた試験体の形状および計測位置を、写真-1に型枠およびひび割れ誘発材設置状況を、写真-2に計測状況を示す。試験体は JIS A 1151 「拘束されたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験方法」を参考に製作した。試験体中央の L=600mm 区間では断面が端部から徐々にくびれ中央の最小断面位置では 100×100 mm の矩形となっており、その中央部分に断面欠損率 (コンクリート断面積 100×100mm に対するひび割れ誘



写真-1 型枠およびひび割れ誘発材設置状況



写真-2 計測状況

発材の面積の比) および仕様を変えたひび割れ誘発材を配置している。また、コンクリートの両側面には軽量形鋼を配し、軽量形鋼とコンクリートとの接触面には 9mm の棒鋼を溶接してコンクリート試験体の収縮を拘束している。コンクリート設計基準強度はすべての試験体で $F_c = 36\text{N/mm}^2$ とし同一バッチのコンクリートを打設した。付録 1 にコンクリートの配合報告書を示す。

計測項目は、試験体両面の 200mm 区間における材軸方向の変位および軽量形鋼の中央位置の材軸方向のひずみおよび室内の温度と湿度である。表-1に収縮ひび割れ試験体一覧を示す。試験体に設置するひび割れ誘発材の種類は平鋼 幅 19×厚さ 3.0mm (以下, FB19), 平鋼 38×3.0mm (以下, FB38), 軽量形鋼 40×20×1.6mm (以下, LGS), 塩ビ管 直径 40mm (以下, VP), プラスチック製のドーナツ形スペーサー 直径 100mm (以下, SP) の 5 種類である。No.6-1 は比較のために、ひび割れ誘発材を設けない試験体である。試験体は No.6-1 を除き、各ひび割れ誘発材に対して 2 体ずつ製作し、総数は 11 体である。計測は、試験体の底板および試験体中央のくびれ部分の型枠を撤去した後のコンクリート材齢 7 日目に開始した。計測期間は、2007 年 10 月 18 日から同年 11 月 28 日である。試験場所は、施工試験建物の 1 階室内である。

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験日数 (日)	材齢 (日)	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 ($\times 10^4$)N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
0	7	32.5	2.67	2.5
7	14	36.0	2.91	2.8
14	21	38.5	2.90	3.6
21	28	38.1	2.96	3.4
78	85	44.6	3.01	3.7

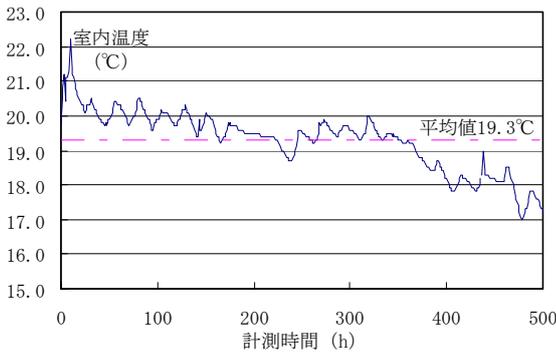


図-4 コンクリート打設時からの経過時間と室内温度

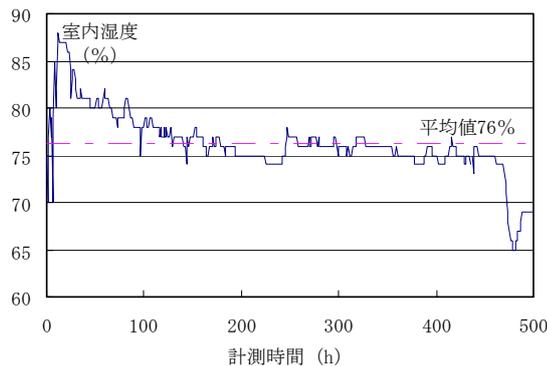


図-5 コンクリート打設時からの経過時間と室内湿度

3. 収縮ひび割れ試験結果

表-2に収縮ひび割れ試験のコンクリートの材料試験結果を、図-4にコンクリート打設時からの経過時間と室内温度の関係を、図-5に同様に経過時間と室内湿度の関係をひび割れの発生した500時間までについて示す。コンクリート強度は強度の発現が十分になされたと考えられる材齢85日において圧縮強度44.6N/mm²、割裂強度3.7N/mm²であった。後述するが、試験体にひび割れが生じたのはコンクリート材齢10~21日であるので、表-2から圧縮強度、割裂強度ともに強度発現段階であった。計測期間は秋季から冬季にかけてであったので、室内温度は徐々に低下しており、平均で19.3度であった。湿度は計測500時間以降でほぼ安定しており、平均で76%であった。

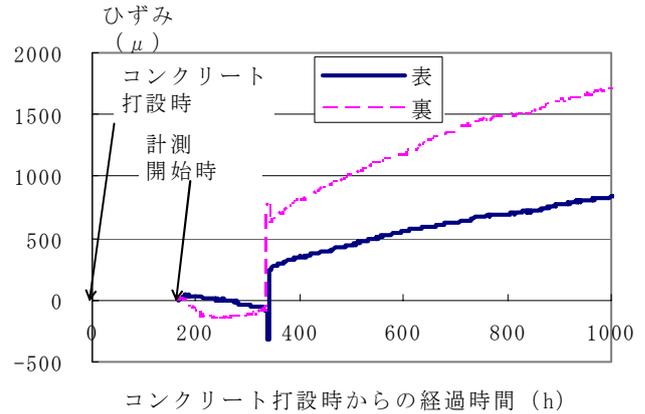


図-6 コンクリート部のひずみの経時変化 (No.2-1)

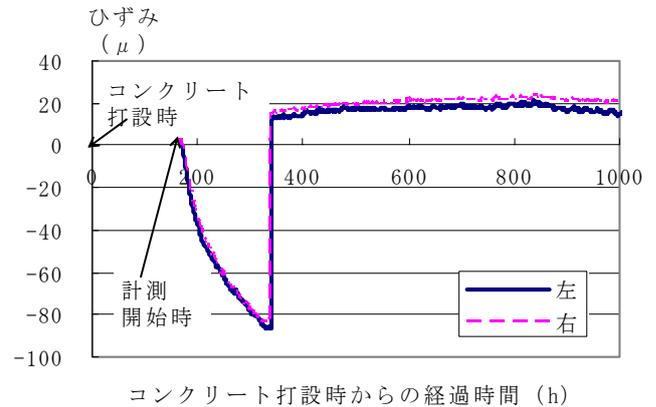


図-7 軽量形鋼のひずみの経時変化 (No.2-1)

表-3 収縮ひび割れ試験結果一覧

試験体	目地材	断面欠損率 (%)	ひび割れ箇所	ひび割れ発生時間 (h)	ひび割れ発生時鋼材ひずみ (μ)
No. 1-1	FB19	19	目地部外	484	-110
No. 1-2			目地部外	382	-95
No. 2-1	FB38	38	目地部	338	-84
No. 2-2			目地部	294	-82
No. 3-1	LGS	40	目地部外	415	-91
No. 3-2			目地部	347	-89
No. 4-1	VP	40	目地部	317	-79
No. 4-2			目地部外	298	-72
No. 5-1	SP	46	目地部	249	-65
No. 5-2			目地部	223	-49
No. 6-1	目地なし	0	-	491	-107

一例として図-6にNo.2-1試験体のコンクリート部中央200mm間の平均ひずみの経時変化を、同様に図-7に軽量形鋼のひずみの経時変化を示す。なお、図中のひずみはプラスが引張ひずみ、マイナスが圧縮ひずみである。コンクリートのひずみは、計測開始後、徐々に圧縮側に大きくなり、ひび割れの発生に伴い引張側に転じ、その後は、収縮によるひび割れの拡大とともに引張ひずみが大きくなっている。鋼材のひずみは、計測開始後、コンクリートと同様に徐々に圧縮側に大きくなり、ひび割れの発生に伴い開放され、その後は一定の引張りひずみを生じている。一定となった引張ひずみは、コンクリート打設時から計測開始時まで発生したコンクリートの収縮ひずみである。なお、ほかの試験体もひずみの挙動は、ほぼ同様な傾向であった。

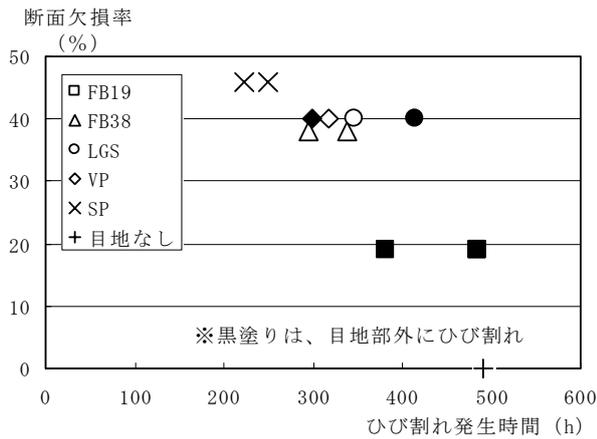


図-8 ひび割れ発生時間と断面欠損率の関係

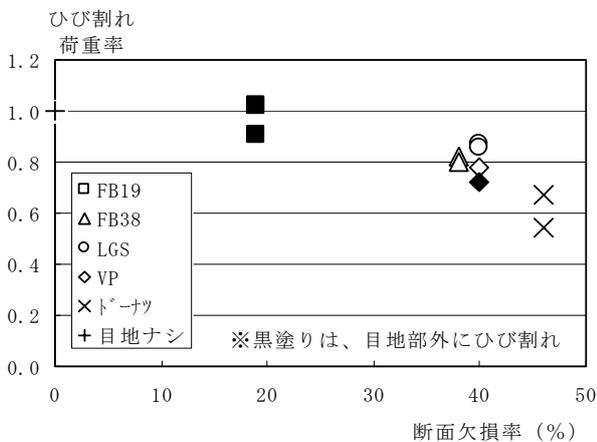


図-9 断面欠損率とひび割れ荷重率の関係

表-3に収縮ひび割れ試験結果一覧を示す。ひび割れの発生時間については、試験体の目視と軽量形鋼のひずみを合わせて判断した。ひび割れは、ひび割れ誘発材の位置に発生する場合もあるが、計測用の埋め込みインサート位置など、目地部外にも生じる場合があった。その傾向は、断面欠損率が小さいものほど顕著であった。図-8にひび割れ発生時間と断面欠損率の関係を示す。おおむね、断面欠損率が大きいほどひび割れ発生時間が早い関係にあることがわかる。また、断面欠損率40%程度で異なるひび割れ誘発材を用いたFB38, LGS, VPの試験体を比較すると、LGSを用いたNo.3のひび割れ発生時間がほぼ同様な断面欠損率のFB38を用いたNo.2, VPを用いたNo.4と比べて若干遅い。このことはLGSがコの字の形状であり、ほかの2試験体と比べて誘発目地材とコンクリートとの接地面積が大きいことによるのではないかと推測される。

図-9に断面欠損率とひび割れ荷重率の関係を示す。ここで示すひび割れ荷重率とは、目地なしの試験体のひび割れ発生時の鋼材ひずみを基準にして、各々の試験体の

表-4 水平加力試験体一覧

試験体	ひび割れ誘発材	その他
No. 1	—	—
No. 2	平鋼 (幅26mm, 厚さ3mm)	—
No. 3	平鋼 (幅26mm, 厚さ3mm)	横筋付着除去区間50mm

共通: $F_c=30N/mm^2$, 柱軸力比 0.1

表-5 水平加力試験体の材料試験結果

(コンクリート)

試験体	材齢 日	圧縮強度 N/mm^2	弾性係数 $(\times 10^4) N/mm^2$	割裂強度 N/mm^2
No. 1	72	38.7	2.63	3.2

(鋼材)

部位	種類	断面積 mm^2	降伏点 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	弾性係数 $(\times 10^5) N/mm^2$	降伏ひずみ $\mu (\times 10^3)$	伸び %
壁筋	D6 (SD295)	32	402 [※]	546	1.96	4167 [※]	16.2
柱主筋	D16 (SD490)	199	375	556	1.97	1916	25.1
柱帯筋	D6 (SD295)	32	365 [※]	537	1.94	3927 [※]	24.3

※0.2%オフセット法

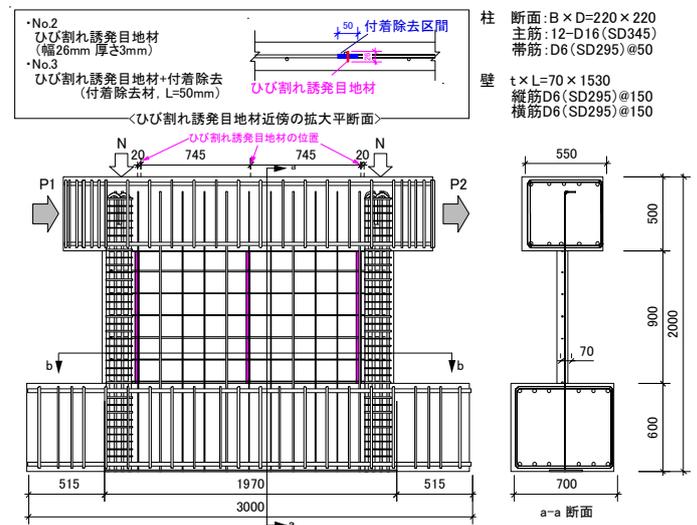
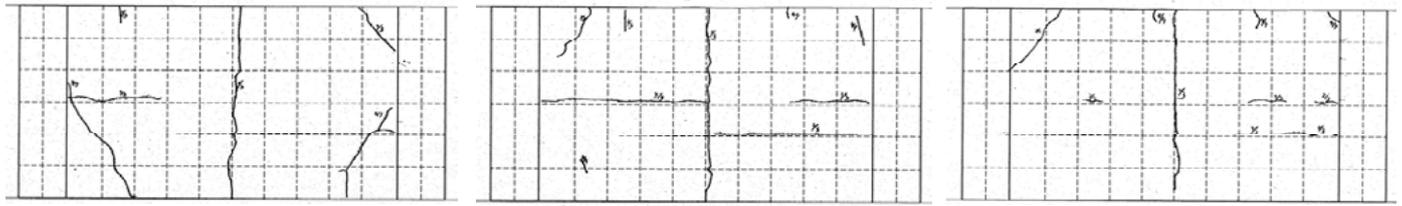


図-10 水平加力試験体の配筋およびひび割れ誘発材の詳細

ひび割れ発生時の鋼材ひずみの割合を表したものである。各試験体で使用している軽量形鋼は同種のもので、ひび割れ発生時の荷重の割合と同義である。ひび割れ荷重率は、目地部の断面欠損率が大きくなるほど、小さくなる傾向にある。つまり、断面欠損率が大きいほど、目地部にひび割れが生じやすいことを示している。以上の結果および経済性や施工性を考慮して、ひび割れ誘発材に平鋼 38×3.0mmを採用することとした。

4. 耐震壁の水平加力実験概要

収縮ひび割れ試験結果や経済性・施工性を参考に、平鋼 (FB) を用いた断面欠損率40%程度のひび割れ誘発目地材を設けることによって、耐震壁の収縮ひび割れの分散を抑制し、ひび割れを集中させる方策をとることとした。引き続き、採用したひび割れ誘発材を有する耐震

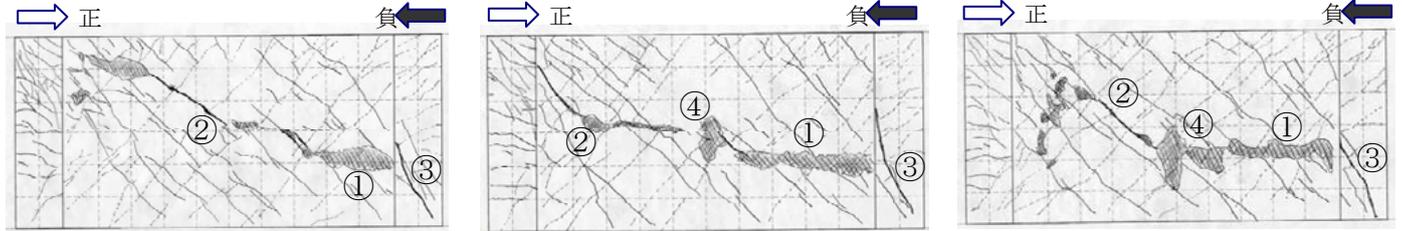


No.1 (ひび割れ誘発材なし)

No.2 (ひび割れ誘発材あり)

No.3 (誘発目地材 + 横筋付着除去)

図-11 加力前のひび割れ状況

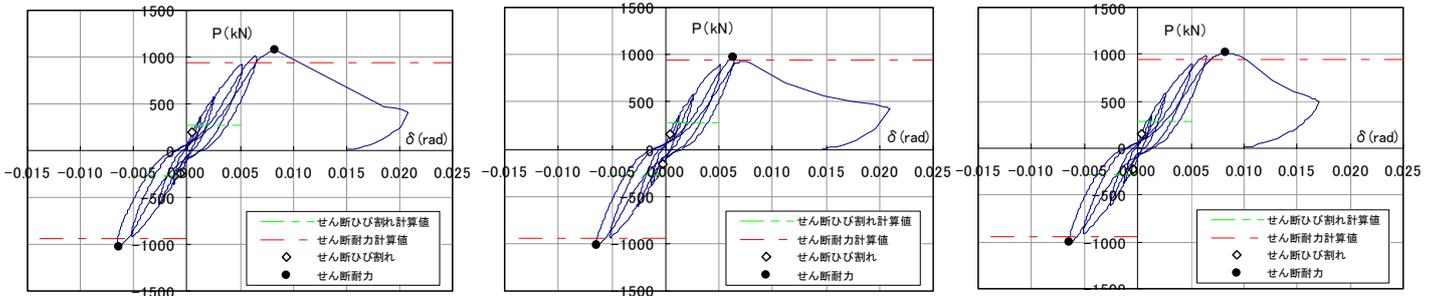


No.1 (ひび割れ誘発材なし)

No.2 (ひび割れ誘発材あり)

No.3 (誘発目地材 + 横筋付着除去)

図-12 最終ひび割れ状況



No.1 (ひび割れ誘発材なし)

No.2 (ひび割れ誘発材あり)

No.3 (誘発目地材 + 横筋付着除去)

図-13 荷重-変形角関係

壁の水平加力実験を行ったので、その結果について報告する。

表-4に水平加力試験体一覧を、表-5に水平加力試験体の材料試験結果を示す。また、図-10に水平加力試験体の配筋およびひび割れ誘発材の詳細を示す。試験体は総数3体であり、図-10に示すように1,750mmスパンの1層の耐震壁で、側柱断面は220×220mm、壁厚は70mm壁内法高さは900mm、壁せん断補強筋比は2.05%、コンクリート設計基準強度30N/mm²はともに共通である。実験要因は、ひび割れ誘発材の有無、ひび割れ誘発目地を貫通する横筋の付着除去部の有無であり、No.1はひび割れ誘発目地を設けない試験体、No.2はひび割れ誘発材を設けた試験体、No.3はひび割れ誘発目地を設けて、さらにひび割れ誘発材を貫通する横筋の付着を一部除去した試験体である。No.3の横筋の付着の除去は、ひび割れ誘発後のひび割れの集中率を高くする効果を狙ったものである。

加力は、脚部を反力床に固定し、左右の柱に軸力比0.1 ($=0.1B \cdot D \cdot F_c$)の一定軸力N (142kN)を作用

させ、加力梁端部の一端に圧縮力P1を、他端にP1と同じ大きさの引張力P2を同時に加えた。載荷履歴は、層間変形角 $R=\pm 1/1000, \pm 1/500, \pm 1/250, \pm 1/200, \pm 1/150\text{rad}$ を各1回とした後に押し切りとした。

5. 耐震壁の水平加力実験結果

図-11に加力前のひび割れ状況を示す。試験体は、コンクリート打設から実験開始までに約2ヶ月間の養生期間をとった。その間に、乾燥収縮による壁板中央の縦ひび割れ(ひび割れ誘発目地があるものは、目地に沿って)、壁板隅角部の斜めひび割れが発生したものの、試験体相互でのひび割れ状況に大きな違いはなかった。

(1) 加力中のひび割れ状況と最終破壊状況

図-12に最終ひび割れ状況を示す。ひび割れ発生過程は、ひび割れ誘発材の有無に関わらず、ほぼ同様であった。 $R=\pm 1/1000\text{rad}$ サイクルの+1/2500~1/1875rad時に加力方向に対して斜め45度方向のせん断ひび割れが発生

表-6 各強度の実験値と計算値の比較

試験体	せん断ひび割れ強度			せん断終局強度		
	実験値	計算値	eQsc	実験値	計算値	eQsu
	eQsc (kN)	cQsc (kN)	cQsc	eQsu (kN)	cQsu (kN)	cQsu
No. 1	196	278	0.71	1070	944	1.13
No. 2	161	278	0.58	972	944	1.03
No. 3	156	278	0.56	1013	944	1.07

〔ひび割れ強度計算式〕⁵⁾

$$V_c = \tau_{scr} t_w l_w / x_w$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_0)}$$

t_w : 耐震壁の壁厚, l_w : 側柱中心間距離, x_w : 形状による補正係数,

σ_t : コンクリートの引張強度, σ_0 : 鉛直荷重による壁板の圧縮応力度

〔せん断終局強度計算式〕⁶⁾

$$cQsu = \left(\frac{0.068 P_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/Q \cdot D + 0.12}} + 2.7 \sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{sh}} + 0.1 \sigma_0 \right) b_e \cdot j$$

P_{te} : 等価引張鉄筋比, F_c : コンクリート設計標準強度,

P_{se} : 壁厚 b_e とした時の水平せん断補強筋比, σ_{sh} : 水平せん断補強筋の降伏点,

b_e : 等価長方形断面に置き換えた場合の壁厚

した。その後、 $R=\pm 1/1500$ rad サイクルでは、柱に曲げひび割れが発生するとともに、せん断ひび割れの数も増加している。 $R=\pm 1/250$ rad サイクルでは、壁板中央にせん断ひび割れが発生し、 $R=\pm 1/200$ rad サイクルでは、ほぼ壁全面にせん断ひび割れが生じた。その後、各試験体ともに $R=\pm 1/150$ rad サイクル後の押し切り時に、せん断破壊した。

破壊は壁板下部の圧壊からはじまり（図示①）、壁板上部の隅角部方向に斜めひび割れが進展（図示②）して、その後、柱を貫通（図示③）して、耐力が低下した。なお、ひび割れ誘発材を設けたNo.2、No.3では、壁中央部の圧壊（図示④）が①の圧壊とほぼ同時に生じた。

（2）各実験値と計算値の比較

図-13 に荷重-変形角関係を示す。試験体の履歴形状は、ひび割れ誘発材の有無に関わらず $R=\pm 1/200$ rad サイクルまでは、ほぼ同様であった。その後、 $R=\pm 1/150$ rad サイクルでは、ひび割れ誘発材を設けたNo.2の破壊時耐力が、ほかの試験体に比べて若干小さいものの、ほぼ同様な破壊傾向を示した。また、各グラフ上には、せん断ひび割れ強度の計算値およびせん断終局強度の計算値を合わせて示している。また、表-6に各強度の実験値と計算値の比較を示す。せん断ひび割れ強度の計算値に対する実験値の比率 $eQsc/cQsc$ は0.56～0.71となっており、計算値は実験値を上回っている。一方、せん断終局強度の計算値に対する実験値の比率 $eQsu/cQsu$ は1.03～1.13となっており、よい対応を示している。

以上より、ひび割れ誘発材の有無に関わらず、ほぼ同様なひび割れ性状、履歴性状を示すことを確認した。また、せん断ひび割れ強度⁵⁾および、せん断終局強度⁶⁾の算定に既往の強度計算式を用いることによって、計算値は実験値をおおむね良好に評価できることを確認した。

6. まとめ

ひび割れ集中率が高く経済的な、ひび割れ誘発材の選定を目的とした収縮ひび割れ試験および、選定したひび割れ誘発材を有する耐震壁の水平加力実験を行った結果、以下の知見を得た。

〔収縮ひび割れ試験結果より〕

- ①ひび割れ誘発材によるコンクリート断面の断面欠損率が大きいほど、ひび割れ発生時間が短くなる。
- ②コンクリート断面の断面欠損率が大きいほど、目地部にひび割れが生じやすい。
- ③収縮ひび割れ試験結果および経済性、施工性を考慮して、断面欠損率約40%の平鋼をひび割れ誘発材として選定した。

〔水平加力試験結果より〕

- ①ひび割れ誘発材に平鋼を利用した耐震壁の水平加力実験を実施した結果、ひび割れ誘発材の有無に関わらず、ほぼ同様なひび割れ性状、履歴性状を示すことが確認された。
- ②せん断ひび割れ強度およびせん断終局強度は、既往の強度算定式によりおおむね良好に評価できることがわかった。

参考文献

- 1) 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、日本建築学会、2006
- 2) 大谷 博、今本 啓一：耐震壁に誘発目地を設ける研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1,pp.1095-1096,1998.8
- 3) 小柳 光生、川口 徹、増田 安彦：耐震壁に使用する誘発目地の開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2,pp.473-474,2002.8
- 4) 安部 弘康 ほか：ひび割れ誘発目地付き耐力壁に関する実験的研究（その1）（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1,pp.207-210,2005.9
- 5) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1997
- 6) 広沢 雅也 ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究（その1 3）せん断終局強度について、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系分冊 ,pp.1613-1614,1976.10

〔付録 1〕

レディーミクストコンクリート配合報告書 No. 1											
SMCテック 株式会社 殿					平成 19 年 10 月 10 日						
株式会社 内山アドバンス 柏工場 千葉県柏市富里 3-3-1 TEL: 04-7146-0181 FAX: 04-7146-1393					配合計画者名 飯生 昌之						
工 事 名 称		三井住友建設技術研究所									
所 在 地		千葉県流山市駒小518-1									
納入予定時期											
本配合の適用期間											
コンクリートの打込み箇所											
配合の設計条件											
呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	3377 または3377A Form	粗骨材の最大寸法	呼びの種類による記号						
	普通	30	18	20	N						
指 定 項	呼びの種類	呼び方欄に記載	空気量	4.5 %							
	骨材の種類	使用材料欄に記載	経年劣化率の単位蓄積量	-							
	粗骨材の最大寸法	呼び方欄に記載	呼びの温度	最高・最低							
	材料物性試験調整の方法	A	水比の上限値	-							
	材料の特性・特性による区分	使用材料欄に記載	単位水量の上限値	-							
	水の区分	使用材料欄に記載	単位水量の下限値又は上限値	-							
	選別材料の種類及び使用量	使用材料及び配合表欄に記載	炭酸化合物の増大量	-							
塩化物含有量	0.30 kg/m ³ 以下	-									
呼び強度を保證する材齢	28 日	-									
使 用 材 料											
セメント	生産者名	太平洋セメント (株)		密 度	3.16	N ₁₀ Dev ₁₀	0.55				
混和材①	製品名	-	種 類	-	密 度	-	N ₁₀ Dev ₁₀	-			
	製品名	-	種 類	-	密 度	-	N ₁₀ Dev ₁₀	-			
混和材②	製品名	-	種 類	-	密 度	-	N ₁₀ Dev ₁₀	-			
	製品名	-	種 類	-	密 度	-	N ₁₀ Dev ₁₀	-			
骨 材	No.	種 類	産地又は品名	75μm 特反応性による区分	粒の大きさの範囲	粗粒率又は相率	密度	g/cm ³			
細 骨 材	①	砂	茨城県行方市欠橋産・陸砂	A 洗砂法	5	2.30	-	2.58			
	②	砂	栃木県佐野市間馬町産・砂	A 洗砂法	5以下	3.10	-	2.62			
	③	-	-	-	-	-	-	-			
粗 骨 材	①	砕石	栃木県佐野市間馬町産・砕岩	A 洗砂法	20~5	60.0	-	2.67			
	②	砕石	茨城県東茨城郡城島町産・砕岩	A 化学法	20~5	60.0	-	2.67			
	③	-	-	-	-	-	-	-			
混和材①	製品名	フローリックSV	種 類	A/E減水剤 増粘型1種		N ₁₀ Dev ₁₀	0.6				
混和材②	製品名	-	種 類	-		N ₁₀ Dev ₁₀	-				
混和材③	製品名	-	種 類	-		N ₁₀ Dev ₁₀	-				
細骨材の塩化物量	① 0.000 % ②	水の区分		地下水、上澄水							
配 合 表 (kg/m ³)											
セメント	配 合 表 (kg/m ³)			下 段 (kg/m ³)							
	混和材①	混和材②	水	細骨材①	細骨材②	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和材①	混和材②	混和材③
370	-	-	183	522	224	-	489	488	3.70	-	-
118	-	-	183	202	85	-	183	183	-	-	-
水セメント比	49.5 %		水結合材比		-						
細骨材配合比(質量)	砂:砂礫-70:30										
粗骨材配合比(質量)	砕石2005(砕岩):砕石2005(砂礫)=50.50										
備考	規格区分: JIS 該製品										

貫通孔内に後挿入された鉄筋の付着性状に関する実験的研究

Experimental Study on Bond Behavior of Post-inserted Reinforcement

新上 浩 HIROSHI SHINJO

蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

建築生産計画部 菅谷 和人 KAZUHITO SUGAYA

田野 健治 KENJI TANO

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

梁主筋の貫通孔を有する柱梁接合部一体型プレキャスト柱を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究の一環として、貫通孔内に後挿入された鉄筋の単純引抜き試験を実施し、付着性状を確認した。実験パラメータはコンクリート強度および貫通孔の製作方法である。その結果、コンクリート強度および貫通孔の製作方法の違いによって付着指標および破壊面が異なるものの、貫通孔のない一体打ちとしたものと比較して、同等以上の付着性能を有することがわかった。

キーワード: プレキャスト, 貫通孔, 後挿入, 付着性状, シース, 破壊面

This report describes the pull out test on the bond behavior of the post-inserted reinforcement, which is one of the studies on the structural performance of the RC frame with the beam reinforcement passed through precasted beam-column joint with opening. As a result, it was confirmed that although the bond index and the bond failure surface depended on concrete strength and the casing method of opening for the reinforcement, the bond characteristics of the post-inserted reinforcement was equal or higher than that of the cast-in-placed reinforcement.

Key Words: Precast, Opening, Post-inserted, Bond Behavior, Sheath, Failure Surface

1. はじめに

当社では、鉄筋コンクリート造建物の省力化施工を目的として、主筋の貫通孔を有する柱梁接合部一体型プレキャスト部材（梁または柱）による工法の開発を進めてきた^{1)~4)}。本工法でのプレキャスト柱梁接合部への主筋の定着は、部材製作時に設けておいた貫通孔内に鉄筋を後挿入し、その後高強度モルタルを充填することにより一体化する方法であり、現場でコンクリートを打設することにより一体化する方法と異なり、鉄筋とコンクリート間以外の付着界面を有している。

前報告⁴⁾では、本工法でのプレキャスト柱梁接合部内の梁主筋の付着性能を確認することを目的とした柱梁接合部の応力状態を模擬した加力実験の結果について報告した。本報告では、工法の適用範囲の拡張を目的とした、コンクリート強度と貫通孔の製作方法の異なる試験体による後挿入された鉄筋の単純引抜き試験を実施したので、その結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体計画

試験体の一覧を表-1に、試験体の形状・寸法を図-1に、貫通孔の型枠を図-2に示す。

実験パラメータは、コンクリート強度および貫通孔の製作方法とし、貫通孔の内径（=60mm）と貫通孔内部に充填するモルタル（目標強度 $mF_c=120\text{N/mm}^2$ ）は共通とした。コンクリートの設計基準強度 f_c は、 $f_c=30,60,90,120\text{N/mm}^2$ の4水準である。貫通孔の製作方法は、前報告と同様に鋼製シース（#3060）を打ち込んだもの（以下 S3 シリーズ）、リブ付きのエア加圧式ゴムバッグ（MB-L15）により形成された凹凸のあるコンクリート素地としたもの（以下 M1” シリーズ）、比較用として貫通孔のない一体打ちとしたもの（以下 N シリーズ）の3水準とした。なお MB-L15 は、モルタル充填前に塗布する吸水調整材が溜まるのを防止するため、またモルタル充填時の空気抜きを行うために、上下のリブを切除して

表-2 実験結果一覧

試験体名	材料試験結果			最大荷重			指標	破壊※ モード
	$c\sigma_B$ [N/mm ²]	$E_c \times 10^4$ [N/mm ²]	$m\sigma_B$ [N/mm ²]	番号	Pmax [kN]	D_Pmax [mm]		
N-03/00	30	2.71	-	1	289	0.43	178	RC
				2	281	0.52	165	RC
				3	289	0.67	169	RC
N-06/00	49	3.06	-	1	459	0.16	442	RC
				2	400	0.14	388	RC
				3	431	0.13	414	RC
N-09/00	92	3.80	-	1	552	0.19	492	RC
				2	567	0.14	551	RC
				3	563	0.15	540	RC
N-12/00	130	4.22	-	1	536	0.08	536	RC
				2	546	0.14	538	RC
				3	556	0.20	538	RC
N-00/12	-	-	-	136	495	0.13	489	RM
				136	530	0.13	524	RM
				133	574	0.19	558	RM
S3-03/12	30	2.75	122	1	373	0.30	307	SC
				2	-	-	-	-
				3	411	0.30	341	SC
S3-06/12	56	3.04	132	1	551	0.24	532	SC, MS
				2	593	0.16	558	SC
				3	569	0.16	540	SC, MS
S3-09/12	91	3.75	123	1	619	0.19	605	SC, MS
				2	623	0.13	613	MS
				3	643	0.15	618	MS
S3-12/12	126	4.17	126	1	605	0.13	584	MS
				2	597	0.15	580	MS
				3	640	0.12	629	MS
M1"-03/12	32	2.71	155	1	466	0.23	452	MC, RM
				2	477	0.27	450	MC
				3	475	0.12	468	MC, RM
M1"-06/12	65	3.32	155	1	554	0.17	515	RM
				2	484	0.10	478	MC, RM
				3	481	0.12	469	MC, RM
M1"-09/12	107	4.45	154	1	594	0.08	594	MC, RM
				2	574	0.13	567	RM
				3	569	0.13	561	RM
M1"-12/12	120	4.67	154	1	553	0.10	552	MC, RM
				2	556	0.09	554	MC, RM
				3	593	0.12	585	RM

※図-4 参照

$c\sigma_B$:コンクリートの圧縮強度, E_c :コンクリートのヤング係数
 $m\sigma_B$:モルタルの圧縮強度, D_{Pmax} :最大荷重時の自由端変位

ヤッキで鉄筋端部のナットを押すことにより鉄筋をコンクリートから引抜く方法とし、荷重が低下するまでの一方方向漸増荷重とした。また、荷重側のコンクリート面には2枚のPTFEシートを敷き、摩擦による拘束を低減した。計測は、自由端側のコンクリート面に直接取り付けられた高感度変位計によって、コンクリートと鉄筋自由端間の相対変位を測定した。

3. 実験結果

実験結果の一覧を表-2に示す。同表には各試験日における材料試験結果を併せて示す。ここで $P_{02\%}$ は、自由端変位 S が鉄筋径 d_b の0.2%となる変位(=0.082 mm)時の引抜き荷重を表す。

(1) 破壊状況

いずれの試験体も、コンクリートブロックに縦ひび割れが発生し、その後このひび割れが拡張するとともに、鉄筋、鉄筋とシース管または鉄筋とモルタルが一体となって抜け出した。

破壊モードを、図-4に示すように、最終破壊面によって、鉄筋-モルタル(コンクリート)界面(RM(RC))破壊、モルタル-シース管界面(MS)破壊、シース管-コ

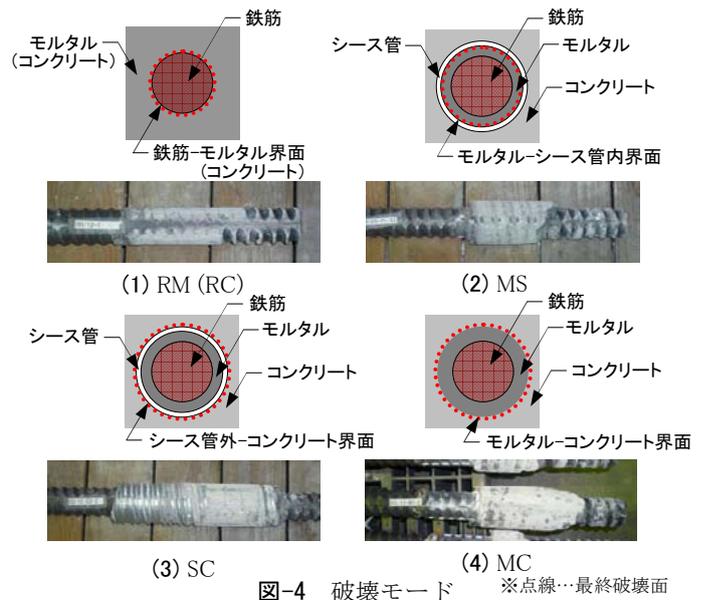


図-4 破壊モード ※点線…最終破壊面

ンクリート界面(SC)破壊、およびモルタル-コンクリート界面(MC)破壊と定義する。

貫通孔をシース管としたS3シリーズでは、コンクリート強度 $c\sigma_B$ によって破壊モードが異なり、低強度の場合はSC、高強度の場合はMSとなっている。シース管の内面と外面の違いはあるもの、すべての試験体で最終破壊面が貫通孔界面となりRMとなるものは見られなかった。

貫通孔をコンクリート素地としたM1"シリーズでは、MCとRMが混在しているが、 $c\sigma_B$ が小さい場合はMC、大きい場合はRMとなる傾向が見られた。

(2) 荷重-変形関係

代表的な試験体の引抜き荷重 P と自由端変位 S の関係を図-5に示す。

貫通孔のない一体打ちのNシリーズは、初滑り荷重とその後の剛性はほぼコンクリート強度 $c\sigma_B$ の大小関係と対応したが、最大荷重 P_{max} は、①03/00、②06/00、③09/00および12/00のほぼ3レベルとなり、09/00と12/00の差は見られなかった。またコンクリートとモルタルという材料の違いがあるものの同強度である12/00と00/12のP-S関係には大きな違いは見られなかった。

S3シリーズでは、初滑り荷重後の剛性がNシリーズの同じ $c\sigma_B$ のものよりも高く、また P_{max} は、①03/12、②06/12、09/12および12/12のほぼ2レベルとなった。

M1"シリーズはP-S関係が、①03/12および06/12、②09/12および12/12の2つに分かれ、前者はNシリーズの同じ $c\sigma_B$ のものよりも初滑り後剛性、 P_{max} ともに高く、後者はNシリーズの同じ $c\sigma_B$ のものと同程度の初滑り後剛性、 P_{max} を示した。

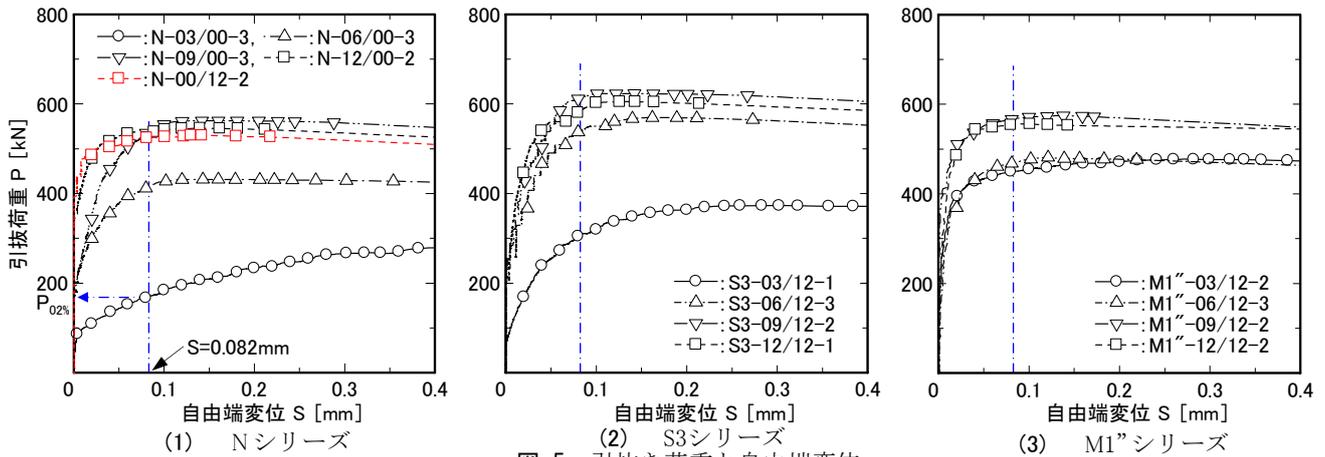


図-5 引抜き荷重と自由端変位

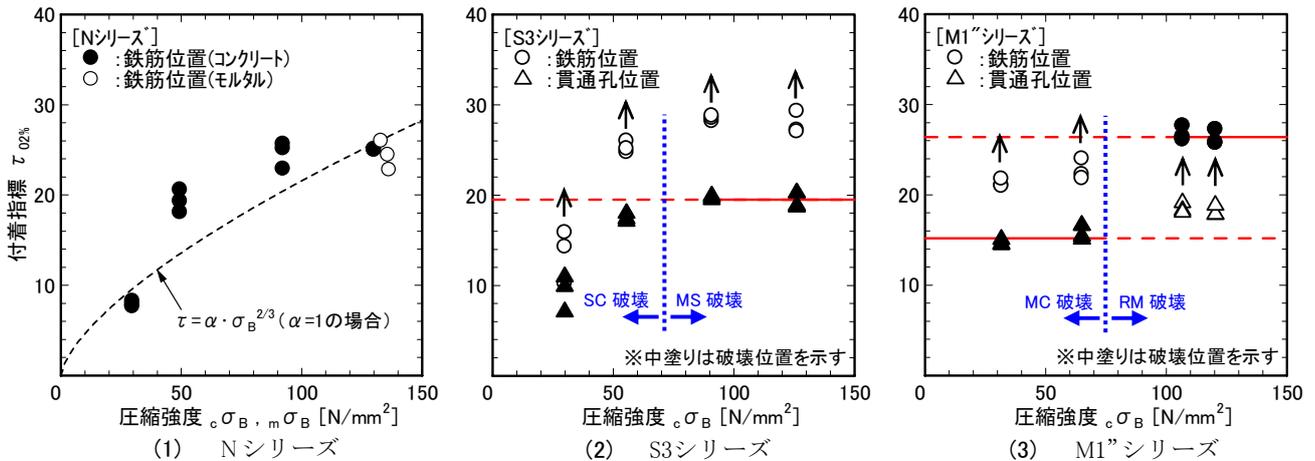


図-6 付着指標と圧縮強度

全体を通して、いずれのコンクリート強度レベルにおいても S3 シリーズ、M1''シリーズともにNシリーズと同等以上の強度、剛性であった。

(3) 付着指標

鉄筋の抜け出し量を考慮した付着強度を検討するために、鉄筋界面および貫通孔界面に対する以下の付着指標 $\tau_{0.02\%}$ を定義する。

$$\tau_{0.02\%} = P_{0.02\%} / (\phi \cdot L) \quad (1)$$

ここで、 $P_{0.02\%}$: 自由端変位0.082mm時の引抜き荷重 [N]
 ϕ : 周長 [mm] (鉄筋:=130, 貫通孔 :=188)
 L : 付着長さ [mm] (=165)

$\tau_{0.02\%}$ とコンクリート強度 σ_B との関係を図-6に示す。同図中 (1) には付着強度が σ_B の 2/3 乗に比例するとの知見⁷⁾による関係を併せて示す。

破壊モードと付着指標の関係より以下のことが言える。S3 シリーズで破壊モードが MS となった試験体のモルタルとシース管外界面の $\tau_{0.02\%}$ の平均はおおむね20であり、SC となった試験体のシース管外とコンクリ

ト界面の $\tau_{0.02\%}$ は、図-6(1)に示すNシリーズ (RC 破壊) の鉄筋とコンクリート界面の $\tau_{0.02\%}$ とほぼ同程度である。また、M1''シリーズで破壊モードが主に RM となった試験体の鉄筋とモルタル界面の $\tau_{0.02\%}$ の平均は、図-6(1)に示すNシリーズの鉄筋とコンクリート界面の $\tau_{0.02\%}$ の平均とほぼ同程度の26、主に MC となったモルタルとコンクリート界面の $\tau_{0.02\%}$ の平均はおおむね15である。

(4) 見かけの付着強度

破壊モードと付着指標の結果より、貫通孔の製作方法に対するコンクリート強度 σ_B と抜け出しを考慮した鉄筋位置における見かけの付着強度 τ_{ap} の関係を検討する。ここでの τ_{ap} は式 (2) で表される。

$$\tau_{ap} = P_{0.02\%} / (130 \cdot 165) \quad [N/mm^2] \quad (2)$$

はじめに、基準となるNシリーズの σ_B と τ_{ap} の関係を検討する。高強度領域では、付着性状に関する実験データがほとんど見当たらないため、コンクリート強度と付着強度の関係は明らかではないものの、今回の実験結果をもとに一定として考え、各データの平均値とした。

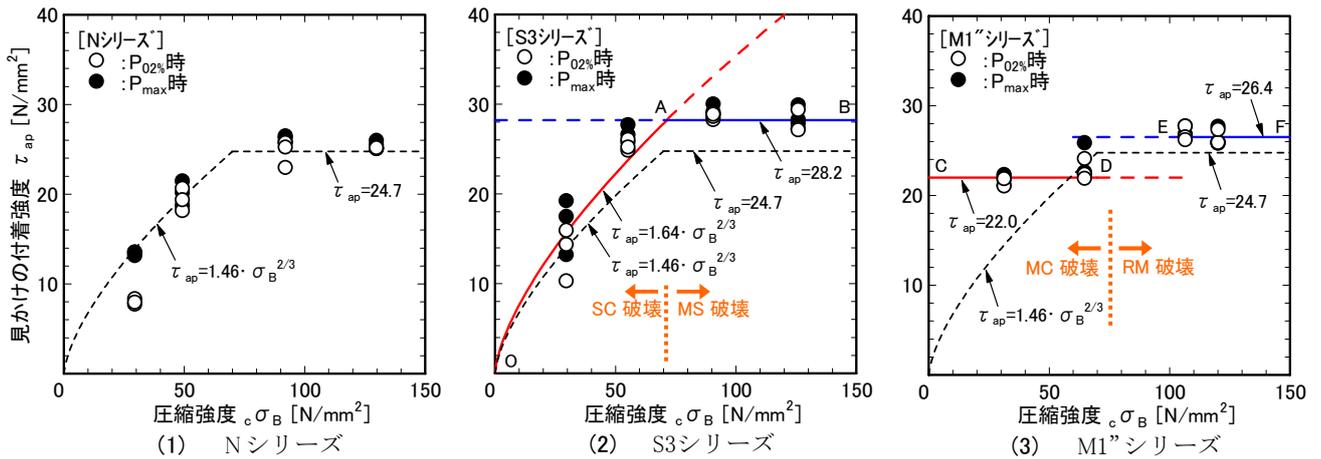


図-7 見かけの付着強度と圧縮強度の関係の推定

また低強度領域の付着強度では、03/00の $P_{02\%}$ と P_{max} の差が他の試験体と比べて大きいため、ここでは P_{max} による評価とした。その結果を図-7(1)に示す。なお、このときの比例定数 α は1.46である。

S3シリーズでは、いずれの強度においても、シースの内外面という違いがあるものの貫通孔位置を破壊面としたことより、 τ_{ap} は図-7(2)に示すようにSC破壊が実線OA、MS破壊が実線ABで表される。ここで高強度領域においては、図中に破線で示す鉄筋とモルタル(コンクリート)間の付着強度を上回ることから、MS破壊に対してRM破壊が先行することが考えられるが、北山らの研究^{8),9)}にもあるように、ひび割れの入ったモルタルの膨張をシース管が拘束することによって、鉄筋とモルタル間での付着強度が上昇し、MS破壊となることが推測される。

M1'シリーズでは、低強度領域においてはMC破壊、高強度領域においてはRM破壊となる傾向を示したことより、それぞれの周長を考慮し図-7(3)に示される実線CDと実線EFの2本の直線で表される。ここでMC破壊とRM破壊の境界については、MC破壊とRM破壊の混合的な破壊が予測されるものの、詳細は今後の課題である。

以上より、今回の実験のコンクリート強度の範囲においては、いずれの貫通孔の場合も、一体打ちの場合と比較して同等以上の付着性能を有することがわかる。ただし、いずれのパラメータにおいても試験体数が少ないなかでの検討であるため、今後もデータの蓄積が必要である。

4. まとめ

貫通孔に鉄筋を後挿入し、その後高強度モルタルを充填することによって鉄筋を定着する場合、コンクリート

強度、貫通孔の製作方法の違いによって、付着指標および破壊面が異なるものの、貫通孔のない一体打ちとしたものと比較して、同等以上の付着性能を有することがわかった。

参考文献

- 1) 小坂英之ほか：梁-柱梁接合部一体化型プレキャスト架構の2方向水平加力実験，三井住友建設技術研究所報告，No.1, pp.121-130, 2003
- 2) 松本啓二ほか：柱梁接合部一体型のプレキャスト梁を用いたRC造架構の加力実験(その3) 十字形架構実験による在来工法との比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.311-312, 2005
- 3) 新上浩ほか：梁主筋の貫通孔を有する柱梁接合部一体型プレキャスト柱を用いたRC造架構の加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.35-36, 2006
- 4) 田野健治ほか：PCa柱梁接合部における梁通し筋の付着性状に関する実験的研究，三井住友建設技術研究所報告，No.6, pp.129-132, 2008
- 5) (財)建材試験センター：JSTM C2101.1999 引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強さ試験方法，1999
- 6) 村田二郎：土木学会第32回年次学術講演会講演梗概集，第5部，pp.190-191, 1977
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 8) 宮崎裕之助ほか：シース管内のPC鋼棒の付着強度に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.141-142, 2007
- 9) 宮崎裕之助ほか：三次元非線形有限要素解析によるPC構造の付着機構の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.317-318, 2008

200N/mm²級超高強度コンクリートの構造体強度および 力学特性評価に関する検討

Study on Evaluation for Strength of Concrete in Structure and Mechanical Properties of Ultra-High-Strength Concrete up to 200N/mm²

蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

松田 拓 TAKU MATSUDA

建築技術部 河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

200N/mm²級の超高強度コンクリートを対象に、模擬試験体での構造体コンクリート強度確認と強度管理手法の検討に加え、初期高温履歴条件下の力学特性発現に着目した室内試験を実施した。その結果、コンクリート強度は初期に高温履歴を受けると 200N/mm²を超え、構造体コンクリート強度の管理に加熱養生が有効なことを示唆した。また、初期高温履歴条件下での強度発現特性は、最高温度が 60°Cを超える付近で二つの傾向に大きく変化することが判った。

キーワード：超高強度コンクリート、200N/mm²、初期高温履歴、構造体コンクリート

For ultra-high-strength concrete up to 200N/mm², the authors investigated the quality control method on strength of concrete in structure with mock-up columns, and conducted laboratory tests about the development of mechanical properties under temperature history at early age. As the result, it was suggested that strength exceeds 200N/mm² with high temperature at early age and heat-cured specimen is effective for quality control. Furthermore, it was also revealed that the strength development characteristics are changed into two tendencies with the diverging point being maximum temperature over 60°C.

Key Words: Ultra-High-Strength Concrete, 200N/mm², High-Temperature Histories at Early age, Concrete in Structure

1. はじめに

近年、集合住宅をはじめとする超高層建築物へ適用されるコンクリートは高強度化が進んでおり、すでに設計基準強度（以下、 F_c と称す）として 150N/mm²までの高強度コンクリートが実用化されている¹⁾。また、研究は、さらに強度の高い 200N/mm²級超高強度コンクリートも対象となりつつある²⁾。

高強度コンクリートの圧縮強度（以下、強度）は、若材齢時の水和反応が顕著な時期での温度条件（以下、初期高温履歴）に非常に大きく影響され、初期高温履歴の条件によっては標準養生供試体では到達できない強度を発現することが知られている³⁾。しかし、2009年度版 JASS5では、標準養生m日（28日ないし91日）強度とコア91日強度の差（ mS_{91} 値）を0[N/mm²]以上にすると定められているため⁴⁾、標準養生による強度管理では水セメント比をより小さくしなければならないことによる不合理が生じる懸念がある。このため、加熱養生した供試体での強度管理についての検討結果も報告されている⁵⁾。

また、超高強度コンクリートは、自己収縮やクリープ

特性についても初期高温履歴の影響を大きく受けることが知られており⁶⁾、自己収縮応力および施工時・長期荷重による内部応力状態や部材変形を予測するためには、初期高温履歴条件下の強度や弾性係数等の力学特性を、凝結開始付近から長期材齢にかけて精度良く把握する必要がある。筆者らは、低熱ポルトランドセメント（以下、LC）にシリカフューム（以下、SF）を混合した結合材を使用した 150N/mm²級の超高強度コンクリートの力学特性が、初期高温履歴の最高温度（以下、 T_{max} ）に大きく影響されることを明らかにし、 T_{max} に着目した構造体コンクリートの管理手法³⁾や強度予測手法⁶⁾を提案している。また、ジルコニア起源シリカ質微粉末（以下、ZSF）やフェロニッケルスラグ細骨材および硬質砂岩砕石にて 200N/mm²以上の強度が得られるコンクリートを製造できたことを報告している⁷⁾。

本稿では、200 N/mm²を超える超高強度コンクリートを対象に、①模擬試験体による構造体コンクリートの強度確認および強度管理手法の検討を行った結果、②室内試験により、初期高温履歴条件下での若材齢から長期材齢にかけての力学特性発現を確認した結果を報告する。

表-1 使用材料

	種類	記号	物性
セメント	低熱ポルトランドセメント	LC	密度:3.24g/cm ³ , 比表面積:3300cm ² /g, C ₂ S:55%
	早強ポルトランドセメント	HC	密度:3.13g/cm ³ , 比表面積:4550cm ² /g, C ₃ S:66%
混和材	ジルコニア起源シリカ質微粉末	ZSF	密度:2.25g/cm ³ , 比表面積:10.2m ² /g, SiO ₂ :96.0%
細骨材	フェロニッケルスラグ	S	密度:2.96g/cm ³ , 吸水率:0.76%, F.M.:2.2
粗骨材	硬質砂岩砕石(6号)	G	密度:2.65g/cm ³ , 吸水率:0.84%, 実積率:58.5%, 最大寸法:13mm
混和剤	高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系

表-2 コンクリート調合

記号	W/B (%)	B/W	目標フロー (cm)	結合材比率(%)			g/glim (m ³ /m ³)	s/a (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)					
				LC	HC	ZSF				W	LC	HC	ZSF	S	G
W/B13	13.0	7.69	75±10	70	10	20	0.547	25.8	1.5±1.0	150	808	115	231	373	848
W/B14	14.0	7.14	75±10	70	10	20	0.547	32.5	1.5±1.0	150	750	107	214	456	848
W/B16	16.0	6.25	70±10	70	10	20	0.547	38.4	1.5±1.0	150	656	94	188	590	848
W/B18	18.0	5.56	70±10	70	10	20	0.547	42.3	1.5±1.0	150	583	83	167	693	848

表-3 確認事項

		室内試験		実機試験	
フレッシュ性	スランプフロー	練上がり直後		経時変化を確認	
	フロー時間				
	空気量				
	コンクリート温度				
供試体	標準養生	材齢7,28,91日	材齢7,28,56,91日,1年		
	加熱養生	材齢7,28日	材齢7,28日		
模擬柱試験体	温度履歴	—	中心部, 端部		
	圧縮強度	—	中心部, 端部で材齢28,91日,1年		
小型試験体	温度履歴	中心部	中心部		
	圧縮強度	材齢28,91日	材齢28,91日		

2. 模擬試験体による構造体コンクリートの強度確認および管理手法の検討

コンクリートの強度確認および管理手法の検討では、室内試験と実機試験を実施した。室内試験は、円柱供試体と小型試験体を製作した。実機試験では、円柱供試体と小型試験体および模擬柱試験体を製作した。円柱供試体の養生条件は、標準養生および加熱養生とし、所定の材齢で圧縮強度を確認した。なお、加熱養生とは封かん状態で材齢2日より7日まで70℃の温度環境下で養生する方法である。小型試験体と模擬柱試験体は、コアを採取して所定材齢での圧縮強度を確認した。

(1) 実験概要

コンクリートの使用材料を表-1に示す。使用材料は過去に筆者らが行った検討^{7),8)}をもとに、LCとZSFを主材料とした。ただし、ZSFを大量使用することによる凝結遅延対策⁸⁾として、LCの一部を早強ポルトランドセメント(以下、HC)で置換した。細骨材はフェロニッケルスラグ細骨材を、粗骨材は茨城県桜川産硬質砂岩砕石(6号)を使用した。化学混和剤はポリカルボン酸系の高性能減水剤を使用した。

コンクリートの調合を表-2に示す。室内試験の水結合材比(記号, W/B)の範囲は14%~18%の間で3水準とし、実機試験の範囲は13%を加えた4水準とした。結合材中のLCとHCおよびZSFの構成比は、質量比で7:1:2とした。単位水量は150kg/m³に、単位粗骨材量は848kg/m³に統一した。目標スランプフロー値はW/Bに応じて設定し、高性能減水剤の使用量にて調整した。目標空気量はすべて1.5±1.0%とした。

室内試験および実機試験における確認項目を表-3に示す。フレッシュ性状として、スランプフロー試験と空気量試験およびコンクリート温度の確認を行った。供試体の養生方法は、標準養生と加熱養生の二通りとした。

模擬試験体として、図-1に示す1.0×1.0×1.0m角ブロックの上下に断熱材を施した模擬柱試験体と、図-2に示すような内寸が500×500×400mmで、周囲6面を断熱材で覆った小型試験体を用意した。室内試験では小型試験体のみを製作し、実機試験では模擬柱試験体と小型試験体の両方を製作した。試験体の温度履歴は、図中に示す位置に熱電対を設置し30分間隔で測定した。

室内試験は2008年5月下旬に実施した。コンクリートの練混ぜは、容量100Lの強制二軸練りミキサーを用いて70L/バッチをモルタル先練り方式で行い、モルタル練り

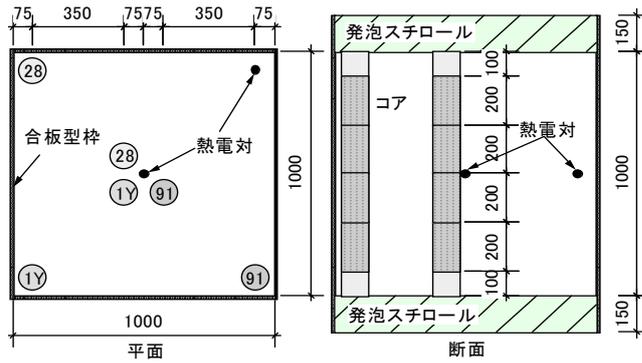


図-1 模擬柱試験体

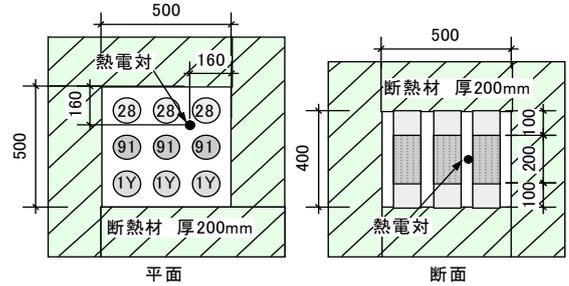


図-2 小型試験体

表-4 フレッシュ性状

	記号	SP使用量 (B*%)	フロー時間(sec)		スランプフロー (cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度(°C)	外気温 (°C)	単位容積質量 (ton/m ³)
			50cm	停止					
室内試験	1 W/B14	1.9	5.8	>180	78.0	1.5	25.5	22.1	2.52
	2 W/B16	1.7	4.3	>180	77.5	0.9	25.5	22.0	2.53
	3 W/B18	1.1	3.9	>180	80.5	0.7	24.5	22.6	2.54
実機試験	1 W/B13	1.9	5.1	>180	81.5	1.7	33.0	33.9	2.51
	2 W/B14	2.0	3.5	114	83.0	1.1	29.0	32.7	2.52
	3 W/B16	1.0	4.0	114	75.5	1.5	32.0	31.2	2.51
	4 W/B18	1.1	3.9	102	76.5	1.4	32.0	32.9	2.51

時間と本練り時間は性状をみて調整した。なお、三種類の結合材は、水投入前の空練り時にミキサで混合した。

実機試験は2008年7月下旬に実施した。練混ぜは容量3.0m³の強制二軸練りミキサを用い、室内試験と同様にモルタル先練り方式で行った。なお、三種類の結合材は練混ぜ時にミキサで混合せずに、事前にプレミックスしたものを使用した。

実機試験の手順を図-3に示す。バッチあたりのコンクリート練混ぜ量は、結合材の計量器の最大秤量とミキサの能力に余裕を持たせるため1.0～1.5m³とし、2ないし3バッチを混合して実験に供した。

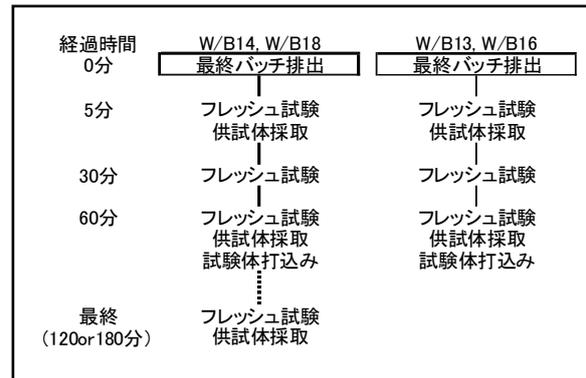


図-3 実機試験手順

(2) 実験結果および考察

a) フレッシュ性状

フレッシュ試験の結果の例を表-4に示す。室内試験は練上がり直後の結果を、実機試験は60分後(W/B18は90分後)での結果を示している。全体的にスランプフローは大きく一部では目標範囲をわずかに超えたが、材料分離はなく良好な状態だったので、試験に用いた。空気量は目標範囲内にあるが全体的に小さく、室内試験では1.0%未満の結果もみられた。なお、全試験結果について2.0%を超えることはなかった。

b) 温度履歴

模擬試験体の温度履歴の例として、実機試験のW/B14の結果を図-4に示す。模擬柱試験体のコンクリート温度

は、材齢7日頃までに中心部と端部とも外気温近くまで降下したが、小型試験体では降下するまでに材齢20日近くまでかかった。

温度測定結果の一覧を表-5に示す。小型試験体は、室内試験と実機試験で製作時期が2ヶ月ほど異なるが温度上昇量はおおむね一致した。小型試験体では厚さ200mmの断熱材で覆っているため、外気温の影響を受けにくいことが理由と考えられる。模擬柱中心部と小型試験体を見ると最高温度とその到達時間はほぼ同じであった。

c) 圧縮強度発現

実機試験における経時60分採取供試体と、その他の時間に採取した供試体の圧縮強度比較結果を図-5に示す。経時60分で採取した供試体と練上がり直後ないし試験最

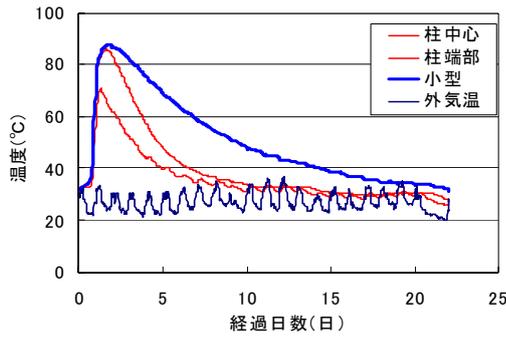


図-4 温度履歴の一例（実機試験 W/B14%）

	W/B	模擬柱試験体 (上段:中心/下段:端部)			小型試験体		
		最高温度 (°C)	上昇量 (°C)	到達時間 (h)	最高温度 (°C)	上昇量 (°C)	到達時間 (h)
室内試験	14%	—	—	—	79.0	56.6	49.8
	16%	—	—	—	76.8	54.3	49.6
	18%	—	—	—	73.8	51.3	42.7
実機試験	13%	88.6	55.1	35.8	90.6	56.7	38.8
		74.3	40.8	28.3			
	14%	85.5	53.8	40.3	87.5	55.8	40.3
		70.5	38.8	30.8			
	16%	83.0	50.5	25.5	84.8	52.7	32.5
		66.5	34.0	22.0			
18%	79.7	47.4	32.0	80.4	47.8	36.5	
	66.9	34.6	25.0				

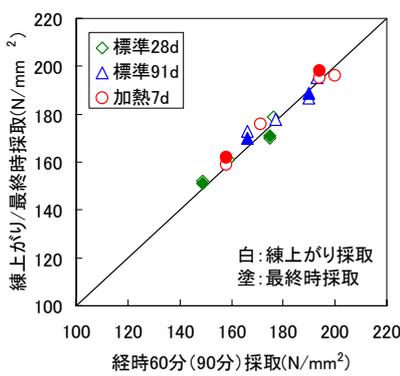
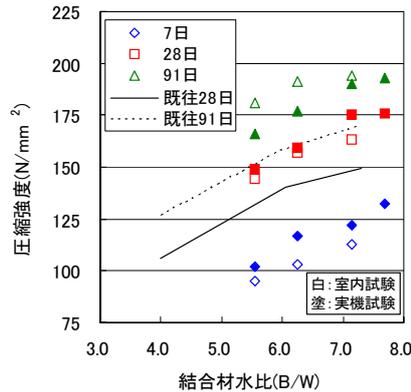
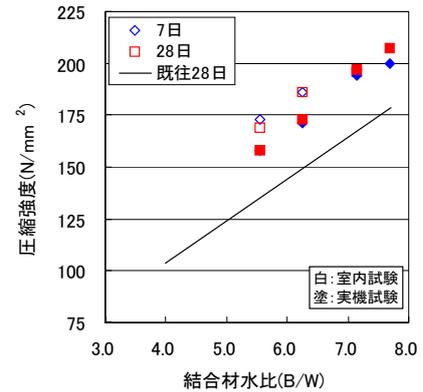


図-5 採取時期と圧縮強度



(a) 標準養生



(b) 加熱養生

図-6 供試体の圧縮強度³⁾

後に採取した供試体の圧縮強度は、養生や試験材齢にかかわらずほぼ 1 : 1 の関係にあり、採取時期の影響はみられなかった。以降、実機試験における供試体の圧縮強度は、模擬試験体の打込みを行った経時60分ないし90分に採取した供試体で検討する。

各種供試体の圧縮強度試験結果を図-6に示す。なお、図中には筆者らが過去に報告³⁾した Fc150N/mm² 級に対応する結合材（低熱ポルトランドセメントの質量比10%を金属シリコン起源シリカフェームにて置換）の結果（回帰線）を併せて示している。

標準養生をみると、白抜で示した室内試験の圧縮強度は、材齢7日では実機試験よりも低いが、最終的には実機試験に比べ高くなる傾向となった。これは、実機試験のコンクリート温度が高いため、初期強度は大きい長期強度の増進が少なかったことが要因と考えられる。標準水中養生では圧縮強度は材齢とともに増加していく傾向がみられたが、長期材齢において 200N/mm² 手前で横ばいとなった。一方、加熱養生では材齢7日以降28日までの強度増加はほとんどないが、結合材水比との比例関係を維持し 200N/mm² を上回る圧縮強度が得られた。

今回開発した超高強度コンクリートの圧縮強度は、全体的に Fc150N/mm² 級のコンクリート³⁾と比べて、同一

結合材水比において 20N/mm² 程度高い。これは、ZSFの分散性が優れていることや細骨材の強度が高いこと、粗骨材を最大寸法が13mmと小さい6号砕石とすることで脆弱部が減少していることなどが考えられる。

模擬試験体より採取したコア供試体の圧縮強度試験結果を、室内試験結果については Fc150 N/mm² 級コンクリートで製作した小型試験体の回帰線³⁾とともに図-7に、実機試験結果については模擬柱試験体の回帰線³⁾とともに図-8に示す。

今回、W/B13の模擬柱中心および小型試験体より採取したコア、およびW/B14の小型試験体より採取したコアの一部で 200N/mm² 以上の圧縮強度が得られた。実機試験において模擬柱中心部と小型試験体の圧縮強度はほぼ等しく、全体的に材齢28日から91日までの強度の増加量は小さかった。一方、模擬柱試験体の端部の圧縮強度をみると、材齢28日強度は、模擬柱中心や小型試験体に比べ低い。W/B18 や W/B 16 では材齢28日から91日までに増加する傾向がみられ、模擬柱中心部や小型試験体の強度に近づいたが、W/B14や W/B 13 では圧縮強度の増進が小さい。この原因として、模擬柱端部では、図-4に示したように最高温度が70°Cを超えても高温の保持時間が短いという、温度履歴が影響していると考えられる。

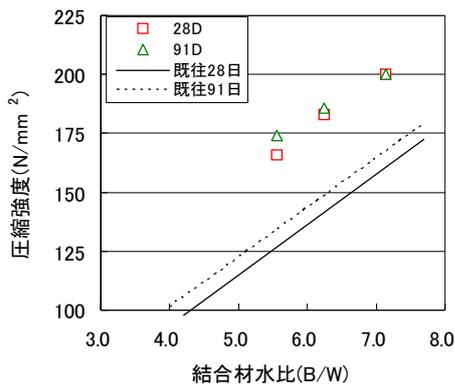


図-7 構造体コンクリート強度（室内試験）

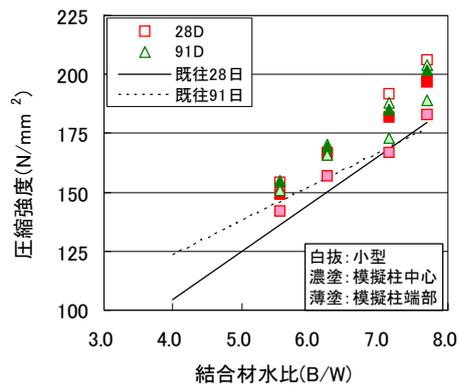


図-8 構造体コンクリート強度（実機試験）

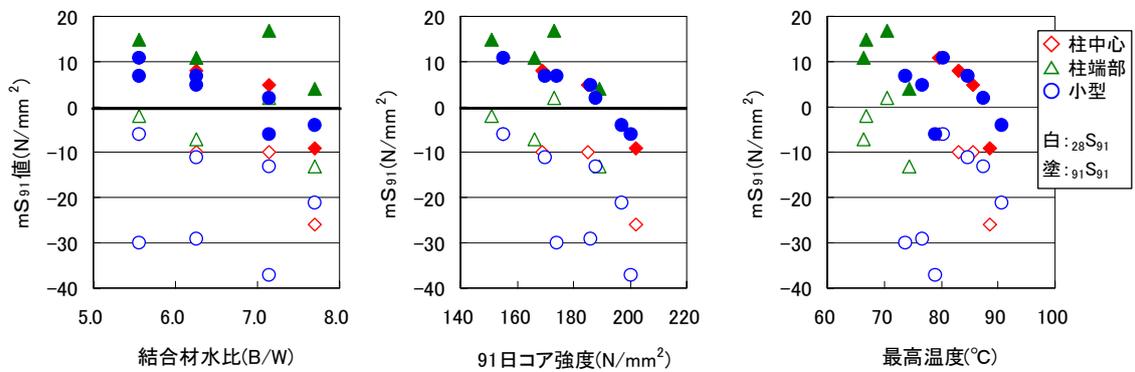


図-9 標準養生によるmS₉₁値算出結果

今回の結果からは、200N/mm²級超高強度コンクリートを実現するためには、夏期施工であっても型枠面に断熱材を施すなどして高温の保持時間を長くすることが、強度確保に有効な可能性があると考えられた。また、断熱材の採用は部材内部での温度履歴の差も小さくなるため、部材内強度差の解消にも繋がると考えられた。

(3) 強度管理手法の検討

a) 標準養生

標準養生m日（28日ないし91日）強度とコア91日強度の差（mS₉₁値）を、結合材水比と91日コア強度ならびに最高温度で整理した結果を図-9に示す。既往の報告³⁾で発表されているように、結合材水比の増加（強度の増加）や部材最高温度の上昇に伴いmS₉₁値は低下する傾向が確認された。28S₉₁値はそのほとんどが、91S₉₁値でもいくつかは0以下、すなわちコア強度が標準養生強度よりも大きいことを示している。

b) 加熱養生

加熱養生m日（7日ないし28日）とコア91日強度との差（mS₉₁値）を、結合材水比と91日コア強度ならびに最高温度で整理した結果を図-10に示す。加熱養生との関

係で整理すると、m日をどちらに設定してもmS₉₁値は多くが0以上、すなわち加熱養生強度がコア強度より大きいことを示している。その範囲は0～12N/mm²程度となった。

現状の基準⁴⁾ではmS₉₁の値は0以上とされている。これは管理用供試体で強度保証をすることであり、管理用供試体を標準養生とした場合、コア強度すなわち構造体コンクリート強度が初期高温履歴により標準養生強度より高強度になるとしても、調合算定には反映されない。その結果、構造体コンクリートには必要以上の強度を要求することになり、結合材の増加による自己収縮等の問題の懸念が大きくなる。

一方、加熱養生供試体は、構造体と同様に高温履歴するため、その強度もコア強度と同等ないしはそれ以上、すなわちmS₉₁値が0以上となる。したがって管理用供試体を加熱養生とした場合、高温履歴による強度増進を調合算定に考慮でき、より合理的と考えられる。

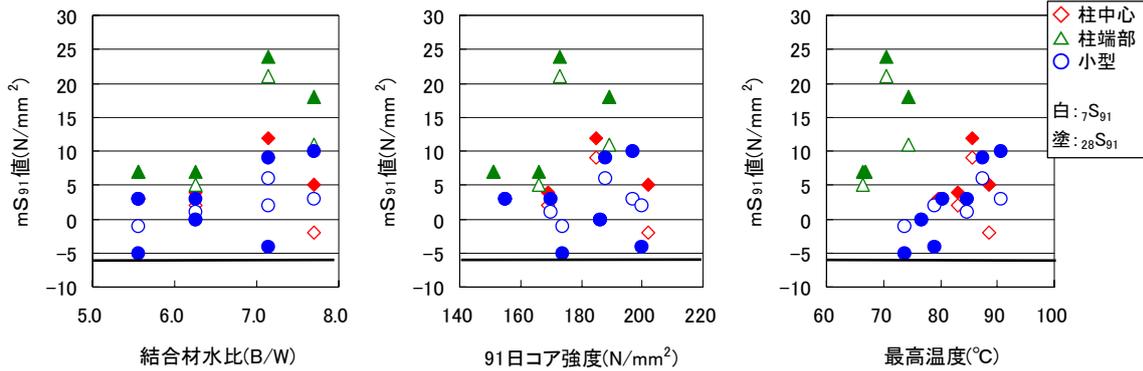


図-10 加熱養生によるmS₉₁値算出結果

3. 力学特性発現の検討

初期高温履歴条件下でT_{max}を変化させた室内試験を実施し、低強度から高強度領域までの力学特性発現を確認した。

(1) 実験概要およびフレッシュコンクリートの性状

使用材料を表-6に示す。結合材は、2.と同様に、LCとZSF、HCを質量比で7:2:1に混合したものを使用した。調合とフレッシュ性状を表-7に示す。

50cmフロー通過時間とスランブフロー値は、それぞれ6.2秒、78.5cmとなり、目視観察の範囲で流動性・分離抵抗性に優れた性状が得られた。フレッシュ性状を確認後、φ100×200mmの円柱供試体を製作した。本検討では、標準水中養生と封かん養生の円柱供試体を、それぞ

れ標準TP、封かんTPと呼称し、それぞれの材齢t[日]強度[N/mm²]をF(t)、f(t)と表記する。初期高温履歴は、封かんTPを温度可変制御槽に存置し、槽内温度の制御により与えた。円柱供試体の養生種類を表-8に示す。温度履歴-1は、断熱もしくは加熱養生により初期高温履歴の影響を大きく受ける構造体コンクリートを想定し、封かんTPを20℃に制御した温度可変制御槽内に存置して、槽内温度を凝結始発時刻よりT_{max}90[℃]まで上昇させ、3日間保持した。温度履歴-2は、柱端部などの温度降下の速い養生条件を想定し、温度履歴-1と同環境に存置した封かんTPを、T_{max}到達後に断熱容器に移設し速やかに温度降下させた。70℃加熱は、封かんTPを存置した温度可変制御槽内の温度を、材齢2日より20℃から70℃に上げて7日まで保持するものであり、筆者らが構造体コンクリート管理用TPの養生として2.

表-6 使用材料

	種類	記号	物性
結合材	低熱ポルトランドセメント	LC	密度: 3.24g/cm ³ , 比表面積: 3300cm ² /g, C ₃ S: 55%
	早強ポルトランドセメント	HC	密度: 3.13g/cm ³ , 比表面積: 4550cm ² /g, C ₃ S: 66%
	ジルコニア起源シリカ質微粉末	ZSF	密度: 2.25g/cm ³ , 比表面積: 10.2m ² /g, SiO ₂ : 96.0%
細骨材	フェロニッケルスラグ	S	密度: 2.96g/cm ³ , 吸水率: 0.76%, F.M.: 2.2
粗骨材	硬質砂岩1305	G	密度: 2.66g/cm ³ , 吸水率: 0.84%, 最大寸法: 13mm
混和剤	高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系

表-7 コンクリート調合とフレッシュ性状

W/B [%]	結合材比率[%]			単位量[kg/m ³] (B=LC+HC+ZSF)						SP量 [B] × [%]	フロー時間 [sec.]		スランブフロー [cm]	空気量 [%]	コンクリート温度[°C]	室温 [°C]	凝結[hr]	
	LC	HC	ZSF	W	LC	HC	ZSF	S	G		50cm	停止					始発	終結
13.0	70	10	20	150	808	115	231	374	851	1.9	6.2	>180	78.5	1.7	20.5	17.8	15.0	17.0

表-8 φ100×200mm円柱供試体の養生条件

養生種類		温度上昇 開始材齢[日]	温度上昇 速度[°C/hr]	最高温度 T _{max} [°C]	最高温度 保持時間[日]	温度降下 速度[°C/hr]	備考
標準水中	水中	-	-	20	-	-	20℃一定条件
20℃封かん	封かん	-	-	20	-	-	20℃一定条件
温度履歴-1		0.63	4.0	90	3.0	2.2	T _{max} =90[°C]を3日間保持
温度履歴-2		0.63	4.0	90	0.0	0.7→10.4	T _{max} =90[°C]到達後、速やかに温度降下
70℃加熱		2.00	12.5	70	4.8	10.0	材齢2日より70℃一定加熱養生

※いずれの養生種類も、材齢7日以降は20℃一定条件である。

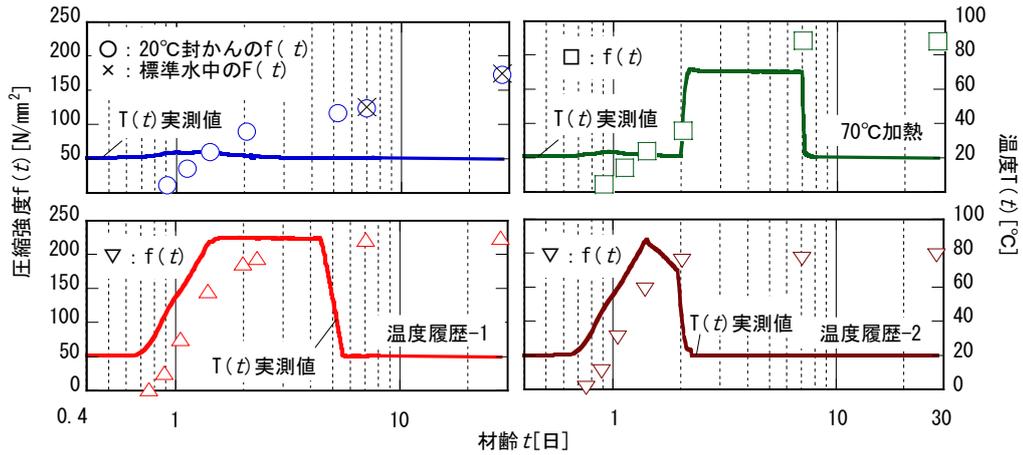


図-12 封かん TP の強度と温度

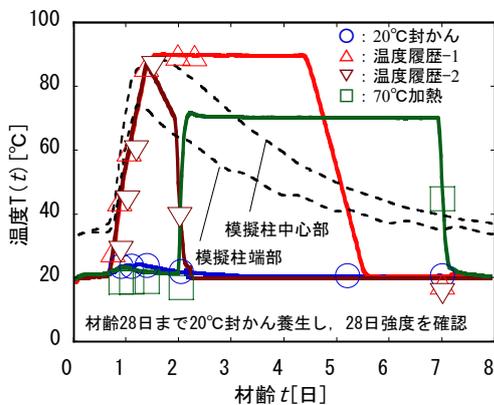


図-11 温度の実測値と強度および静弾性係数の試験材齢

で提案した加熱養生である。それぞれの封かんTPより、所定の材齢で $f(t)$ および静弾性係数 $E(t)$ [kN/mm²] を確認した。コンクリート温度 $T(t)$ [°C] は、それぞれの養生種類の封かんTPについて温度測定用の供試体を製作して測定した。温度測定結果を図-11に示す。図中の凡例は、養生種類について、圧縮強度と静弾性係数を確認した材齢を示している。図中には、2. で示した同じコンクリートで製作した模擬柱部材の温度履歴を併記している。温度履歴-1および温度履歴-2の温度上昇開始時期と上昇速度は、模擬柱部材の温度履歴とおおむね一致した。

(2) 実験結果

養生種類別の $f(t)$ および $T(t)$ の実測値を図-12に示す。温度履歴-1の強度は材齢7日で 222N/mm² に達し、28日にかけて顕著な増進が見られなかったことから、コンクリートのポテンシャルに近い強度発現が得られたと考えられる。温度履歴-2の強度は、7日から28日にかけて若干増進したが、温度履歴-1の強度を下回った。20°C封かんの強度 $f(t)$ と標準水中の強度 $F(t)$ は同等であり、それらと温度履歴-1とは、材齢28日で 50N/mm² 以上の

強度差が認められた。70°C加熱の7日強度は、温度履歴-1の7日結果と同等かつ28日にかけて増進しないことから、ポテンシャル強度の判定に有効と考えられる。

(3) 力学特性発現予測手法の検討

強度 $f(t_e)$ と有効材齢 t_e [日] との関係を図-13に示す。強度発現傾向は、途中から20°C一定条件とそれ以外の温度条件とに分かれ、それぞれの範囲では有効材齢により統一的にプロットされた。図中に、温度履歴-1の温度 $T(t_e)$ 実測値および強度発現の分かれ始めと $T(t_e)$ との関係点を点線で示す。150N/mm² 級コンクリートと同様に⁵⁾、20°C一定条件とそれ以外の温度条件の強度発現は $T(t_e)$ がおおむね60°Cを超えて以降、乖離する結果となった。

20°C封かんとそれ以外の封かん TP の強度について、式(1)のJCI研究委員会式⁹⁾を用い既報⁶⁾と同様に $F(28)$ に $f(28)$ を採用し、それぞれ回帰した結果を図-14に示す。

$$f(t_e) = F(28) \cdot \exp \left\{ s_f \left[1 - \left(\frac{28 - t_{e0}}{t_e - t_{e0}} \right)^a \right] \right\} \quad (1)$$

ここに、 s_f : セメントの種類の影響による係数、 $a=0.5$ 、 t_{e0} : 凝結時間の影響による係数 [日]

図中に、2. で示した実機試験の模擬柱部材のコアと標準養生の結果を併記する。中心コアと標準養生の結果は回帰結果の±20%の範囲にプロットされたが、コア強度は今回の実験結果よりも低く、端部コアの結果は±20%を外れた。端部コアの T_{max} が中心コアに比べ低く、28日強度で温度履歴-2が温度履歴-1に比べ低かったことを鑑みると、 T_{max} の大きさや保持時間も強度発現特性に影響することが考えられる。

強度と静弾性係数との関係を、図-15に示す。両者の関係は、養生種類によらず同一の関係にあり、強度が30 N/mm² 以上では強度の三乗根に、それ以下では二乗根

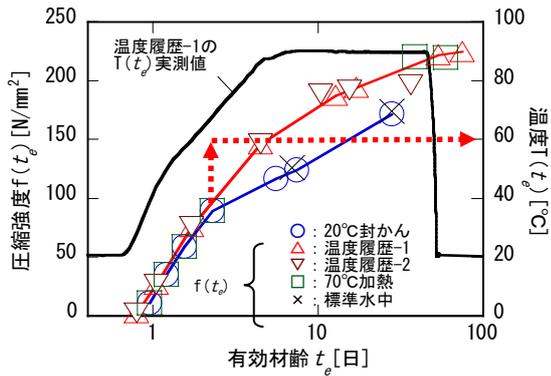


図-13 有効材齢と強度および温度の関係

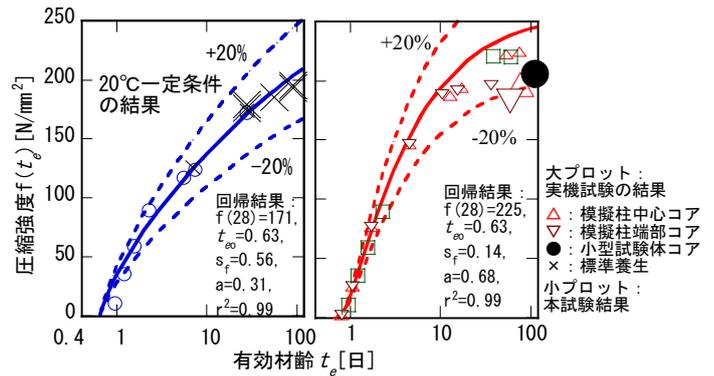


図-14 封かん TP の強度と温度

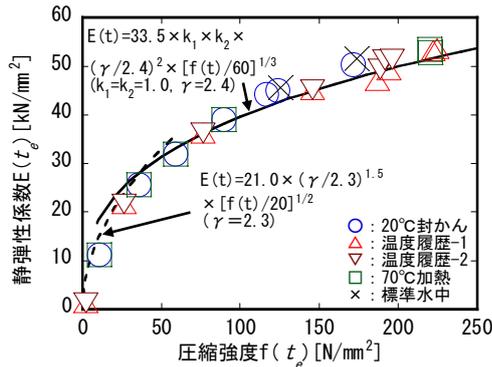


図-15 圧縮強度と静弾性係数

に比例する関係式との適合性が高いとする既往の研究⁹⁾と、同様な結果となった。

4. まとめ

- ① 材齢91日までの範囲において得られた最高強度は、標準養生では 194N/mm^2 であるのに対し、高温履歴を受けた加熱養生や模擬試験体より採取したコア供試体では 200N/mm^2 を超えた。
- ② 大型の部材では中心部と表面部で温度履歴が異なり、結果として強度差が生じることを確認した。
- ③ 200N/mm^2 級の超高強度コンクリートは、標準養生での強度管理よりも加熱養生での強度管理が合理的であることを示唆した。
- ④ $T_{\text{max}}90^\circ\text{C}$ 温度履歴条件と 70°C 加熱養生の強度発現は、有効材齢でおおむね統一的に評価でき、温度が 60°C を超えるまでは 20°C 一定条件と同じであるが、それ以降になると、 20°C 一定条件の傾向から乖離した。
- ⑤ 圧縮強度と静弾性係数との関係は、低強度から高強度領域まで、養生温度によらず同一の関係にある。

謝辞：本稿は住友大阪セメント(株)との研究成果の一部を取り纏めたものです。また、実験に際し協力いただきま

した、佐倉エスオーシー(株)ならびに(株)日本シーカをはじめとする各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 飯島真人ほか：設計基準強度 150N/mm^2 の低収縮型超高強度コンクリートの適用および品質管理結果，その1 工事概要およびレディーミクストコンクリート工場における製造管理，その2 粗骨材選定技術および構造物コンクリートの強度管理，日本建築学会学術講演梗概集，A-1，pp.37-40，2007.8
- 2) 小島正明ほか： $\text{Fc}200\text{N/mm}^2$ 超高性能コンクリートの開発，(その1) フレッシュコンクリートおよび圧縮強度の発現性状，(その2) 自己収縮およびその他の力学特性，(その3) 補強用鋼繊維の発錆特性，日本建築学会学術講演梗概集，A-1，pp.1087-1092，2008.9
- 3) 河上浩司ほか： 150N/mm^2 級超高強度コンクリートの強度発現に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1235-1240，2006.7
- 4) (社)日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事2009，pp.72-73，2009.1
- 5) 例えば小泉信一ほか：超高強度コンクリートの潜在的な強度発現性および水和反応に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.2，pp.115-120，2008.7
- 6) 松田拓ほか：初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの強度発現特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.2，pp.73-78，2008
- 7) 小出貴夫ほか： 200N/mm^2 級超高強度コンクリートにおける使用材料が強度特性に及ぼす影響の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.2，pp.61-66，2008.7
- 8) 河上浩司ほか：シリカ質微粉末を用いた超高強度モルタルの物性に関する一検討，第62回セメント技術大会講演要旨，pp.164-165，2008.5
- 9) 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，1996

2 重同調粘性マスダンパー制振システムの振動実験

Shaking Table Tests of Passive Control System with Double-Tuning Viscous Mass Dampers

(株)免制震デバイス 中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

(株)免制震デバイス 木田 英範 HIDENORI KIDA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

(株)免制震デバイス 田中 久也 HISAYA TANAKA

筆者らは、慣性接続要素に柔支持部材を接続しダンパー自体で付加的な振動系を構成した同調粘性マスダンパーを複数箇所に分散配置させた多重同調粘性マスダンパーシステムを提案している。付加する減衰係数が小さくても単一同調型と同等以上の応答低減効果が得られること、主系の固有振動数などのパラメータ変動による制振効果の減少を改善できることを示している。本報では、先に提案した本システムの理論値の妥当性を確認するための振動実験を行うとともに、実構造物をイメージした非線形特性をもつ系の調整法を提案する。目標とする応答変位での等価剛性で調整することにより、実用上有効な応答低減効果が得られることを示す。

キーワード：定点理論，パッシブ制振，回転慣性質量，同調粘性マスダンパー

The authors have proposed the passive control system with multi-tuning viscous mass dampers. It was shown that multi-tuning system improves the robustness of vibration control performance and reduces the response higher than that of single-tuning system. In this paper, the shaking table tests aiming at confirmation of validity of the theory of multi-tuning system were conducted and tuning method for nonlinear systems assuming actual structures was proposed. It is shown that the effect of the response reduction is improved by tuning the frequency with an equivalent rigidity according to the target response displacement.

Key Words: Fixed Points Theory, Passive Control, Gyro Mass Inertia, Tuned Viscous Mass Damper

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、地震に対する建物の損傷を制御する免震構造や制振構造などの多くの設計法が提唱され、実建物に採用されるようになった。これらの設計法は、一般的に運動方程式において復元力の項や粘性項、あるいは両項を積極的に操作することで構造物の応答を制御しようとするものである。復元力の項を操作する方法としては、構造物の層間変位に対応して履歴ループを描くことで地震エネルギーを吸収する方法が、粘性項を操作する方法としては、速度に依存して減衰力を発揮する部材を付加する方法がある。具体的には、前者の方法に対応する部材として低降伏点鋼などを用いた履歴系ダンパーが、後者の方法に対応する部材としてオイルダンパーなどの粘性系ダンパーが知られている。

これに対して、質量項を積極的に操作することで応答を制御しようとする方法^{1)～4)}が提案されている。古

橋・石丸⁴⁾は、構造物の層間に層間加速度に応じて慣性力を発生する「慣性接続要素」と呼ばれるマスダンパーを配置して復元力の項や粘性項の操作で得られなかった構造物の特性変動を誘導している。ここで、慣性接続要素をもつ制振装置として実現されたものの一例としては「減衰こま⁵⁾」が挙げられる。筆者ら⁶⁾は、この装置の慣性質量効果を積極的に用いることにより等価質量1,000トン級の実大粘性マスダンパーを開発し、検証実験等でその有効性を確認している。

齊藤ら^{7),8)}は、古橋らの質量項を操作する応答制御法とは異なり、慣性接続要素に柔支持部材を接続しダンパー自体で付加的な振動系を構成した「同調粘性マスダンパーシステム(単一同調型)」を提案している。ダンパーの固有振動数と主系の固有振動数を適切に同調させることにより、粘性要素の相対変位が動的に拡大するため、従来の粘性系ダンパーでは得られなかった大きな振動エネルギー吸収効果を得ることができる。

筆者らは、これらの同調粘性マスダンパーを複数の異なる固有振動数に分散配置させた「多重同調粘性マスダンパーシステム（多重同調型）」を提案している^{9)~12)}。付加系全体の質量比を同一条件とした定点理論¹³⁾に準じた最適調整条件において、多重同調型は付加すべき粘性要素のトータルの減衰係数が小さくても、単一同調型と同等以上の応答低減効果が得られること、主系の固有振動数の変動や付加系のパラメータ変動による制振効果の減少を改善できることを示している。なお、ここまでの検討では主系の復元力特性についてはすべて線形として扱ってきた。

本論文では、先に提案^{9),10)}した多重同調粘性マスダンパーシステム理論の妥当性を確認するとともに、実際の構造物をイメージした非線形特性をもつ系の調整法の一提案として、目標とする応答変位での等価剛性で調整する方法を提案する。付加系を2個並列に接続した2重同調型システムの振動実験において、線形領域と非線形領域で調整した場合の応答性状の違いについて述べるとともに、目標とする応答変位での等価剛性で調整することにより有効な応答低減効果が得られることを示す。

2. 多重同調粘性マスダンパーの基本原理

(1) 用語の定義とモデル化

図-1に本論文で用いる系の用語と記号の定義を示す。図において、◎ 記号で示される要素は慣性接続要素である。付加系とは同調粘性マスダンパー自体を示す。図-2に多重同調粘性マスダンパーシステムのモデル図を示す。本システムは、主系のバネと並列に付加系を複数個配列したものである。それぞれの付加系は異なる固有振動数を有しており、付加系の固有振動数付近で大きく同調する特性をもっている。

(2) 粘性ダンパーとの相違点

図-3に、同調粘性マスダンパーと粘性ダンパーのエネルギー吸収模式図を示す。一般的な粘性ダンパーは、支持部材を剛体として扱う場合、ダンパーに入力される変形は主系の層間変位と等しくなり、それに応じた粘性抵抗力を発揮する。一方、同調粘性マスダンパーは、付加系の質量により系として1自由度増えるため、粘性要素変位は動的に自由に拡大することができ、その拡大率に応じた粘性抵抗力が発揮される。その効果は、付加系の固有振動数付近が最も大きく、エネルギー吸収効果としては、層間変位に対する粘性要素の拡大率の2乗分一般的な粘性ダンパーより大きい。

図-4に同調粘性マスダンパーと粘性ダンパーの等価粘

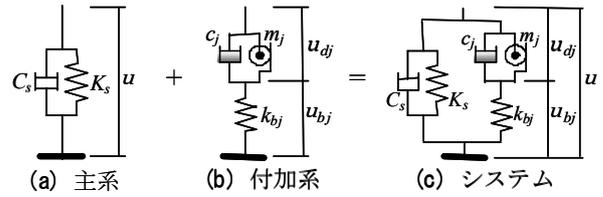


図-1 用語と記号の定義

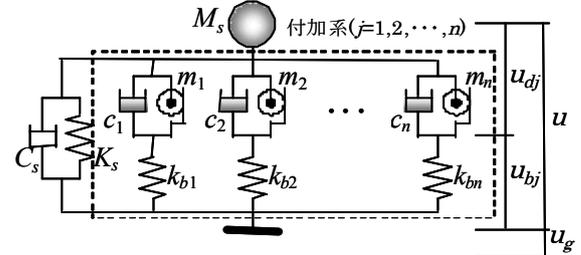


図-2 多重同調粘性マスダンパーシステム

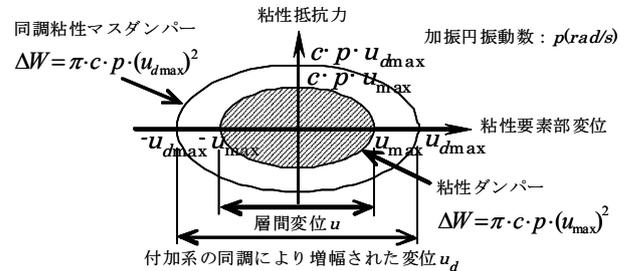
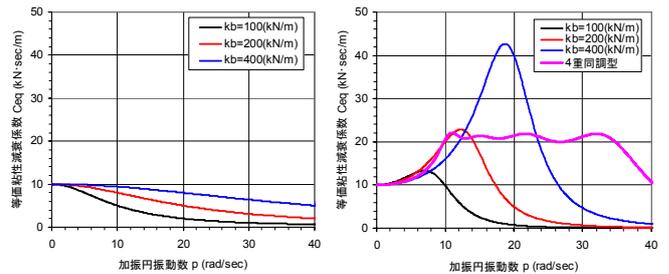


図-3 エネルギー吸収模式図

性減衰係数の比較図を示す。マクスウェルモデルで表わされる一般的な粘性ダンパーは、支持部材剛性が大きいほど等価粘性減衰係数が大きく、高振動数になるに従い等価粘性減衰係数が小さくなる。一方、同調粘性マスダンパーは、支持部材剛性が大きくなることにより同調する振動数に変化し、付加系の固有振動数付近で等価粘性減衰係数が著しく大きくなる。その反面、同調振動数付近より高振動数側では粘性ダンパーより等価粘性減衰係数が小さくなる。これらのデメリットは付加系を複数個にする多重同調型にすることにより改善される。図中の4重同調型の例のように、広帯域でほぼ同じ等価粘性減衰係数とすることが可能である。



(a) 粘性ダンパー (b) 同調系ダンパー

図-4 等価粘性減衰係数による比較

3. 2重同調粘性マスダンパーシステムの設計式

後述する試験体の諸条件を決定するための設計式を示す。設計式は相対変位応答倍率と、付加系の粘性要素とバネ定数を決定するための最適調整条件を示す。

(1) 相対変位応答倍率

2重同調粘性マスダンパーシステム ($n=2$) の調和地動を受ける場合の相対変位応答倍率⁹⁾を式(1)に示す。

$$\frac{u(t)}{u_g(t)} = \frac{R_N + i \cdot I_N}{R_D + i \cdot I_D} = \delta_d \cdot e^{i\alpha} \quad (j=1,2) \quad (1)$$

$$\omega_j^2 = k_{bj}/m_j, \quad \omega_s^2 = K_s/M_s, \quad C_s/M_s = 2h_s\omega_s, \quad c_j/m_j = 2h_j\omega_j$$

$$g_s = p/\omega_s, \quad \gamma_j = \omega_j/\omega_s, \quad \mu_j = m_j/M_s$$

$$\delta_d = \frac{\sqrt{R_N^2 + I_N^2}}{\sqrt{R_D^2 + I_D^2}}, \quad \alpha = \tan^{-1} \frac{I_N}{R_N} - \tan^{-1} \frac{I_D}{R_D} = \phi_N - \phi_D$$

$$R_N = g_s^2 \times \left\{ (1 - g_s^2/\gamma_1^2)(1 - g_s^2/\gamma_2^2) - (4h_1 \cdot h_2 \cdot g_s^2)/(\gamma_1\gamma_2) \right\}$$

$$I_N = g_s^2 \times \left\{ 2h_1 \cdot (g_s/\gamma_1)(1 - g_s^2/\gamma_2^2) + 2h_2 \cdot (g_s/\gamma_2)(1 - g_s^2/\gamma_1^2) \right\}$$

$$R_D = A \cdot C - B \cdot D + \sum_{j=1}^2 E_j, \quad I_D = A \cdot D + B \cdot C + \sum_{j=1}^2 F_j$$

$$\begin{cases} A = 1 - g_s^2/\gamma_1^2 - g_s^2 + g_s^4/\gamma_1^2 - 4h_s \cdot h_1 \cdot g_s^2/\gamma_1 \\ B = 2h_1 \cdot (g_s/\gamma_1)(1 - g_s^2) + 2h_s \cdot g_s(1 - g_s^2/\gamma_1^2) \\ C = 1 - g_s^2/\gamma_2^2 \\ D = 2h_2 \cdot g_s/\gamma_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_1 = \mu_1 \cdot \gamma_1^2 \left\{ (g_s^2/\gamma_1^2)(1 - g_s^2/\gamma_2^2) - (4h_1 \cdot h_2 \cdot g_s^2)/(\gamma_1\gamma_2) \right\} \\ E_2 = \mu_2 \cdot \gamma_2^2 \left\{ (g_s^2/\gamma_2^2)(1 - g_s^2/\gamma_1^2) - (4h_1 \cdot h_2 \cdot g_s^2)/(\gamma_1\gamma_2) \right\} \\ F_1 = \mu_1 \cdot \gamma_1^2 \left\{ 2h_1 \cdot (g_s/\gamma_1)(1 - g_s^2/\gamma_2^2) - (2h_2 \cdot g_s^3)/(\gamma_1^2\gamma_2) \right\} \\ F_2 = \mu_2 \cdot \gamma_2^2 \left\{ 2h_2 \cdot (g_s/\gamma_2)(1 - g_s^2/\gamma_1^2) - (2h_1 \cdot g_s^3)/(\gamma_1\gamma_2^2) \right\} \end{cases}$$

ここで、 M_s と m_j はそれぞれ主系の質量と慣性接続要素の等価質量を、 K_s と k_{bj} はそれぞれ主系の剛性と支持部材要素の剛性を、 C_s と c_j はそれぞれ主系の減衰係数と付加系粘性要素の減衰係数を、 f_j は付加系の抵抗力を表す。また、 u はシステムの変位を、 u_{bj} は支持部材要素の変位を表す。 h_s と h_j はそれぞれ主系の内部粘性減衰と付加系粘性要素の減衰定数、 ω_j は慣性接続要素の等価質量 m_j と支持部材要素の剛性 k_{bj} で決まる付加系の固有円振動数を表す。

粘性要素変位 $u_{dj}(t)$ と支持部材変位 $u_{bj}(t)$ の層間変位に対する変位拡大率をそれぞれ式(2)、式(3)に示す。

$$\frac{u_{dj}(t)}{u(t)} = \frac{1}{\sqrt{\{1 - (p/\omega_j)^2\}^2 + \{2h_j(p/\omega_j)\}^2}} \times e^{-i\phi_j} \quad (2)$$

$$\frac{u_{bj}(t)}{u(t)} = \frac{\sqrt{(p/\omega_j)^4 + \{2h_j(p/\omega_j)\}^2}}{\sqrt{\{1 - (p/\omega_j)^2\}^2 + \{2h_j(p/\omega_j)\}^2}} \times e^{-i(\phi_j - \phi_{2j})} \quad (3)$$

$$\phi_j = \tan^{-1} \frac{2h_j(p/\omega_j)}{1 - (p/\omega_j)^2}, \quad \phi_{2j} = \tan^{-1} \frac{2h_j(p/\omega_j)}{-(p/\omega_j)^2} \quad (j=1,2)$$

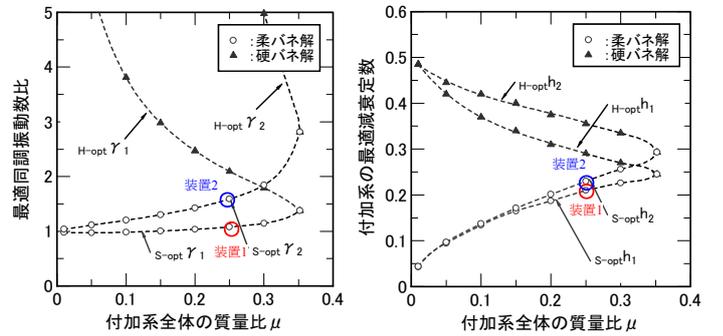
(2) 最適調整条件

図-5に2重同調粘性マスダンパーシステムの変位応答倍率による最適調整条件⁹⁾を示す。これらの調整条件はTMD(Tuned Mass Damper)の剛性や減衰の最適値を求めするために考案された定点理論¹³⁾に準じて算出したもので、不動点において応答倍率を等しくする条件である「最適同調振動数比」、不動点において応答倍率が極大となる条件である「付加系の最適減衰定数」がある。

これらの最適調整条件と主系の諸条件をもとに同調粘性マスダンパーの粘性要素の粘性係数とバネ要素のバネ定数を式(4)、式(5)から求めることができる。

$$c_i = 2\zeta_{opt} \omega_i m_i \quad (4)$$

$$k_{bi} = k(\beta_{opt})^2 \mu \quad (5)$$



(a) 最適同調振動数比 (b) 付加系の最適減衰定数

図-5 相対変位応答倍率に対する最適調整条件

4. 実験概要

表-1に実験ケースを示す。実験ケースは主系のみケース1、主系の復元力特性を線形とし主系の1次固有周期に対して相対変位応答倍率が最適となるように設定したケース2、主系の復元力特性を実際の構造物をイメージした非線形型(逆行型バイリニア)とし、目標とする応答変位での等価周期で調整したケース3の3ケースである。それぞれのケースに対して、正弦波加振によるスイープ実験、地震波入力加振実験を行った。スイープ実験における加振振動数は0.5Hz～3Hzの範囲とし、刻み周波数は最大1/100Hzとした。収録時間は応答波形が定常状態になるまでとし、サンプリング周波数は200Hzとした。地震波加振の入力波形には模擬波としてBCJ-L2とElCentro-NS波、Taft-EW波、八戸-NS波、JMA神戸-NS波の4つの実地震波を用いた。

表-1 実験ケース

実験ケース	主系の特性	付加系	制御対象		質量比
			周期(sec)	応答倍率	
ケース1	線形または非線形	主系のみ	0.70	—	—
ケース2	線形	2重同調型	0.70	相対変位	0.25
ケース3	非線形	2重同調型	0.75	相対変位	0.25

5. 試験体概要

(1) システム全体

図-6にシステム全体の詳細図を、写真-1に外観写真を示す。システムは主系と2種類の同調粘性マスダンパーで構成されている。主系は4本のH鋼(H150×75×5.5×9.5)からなる柱の柱頭部に直動レール (HSR12R1M+150LM) を介して鋼板 (錘) を設置し、鋼板と柱頭側面部を4本の引張コイルばねにより接続したものである。主系の質量は400kg、主系の弾性域における固有周期は0.7秒、ストロークは±50mmである。実験ケース2の逆行バイリニアは、引張コイルばねの初期テンション量を調整することにより、塑性域においてコイルばねが圧縮となる場合にフックから離間することを利用して剛性を約1/2低下させた。

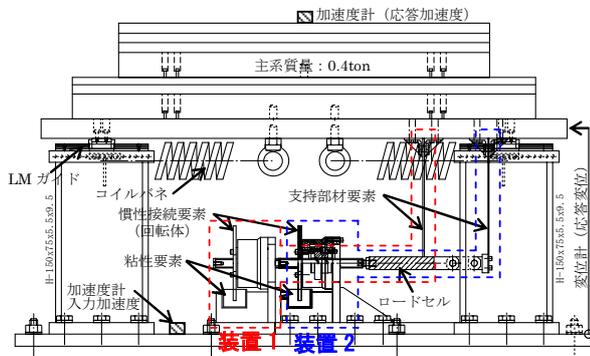


図-6 システム詳細図

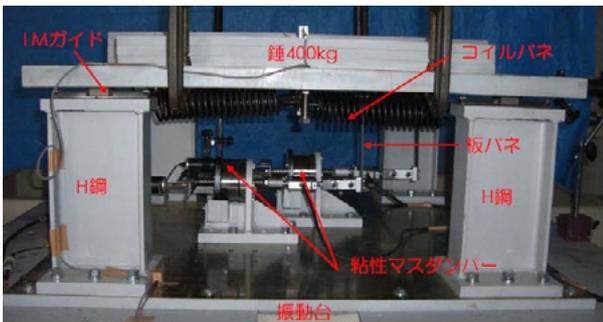


写真-1 システム外観

表-2に実験ケース2, 3における試験体の諸条件を示す。質量比は実験可能な最小質量比として両ケースともに0.25とした。表中の最適同調振動数比と最適減衰定数は、図-5に図示している柔バネ解⁹⁾ (○印)における値である。粘性要素の粘性係数、バネ要素のバネ剛性は式(4), 式(5)より求めた。なお、ケース3では主系の応答変位が7mmの塑性領域のときの等価剛性(等価周期 $T_{eq}=0.75$ 秒)で弾性時よりダンパーが良く同調するように同調粘性マスダンパーの諸条件を設定した。

表-2 試験体諸元

実験ケース	装置	質量比	等価質量	最適同調振動数比	ダンパー振動数	最適減衰定数	バネ剛性	減衰係数
		μ	mr	$s-opt \gamma_i$	f_{d_i}	$s-opt h_i$	k_{b_i}	c_i
ケース2	装置1	0.125	50	1.079	1.54	0.21	4.7	0.20
	装置2	0.125	50	1.590	2.27	0.23	10.2	0.33
	合計	0.25	100	—	—	0.44	14.89	0.53
ケース3	装置1	0.125	50	1.079	1.44	0.21	4.1	0.19
	装置2	0.125	50	1.590	2.12	0.23	8.9	0.31
	合計	0.25	100	—	—	0.44	13	0.50

※添え字i: 装置番号=i or 2を示す。

(2) 粘性マスダンパー

表-3に粘性マスダンパーの慣性質量要素と粘性要素の諸元を、図-7に詳細図を、写真-2に外観写真を示す。慣性質量要素は、ボールねじによる回転慣性質量を利用した装置とした。構成要素はボールねじ(WTF1530-2+154LT)、スラスト軸受(形番6909)およびナット部分に取り付けた錘である。質量比の設定は、錘の設置枚数を調整することにより行った。なお、ダンパー固有振動数は、装置1が装置2より低くなるように設定した。

表-3 慣性質量要素と粘性要素の諸元

構成部材	記号	単位	粘性マスダンパー	
			装置1	装置2
ボールねじ	軸径	DB	mm	15
	リード	Ld	mm	30
	外径	Do	mm	122
	内径	Di	mm	28
	厚さ	tr	mm	10
	質量	mr	kg	0.79
	等価質量	meq	kg	50
	質量増幅率	β	—	62.5
粘性体	粘度(25°C)	η 25	cSt	約15000
	速度増幅率	S	—	12.8

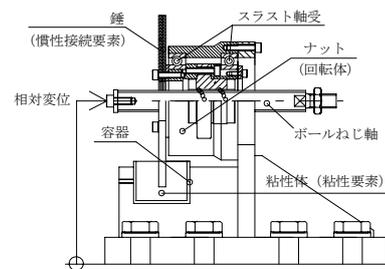


図-7 慣性質量要素と粘性要素の諸元

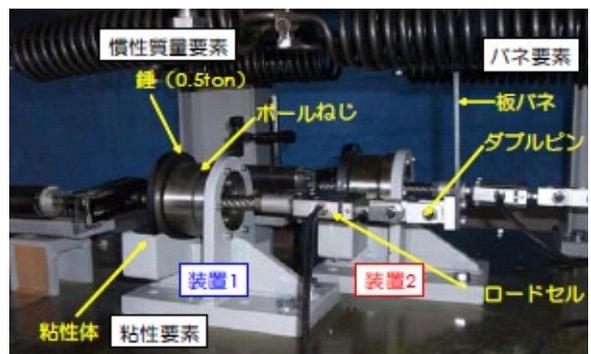


写真-2 粘性マスダンパー設置状況

構成要素であるボールねじは、直線運動を回転運動に変換する増幅機構を有している。回転体は1リード L_d で1回転するため、回転体に作用する角加速度は軸方向加速度の $2\pi/L_d$ 倍になる。この角加速度が回転体の質量に作用することにより回転慣性モーメント I が生じる。ここで得られた回転慣性モーメント I は、直線運動への再変換過程でさらに $2\pi/L_d$ 倍される。慣性接続要素の慣性力 Q_i は式 (6) で表される。式 (7) の β はもとの質量に対する増幅率を表しており質量増幅率 β^6 と呼ぶ。以下、回転体の実質量を m_i とする。

$$Q_i = I\ddot{\theta} \times \frac{2\pi}{L_d} = \frac{m_i(D_o^2 + D_i^2)}{8} \cdot \left(\frac{2\pi}{L_d}\right)^2 \cdot \ddot{u}_d = \beta \cdot m_i \cdot \ddot{u}_d = m_r \cdot \ddot{u}_d \quad (6)$$

$$\beta = \left(\frac{2\pi}{L_d}\right)^2 \cdot \frac{(D_o^2 + D_i^2)}{8}, \quad I = \frac{m_i(D_o^2 + D_i^2)}{8} \quad (7)$$

この質量増幅率 β 倍の設定は、ボールねじのリード L_d 、回転体の内径 D_i 、外径 D_o を調整することにより容易にできる。例えば、 $L_d=25\text{mm}$ 、 $D_i=200\text{mm}$ 、 $D_o=300\text{mm}$ とすると質量増幅率 β はおよそ1千倍となる。つまり、実質量 $m_i=1\text{ton}$ の回転体を設置すれば1千トンに見掛けの質量 m_r を発揮することを意味している。一般に TMD など実質量による応答制御では、現実的に大きな質量を付加することは難しいが、本機構のような回転慣性質量を用いることにより実質量が小さくとも作用する効果としては何千倍の見掛けの質量として作用させることができる。本実験で用いた装置の質量増幅率 β は62.5倍である。

粘性要素は、錘の回転部分を粘性体が充填された容器に浸すことによりせん断抵抗型の粘性力として付加した。一般に粘性体は高粘度になるにつれ非線形性が強くなる。ここでは線形性をもつ低粘度のシリコンオイルを用いた。

(3) バネ要素

バネ要素は板バネ (SS400) とし、板バネの厚さと幅の調整により表-2のバネ剛性になるように設定した。写真-3に実験ケース2の設置状況例を示す。実験ケース2における装置1の板ばねの幅 w と厚さ t は $w=20\text{mm}$ 、 $t=4\text{mm}$ 、装置2では $w=20\text{mm}$ 、 $t=3\text{mm}$ とした。板バネの剛性は、実際の固定条件と同じように主系の鋼板に固定し、自由端に変形を与えることにより測定した。図-8に代表的な例として実験ケース2の測定結果を示す。実線が設計値、シンボルが実験値、一点斜線が最小二乗法による実験値の回帰式を表している。回帰式による実験値は目標とする剛性値をほぼ満たしている。なお、実験ケース3も同様の結果であった。



写真-3 設置状況

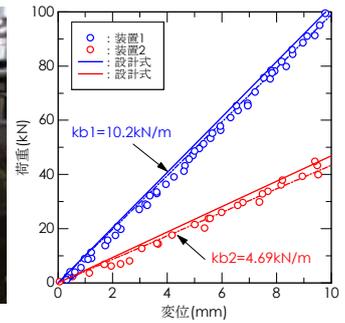


図-8 バネ要素の剛性

6. 計測概要

計測点を図-6、図-7に示す。計測項目は、振動台の水平変位および加速度、主系の応答変位および応答加速度、慣性接続要素または粘性要素の相対変位、付加系の荷重とした。付加系の荷重は、クレビスと付加系の間に容量 100N のロードセルを挿入して計測した。

7. 実験結果

(1) 実験ケース 1

図-9に主系の荷重-変形関係を、図-10に自由振動実験結果を示す。弾性域における初期剛性は39.9kN/m、固有周期は0.63sec、変位 7mm 時(塑性域)における等価剛性28.9kN/mに対する等価周期は0.75秒であった。主系の構造減衰は直動レール摩擦の振幅依存性に影響され、弾性域で約 6.6%、変位 7mm 時で約 4.6% であった。これ以降、実験値と設計値との比較にあたって、設計値における主系の弾性周期、塑性時の等価周期(図-9破線)、構造減衰は実験ケース1の結果を用いる。

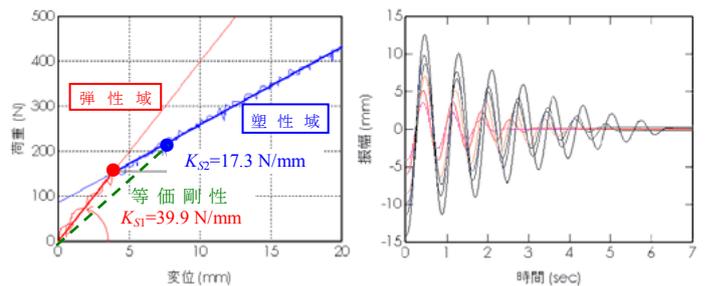


図-9 主系の復元力特性 図-10 主系の自由振動波形

(2) 実験ケース 2

図-11に主系の復元力特性が線形のときの相対変位応答倍率と位相角を、図-12に層間変位に対する粘性要素部分の拡大率とそのときの主系に対する装置1,2の位相角を示す。また、図-13に装置2のダンパー固有振動数付近である振動数比 1.3 のときの履歴ループを示す。実

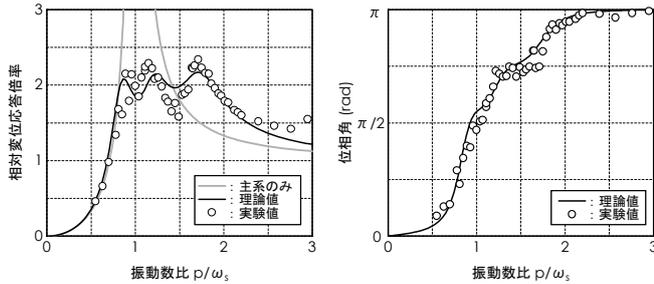


図-11 相対変位応答倍率と位相角 (実験ケース2)

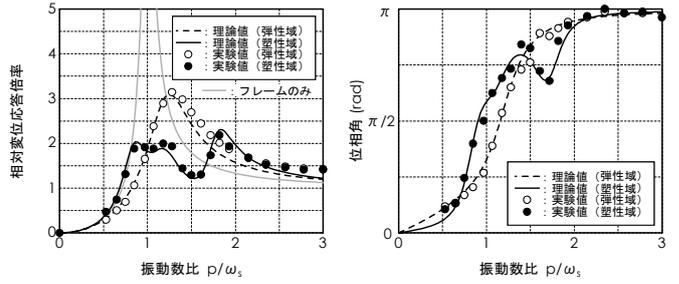


図-14 相対変位応答倍率と位相角 (実験ケース3)

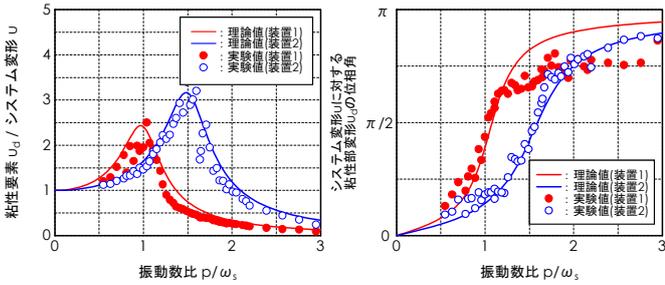
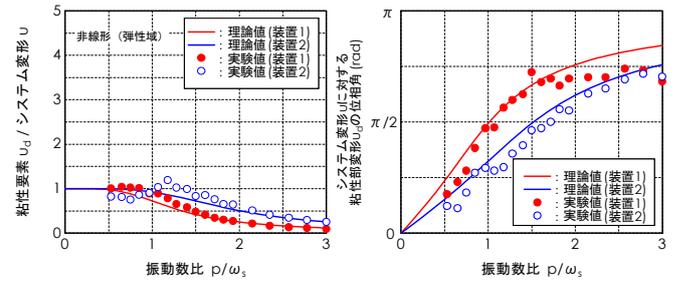


図-12 層間変形に対するダンパー変位拡大率と位相角



(a) 弾性域

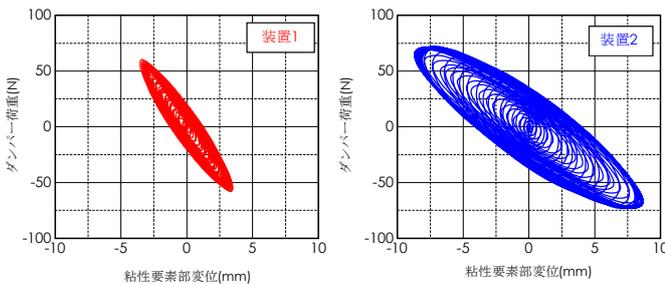
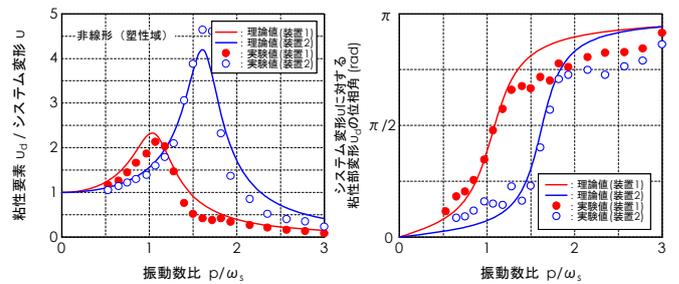


図-13 履歴ループ



(b) 塑性域

図-15 層間変形に対するダンパー変位拡大率と位相角

線が式 (1), 式 (2) に試験体の設定値を与えたときの理論値を, シンボルが実験値を示す。相対変位応答倍率, 位相角ともに実験値と設計値はおおむね一致している。また, 層間変位に対する粘性要素部分の変位拡大率と履歴ループより2つのダンパーのもつ固有振動数付近ではダンパーの粘性要素部分が大きく変形し, 大きな履歴面積をもっていることがわかる。履歴ループが斜め右下がりになっているのは慣性力の特性である。マスダンパー特有の高振動数による慣性力のガタツキもなく, きれいな楕円形状を示しているのがわかる。これは粘性マスダンパーに接続されている柔バネ要素の高振動数遮断効果によるものと考えられる。

(3) 実験ケース3 (スイープ加振結果)

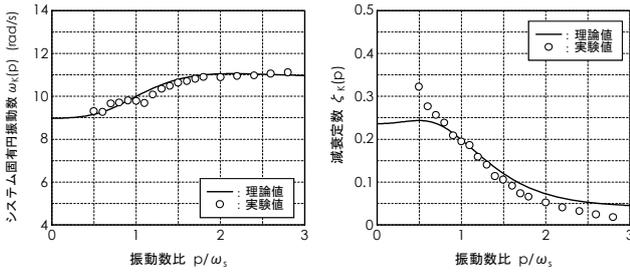
図-14に主系の復元力特性が非線形の際の相対変位応答倍率と位相角を, 図-15に弾性時, 塑性時各々における層間変位に対する粘性要素部分の変位拡大率とそのときの主系に対する装置1,2の位相角を示す。

変位応答倍率は, 塑性域において同調効果がよく発揮

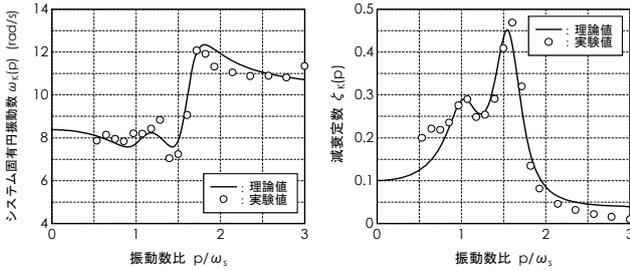
できるように設定しているため, 弾性域で最大約3倍, 塑性域で平均2倍程度となっている。層間変形に対するダンパー変位拡大率は, 弾性域では1倍以下になっているのに対して, 塑性域では装置1で約2.5倍, 装置2で約4倍となっており同調効果による粘性要素変位の動的拡大がみとれる。

2重同調型システムを等価な Kelvin モデルに置換した際の弾性域と塑性域におけるシステム全体の固有円振動数と減衰定数の変化を考察する。同調粘性マスダンパーの複雑なモデルを等価な Kelvin モデルに置換することにより一般的な粘性ダンパーと同じ指標で効果が比較できるため重要な指標と考えられる。等価な Kelvin モデルに置換した際のシステム全体の固有円振動数 ω_K と減衰定数 ζ_K は, 外乱円振動数 p の定常加振の場合, 外乱円振動数 p に依存し, それぞれ式 (8), 式 (9) で表される。

$$\omega_K(p) = \sqrt{\frac{K_s + \frac{1}{M_s} \times \sum_{j=1}^2 \frac{-m_j \cdot k_{bj}^2 \cdot p^2 + m_j^2 \cdot k_{bj} \cdot p^4 + c_j^2 \cdot k_{bj} \cdot p^2}{(k_{bj} - m_j \cdot p^2)^2 + (c_j \cdot p)^2}}}{2}} \quad (8)$$



(a) 弾性域



(b) 塑性域

図-16 等価 Kelvin モデルにおけるシステム全体の固有円振動数と減衰定数

$$\zeta_K(p) = \frac{1}{2M_s \omega_K(p)} \left\{ C_s + \sum_{j=1}^2 \frac{c_j \cdot k_{bj}^2}{(k_{bj} - m_j \cdot p^2)^2 + (c_j \cdot p)^2} \right\} \quad (9)$$

図-16に等価 Kelvin モデルにおける弾性域と塑性域のシステム全体の固有円振動数と減衰定数を示す。弾性域では同調効果の影響がほとんどなく、減衰定数は0.25から高振動数比になるに従い低下している。一方、塑性域では2つのダンパーの同調振動数付近で減衰定数が0.30または0.45と大きくなっているのがわかる。固有円振動数は弾性域では高振動数比になるに従い9~11と徐々に変化し一定値に収束する傾向があるが、塑性域では同調振動数付近で大きな変化があるのがわかる。これらは、慣性力のもつ負剛性や主系とは異なるダンパーの位相特性に起因するものと考えられる。

(4) 実験ケース3 (地震波入力加振結果)

図-17に地震波入力結果の一例としてEl Centoro-NS波入力時の変位と加速度の入出力波形と履歴ループを示す。全地震波に対して、変位と加速度波形の最大応答値とダンパー有無の応答低減率を算定した結果を表-4、表-5にそれぞれ弾性域、塑性域の場合として示す。また、図-18には、全周波数帯におけるダンパー有無の応答低減率を弾性域、塑性域で示している。これらは、ダンパー有無のフーリエ振幅スペクトル比 (Parzen's window 0.2Hz) をとったものである。

弾性域における変位応答低減率は0.353 ~ 0.765で平均値は0.538、加速度応答低減率は0.636 ~ 1.032で平

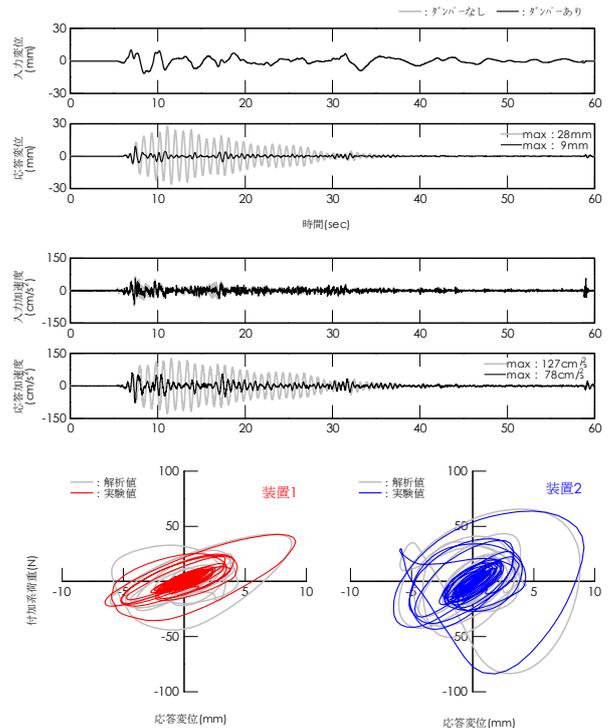


図-17 地震波入力結果例 (El Centoro-NS 波)

表-4 最大応答値および応答低減率 (弾性域)

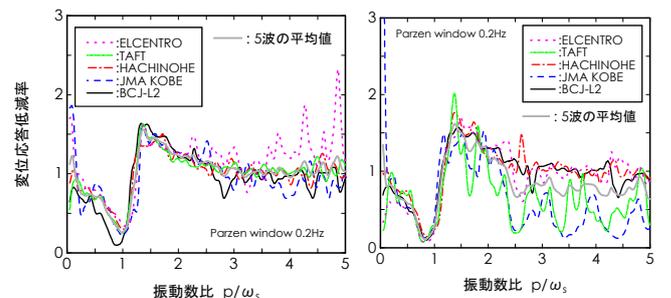
地震波	ダンパー	入力変位 [mm]	応答変位 [mm]	変位低減率	入力加速度 [cm/sec ²]	応答加速度 [cm/sec ²]	加速度低減率
ELCENTRO-NS	なし	4.8	5.5	0.765	33.3	44.0	1.032
	あり		4.2			45.5	
TAFT-EW	なし	14.5	6.8	0.588	50.4	51.9	0.863
	あり		4.0			44.8	
HACHINOHE-NS	なし	9.6	7.1	0.517	37.8	53.1	0.785
	あり		3.7			41.7	
JMA KOBE-NS	なし	5.6	6.8	0.468	39.1	52.6	0.706
	あり		3.2			37.2	
BCJ-L2	なし	19.4	15.8	0.353	46.1	88.0	0.636
	あり		5.6			56.0	
			平均値	0.538	平均値		0.805

※数値は絶対値の最大を示す

表-5 最大応答値および応答低減率 (塑性域)

地震波	ダンパー	入力変位 [mm]	応答変位 [mm]	変位低減率	入力加速度 [cm/sec ²]	応答加速度 [cm/sec ²]	加速度低減率
ELCENTRO-NS	なし	11.5	27.6	0.331	66.1	127.1	0.617
	あり		9.1			78.4	
TAFT-EW	なし	33.7	33.3	0.316	92.3	182.3	0.432
	あり		10.5			78.7	
HACHINOHE-NS	なし	19.2	19.8	0.397	69.1	100.1	0.730
	あり		7.8			73.0	
JMA KOBE-NS	なし	14.3	31.5	0.389	82.6	156.3	0.586
	あり		12.3			91.6	
BCJ-L2	なし	33.8	25.4	0.377	67.1	127.6	0.603
	あり		9.6			76.9	
			平均値	0.362	平均値		0.593

※数値は絶対値の最大を示す



(a) 弾性域

(b) 塑性域

図-18 全周波数帯における応答低減率

均値は 0.805 であった。一方、塑性域における変位応答低減率は 0.316 ~ 0.397 で平均値は 0.362 , 加速度応答低減率は 0.432 ~ 0.617 で平均値は 0.593 であった。変位、加速度ともに塑性域での応答低減効果が高いことがわかる。また、全周波数帯でみると、同調振動数付近では塑性域の効果が安定して大きいといえるが、高振動数比域では応答低減率にばらつきが見られる。これは、地震動のスペクトル特性に起因していると考えられ設計上注意が必要な点である。

このように、塑性域での等価剛性で調整した場合、弾性域、塑性域において一定の応答低減効果があることがわかる。その効果は目標とする応答変位の等価剛性の調整点で異なる。耐震対策として考えた場合、弾性域での応答倍率は高くなる傾向があるが、弾性域での一定の応答低減効果より、弾性域での応答変位量は塑性域での応答変位量と比較し小さい。よって、目標とする応答変位での等価剛性で同調周期を調整すれば、地震波に対してより有効な応答制御が可能と考えられる。

8. まとめ

以上、同調粘性マスダンパーを2個並列に接続した2重同調型一層システムの振動実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- ① 主系の復元力特性を線形とした検証実験の結果、先に提案^{9),10)}した多重同調粘性マスダンパーシステムの理論値の妥当性が確認できた。
- ② 実際の構造物をイメージした非線形特性の構造物の調整法の一提案として、目標とする応答変位での等価剛性で同調周期を調整する方法を提案した。
- ③ 本調整法を採用した場合、弾性域、塑性域において一定の応答低減効果があることがわかった。
- ④ その効果は目標とする応答変位の等価剛性の調整点や地震動のスペクトル特性の影響で異なるが、耐震対策として考えた場合、目標とする応答変位での等価剛性で同調周期を調整すれば、地震波に対してより有効な応答制御が可能と考えられる。

参考文献

- 1) 川股重也ほか：制振機構に関する研究（その1～その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.857-862,1973.10
- 2) 石丸辰治：構造物の地震応答制御理論「応用力学シリーズ2 建築構造物の設計力学と制御動力学」，日本建築学会，pp.199～202,1994.11

- 3) 奥村敦史：振動遮断接続機構「早稲田大学技術シリーズ」，NO.TLO2000-02,2000.3
- 4) 古橋剛，石丸辰治：慣性接続要素によるモード分離（その1），日本建築学会論文報告集，第576号，pp.55-62，2004.2
- 5) 新垣忠志，黒田英二，有馬文昭，井上豊，馬場研介：ボールねじを用いた制震装置の開発（その1），日本建築学会技術報告集，第8号，pp.239-224，1999.6
- 6) 中南滋樹，鈴木亨，木田英範，古橋剛，田中久也：慣性質量を有する減衰装置の開発，三井住友建設技術研究所報告，NO.3，pp.157-164，2005
- 7) 斉藤賢二，栗田哲，井上範夫：慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーによる1質点構造の最適応答制御とKelvinモデル化手法に関する考察，構造工学報告集，Vol.53B，日本建築学会，pp.53-66，2007.3
- 8) 斉藤賢二，中南滋樹，木田英範，井上範夫：慣性接続要素と最適化された柔バネ要素と粘性要素を有する一層応答制御システムの振動実験，構造工学報告集，Vol.54B，日本建築学会，pp.623-634，2008.3
- 9) 木田英範，中南滋樹，井上範夫，斉藤賢二：慣性接続要素を利用した多段調整バネ付き粘性マスダンパーシステムによる構造物の応答制御（その1：多段調整型の最適応答制御解），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，2008.9
- 10) 中南滋樹，木田英範，井上範夫，斉藤賢二：慣性接続要素を利用した多段調整バネ付き粘性マスダンパーシステムによる構造物の応答制御（その2：多段調整型の応答性状），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，2008.9
- 11) 中南滋樹，木田英範，平田裕一，鈴木亨，田中久也：定点理論に基づく多段調整バネ付き粘性マスダンパーの応答制御法，三井住友建設技術研究所報告，NO.6，2008
- 11) 中南滋樹，木田英範，斉藤賢二，五十子幸樹，井上範夫：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），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.417-418，2009.8
- 12) 木田英範，中南滋樹，斉藤賢二，五十子幸樹，井上範夫：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），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.419-420，2009.8
- 13) J.P. Den Hartog：Mechanical Vibrations，4thed.，Dover，New York，1985

常時微動測定に基づく超高層 RC 造建物の動特性評価

Dynamic Characteristics of Super-High-Rise RC Building Based on Microtremor Records

川島 学 MANABU KAWASHIMA

平田 裕一 YUICHI HIRATA

設計管理部 小田 稔 MINORU ODA

本報は、超高層 RC 造建物 3 棟において行った常時微動測定で得られた記録に基づき、建物の動特性を評価した結果について示したものである。システム同定手法のひとつである部分空間法を用いて、高次モードまで精度よい固有振動数および減衰定数の評価結果を得た。固有振動数の評価結果より、建物は設計での想定よりやや大きな剛性を有していることが分かった。減衰定数は並進 1 次モードで約 1%と推定され、文献に示されている日本建築学会の参考値と同程度であった。

キーワード： 超高層建物, RC 造建物, 常時微動, 高次モード, 減衰定数, 部分空間法

Dynamic characteristics of three super-high-rise RC buildings are discussed based on measured microtremor records. Accurate eigenfrequencies and damping ratios will be obtained up to higher-order mode by using subspace method which is one of the system identification methods. It is revealed that stiffness of the buildings is slightly larger than designed value by evaluating eigenfrequencies. Damping ratio of translational 1st mode is estimated to be about 1 percent, which may be comparable to the proposed value expressed in AIJ design guideline.

Key Words: Super-High-Rise Building, RC Building, Microtremor Record, Higher-Order Mode, Damping Ratio, Subspace Method

1. はじめに

近年、都市部を中心に、軒高 100m を超える超高層建物が多数建設されている。超高層建物の安全性は時刻歴応答解析によって検証されるため、応答解析モデルの精度の向上やそこで用いられる諸定数の評価は、重要な意味を持つ。しかしながら、建物の動特性についてその機構がすべて明らかとなっている訳ではなく、また建物の減衰等についてはいまだ不明な点が多い。

このような背景のもと、筆者らは、関東で 2008 年から 2009 年にかけて竣工した、当社設計施工の超高層 RC 造住宅 3 棟の微動測定を実施した。本報はその測定結果について報告するものである。

2. 測定対象建物の概要

微動測定の対象は、2008 年から 2009 年に竣工した関東に建つ超高層 RC 造住宅 3 棟である。これらの建物を以下、A 建物、B 建物、C 建物と呼び、表-1、図-1 にそ

の概要を示す。

各建物の基準階は、A 建物、C 建物はそれぞれ正方形と長方形と整形な平面形であるのに対し、B 建物の基準階は図-1 に示すとおり不整形な平面形となっている。構造的な特色として、A、B 建物の一部階に低降伏点鋼制震壁が配されている点、C 建物が免震建物である点が挙げられる。また 3 建物は上部躯体が RC 造ラーメン構造（建物 C の短辺方向に RC 耐震壁が配置されている）であり、柱はフル PCa、梁はハーフ PCa 工法で構成されている。

3. 常時微動測定の概要

常時微動測定は、(株)東京測振の携帯用振動計 SPC-51A（サーボ型速度計）によって行った。測定周波数は 0.2Hz～70Hz、測定レンジは 150 μ cm/s～10cm/s である。サンプリング周波数は 100Hz であり、計測時間は 1 測定 30 分を基準とした。

分析対象とした振動モードは、水平 2 方向および鉛直

表-1 測定対象建物の概要

A建物	B建物	C建物
等価アスペクト比* \approx 3.1	等価アスペクト比* \approx 3.3	等価アスペクト比* \approx 3.8
RC造ラーメン構造		RC造ラーメン+耐震壁

* 建物高さ/ $\sqrt{\text{基準階面積}}$ として算定。

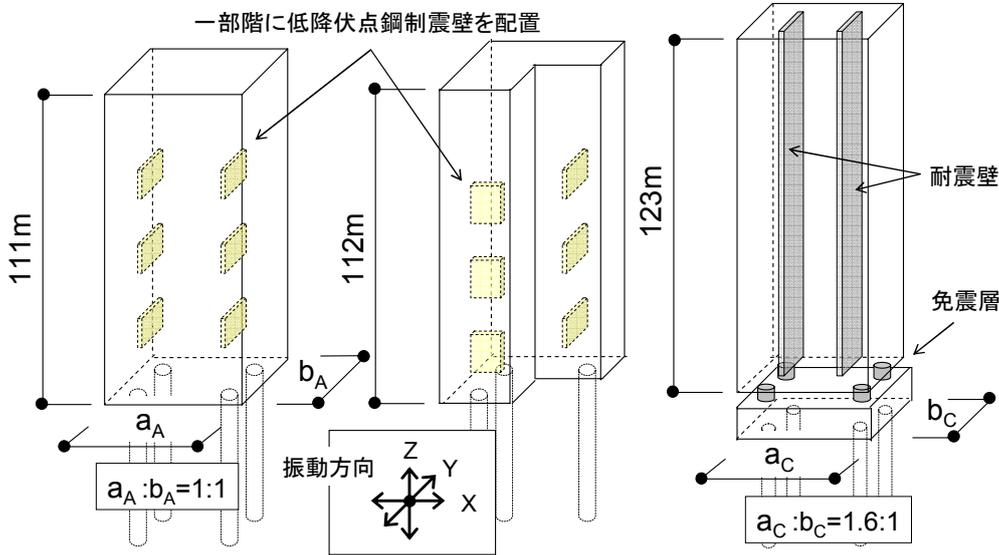


図-1 測定対象建物の概要 (図のスケールは正確ではない)

方向の並進モードと、揺れ・ロッキングの回転モードである。各振動モードの評価にあたっては、以下の方針で計測点を決定した。

- ①並進モード：建物基部（1階または地下階）と建物上層階での同時測定を実施する。測定点数は対象建物によって異なるが、建物頂部の記録は必ず測定する。
- ②回転モード：平面内2点において水平動または鉛直動を同時に測定し、これらの差をセンサー間の距離で除すことで角速度を抽出する。揺れ動の評価では建物頂部、ロッキング動の評価では建物基部の記録を用いる。

ただし、建物によっては、上記の振動モードすべてに関する計測が行われているものではない。表-2に、評価可能な振動モードと、振動データの得られている計測点を示す。

4. スペクトル解析による分析

本章では、各建物の周波数領域における振動特性を把握するために行った波形のスペクトル解析の結果について示す。図-2に、一例として、B建物の建物基部と建物頂部で同時に得られた水平動のランニングスペクトルを示す。スペクトルは暖色が大きな振幅値、寒色が小

表-2 評価可能な振動モードと振動データの得られている計測点

モード	振動方向	計測点	A建物	B建物	C建物
並進モード	水平X	頂部	○	○	○
		中間階**	○	○	○
		基部	○	○	○
	水平Y	頂部	○	○	○
		中間階**	○	×	○
		基部	○	○	○
回転モード	鉛直	頂部	△*	○	○
		中間階**	△*	○	○
		基部	△*	○	○
	ねじれ	頂部	○	○	○
		免震上基礎	—	—	○
		ロッキング	X方向	×	○
Y方向	×		○	○	

* 計測位置の制限により、他の振動モードの成分が含まれている。

** C建物の場合は免震上基礎。

さな振幅値であることを表している。図より、建物基部および建物頂部で得られた波形は時間の経過に対して振幅値、周波数特性が継続時間中に大きく変動せず、ほぼ定常な記録が得られていることが分かる。

図-3に、20秒ごとのスペクトルのアンサンブル平均によって評価した、建物頂部位置での各振動成分のFourier 振幅スペクトルを示す。ただし、水平動（基部、頂部）およびロッキング動のスペクトルはX方向の波形のものを示しており、ねじれ角速度には基準階面積の

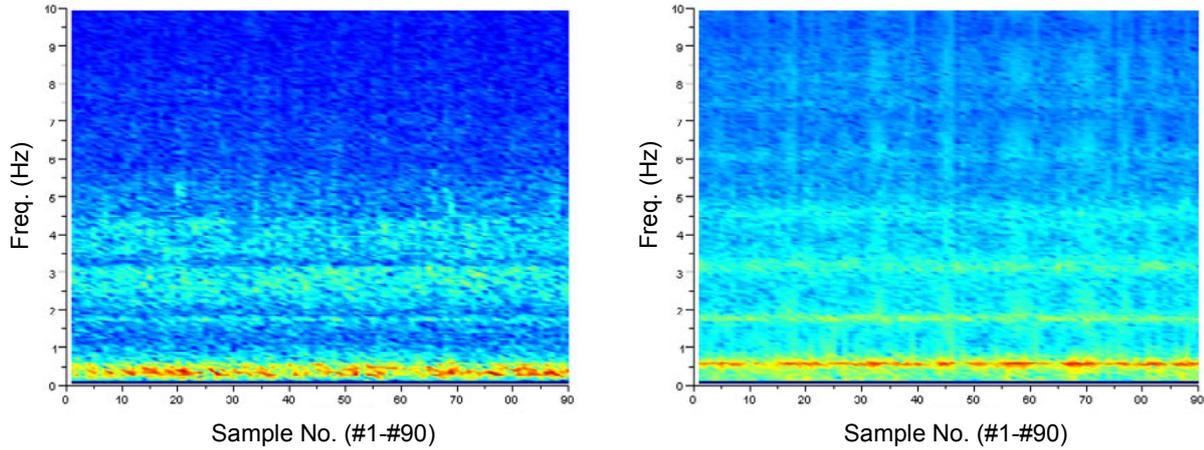


図-2 建物基部（左）と建物頂部（右）のランニングスペクトル

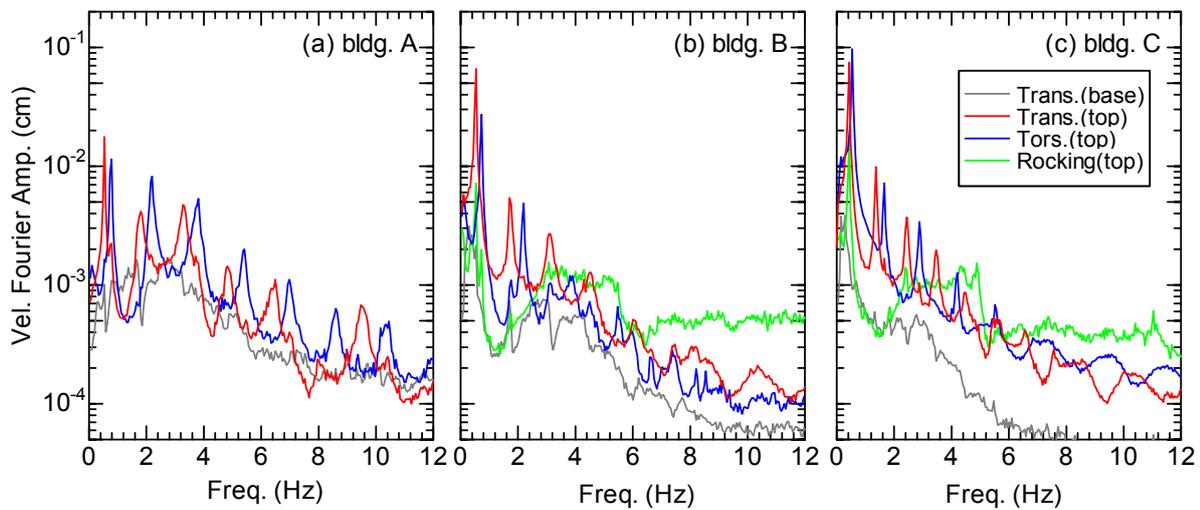


図-3 建物頂部位置での X 方向角モード成分の Fourier 振幅スペクトル

平方根、ロッキング角速度には計測点から建物頂部までの高さを乗じ、速度の次元に変換している。また、頂部の水平動のスペクトルは、基部の水平動およびロッキング動の影響を含んだ絶対応答のスペクトルである。

図より、A 建物、B 建物の最も低い振動数の卓越位置では、頂部の水平動の振幅が最も大きい。ほぼ同じ振動数にあるロッキング動の卓越は水平動の約 1 割の振幅であり、やや高振動数側にあるねじれ動の卓越は水平動の半分程度の振幅を有している。これに対して、C 建物ではこれら振動成分の振幅の関係が異なっていて、ロッキング動の卓越は水平動の卓越の振幅の 2 割程度であり、ねじれ動の卓越は水平動の卓越に比べてやや大きな振幅である。なお、建物基部の水平動は地動を含むスウェイ動と解釈できるが、その振幅は頂部の水平動の卓越の 2～4%程度と小さい。

全体にねじれモードの振幅が水平動の振幅に比して大きいのは、常時微動というランダム性の高い入力波動場のために、ねじれ動の入力成分が水平動の入力成分に比

して無視できない大きさであったためと推測される。また、C 建物において特に回転モードの振幅が他の 2 建物に比べて大きい傾向にあるのは、免震構造であるために回転動に関する剛性が比較的小さいためと考えられる。

5. システム同定による動特性評価

(1) 周波数応答関数の推定

建物基部（建物 A、B では 1 階、建物 C では免震下基礎）の波形を入力、建物上層階（建物 A、B では頂部と中間階、建物 C では頂部と免震上基礎）の波形を出力とみなしたときの周波数応答関数の推定値を図-4 に示す。ここでは、建物基部と建物上層階の X 方向水平動を入出力とみなした場合の結果が示してある。周波数応答関数の推定は、以下の 2 式に拠っている¹⁾。

$$H_R(\omega) = \frac{S_{XY}(\omega)}{|S_{XY}(\omega)|} \sqrt{\frac{S_{YY}(\omega)}{S_{XX}(\omega)}}, \quad H_1(\omega) = \frac{S_{XY}(\omega)}{S_{XX}(\omega)} \quad (1)$$

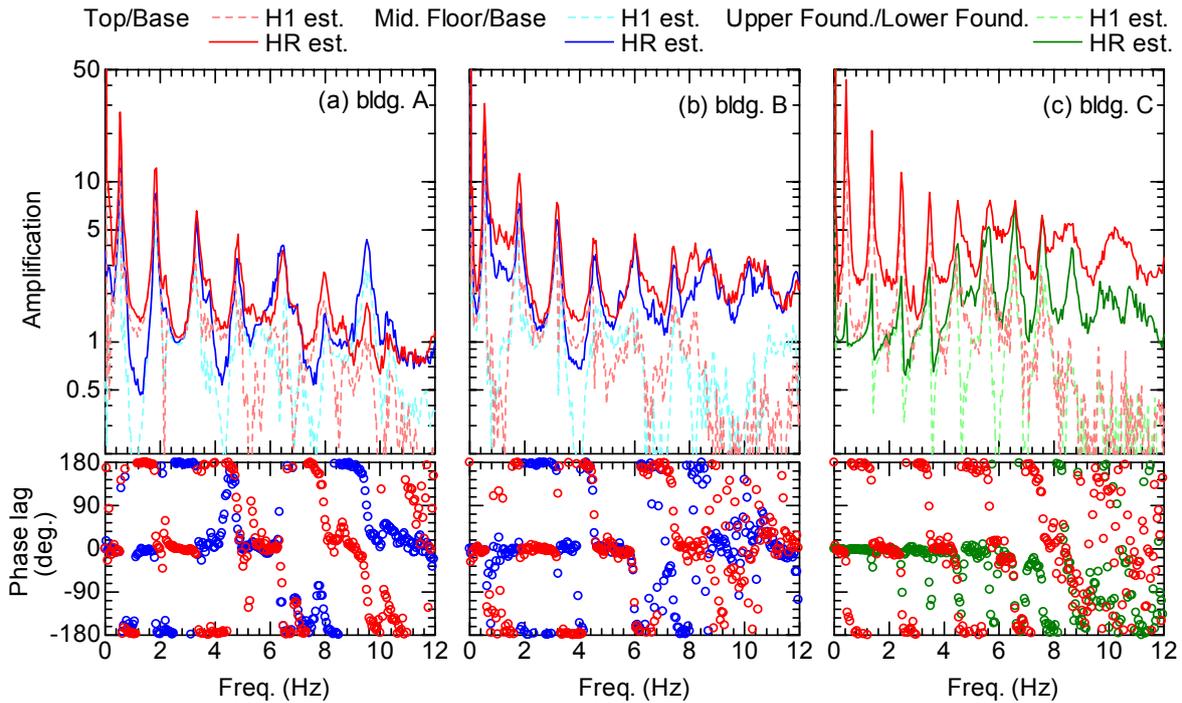


図-4 周波数応答関数の推定値 (上: 振幅, 下: 位相差)

ここに、 $S_{XX}(\omega)$ =入力のパワースペクトル、 $S_{YY}(\omega)$ =出力のパワースペクトル、 $S_{XY}(\omega)$ =入出力のクロススペクトルであり、図中の実線が $H_R(\omega)$ の推定値を、破線が $H_1(\omega)$ の推定値を表している。

図より、周波数応答関数の振幅にはピークが観察され、対応する振動数で基部と上層階の位相差が急変している。このような傾向は、基部から地動が入力した場合のせん断型振動モデルの動特性と調和的である。これより、建物基部の波形を入力、建物上層階の波形を出力とみなすことができるものと考えられる。

C 建物の周波数応答関数の形状より、最も低い振動数の卓越位置において建物頂部の変形に対する免震層の変形の割合は小さいことが分かり、その値を計算すると約2%である。本稿において取り上げた常時微動という微小な振幅域において、免震層の変形が大きく卓越することは観察されなかった。

(2) 動特性の評価方法

本報では、建物の動特性の評価にあたり、システム同定手法として部分空間法³⁾を採用する。部分空間法は、数値的な安定性や多入出力系への適用の容易さといった利点を有しているため、今後その利用がさらに広まると思われるシステム同定手法である。本稿では、水平・鉛直並進モードの同定では、建物基部の記録を入力、建物上層階の記録を出力として、MOESP法³⁾のアルゴリズムを用い、ねじれモードの同定には、建物頂部の記録のみに平衡確率実現に基づくアルゴリズム³⁾を用いる。

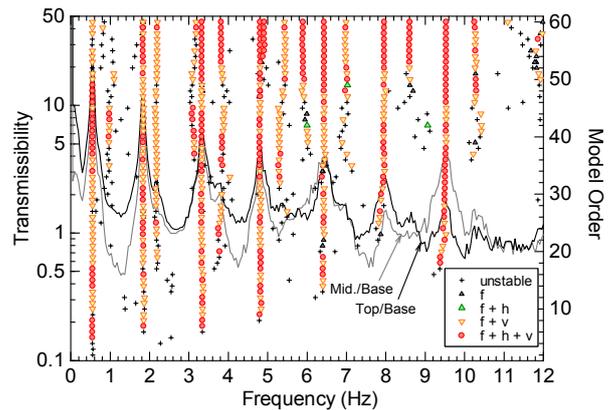


図-5 Stabilization diagram⁴⁾の一例 (f: 固有振動数, h: 減衰定数, v: MACが安定と判定された極)

システム同定において大きなモデル次数を設定した場合、物理的な極と数値計算上現れる極を峻別することが必要である。ここでは、モデル次数を2次から60次まで変動させて作成した stabilization diagram⁴⁾ (以下では S. D.と略記する)に基づき安定な極を抽出する。安定な極の判定基準としては、モデル次数を p から $p+1$ へ変動させたときの固有振動数、減衰定数の変動が1%、5%以内、および式(2)で定義される MAC (Modal Assurance Criterion) の値が0.98以上であることとした。

$$MAC_{(p, p+1)} = \frac{|\{\varphi_j^{(p)}\}^H \{\varphi_j^{(p+1)}\}|^2}{\{\varphi_j^{(p)}\}^H \{\varphi_j^{(p)}\} \cdot \{\varphi_j^{(p+1)}\}^H \{\varphi_j^{(p+1)}\}} \quad (2)$$

ここに、 $\{\varphi_j^{(p)}\}$ はモデル次数が p のとき同定された j 次

の複素モードベクトル, $\{ \bullet \}^H$ はベクトル $\{ \bullet \}$ のエルミート転置を表している。なお, 定義式(2)より MAC は 0 以上 1 以下の実数値となる。

一例として, 図-5 に A 建物の水平 X 方向並進モードを同定する際に作成された S. D.を示す。図中には, 前節で示した周波数応答関数 $H_R(\omega)$ の推定値が重ねて示されている。図より, 安定な極と周波数応答関数のピーク位置との対応が確認できる。

(3) 動特性の評価値

表-3 に, 同定された水平, 鉛直の並進モードおよび振れモードの固有振動数と減衰定数を示す。表中の値は, 安定と判定された極による評価値の平均値と標準偏差である。ただし, C 建物では免震層を含む全体系の動特性の評価値が示されている。

表より, 1 次固有振動数は, 水平並進モードで 0.38Hz ~ 0.55Hz であるのに対し, 鉛直並進モードで 3.74Hz ~ 4.93Hz と 10 倍程度の値となっている。振れモードの 1 次固有振動数は 0.54Hz ~ 0.76Hz であり, 水平並進モードの 1.4 倍程度である。水平並進モードの固有振動数は, 設計時に想定された値と比べて 1 割程度大きな値である。

減衰定数については, 水平並進モードの 1 次で 0.7 ~ 1.5%程度であり, 文献 2)に示されている居住性評価のための設計用減衰定数(標準値 1.0%, 推奨値 0.8%)にほぼ対応している。鉛直並進モードの 1 次の減衰定数は 3.67% ~ 7.25%と大きく, 振れモードの 1 次の減衰定数では, A 建物, B 建物で 0.3%台と小さな値が得られている。

6. 動特性の評価結果と慣用値との比較

(1) 建物高さとの固有振動数の関係

一般に, 固有振動数 f と建物高さ H の関係は, $f^{-1} = \alpha H$ という比例関係で近似して評価することが行われている。同定値より求めた比例定数 α の値を, 文献 2)の回帰式のものと比較して表-4 に示す。

比例定数 α の評価結果は, 水平並進の 1 次の場合, A, B 建物では $\alpha = 1.63 \times 10^{-2}$, 1.69×10^{-2} と文献 2)に示された値 $\alpha = 1.5 \times 10^{-2}$ と比べてやや大きい。これに対して C 建物では, $\alpha = 1.88 \times 10^{-2}$, 2.16×10^{-2} と値が大きい。全体的に値がやや大きいのは, 高強度コンクリートを使用しているため, 柱・梁の断面が一般の建物に比べて小さいことなどが考えられる。C 建物の値が大きいのは, 免震建物であり, 回帰式で対象としている建物と構造形式が異なるためと思われる。なお, ねじれモードについても, 比例定数 α は既往の回帰式のものより値が大き

表-3 建物動特性の同定結果

(a) 水平並進モード(X 方向)

次数	固有振動数 (Hz)			減衰定数 (%)		
	A	B	C	A	B	C
1	0.55	0.54	0.43	1.47	0.71	0.73
	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.05)	(0.18)	(0.03)
2	1.84	1.79	1.38	0.85	0.91	0.70
	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.12)	(0.03)	(0.11)
3	3.33	3.19	2.45	1.49	0.93	1.13
	(0.01)	(0.00)	(0.00)	(0.16)	(0.02)	(0.17)
4	4.81	4.53	3.47	1.35	1.61	0.83
	(0.01)	(0.00)	(0.00)	(0.16)	(0.12)	(0.03)
5	6.52	5.99	4.51	1.60	4.22	1.62
	(0.22)	(0.01)	(0.01)	(0.31)	(0.08)	(0.23)

(b) 水平並進モード(Y 方向)

次数	固有振動数 (Hz)			減衰定数 (%)		
	A	B	C	A	B	C
1	0.55	0.54	0.38	0.70	1.25	0.95
	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.15)	(0.04)	(0.04)
2	1.81	1.80	1.37	0.63	1.03	0.94
	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.04)	(0.02)	(0.11)
3	3.30	3.20	2.67	1.69	0.99	1.04
	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.21)	(0.04)	(0.02)
4	4.74	4.56	4.01	1.29	2.09	1.46
	(0.00)	(0.01)	(0.01)	(0.23)	(0.15)	(0.06)
5	6.37	—	5.35	1.76	—	1.86
	(0.01)	—	(0.05)	(0.15)	—	(0.16)

(c) 鉛直並進モード

次数	固有振動数 (Hz)			減衰定数 (%)		
	A	B	C	A	B	C
1	4.76	4.93	3.74	3.67	7.25	4.99
	(0.02)	(0.00)	(0.01)	(0.89)	(0.88)	(0.89)
2	10.39	7.71	6.81	1.71	2.29	1.61
	(0.35)	(0.02)	(0.20)	(0.33)	(0.13)	(1.08)
3	17.82	13.33	12.06	1.05	1.12	1.32
	(0.57)	(0.10)	(0.01)	(0.27)	(0.22)	(0.27)

(d) ねじれモード

次数	固有振動数 (Hz)			減衰定数 (%)		
	A	B	C	A	B	C
1	0.76	0.72	0.54	0.39	0.33	0.81
	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.02)	(0.02)	(0.03)
2	2.18	2.20	1.65	2.08	1.66	1.09
	(0.00)	(0.00)	(0.00)	(0.02)	(0.13)	(0.01)
3	3.78	—	2.89	2.93	—	0.92
	(0.07)	—	(0.00)	(0.40)	—	(0.05)

* 各次数について, 平均値と標準偏差(括弧入り)が示してある。

なっており、水平並進モードとほぼ同様の傾向がみられている。

(2) 高次モードの動特性の傾向

1次固有振動数に対する高次の固有振動数の比（以下、振動数比と記す）を、モード次数を横軸にとり図-6に示す。図には、参考として1次元連続体の非減衰せん断振動の理論値 ($f_s/f_1=2s-1$, s =モード次数)⁵⁾も重ねて示している。図より、振動数比は水平並進モード、ねじれモードともにモード次数とほぼ線形関係にあることが分かる、せん断振動の理論値と比較すると、並進モードでは実測から得られた振動数比がやや大きく、ねじれモードでは両者はほぼ等しい。C建物の短辺(Y)方向の傾向が他と異なっているのは、短辺方向に耐震壁が配されていることによる構造特性の違いの影響と思われる。

図-7に、水平並進モードとねじれモードについて、固有振動数と減衰定数の関係を示す。ここでは、表-2中には紙幅の関係で示さなかった高次モードの評価値について、同定が安定して行われたモードに関するものをすべて示している。図より、減衰定数の値が振動数・モード次数に対して変動するのが認められるが、建物および振動モードの種類によってその傾向は異なっている。

水平並進モードの減衰定数は、大局的にみると、1次モードに相当する0.5Hz前後で1%程度の値であったものが、振動数の増加とともに漸増する傾向にあるが、必ずしも単調増加しているものではない。それぞれの建物のX、Y方向で評価された減衰定数はおおむね類似した振動数・モード次数に対する依存傾向を示している様子も観察され、図-7にそれぞれの建物固有の減衰特性が表れている可能性が示唆される。

ねじれモードの減衰定数は、A建物では1次モードで0.3%台の小さな値が評価され、2、3次モードで一旦増加するが、さらに高次モードとなると減少に転じる。B建物では高次モードの同定値が安定しなかったため示していないが、1、2次モードの傾向はA建物とよく似ている。C建物の場合は、6Hz付近にある5次モードまで減衰定数は約1%の一定値をとっている。

7. まとめ

本報では、超高層RC造住宅3棟において行った常時微動測定で得られた記録に基づき、建物の動特性を評価した結果について示した。また、文献2)に示されている実測に基づいた回帰式との比較を示すとともに、高次モードの固有振動数、減衰定数の傾向についての考察を行った。

表-4 建物高さとの固有振動数の関係

	水平並進モード				ねじれモード				
	回帰式	A	B	C(X)	C(Y)	回帰式	A	B	C
1	1.50	1.63	1.69	1.88	2.16	1.10	1.18	1.26	1.49
2	0.40	0.49	0.51	0.59	0.59	—	0.41	0.41	0.49
3	0.23	0.27	0.29	0.33	0.30	—	0.24	—	0.28

* 表中に示したのは、比例定数 α の100倍の値である。

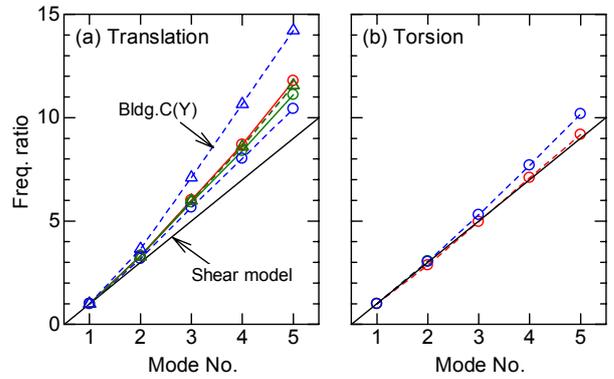


図-6 高次固有振動数とモード次数の関係

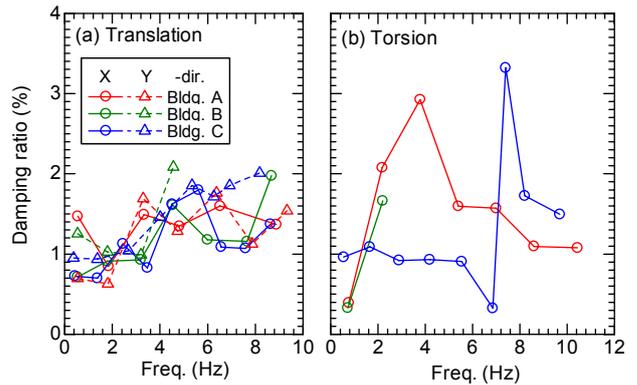


図-7 固有振動数と減衰定数の関係

3棟という限られた建物に対する検討結果を本報では示したが、他の建物での測定記録を加えることにより、より一般的な知見を得る必要がある。さらに、減衰定数の振動数・モード依存性に関しては未だ不明な点が残っている。これらの点について、さらに検討を続ける予定である。

参考文献

- 1) 理論地震動研究会編: 地震動 その合成と波形処理, 鹿島出版会, 1994
- 2) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981

超高層建物の外装部材に作用する外圧および内圧の実測

Full Scale Measurement of External and Internal Pressures on Cladding of Existing Tall Building

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

野田 博 HIROSHI NODA

建築技術部 岩野 秀之 HIDEYUKI IWANO

外装部材に加わる風力、特に内圧として室内圧を仮定することが適切でない外装部材の風力の把握を目的として、超高層建物において外装部材に作用する外圧と内圧の実測を行っている。本報では、風圧測定システムの概要およびボイド内の天井に作用する風圧の実測結果の一例を報告する。測定した天井に加わる風力は非常に小さかった。この結果は天井の風力の一例であり、ボイド内ではない天井、あるいは天井裏側につながる隙間面積等によっては異なる結果になると思われる。今後も実測を行い、更なるデータを蓄積していく予定である。

キーワード：実測、外圧、内圧、外装材設計用風荷重、天井

In order to investigate wind force acting on cladding of tall building, the author measured both external and internal pressures on cladding of existing tall building. This paper described design and specification of full scale measurement system of wind pressure and example of full scale measurement results of wind pressure acting on ceiling in void of the building. The results indicate that wind force (summation of external and internal pressure) of ceiling is very small. For various type of cladding, further full scale measurement should be carried out in order to propose reasonable design loads.

Key Words: Full Scale Measurement, External Pressure, Internal Pressure, Wind Load for Cladding, Ceiling

1. はじめに

建物には多くの外装部材が使用されているが、建設省告示や建築物荷重指針・同解説で示されている外装材設計用風荷重は帳壁および屋根ふき材のみである。帳壁の風荷重は窓ガラスやALC等の通常の外壁を対象としており、内圧を室内の圧力として風荷重を定めている。しかし、通常の外壁以外の部材、例えば手摺パネルや隔て板等の裏面が外気に接する部材や軒天井のように裏面が室内以外の空間となる外装材についても通常帳壁の風荷重を用いて設計を行っている。しかし、これらの外壁以外の部材は外圧が直近の外壁とほぼ同じ場合でも、内圧は外装部材によって異なると考えられる。したがって、通常の外壁以外の部材に帳壁の荷重を用いることは、風荷重の過剰もしくは不足が懸念され、これらの外装部材に加わる風力を把握することは重要である。

部材の裏側が閉鎖空間となる場合、内圧は外圧分布、部材表側と裏側をつなぐ隙間面積、部材裏側の体積等の

影響を受け¹⁾、部材の風荷重を検討するにはこれらを適切に把握、評価する必要がある。風洞実験は1/300～1/400の縮尺模型を用いるため、微細な隙間を持つ閉鎖空間の圧力の測定には適していない。内圧（閉鎖空間の圧力）の評価を含めた検討においては、実スケールの建物における外圧と内圧の測定²⁾や、外圧から内圧を予測する式の提案³⁾が行われている。

そこで、筆者らは外装部材に加わる風力、特に内圧として一般的な室内圧を仮定することが適切でない外装部材の風力の把握を目的とし、超高層建物において外装部材に作用する外圧および内圧の実測を行っている。本報では、風圧測定システムの概要および超高層建物のボイド内廊下の天井を対象とした実測結果の一例を紹介するとともに、今後の課題について検討する。

2. 風圧測定システム概要

測定に用いた差圧計は、Setra社製のモデル239とし

た。差圧計の分解能は、TVL法⁴⁾により求めたほぼ同時に作用すると見なせる変動の限界周期 $T_c (=0.2\text{sec})$ を満たすよう選定した。このとき、対象とする部材の拡がり 1m 、風速 42m/s 、ディレイファクターの値は8とした。差圧計は温度影響が小さいため、測定期間中の校正は行わない。差圧計の主な性能を表-1に、差圧計の概観を写真-1にそれぞれ示す。差圧計の測定圧側、基準圧側はともに内径 6mm のチューブに接続する。チューブの長さは測定圧側 1m 、基準圧側 $5\text{m} \sim 25\text{m}$ とする。基準圧側のチューブは静圧箱(20cm×25cm×25cm)に接続し、各測定点で同一基準圧となるようにする。測定圧側チューブの周波数伝達特性を図-1に示す。測定対象である5Hz程度までは、チューブの伝達特性はほぼフラットである。また、基準圧側のチューブについては吉田らの研究⁵⁾から推測し、測定周波数域ではほぼフラットとした。測定データの伝達特性の補正は行わない。

差圧計からの出力は $\pm 2.5\text{V}$ の電圧出力としケーブルを介して、ADコンバータ(CONTEC製 ADA16-32/2(CB)F, 16bit)に入力する。ケーブルの長さは $5\text{m} \sim 30\text{m}$ とし、電圧降下は小さいことを確認している。

測定データは10分間ごとに平均値、標準偏差、最大値および最小値の統計値を算出し、統計値ファイルおよび時刻歴ファイルを保存する。データの保存方法は連続保存する方法とある一定値を超えた場合に保存を開始するトリガーモードの2つの方法がある。

表-1 差圧計の性能

Full Scale	$\pm 249\text{Pa}$
精度	$< \pm 0.14\% \text{FS}$
温度影響	$< \pm 0.018\% \text{FS}/^\circ\text{C}$
時定数	$< 10\text{msec}$



写真-1 差圧計概観

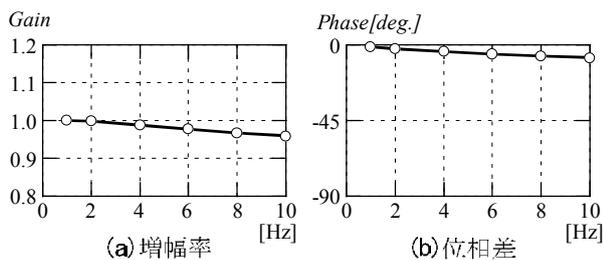


図-1 周波数伝達特性 (内径6mm,長さ1m)

3. 実測概要

測定の対象とした建物は東京都の臨海地区に位置する33階建てのボイド型超高層建物である。測定建物は軒高 114.17m 、幅 85.5m 、奥行き 68m 、ボイドの大きさは幅 44.5m 、奥行き 39m である。建物のボイド側は外部廊下となっており、外部廊下の天井は二重天井である。

圧力の測定点は、ボイド側外部廊下の天井面2箇所(1箇所につき天井表面と裏面の2点測定)および建物北側外壁面1箇所(外側のみ測定)の計3箇所5点とし、建物18階に設けた。静圧箱および測定用PCは室内に設置した。測定点位置を図-2に示す。

天井面測定用の差圧計はダウンライト取付用のスリーブを利用し天井裏側に設置した。外壁面測定用の差圧計は室内に設置し、クーラースリーブを利用して測定圧側チューブを外壁面に開放した。天井測定点の差圧計設置

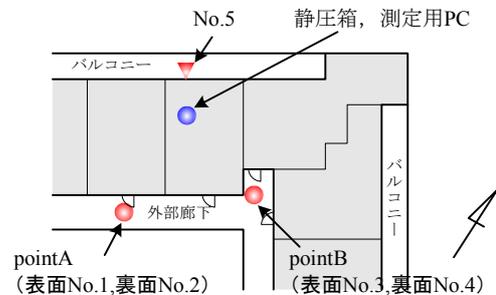


図-2 圧力測定点

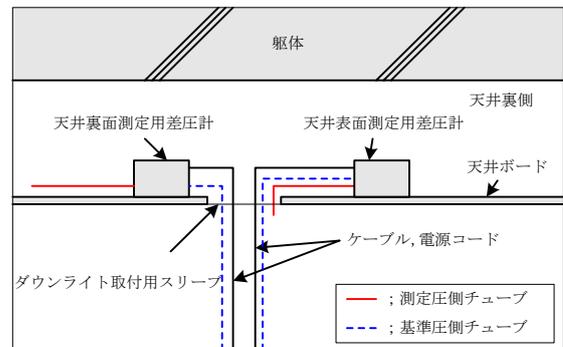
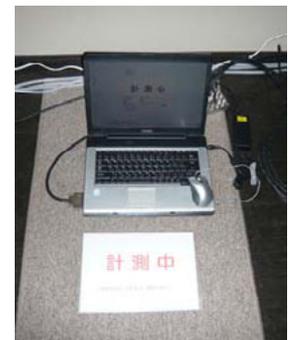


図-3 差圧計設置方法 (天井測定点)



(a) 天井測定点



(b) 測定用PC

写真-2 機器設置状況

方法を図-3に、機器設置状況を写真-2に示す。

pointA,pointBの天井の裏側はそれぞれ躯体と天井ボードに囲まれた閉鎖空間となっているが、前面にガラリを持つメーターボックス内部と一体の空間となっている。このため、一般的な天井と比較すると天井の表側と裏側をつなぐ隙間が多いと考えられる。

サンプリング周波数は50Hzとし、測定したデータは連続保存した。差圧計により測定される圧力は、各測定点位置での圧力と室内圧の差圧であり、外壁面(No.5)の圧力は外壁に加わる風力と考えることができる。

4. 実測結果

ここでは、測定期間のうち比較的大きい風圧を測定した2008年11月22日のデータについて示す。

(1) 実測時のアメダスデータ

測定建物の最寄りの風向風速観測データとして、新木場測定局のアメダスデータがある。新木場測定局の概要を表-2に、新木場測定局の11月22日の風向風速データを図-4にそれぞれ示す。図-4より0時~12時は風速5m/s程度、風向北北西~北でほぼ安定している。なお、風向北北西は測定建物の外壁面の測定点(No.5)にほぼ正対する風向である。また、測定建物北側は運河に面しており、比較的開けた周辺状況となっている。

(2) 実測データ

pointAの天井表面(No.1)、裏面(No.2)および外壁面(No.5)での10分間ごとの平均風圧、最大風圧および最小風圧を図-5に示す。ピーク値の評価においては、移動平均は行っていない。0時~12時では、平均風圧の値は天

表-2 風向風速測定局概要

所在地	江東区新木場 東京ヘリポート出張所
風速計高さ	18.2m

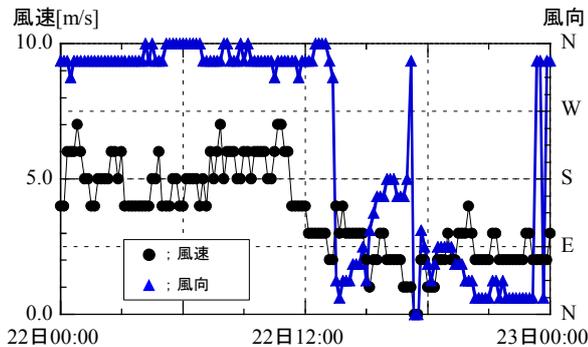
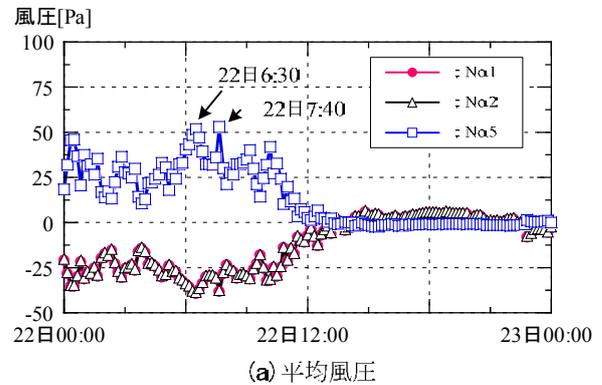


図-4 新木場測定局風向風速データ (11月22日0時~23日0時)

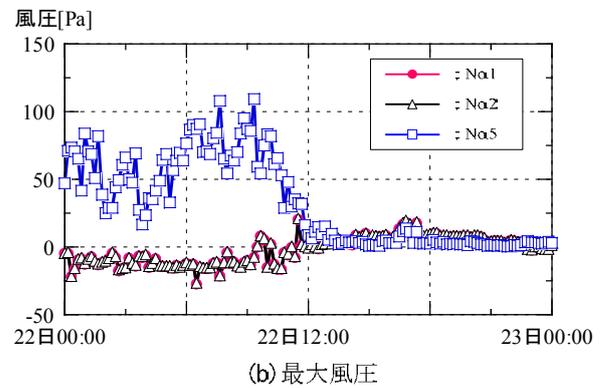
井の表面裏面(No.1とNo.2)ではほぼ等しく負圧となる。このとき、外壁面(No.5)の値は正圧となり、最大で約50Paである。外壁面の平均風圧係数を1として、測定建物の軒高風速を推定すると最大で約9m/sである。22日12時~23日0時では、いずれの測定点も値は小さい。最大風圧、最小風圧の値も、天井の表面裏面はほぼ等しい。

pointAの天井表面裏面(No.1とNo.2)、pointA,pointBの天井表面2点間(No.1とNo.3)およびpointAの天井表面と外壁面(No.1とNo.5)の相関係数を図-6に示す。

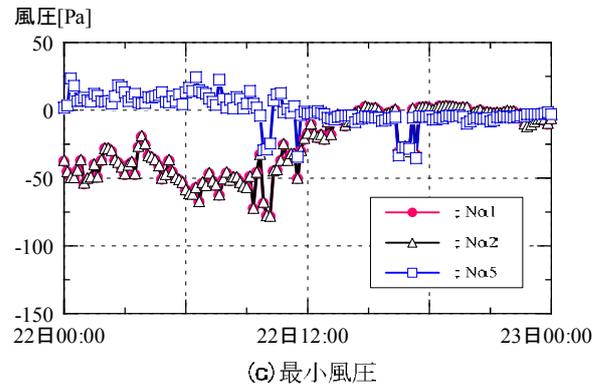
0時~12時では、天井表面2点間(No.1とNo.2)の相関係数はほぼ1であり、ポイド内はほぼ様な圧力場であるという実験結果⁶⁾と一致している。天井の表面裏面(No.1とNo.3)の相関係数もほぼ1であることから、天井の表側と裏側も同一の圧力場となっており、測定した天井に加わる風力は非常に小さいといえる。これは、測



(a) 平均風圧



(b) 最大風圧



(c) 最小風圧

図-5 風圧 (11月22日0時~23日0時)

定した天井がボイド内にあり、ボイド内はいずれの場所もほぼ同じ圧力となること、天井の表側と裏側をつなぐ隙間が大きく、天井裏面の圧力が天井表面の圧力にほぼ追従しているためと考えられる。しかし、片廊下型建物の廊下の天井のように外部に面する天井には、部分ごとに異なる外圧が作用するため、今回の結果とは異なり、ある程度の荷重が作用するものと推測される。また、天井表面（ボイド内壁面）と外壁面（バルコニー側壁面）の相関係数は約-0.9と負の相関が高く、実験結果とは異なる傾向となる。これは、基準圧を室内圧としたことが原因と考えられる。つまり、通常室内圧はボイド内壁面とバルコニー側壁面の圧力場との相関が高いため、例えば天井表面の測定値は外壁面の圧力場の影響が含まれた値であると推測される。基準圧は安定した定常圧であることが求められるため、静圧箱の設置場所については今後の検討課題といえる。

pointAの天井表面（No.1）、裏面（No.2）および外壁面（No.5）の時刻歴波形を図-7に、パワースペクトル密度を図-8に示す。測定データは外壁面No.5の風圧値が大きい22日6:30と23日7:40の10分間のデータとした。無次元化する際の風速 U_H は外壁面の平均風圧から推定した測定建物の軒高風速、代表長さ B は建物幅とした。図-7、図-8より、測定データは高周波数成分が少なく、周期の長い低周波数成分に支配されていることがわかる。

5. おわりに

超高層建物のボイド内の天井に加わる外圧と内圧の実測を行った。測定した天井に加わる風力は非常に小さかった。この結果は天井の風力の一例であり、ボイド内ではない天井、あるいは天井裏面の容積やそこにつながる隙間面積によってはこの結果とは異なり、ある程度の荷重が作用するものと考えられる。今後も天井やその他の外装部材に作用する風圧の実測を行い、データの蓄積を行う予定である。また、今後の測定では基準圧の測定方法や部材表側と裏側をつなぐ隙間面積や部材裏側の容積についても合わせて検討を行う。

参考文献

- 1) 茅野紀子ほか：耐風設計における建築物の室内圧に関する研究，日本風工学会誌，第56号，pp.11-20,1993.7
- 2) 茅野紀子ほか：外装二重壁の外壁面に作用する風圧力の実測，日本建築学会技術報告集，第4号，pp.25-30,1997.3
- 3) 岡田創ほか：屋根瓦裏面に作用する風圧予測に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第73巻第633

号，pp.1943-1950,2008.11

- 4) Lawson, T. V. : Wind Effects on Buildings, Vol.2, Applied Science Publishers, pp.192,1980
- 5) 吉田正邦ほか：変動圧測定における導圧管の周波数伝達特性，鹿島建設技術研究所年報第34号，pp.207-212,1986.6
- 6) 作田美知子ほか：高層建物のボイド内の風圧特性に関する研究，日本建築学会大会梗概集，B-1, pp.125-126, 2007

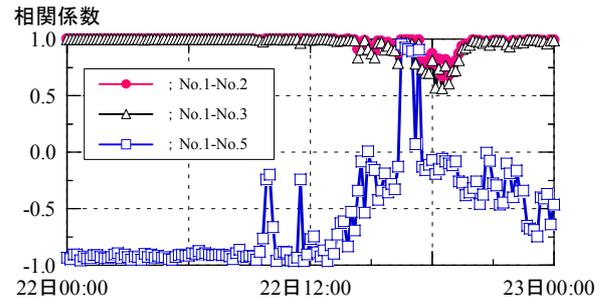
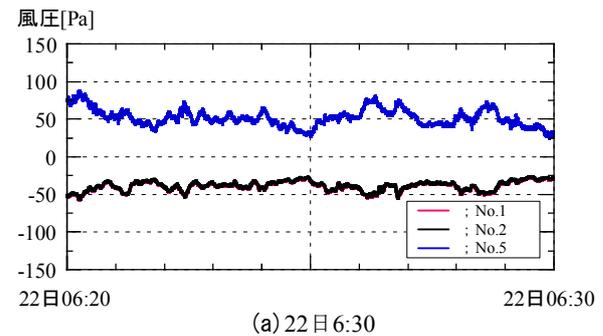
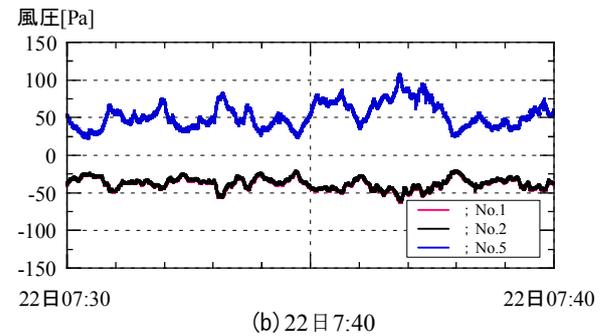


図-6 相関係数（11月22日0時～23日0時）

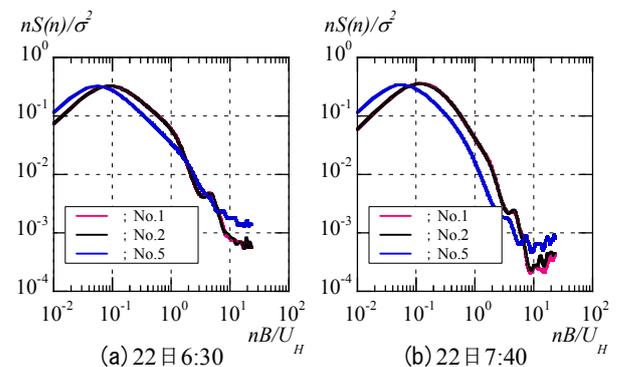


(a) 22日6:30



(b) 22日7:40

図-7 風圧の時刻歴波形



(a) 22日6:30

(b) 22日7:40

図-8 パワースペクトル密度

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

Damping Control System for Sloshing of Petroleum Storage Tanks using Floating Nets

鈴木 亨 TORU SUZUKI
野田 博 HIROSHI NODA

石油タンクの地震時スロッシングを抑制するために減衰ネットを用いた液面揺動制御装置を開発し、その効果を縮尺模型実験により検証した。また、数値流体計算（CFD）によるスロッシング現象の再現を行った。

その結果、浮遊式ネットを付加することによって確実に減衰を付加することが可能であり、効果的に石油タンクのスロッシングを抑制することが確認できた。また、減衰効果を適切に評価するためには、フレームを含めた抵抗係数の評価、ネットの配置角度による抵抗係数の評価等を適切に行うことが必要であることがわかった。

キーワード：スロッシング、減衰、石油タンク、数値流体解析

A method of reducing the sloshing of petroleum storage tanks during earthquake using wire nets attached to the floating frame is proposed and its effects have been examined by scale-model experiments and a computational fluid dynamics (CFD) method. It was demonstrated that the sloshing amplitude is reduced by wire meshes effectively. And it was also concluded that correct modeling of fluid resistance of the nets and the effects of installing angle of the nets are necessarily for precise evaluation of damping effect.

Key Words: Sloshing, Damper, Oil Storage Tank, CFD

1. はじめに

2003年9月26日に発生した十勝沖地震では、苫小牧を中心に数多くの石油タンクの浮き屋根が大きな損傷を受け、結果として全面火災となった事例が見られた¹⁾²⁾。これらの被害要因としては、地震の揺れに伴う内容液の液面揺動（スロッシング）やスロッシングを引き起こす数秒から数十秒の長周期の地震動が関係していると考えられている²⁾。長周期地震動による石油タンクのスロッシング現象は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。

スロッシングによる火災被害を防止する方法としては「屋根補強」・「液高制限」・「波高抑制」が考えられるが、これらの対策のうち「屋根補強」と「液高制限」に関してはすでに告示等で法的な位置付けが与えられている。一方「波高抑制」については、特許や実用新案も含めて今日までさまざまな研究・提案がなされてき

ているが、有効かつ実用的な方法が望まれている状況である³⁾。

本報では、石油タンクの浮き屋根下面に浮遊設置されたネット（浮遊式ネット）によるスロッシング抑制効果について、実験的に検証を行いその有効性を確認するとともに、スロッシング抑制効果を数値流体解析によって検討した結果について報告する。

2. 浮遊式ネットの概要

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、石油タンクの内部（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。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。

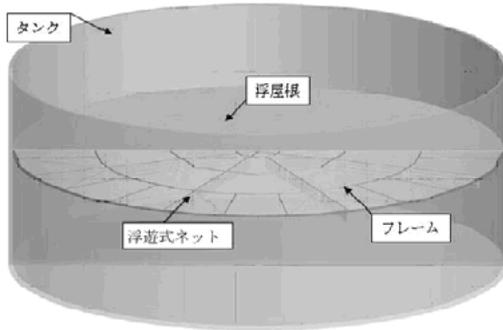


図-1 浮遊式ネットを用いた液面揺動制御装置

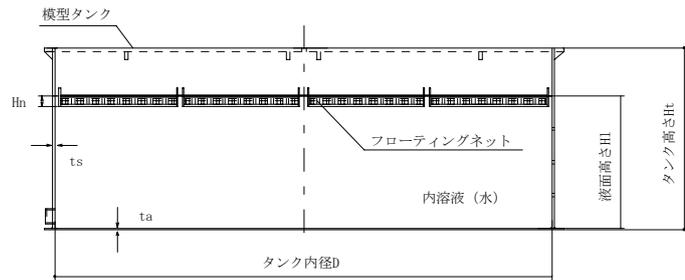


図-2 模型タンクの概要

表-1 模型タンクの諸元

諸元	記号	単位	対象タンク		模型タンク	
			80m級	40m級		
タンク内径	D	mm	82,000	42,640	3,280	
タンク高さ	Ht	mm	30,000	15,600	1,200	
液面高さ	Hl	mm	22,050	11,466	882	
内容液	—	—	原油		水	
液比重	ρ	—	0.828~0.887		1.00	
粘性係数	μ	m/sec ²	0.00000716		0.000001	
側板・底板の厚さ	ts,ta	mm	12.0~37.0, 12.0		12.0, 9.0	
スロッシング周期	1次	Ts1	sec	10.88	7.85	2.18
	2次	Ts2	sec	5.58	4.03	1.12
縮尺比	H/D	—	1/25	1/13	—	

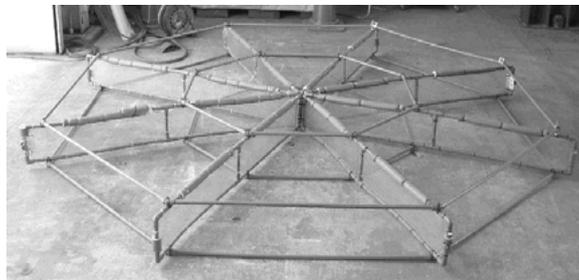


写真-1 浮遊式ネット

浮遊式ネットの構成材料は軽量であり、小さく分割可能な構造としているため、石油タンク側壁の点検口から容易に搬入可能であり、新設の石油タンク以外にも既設タンクへの設置も可能な構造となっている。

の1次または2次スロッシング周期は式(1)⁴⁾による。

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

3. 模型実験概要

(1) 模型タンク

表-1 に模型タンクの諸元を、図-2 に概要を示す。タンクは剛体、基礎固定モデルとして扱う。タンク内径 D は 3.28m、液面深さ Hl は 0.882m、内容液は水とした。対象タンクを 80m 級と 40m 級とした場合の模型タンクの縮尺はタンク内径の比で 1/25, 1/13 である。表-1 中

ここで、D : タンク内径、g : 重力加速度、Hl : 液面高さ (水深)、 ε_n : 1次 3.68, 2次 10.66

式(1)は円筒形の剛体容器内の液体を非圧縮性完全流体とし渦なしの場合を考えた場合の式で、浮屋根と内容液の粘性は考慮していない⁴⁾。

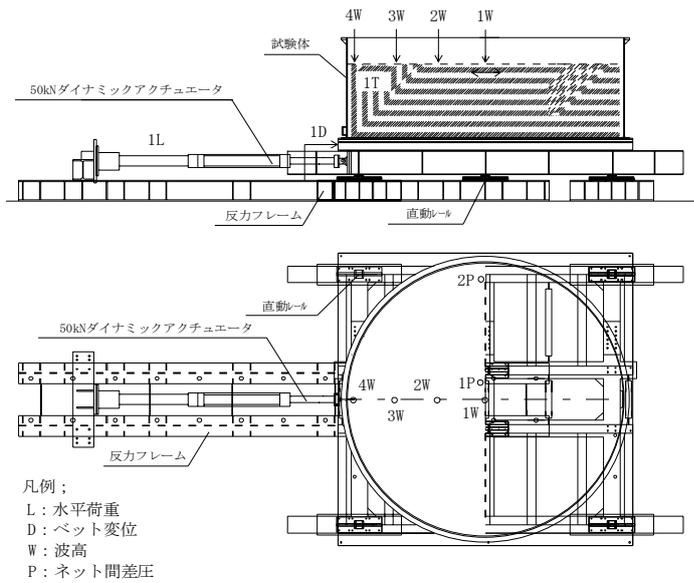


図-3 振動台の概要

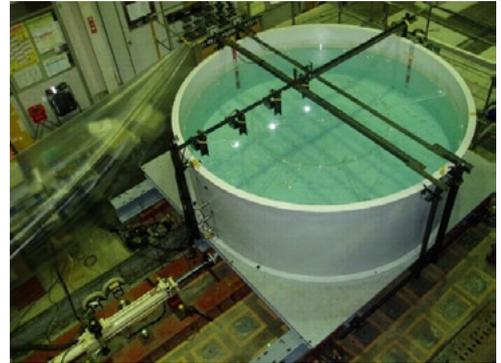


写真-2 実験状況

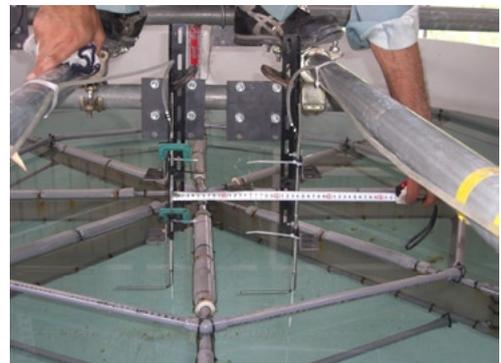


写真-3 ピトー管取付け状況

表-2 模型浮遊式ネットの諸元

ネット種類	ネット高さ	ネット径	ネット間隔	開口率	見付面積(半径分)	設置数
	Hn	d	l	β	A	
	mm	mm	mm	—	m ²	
CASE-2	208	0.23	0.508	0.299	0.328	8
CASE-3	208	0.23	0.508	0.299	0.328	2
CASE-4	208	0.57	3.175	0.674	0.328	8
CASE-5	208	0.57	3.175	0.674	0.328	2

表-3 実験ケースの一覧

実験条件		振動数	目標波高
		Hz	mm
水のみ	CASE-0	0.455	60
浮屋根のみ	CASE-1		60
浮遊式ネット	CASE-2		10,20,30,50,60
	CASE-3		10,20,30,50,60
	CASE-4		10,20,30,50,60
	CASE-5		10,20,30,50,60

(2) 浮遊式ネット

写真-1 に浮遊式ネットの概要を示す。浮遊式ネットは円周方向と放射状に配置されたフロート材からなる独立したフレームと減衰要素であるネット、フレーム外周部に取り付けられるタンク壁面への衝撃緩和材で構成されている。表-2 に模型浮遊式ネットの諸元を示す。模型は塩ビパイプ(φ=18mm)で作成したフレーム(フロート材)にネットを取り付けたモデルとした。ネットは実開口率が異なる2種類(開口率(β): 29.9%(小), 67.4%(大))とした。

(3) 実験方法

写真-2 に実験状況を、図-3 に振動台の概要を示す。実験は、直動レール上にセットされた振動台を50kNダイナミックアクチュエータ(最大荷重50kN, 最大速度650mm/s, 振幅±400mm)を用いて加振することとした。計測項目は振動台の水平荷重(F), 入力変位(B), 水槽端部における波高(W), 加振方向と直交する向きに配置された浮遊式ネット前後の差圧(P1-4)とした。差圧はネット前後に設置したピトー管に差圧計を取り付けて計測した。ピトー管の設置状況を写真-3 に示す。

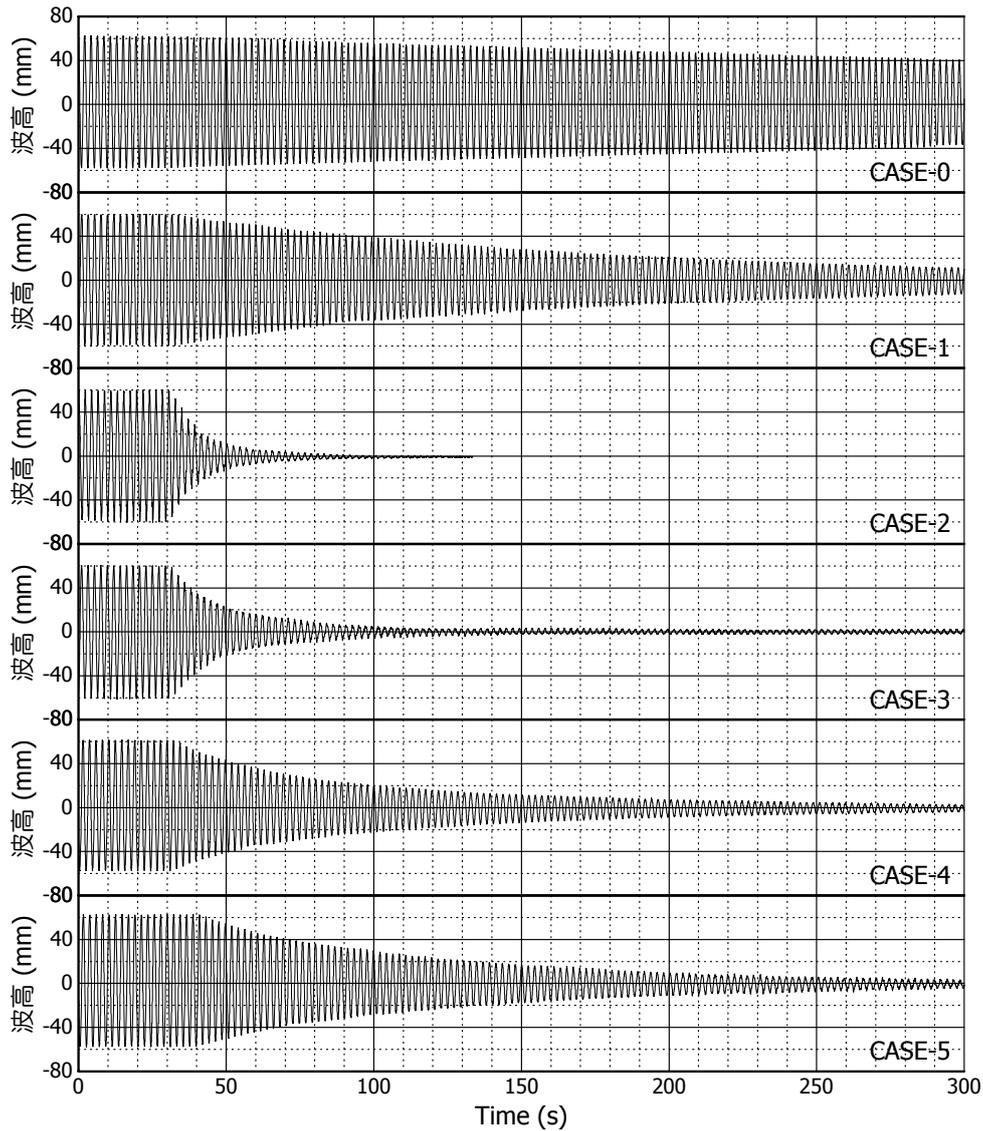


図-4 自由振動波形

表-3 に実験ケースを示す。実験ケースは、フロート材を配置しない水の場合(CASE-0)、フレームにネットを取り付けないフロート材の場合(CASE-1)、開口率が異なる2種類のネットについて、各々全方向にネットを配置したものおよび加振方向と直交方向のみにネットを配置した場合(CASE-2~5)の計6ケースである。

実験は別途実施したスイープ試験で得られた1次スロッシング周期にてタンク端部の波高が目標波高(10,20,30,50,60mm)に到達後加振を停止し、その後の自由振動波形を記録することとした。

4. 実験結果

目標波高 60mm 自由振動波形を図-4 に示す。また、自由振動開始時の波高および中心部ネット前後の差圧

(P-1)の時刻歴を図-5 に示す。なお、ネット前後の差圧は、スロッシング時の液面形状が波長 1/2 の正弦波形状であると仮定し、計測された波高からピトー管位置における圧力検出部の水深の変化を算出することによって計測値の補正を行ったものである。

ネット前後の差圧は波高に対して $\pi/2$ の位相差を持っており、波高=0 (速度最大) 時に最大差圧となる。

実験で得られた1次スロッシング周期は2.198秒であった。一方、式(1)より算出される1次スロッシング周期は2.177秒となり、両者の差は極めて小さかった。

(1) 減衰定数

自由振動波形から得られた減衰定数の一覧を表-4 および図-6 に示す。減衰定数は加振停止後の4サイクルから求めた対数減衰率である。

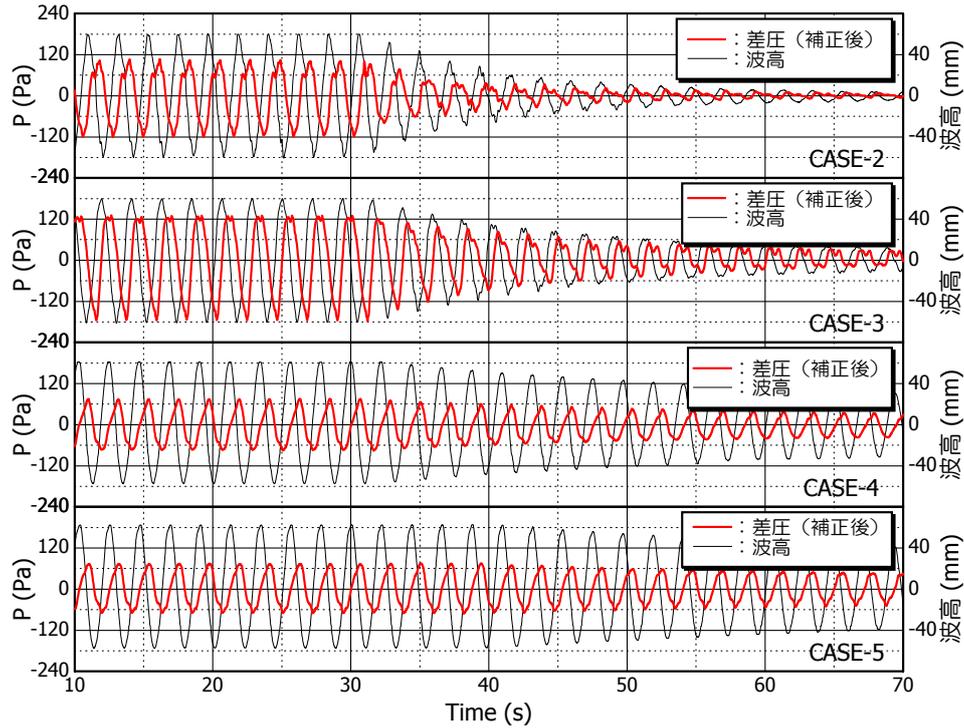


図-5 自由振動開始時の波高とネット差圧

表-4 減衰定数の一覧

波高	減衰定数 (%)					
	CASE-0	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5
10mm	-	-	1.845	0.871	0.248	0.307
20mm	-	-	2.563	1.269	0.350	0.339
30mm	-	-	2.580	1.299	0.442	0.341
50mm	-	-	3.116	1.836	0.615	0.513
60mm	0.041	0.251	3.015	2.044	0.764	0.516

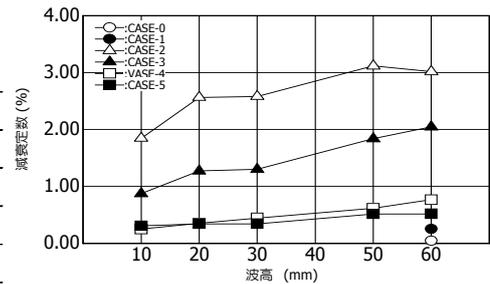


図-6 波高と減衰定数の関係

60mm加振時 CASE-0 (水のみ) の減衰定数は 0.041% と非常に小さいのに対して、ネットを取り付けることによって最大で約 3%の減衰を付加することが可能となる。

また、減衰定数は波高依存性を持っており、ネットの抵抗係数が大きいほど影響が大きくなっている。これは、後述する加振方向の最大流速が波高に比例するのに対して、ネットの抵抗力は流速の二乗に比例することが一因として考えられる。

(2) ネットの抵抗力

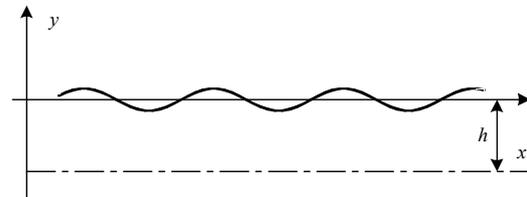
a) 加振方向最大流速の算出

一般に微小振幅波を仮定した場合の速度ポテンシャル ϕ と流れ関数 ψ は式(2)、式(3)で表すことができる。

$$\phi = -\frac{ga}{\omega} \frac{\cosh\{k(y+h)\}}{\cosh kh} \cos kx \cdot \cos(\omega t + \varepsilon) \quad (2)$$

$$\psi = \frac{ga}{\omega} \frac{\sinh\{k(y+h)\}}{\cosh kh} \sin kx \cdot \cos(\omega t + \varepsilon) \quad (3)$$

ここで、 k : 波数($=2\pi/\lambda$, λ : 波長), ε : 位相差, a : 波の振幅, ω : 固有角振動数($=2\pi/Ts$)



x 方向速度成分 u ならびに y 方向速度成分 v はそれぞれ速度ポテンシャル ϕ と流れ関数 ψ を x で微分すれば求まる。

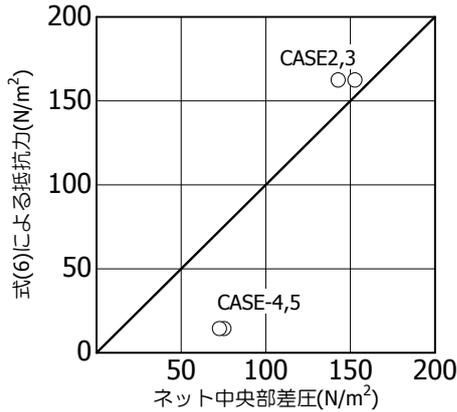


図-7 ネット抵抗力の比較

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = k \frac{ga}{\omega} \frac{\cosh\{k(y+h)\}}{\cosh kh} \sin kx \cdot \cos(\omega t + \varepsilon) \quad (4)$$

$$v = \frac{\partial \psi}{\partial x} = k \frac{ga}{\omega} \frac{\sinh\{k(y+h)\}}{\cosh kh} \cos kx \cdot \cos(\omega t + \varepsilon) \quad (5)$$

ここで、 u が最大となるのは $kx = \pi/2$, $\omega t + \varepsilon = 0$ のときであり、式(6)で表すことができる。

$$u_{\max} = k \frac{ga}{\omega} \quad (6)$$

b) ネット抵抗力の算出

単位面積当たりのネットの抵抗力は式(6)によって求められた流速(u)とネットの抵抗係数(C_D)から、式(7)⁵⁾によって求められる。

$$P = C_D \cdot \frac{1}{2} \rho u^2 \quad (7)$$

ここで、 ρ : 密度

抵抗係数 C_D は減衰ネットの開口率とレイノルズ数に依存し次式で表される⁵⁾。

$$C_D = 6 \cdot (1 - \beta) \cdot \beta^{-2} \cdot \text{Re}^{-1/3} \quad , \text{Re} = \frac{ud}{\beta\nu} \quad (8)$$

ここで、 β : 開口率($= (1-d/l)^2$), d :ワイヤーの線径, l :ワイヤーの間隔), u : 流速, ν : 動粘性係数

式(7)によって求められた単位面積当たりのネット抵抗力と図-5 に示す定常加振時の中央部ネット差圧の比較を図-7 に示す。CASE-2 および CASE-3 では比較的良好な対応を示しているのに対して、CASE-4 および CASE-

表-5 計算方法の条件概要

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)	$x \times y \times z = 3.28 \times 3.28 \times 1.2$
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	CASE-2,3: 6.25 CASE-4,5: 0.87
入力振幅(mm)	CASE-2 : 3.6mm CASE-3 : 2.2mm CASE-4 : 1.5mm CASE-5 : 1.1mm

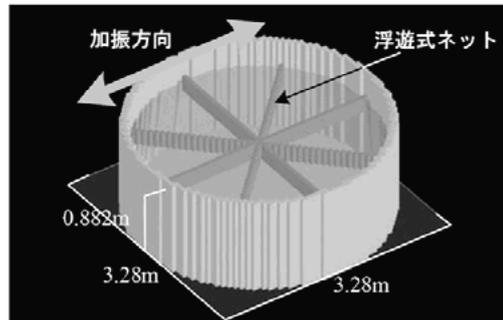


図-8 解析モデルの形状

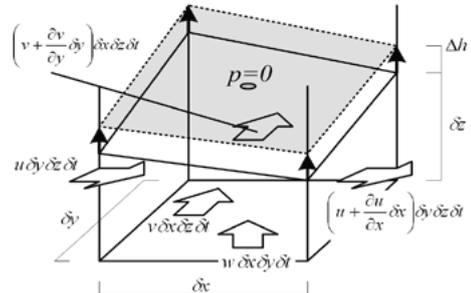


図-9 自由液面位置と速度 Flux の関係

5 では実験値が計算値を大きく上回っている。これは、フロート材による抵抗が大きく作用しているためと考えられ、抵抗係数を算出する際にはフロート材の抵抗を適切に評価する必要がある。

実験値から逆算によって求められる抵抗係数は、CASE-2 : 7.496, CASE-3 : 8.013, CASE-4 : 3.952, CASE-5 : 3.818 となる。

5. 解析概要

(1) 数値流体計算方法

数値流体計算方法は、直交座標でスタッ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-5 にまとめてあるように非圧縮性流れの運動方程式を Adams-

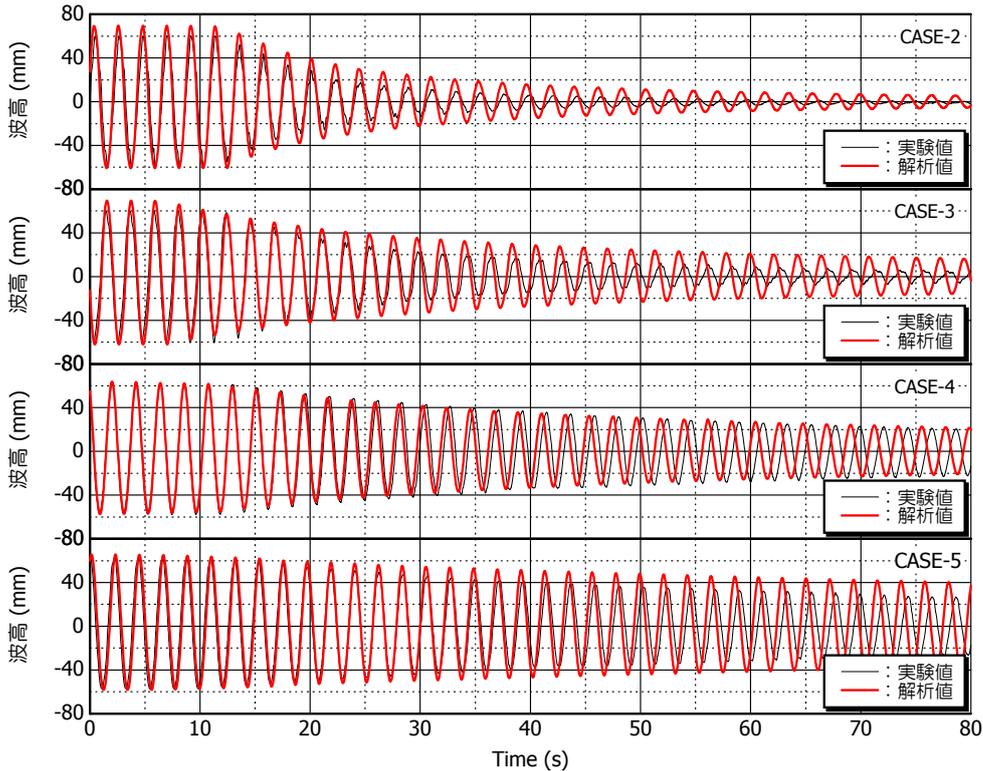


図-10 自由振動波形の比較

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 Smagrinisky 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。

解析モデルの形状を図-8 に、計算条件を表-5 に示す。解析の対象としたモデルは実験で使用したタンクと同じもので、実験におけるネットを取り付けた CASE-2~5 について解析による検証を行った。

解析は、目標波高が 60mm となる外力を正弦波にて入力し、波高が 60mm で安定した後、加振を停止し自由振動波形を計算することとした。

(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-9 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、

$$\Delta h = \frac{\partial u}{\partial x} \partial z \partial t + \frac{\partial v}{\partial y} \partial z \partial t + w \partial t \quad (9)$$

が得られる。ここで、 δz は計算セル内の水面高さ、 δt 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(9)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およ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。

(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、網を通して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。

$$F_i = C_D \cdot \left(\frac{A}{2L^3} \right) \cdot u_i \sqrt{u_j \cdot u_j} \quad (10)$$

ここで、 F_i : i 方向抵抗力、 C_D : 抵抗係数(式(7))、 A : ネット面積、 L^3 : ネットの体積、 $u_i(u_j)$: $i(j)$ 方向流速 ($i(j)=1$:x 方向, $i(j)=2$:y 方向, $i(j)=3$:z 方向)

6. 解析結果

解析結果の自由振動波形を実験結果とあわせて図-10 に、解析および実験で得られた減衰定数と定常加振時ネ

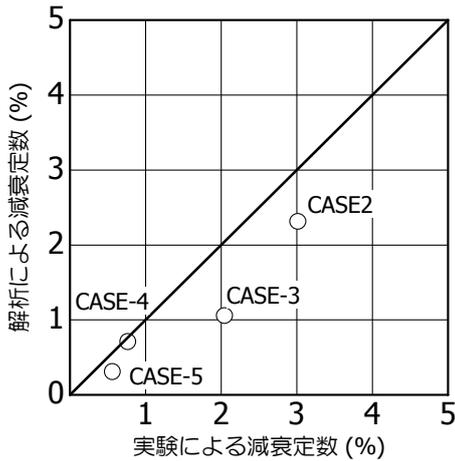


図-11 減衰定数の比較

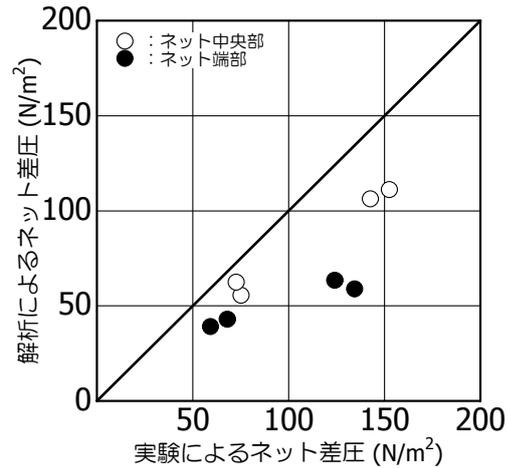


図-12 ネット間差圧の比較

ット間差圧の比較を図-11, 12 に示す。

解析で得られた1次スロッシング周期は2.168秒であり、実験におけるスロッシング周期(2.198秒)より若干小さな値となったが、その差は約1.4%と小さな値であり、解析値と実験値はよく対応していることを確認した。

減衰定数について、CASE-4において実験値と解析値はよい対応を示したが、他のCASEにおいては解析値が実験値を下回る結果となった。また、実験では加振直交方向のみにネットを配置したCASE-2,4に対して、全方向にネットを配置したCASE-3,5では減衰定数に約1.5倍の増加が見られたが、解析では増大率が約2.2倍となっている。

定常加振時のネット間差圧は実験値に対して計算値が0.45~0.86と小さな値を示した。

上記より、フレームを含めた適切な抵抗係数の評価、加振方向に対して斜めに配置されたネットの評価方法等について今後の検討が必要である。

7. まとめ

浮遊式ネットを用いた石油タンクのスロッシング抑制装置において、浮遊式ネットの設計を行う際は、ネットによって付加される減衰力を適切に評価することが重要であり、そのためには、ネットに発生する抵抗力を正確に把握することが必要となる。筆者らは、縮尺模型実験においてネットの前後にピトー管を配置し、ネット前後の差圧を求めることにより、ネットに発生する抵抗力を検証した。また、数値流体計算によりスロッシング現象の再現を行うことから求められるネット抵抗力を算出し、実験結果と比較することから、以下の知見が得られた。

- ①浮遊式ネットを付加することによって確実に減衰を付加することが可能であり、効果的に石油タンクのスロッシングを抑制することが確認できた。
- ②減衰定数は波高依存性を持っており、波高が高いほど減衰定数は大きくなる。
- ③減衰効果を適切に評価するためには、フレームを含めた抵抗係数の評価、ネットの配置角度による抵抗係数の評価等を適切に行うことが必要である。

今後、上記評価手法について精度を向上させるとともに、浮屋根の効果等についての検討を進める予定である。

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)畑山健ほか：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)坂井藤一ほか：大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム資料，土木学会，2005.7
- 4)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
- 5)日本機械学会編：機械工学便覧 A5 流体力学，丸善，p.86,1986.
- 6)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

「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

－音・振動を用いた切断監視技術の開発と適用性試験－

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of Fugen - Development and Applicability Testing of Sound/Vibration-Based Submerged Cutting Process Monitoring Technology -

丸山 信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA

手塚 慎一 SHIN-ICHI TEZUKA

大鐘 大介 DAISUKE OGANE

原子炉廃止措置研究開発センター内にある新型転換炉「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、水中におけるアブレイシブウォータージェット（AWJ）工法を一つの候補としている。

今までの AWJ 切断試験では、切断時に切断粉等で水に濁りが発生するため、水中での切断監視を水中カメラ等で行うことが困難であった。そこで、二次的な切断監視技術として音・振動を用いた切断監視システムを開発し、その適用性を試験した。その結果、当該技術は、二次的な切断監視技術として、切断工程の把握や切断可否判定に有効であることを確認した。

キーワード：ふげん、原子炉本体解体、アブレイシブウォータージェット（AWJ）、音、振動

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 the water and the submerged abrasive water jet (AWJ) cutting method is chosen as a candidate from among simultaneous double tubes cutting technological options.

Because past AWJ cutting tests have verified that cuttings cause muddiness of water due to fine debris generated during cutting. As visual monitoring of cutting process with an underwater camera was proved to have difficulties, a sound/vibration-based cutting process monitoring system was developed as a secondary cutting process monitoring technology and was tested for its applicability. The test has confirmed that this technology is effective as a secondary cutting process monitoring technology, in assessing the cutting process and judging whether materials can be cut or not.

Key Words: Fugen, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet(AWJ), Sound, Vibration

1. はじめに

新型転換炉「ふげん」（写真-1）の原子炉は、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ある¹⁾。

「ふげん」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、廃止措置中であり原子炉解体工法の検討が進められている²⁾。

原子炉は、圧力管型を特徴とし、圧力管とカランドリア管をそれぞれ 224 本ずつ内蔵する管群構造である。

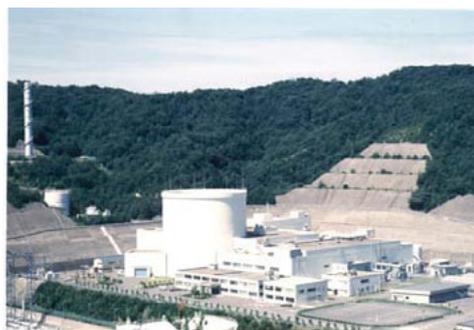


写真-1 新型転換炉「ふげん」の全景

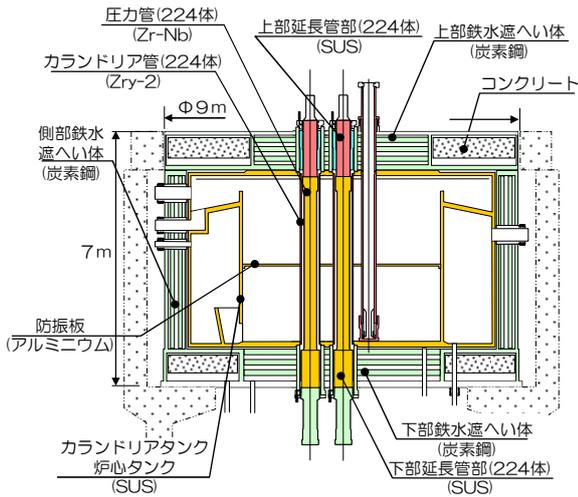


図-1 原子炉本体の構造

それらは二重管構造であり、非常に複雑で狭隘な構造となっている。図-1³⁾に原子炉本体の構造を示す。

ここで、原子炉施設内の構造物の解体においては、放射性物質の拡散を防ぐ（汚染拡大防止）ことが重要である⁴⁾。

一般に、熱的な切断工法により構造材を切断すると、材料が熱によって蒸発したり溶けたりしてヒュームやドロス等が発生する。炉内構造物切断の場合は、それらが放射性物質を含むことが考えられる。したがって、できるだけヒュームやドロス等の発生が少ない切断方法を選択する必要がある。また、解体時には、配管等が入り組んだ複雑で狭隘な構造物も解体するため、それに適用可能な切断方法を選定する必要がある。

そこで、以上の条件を満たす切断工法として、水中におけるアブレイシブウォータージェット工法（以下、「AWJ」という）を一つの候補とし、適用性確認試験を実施した。

本報告では、AWJ切断工法の「ふげん」原子炉本体解体への適用にあたり想定される課題について、音・振動を用いた切断監視技術を開発し、適用性試験を実施し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より委託され、実施した試験によるものである。

2. AWJ 水中切断の課題

炉内の圧力管と炭ドリリア管を同時解体するため、これまでに、世界最小クラスの超小型AWJ切断装置を開発し、超小型AWJ切断装置により二重管を同時切断できることを試験により確認した。超小型AWJ切断装置による管切断イメージを図-2⁵⁾に示す。

切断試験では、切断粉等の影響と思われる水の濁りが発生することが確認されている（写真-2、写真-3）。そのため、切断状況監視を考慮した場合、水中カメラ等による目視以外の二次的な水中切断監視技術の検討が、今後の課題の一つである⁶⁾。

二次的な水中切断監視技術としては、切断時に切断音や被切断物の振動に変化が起きると予測されるため、音・振動による切断監視方法を候補にあげた。

そこで、音・振動を用いた切断監視システムを開発し試験により、そのシステムによる切断工程や切断良否状況の把握の可能性を確認した。

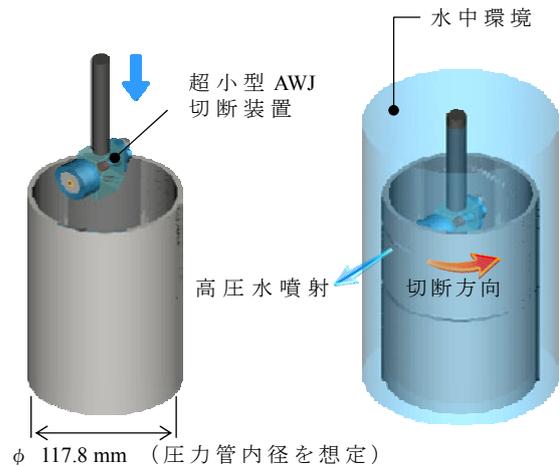


図-2 超小型 AWJ 切断装置による管切断イメージ



写真-2 切断試験中の水の状態



写真-3 切断試験後の水の状態

3. 音および振動による切断監視システムの開発⁷⁾

AWJによる切断可否を判定するため、水中切断音および被切断物の振動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、水中マイクロホン、振動センサー等である。システム機器構成を図-3に示す。また、システム機器の主な仕様を表-1に示す。

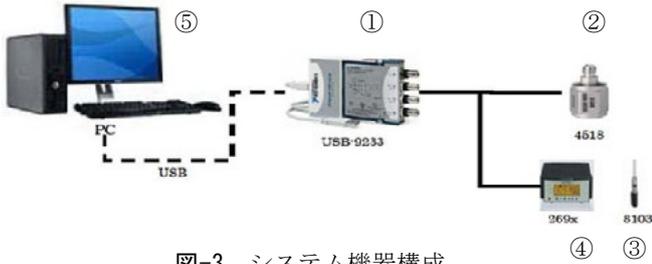


図-3 システム機器構成

表-1 システム機器の主な仕様

No	項目	型式	主な仕様
①	USB信号記録モジュール	NIUSB-9233	4ch AI、24bit、50kHz
②	振動センサー	B&K 4518	~20kHz
③	水中マイクロホン	B&K 8103	~20kHz
④	アンプ	B&K 269x	-
⑤	データ収録パソコン	WindowsXPwith SP2	LabVIEW8.21

このシステムは、センサーで検知した音や振動データをパソコンに取り込み、音および振動レベルの周波数特性の変化をモニタリングすることを特徴としたシステムである。切断監視モニタを写真-4に示す。

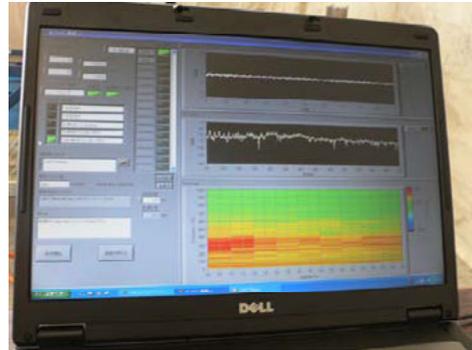


写真-4 切断監視システムモニタ

4. AWJ 切断試験機器の構成

AWJは、高圧（200～400MPa）の水を鉬石等の研掃材とともに噴射させ、水および研掃材の持つ運動エネルギーにより材料を切断する技術である。試験で、高圧水を200MPa、研掃材をガーネットとし、それらを被切断物に向かって混合噴射し、被切断物を切断した。

切断試験機器は、超高压ポンプ、研掃材フィーダ、およびAWJ水中切断試験装置（超小型AWJ切断装置）で構成される。AWJ切断試験機器構成を図-4に示す。

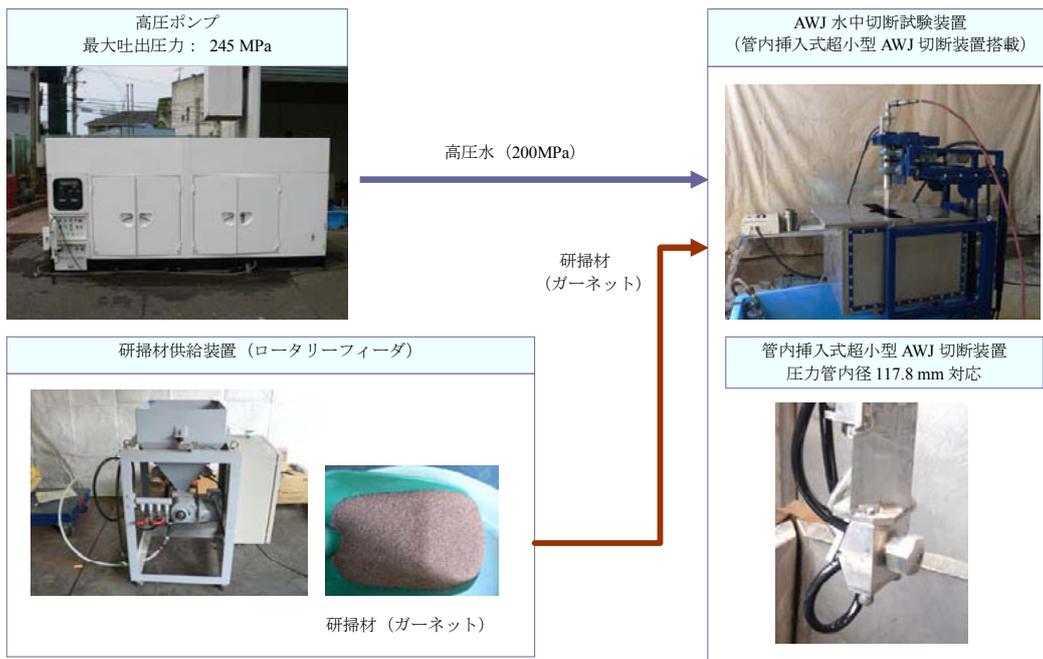


図-4 AWJ切断試験機器構成

5. 水中切断音レベルの周波数特性試験

(1) 試験方法

二重管模擬材 (SUS材) を管内側より、超小型AWJ切断装置により水中切断し、切断開始から終了までの一連の切断作業において、水中切断音レベルの周波数特性の変化を水中マイクロホンにより検知した。

主に、外管および内管のピアッシング (被切断物の穴開け) 工程と切断移動工程 (切断良好と切断不良の場合) の周波数特性の変化の違いを観察した。

水中マイクロホンは、切断位置とほぼ同等の水深 300 ~ 400mm とし、切断位置からの水平離隔距離は、400mm とした。水中マイクロホン設置状況を写真-5に示す。

(2) 試験結果

SUS 二重管切断時の水中切断音レベルの周波数特性の変化を図-5および図-6に、SUS外管の切断状況を写真-6に示す。

水中切断音レベルの周波数特性の特徴として、ピアッシング工程において、内管貫通後の外管ピアッシング移行時に 200 ~ 600Hz の周波数帯域で音レベルに大きな変化が生じた。

また、切断中 (ヘッド回転移動中) において、内管外管とも切断良好な場合は、200 ~ 600Hz の周波数帯域で強いレベルを示した (図-5)。

一方、外管が切断不良の場合は、上記周波数帯域で音

レベルが弱くなった (図-6)。切断良好状態と切断不良状態の双方において、水中切断音レベルの周波数特性の違いを確認することができた。



写真-5 水中マイクロホン設置状況

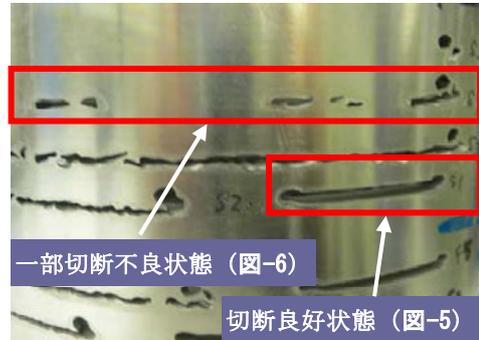


写真-6 SUS外管の切断状況 (音計測)

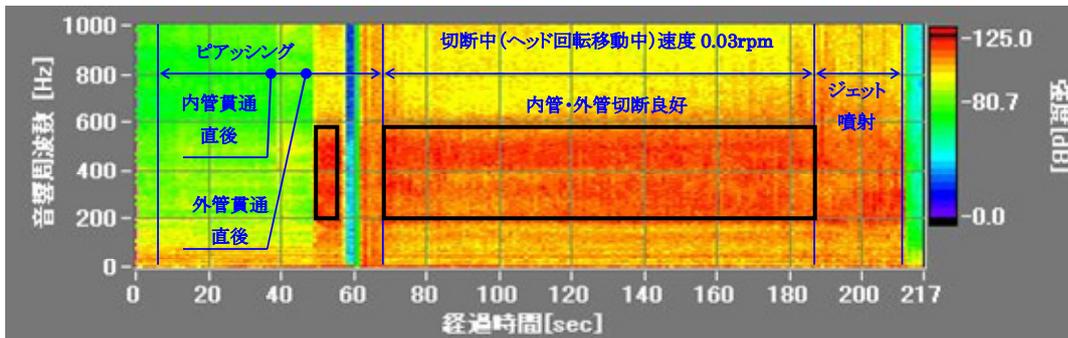


図-5 水中切断音レベルの周波数特性変化 (SUS二重管切断・切断良好状態)

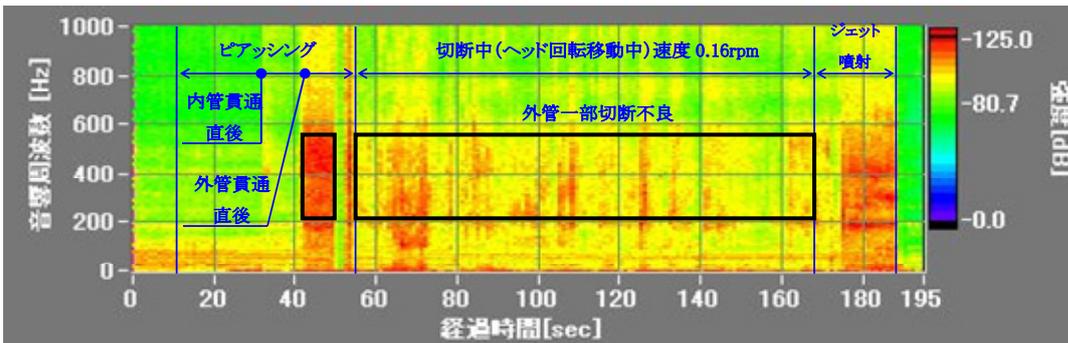


図-6 水中切断音レベルの周波数特性変化 (SUS二重管切断・外管一部切断不良状態)

(3) 考察

内管貫通後に検知した音は、外管ピアッシング中、徐々に大きくなっており、AWJが外管を貫通したと思われる時最も大きくなり、貫通後徐々に弱くなった。また、切断中に検知した音は、AWJが二重管外管の外側に到達した状態（切断良好状態）で最も強くなり、AWJが二重管外側に到達しない状態（外管切断不良状態）で弱くなった。これらのことより、水中マイクロホンに検知された周波数帯域 200 ~ 600Hz の音は、水流摩擦音によるものと考えられる。

6. 被切断物の振動レベルの周波数特性試験

(1) 試験方法

二重管模擬材（SUS材）を水中切断した場合に、被切断物（二重管外管）が受ける振動レベルの周波数特性の変化を振動センサーにより検知した。

振動センサーを二重管模擬材外管の上部外面に取付けた。振動センサー設置状況を写真-7に示す。

主に、外管および内管のピアッシング工程と切断移動工程での周波数特性の変化の違いを観察した。

(2) 試験結果

SUS二重管切断時に外管が受ける振動レベルの周波数特性変化を図-7に、SUS外管の切断状況を写真-8に示す。

二重管外管が受ける振動レベルの周波数特性の特徴として、ピアッシング工程において、内管貫通後の外管ピアッシング移行時に 0 ~ 4,000Hz 周波数帯域で振動レベルが大きく変化した。

また、切断中（ヘッド回転移動中）においては、内管外管とも切断良好な場合に、2,000 ~ 4,000Hz の周波数帯域で強いレベルを示した。外管が切断不良となった場合においても、上記の周波数帯域で強いレベルを示した

が、振動レベルの強さにおいて、切断良好状態より強かった。



写真-7 振動センサー設置状況

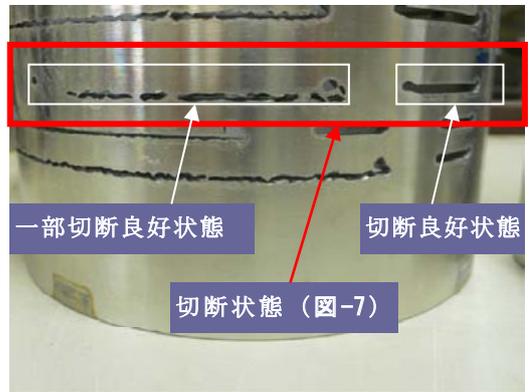


写真-8 SUS外管の切断状況（振動計測）

(3) 考察

ジェット噴射時、外管の振動レベルは強くなっておらず研掃材供給後の内管貫通後（外管ピアッシング）と思われる時より振動レベルは強くなっていることから、被切断物が受ける振動は、AWJが被切断物に当たることにより発生したものと考えられる。

一方、切断時では、切断良好および不良状態の双方で

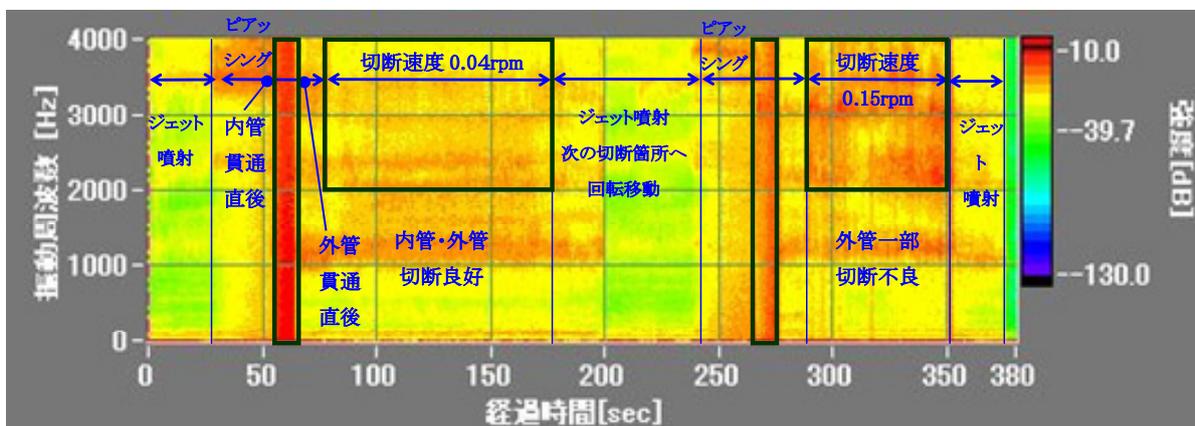


図-7 外管が受ける振動レベルの周波数特性変化（SUS二重管切断）

振動レベルの強さに差が生じていることから、被切断物をAWJが貫通したか否かで振動レベルの強さに差が生じると考えられる。

ここで、被切断物の貫通の有無により、AWJが被切断物に当たる量が増減すると思われるため、被切断物を受ける振動の強さは、AWJが被切断物に当たる量に依存していると予測している。

7. まとめ

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 音・振動による切断監視技術の開発

水中におけるAWJ切断状況を監視するために、二次的な監視方法として、水中切断音および被切断物の振動レベルの周波数特性の変化をモニタリングするシステムを開発した。

② 水中切断音レベルの周波数特性

水中切断音について、切断良好状態と切断不良状態の双方で、200～600Hzの周波数帯域で音レベルの違いを確認できた。

この音レベルの違いは、水流摩擦音の変化によるものと考えられるため、この変化によって生じる水中音レベルの周波数特性の変化を観測することにより、切断工程の移行や二重管の切断良否状態を把握できる可能性がある。

③ 被切断物の振動レベルの周波数特性

被切断物を受ける振動について、切断良好状態と切断不良状態の双方で、2,000～4,000Hzの周波数帯域で振動レベルの違いを確認できた。

この振動レベルの違いは、被切断物にAWJが当たる量の変化によるものと考えられるため、この変化によって生じる被切断物を受ける振動レベルの周波数特性の変化を観察することにより、切断工程の移行や二重管の切断良否状態を把握できる可能性がある。

以上より、AWJ水中切断において、音および振動双方とも、二次的な切断監視方法として有効な手段であることを確認した。

また、音および振動の双方を同時に活用することにより、切断工程の移行判断や二重管の切断可否判断をより確実なものできると考えている。

なお、今後の課題として、音および振動を用いた場合の各々の切断判定基準の設定値の明確化があげられる。

切断判定基準の設定値の明確化のためには、エンコーダー等を用いた周位置における切断可否状況等の詳細把

握やセンサーと切断箇所との距離変化による影響の把握が不可欠である。

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 技術開発課の森下喜嗣次長、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) 中村保之, 岩井紘基, 佐野一哉, 森下喜嗣他: 「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
- 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 -, 三井住友建設技術研究所報告No.6, 2008.11
- 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) (独)日本原子力研究開発機構: 熱影響が少なく狭隘構造にも適用可能な切断技術- アブレイシブウォータージェットによる炉内構造物の解体 -, 未来を拓く原子力- 原子力機構の研究開発成果 -2007, 9-1, 2007.9
- 5) 丸山信一郎, 手塚慎一, 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- 超小型AWJカッティングヘッドの開発と模擬材の切断試験 -, 三井住友建設技術研究所報告No.5, 2007.9
- 6) 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, N06, 2008.9
- 7) 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

社外発表論文一覧

社外発表論文一覧【土木】 平成20年度(2008/04/01~2009/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
1	爆破荷重を受けるAFRPシート接着されたコンクリート版の弾塑性衝撃応答解析手法の妥当性検討	岸徳光 大野友則 三上浩 澤田純之	室蘭工大 防衛大学校 当社 室蘭工大	構造工学論文集 Vol.54A	2008/4/25-26
2	矩形RC版の衝撃耐荷挙動に及ぼす重錘直径の影響	岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 当社 室蘭工大	構造工学論文集 Vol.54A	2008/4/25-26
3	PVA短繊維を混入したRC梁の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, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 当社	構造工学論文集 Vol.54A	2008/4/25-26
4	大型RC梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案	岸徳光 今野久志 三上浩 岡田慎哉	室蘭工大 土木研 寒地土木研 当社 土木研 寒地土木研	構造工学論文集 Vol.54A	2008/4/25-26
5	EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR STRENGTH AND REINFORCEMENT OF PC MEMBERS AFFECTED BY ALKALI-SILICA REACTION (ASR)	西村一紀 室田敬, 谷口秀明 小林義信 宮川豊章	極東興和 当社 ドービー建設工業 京大 大学院	Conference Proceedings 13th ICAAR(International on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete)	2008/6/20
6	DEVELOPING PC-BASED DESIGNING TECHNIQUE FOR BLASTING DEMOLITION	上西幸司 山地宏志 櫻井春輔	神戸大学 当社 (財)建設工学研究所	Proceedings of 8th World Congress on Computational Mechanics	2008/7/1
7	Punching shear strength of RC slabs with AFRPm and PVA short-fiber-mixed shotcrete	田口史雄 栗橋祐介, 岸徳光 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工大 当社	4th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering	2008/7/22-24
8	テストハンマーによる人工軽量骨材コンクリートの強度推定	谷口秀明, 内田誠二郎 唐崎彰彦 山本泰彦	当社 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
9	ポンプ圧送したPVA短繊維混入軽量コンクリートを用いたRC梁の耐荷性状	田口史雄 栗橋祐介, 岸徳光 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
10	鉄筋比の異なるRC版の押抜きせん断破壊に関する三次元弾塑性解析	高玉郁子, 岸徳光 三上浩	室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
11	長期屋外乾燥させたPRC梁の曲げひび割れ性状に関する研究	浅本吾吾, 睦好宏史 篠崎裕生, 三上浩	埼玉大 大学院 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
12	敷砂を設置した大型RC梁の重錘落下衝撃挙動における重錘質量の影響に関する数値解析的検討	今野久志, 岡田慎哉 岸徳光 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
13	四辺単純支持RC版の耐衝撃性状に及ぼす敷砂緩衝材の影響	石川博之 岸徳光 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
14	等分布荷重を受けるRC版の耐荷挙動に与える支持条件の影響	篠崎裕生, 三上浩 樋口昇	当社 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
15	PVA短繊維混入によるRC片持ち梁のせん断耐力向上効果	栗橋祐介, 岸徳光 三上浩 田口史雄	室蘭工大 当社 土木研 寒地土木研	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
16	アラミド繊維をせん断補強筋に用いたPCはりのせん断耐力に関する研究	浅井洋, 中島規道, 三加崇, 三上浩	当社 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
17	AFRPシート下面接着RC版の押抜きせん断耐力評価に関する一考察	三上浩 岸徳光, 澤田純之 栗橋祐介	当社 室蘭工大 土木研 寒地土木研	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
18	AFRPシート下面接着PC梁の耐荷性状に関する実験的研究	鈴木健太郎 岸徳光, 澤田純之 三上浩	構研エンジニアリング 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
19	AFRPシート緊張接着によるRC梁の曲げ補強効果に関する実験的研究	澤田純之, 岸徳光 三上浩, 藤田学	室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
20	ITを援用した大規模地下開発支援システムの設計とその実装	XU Zhaofeng, 板倉賢一 松井裕哉 佐藤稔紀 山地宏志	室蘭工大 日本原子力研究開発機構 資源エネルギー庁 当社	岩の力学国内シンポジウム 講演論文集	2008/9/1
21	来待砂岩の三軸圧縮・三軸伸張応力による変形特性と内部構造の差異について	高橋学, 漆松雪彦 高橋直樹 木山保 竹村貴人	産業技術総合研 当社 幌延地圏環境研 日本大	岩の力学国内シンポジウム 講演論文集	2008/9/1
22	封圧下における来待砂岩の伸張試験	高橋直樹 高橋学 木山保 竹村貴人	当社 産業技術総合研 幌延地圏環境研 日本大	岩の力学国内シンポジウム 講演論文集	2008/9/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
23	Study on creep of PC beam damaged by ASR	浅井洋 前野裕文, 森下宣明 中村光	当社 名古屋高速道路公社 名古屋大	8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures	2008/10/1
24	ESTIMATION OF CRITICAL RATIO OF BENTONITE ADDITION	高橋直樹, 土居洋一 今泉繁良 渡昌純	当社 宇都宮大学 大学院 宇都宮大学	The 5th Asian-Pacific Landfill Symposium in Sapporo	2008/10/23
25	日射が若材齢コンクリートに及ぼす影響について	浅井洋, 谷口秀明, 三加崇, 三上浩	当社 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	2008/10/31
26	塩害暴露試験による高強度コンクリートの塩分浸透性の評価	谷口秀明, 藤田学 渡辺博志 手塚正道	当社 土木研究所 オリエンタル白石	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	2008/10/31
27	AFRPシートを緊張接着したPC梁の曲げ耐荷性状に関する実験的研究	栗橋祐介, 岸徳光 三上浩 澤田純之	室蘭工大 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	2008/10/31
28	樹脂を含浸しない帯状アラミド繊維補強材の曲げ部材への適用に関する一考察	浅井洋, 中島規道, 三加崇, 三上浩	当社 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	2008/11/14
29	高強度コンクリートのアルカリシリカ反応性	谷口秀明, 浅井洋, 三加崇, 三上浩	当社 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	2008/11/14
30	鋼・コンクリート複合プレキャストPC橋脚における接合部に関する実験的研究	三加崇, 平喜彦, 内堀裕之, 浅井洋	当社 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	2008/11/14
31	膨張材およびビニロン短繊維を用いたPRC梁の曲げ特性に関する研究	内田誠二郎, 篠崎裕生 浅本晋吾, 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	2008/11/14
32	振動台実験によるプレキャストPC複合橋脚の動的応答に関する検討	内堀裕之, 平喜彦 三加崇 運上茂樹, 堺淳一	当社 当社 土木研究所	地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集	2009/1/28
33	4次元GISに基づく大規模地下開発支援システムの構築について	板倉賢一, 徐招峰 山地宏志	室蘭工業大学 当社	平成20年度資源素材学会北海道支部春季大会	2008/6/14
34	Effect of underground column on the behavior of liquefiable sandy soil	Bahmanpour Amin 東畑郁生, 山田卓 山本陽一	東京大学 東京大学 当社	地盤工学研究発表会 発表講演集	2008/7/10
35	溶存メタンセンサーによる孔内地下水の原位置メタン濃度測定手法について	山本陽一, 戸村豪治 佐々木勝司, 萩原有夫 MASSON Michel 國丸貴紀	当社 サンコーコンサルタント CT&T 日本原子力研究開発機構	地盤工学研究発表会 発表講演集	2008/7/10
36	地震時の盛土斜面の安定性に関する衝撃振動実験	沖元翼, 中田幸男, 兵動正幸 山本陽一	山口大 大学院 山口大 大学院 当社	地盤工学研究発表会 発表講演集	2008/7/10
37	締め固め固化杭に関する施工試験 -その1:試験概要および載荷試験結果-	伊勢本昇昭 武内義夫 沼上清 大西智晴 根本恒 山崎勉 三上博 藤原達夫	戸田建設 西松建設 東急建設 不動テトラ 安藤建設 ハザマ 当社 鉄建建設	地盤工学研究発表会 発表講演集	2008/7/12
38	四辺支持RC版の耐衝撃性に及ぼす版厚の影響	相良光利 岸徳光 三上浩 今野久志	大林組 室蘭工大 当社 寒地土木研	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
39	四辺支持RC版の耐衝撃性に与える鉄筋径の影響	三上浩 岸徳光, 栗橋祐介 小澤靖	当社 室蘭工大 KGエンジニアリング	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
40	4辺支持RC版の耐衝撃性に与える敷砂緩衝材の影響	吉田宏彰, 岡田慎哉 岸徳光 三上浩	室蘭工大 大学院 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
41	四辺支持RC版の耐衝撃性に及ぼす載荷位置の影響	館雅春, 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
42	土粒子内の空隙を考慮したベントナイト混合土の限界添加率に関する研究	今泉繁良, 吉直卓也, 渡昌純 黒川幸彦, 高橋直樹	宇都宮大 大学院 宇都宮大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
43	帯鉄筋と主鉄筋が離れて配置されているRC橋脚の耐震性能に関する実験的考察	村尾光則, 渡辺宗樹, 澤井淳司 三上浩, 篠崎裕生	当社 当社 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
44	AFRPシートを緊張接着したRC梁の静載荷実験	中村圭介 岸徳光, 栗橋祐介, アブデルアジズモハメド アリ 三上浩	国土交通省 北陸地整 室蘭工大 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
45	定着用シート範囲の異なるAFRPシート緊張接着PC梁の静載荷実験	澤田純之, 岸徳光 三上浩, 藤田学	室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
46	鉄筋比を変化させたAFRPシート下面接着RC版の押抜きせん断実験	作田大幸 岸徳光, 澤田純之 三上浩	東急建設 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
47	AFRPシートを下面接着して曲げ補強したPC梁の静載荷実験	富田祐輔 岸徳光, 澤田純之, アブデルアジズモハメド アリ 三上浩	国土交通省 近畿地整 室蘭工大 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
48	PVA短繊維混入RC片持ち梁のせん断耐荷性状	栗橋祐介, 岸徳光 三上浩 田口史雄	室蘭工大 当社 寒地土木研	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
49	風車基礎ペダスタルの引抜きせん断耐力に関する実験的検討	小松崎勇一 篠崎裕生 齋藤修一 原田光男	ユーラスエナジージャパン 当社 東電設計 東京電力	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
50	既設建造物のひび割れ調査に向けた改良型LED投光器の性能評価実験	塩崎正人, 鈴木茂之 川窪裕和, 永井友康	当社 エヌ・ティ・ティ・インフラネット	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2008/8/13
51	Fault structure in Westerly granite samples extracted using a micro-focus X-ray CT scanning system	川方裕則, 奥野隆也 高橋直樹 高橋学 平井秀和	立命館大学 当社 産業技術総合研 テスコ(株)	日本地震学会2008年秋季 大会	2008/11/25
52	Frequency dependent change in amplitude of elastic wave transmitting through fracturing Westerly granite	吉光奈奈 川方裕則 高橋直樹	立命館大学 立命館大学 当社	日本地震学会2008年秋季 大会	2008/11/25

社外発表論文一覧【建築】 平成20年度(2008/04/01~2009/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
1	Assessment of the Applicability of the Abrasive Water Jet Technique for Dismantling the Reactor of Fugen	中村保之, 森下喜嗣 丸山信一郎, 手塚慎一 大鐘大介 高島雄次	日本原子力研究開発機構 当社 当社 日進機工	16th International Conference on Nuclear Engineering (ICONE16)	2008/5/12
2	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	松田拓, 河上浩司 西本好克	当社 当社	コンクリート工学論文集	2008/5/25
3	200N/mm ² 級超高強度コンクリートにおける使用材料が強度特性に及ぼす影響の検討	小出貴夫, 長岡誠一 西本好克, 河上浩司	住友大阪セメント 当社	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
4	100N/mm ² を超える高強度コンクリートにおける発熱特性の逆解析による評価	河上浩司, 松田拓 嶋毅, 鈴木康範	当社 住友大阪セメント	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
5	初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの強度発現特性	松田拓, 西本好克 鈴木康範, 小出貴夫	当社 住友大阪セメント	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
6	床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁の実験	小坂英之, 山中久幸 荒井康幸, 溝口光男	当社 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2008/7/30
7	鉄道軌道に近接する免震建築物の振動伝搬特性	山岸邦彰, 岩本毅 原田浩之 野路利幸	当社 当社 福井工大	日本建築学会環境系論文集	2008/8/30
8	鉄道振動を受ける基礎の入力損失の実測と簡易評価法の提案	山岸邦彰, 岩本毅 原田浩之 野路利幸	当社 当社 福井工大	日本建築学会環境系論文集	2008/8/30
9	多質点系モデルによる固体音領域の建物内振動伝搬特性の評価	山岸邦彰, 岩本毅 原田浩之 野路利幸	当社 当社 福井工大	日本建築学会環境系論文集	2008/9/30
10	Influence of Loading Condition on Creep Properties of Ultra-High Strength Concrete	松田拓, 河上浩司, 西本好克	当社 当社	IA-CONCREEP	2008/9/30
11	Silica Fume Slurry for 150N/mm ² Class High Strength Concrete, and Quality Control Result of Fc100~120N/mm ² Class High Strength Concrete	小出貴夫 河上浩司, 蓮尾孝一 伊藤司	住友大阪セメント 当社 東京エスオーシー	8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures	2008/10/27
12	Applicability of a Multi-Component Model for Hydration Heat to High Strength Concrete of Low Water-Cementitious Material Ratio Below 0.2	鈴木康範, 嶋毅 松田拓, 河上浩司	住友大阪セメント 当社	8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures	2008/10/27
13	Strength-Developing Properties of Ultrahigh Strength Concrete Subjected to a High Temperature History at Early Ages	松田拓, 西本好克 長岡誠一, 嶋毅	当社 住友大阪セメント	8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures	2008/10/27
14	A Study on the Compressive Strength Development and Microstructure of High Strength Mortar with Strength Exceeding 100MPa	河上浩司, 松田拓 鈴木康範, 小出貴夫	当社 住友大阪セメント	8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures	2008/10/27
15	標準k-εモデルを用いた複雑地形周りの流れ解析	片桐純治, 岡田創 丸川比佐夫 大熊武司 野田博	泉創建エンジニアリング 泉創建エンジニアリング 神奈川大 当社	風工学シンポジウム論文集	2008/12
16	住宅用ダクト換気システム設計法の信頼性向上に関する研究 第1報-換気システム部材の風量-静圧特性試験方法の検討	澤地孝男 田島昌樹 清水則夫 長谷川功	建築研 国土技術政策総合研 ベターリビング 当社	空気調和・衛生工学会論文集	2009/3/5
17	給排水設備騒音の測定法-管路系実験室における検討結果-	濱田幸雄 河原塚透, 平松友孝 赤尾伸一 白木秀児 藤澤康仁 二村元之 下西知行	日本大工 大成建設 当社 新菱冷熱工業 大林組 INAX 東京ブイテック	日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集	2008/4/24
18	シリカ質微粉末を用いた超高強度モルタルの物性に関する一検討	河上浩司, 西本好克 小出貴夫, 長岡誠一	当社 住友大阪セメント	セメント技術大会	2008/5/28
19	締固め固化杭に関する施工試験-その3:固化杭の出来形および締固め効果-	吉富宏紀 金子治, 佐野大作 西正晃 新井寿昭 市川覚 平田裕一	不動テトラ 戸田建設 ハザマ 西松建設 東急建設 当社	地盤工学研究発表会発表講演集	2008/6/12

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
20	躯体コンクリートの中酸化抑制に寄与する各種仕上げ材の評価 その13 総括	長瀬公一 河野政典 竹内博幸 古賀一八 板谷俊郎 河上浩司	大成建設 奥村組 五洋建設 長谷工コーポレーション 戸田建設 当社	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2008/7/20
21	シリカフェームプレミックスセメントを用いた高強度コンクリートの性状(その1)実機試験概要とフレッシュ性状	菅谷泰之, 河上浩司 加納嘉 宮地勝徳 後藤努 田中恭一	当社 当社 太平洋セメント BASFポゾリス フローリック	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2008/7/20
22	シリカフェームプレミックスセメントを用いた高強度コンクリートの性状(その2)標準養生供試体強度	加納嘉, 菅谷泰之 河上浩司 宮地勝徳 後藤努 田中恭一	当社 当社 太平洋セメント BASFポゾリス フローリック	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2008/7/20
23	シリカフェームプレミックスセメントを用いた高強度コンクリートの性状(その3)構造体コンクリートの性状	蓮尾孝一, 河上浩司 松田拓, 西本好克 菅谷泰之 宮地勝徳	当社 当社 当社 太平洋セメント	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2008/7/20
24	シリカフェームプレミックスセメントを用いた高強度コンクリートの性状(その4)コンクリート温度が35℃を超えるコンクリートの性状	松田拓, 河上浩司 西本好克 宮地勝徳 後藤努 田中恭一	当社 当社 太平洋セメント BASFポゾリス フローリック	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工	2008/7/20
25	200N/mm ² 級超高強度コンクリートにおける使用材料の検討(その1)水結合材比,混和材,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	2008/7/20
26	200N/mm ² 級超高強度コンクリートにおける使用材料の検討(その2)粗骨材の検討と力学特性の確認	河上浩司, 西本好克 蓮尾孝一, 松田拓 小出貴夫, 鈴木康範	当社 当社 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	2008/7/20
27	柱梁接合部内に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験(その4)架構の塑性変形性能確認実験の概要	平田裕一, 新上浩 小坂英之, 谷垣正治 山中久幸 足立将人	当社 当社 当社 日本建築総合社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
28	柱梁接合部内に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験(その5)実験結果の検討	新上浩, 小坂英之 谷垣正治, 山中久幸	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
29	梁主筋の貫通孔を有するプレキャスト柱梁接合部に関する実験的研究(その1)付着特性確認実験	菅谷和人, 松本啓二 新上浩, 蓮尾孝一 小坂英之, 山中久幸	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
30	梁主筋の貫通孔を有するプレキャスト柱梁接合部に関する実験的研究(その2)柱梁接合部における梁通し筋の付着性状	田野健治, 蓮尾孝一 小坂英之, 山中久幸 菅谷和人, 松本啓二	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
31	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における縦長壁パネルの強度(その1.強度算定法)	及川寛樹, 浅野幸史 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 大学院 室蘭工大 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
32	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における縦長壁パネルの強度(その2.実験概要)	浅野幸史, 及川寛樹 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 大学院 室蘭工大 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
33	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における縦長壁パネルの強度(その3.実験結果との対応)	荒井康幸, 溝口光男 及川寛樹, 浅野幸史 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 室蘭工大 大学院 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
34	RC造ラーメン架構と構面内組み込み型制震壁との力学的相互作用	山田哲也, 山中久幸 小坂英之, 江頭寛 原田浩之, 徳武茂隆	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2008/7/20
35	超高層住宅の構造設計情報の調査・分析(その3)耐震・制震・免震の比較	小田稔, 有松重雄 山中久幸, 小坂英之 山岸邦彰 野路利幸	当社 当社 当社 福井工大	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2008/7/20
36	リユース対応型のフルPCa床システムの開発(その3)PCa床の合成効果確認実験	小坂英之 森田隆司 白石哲也 渡邊一弘	当社 大和ハウス工業 ジオスター ピーエス三菱	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2008/7/20
37	リユース対応型のフルPCa床システムの開発(その4)合成効果の検討	森田隆司 渡邊一弘 白石哲也 小坂英之	大和ハウス工業 ピーエス三菱 ジオスター 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2008/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
38	プレキャストRCブレースを用いた混合構造に関する実験的研究(その1)RCブレースの圧縮実験	山中久幸, 江頭寛 小坂英之 蔵田富雄, 梅木俊毅	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2008/7/20
39	プレキャストRCブレースを用いた混合構造に関する実験的研究(その2)RCブレース架構の加力実験	江頭寛, 小坂英之 山中久幸 蔵田富雄, 梅木俊毅	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2008/7/20
40	球形ドームに作用する風圧特性と屋内気流性状 その1.風洞実験による風圧分布の把握	作田美知子, 野田博 長谷川功	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2008/7/20
41	球形ドームに作用する風圧特性と屋内気流性状 その2.CFDによる屋内気流性状の予測	野田博, 作田美知子 長谷川功	当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2008/7/20
42	フレキシブルダクトの特性について	清水則夫 澤地孝男, 田島昌樹 長谷川功	ベタリービング 国土技術政策総合研 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-2 環境工学2	2008/7/20
43	地震観測に基づく建物-地盤系動特性の総合評価に関する研究-(その6)建築研究所建物における動特性の変化に関する一考察-	川島学 大川出, 嶋崎俊英 井口道雄	当社 建築研 東京理大	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2008/7/20
44	PCa版に粘弾性ダンパーを組み込んだ制震システムの開発(その1)架構試験の概要と結果	鈴木亨, 中南滋樹 小幡達也, 木田英範 千田諭 田中久也	当社 当社 東海ゴム工業 免制震デバイス	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2008/7/20
45	PCa版に粘弾性ダンパーを組み込んだ制震システムの開発(その2)架構の復元力特性と効果の検証	小幡達也, 鈴木亨 中南滋樹, 木田英範 千田諭 田中久也	当社 当社 東海ゴム工業 免制震デバイス	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2008/7/20
46	軸ひずみを有する低降伏点鋼制震パネルのせん断加力実験	原田浩之, 江頭寛 小坂英之, 山中久幸 小田稔	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2008/7/20
47	慣性接続要素を利用した多段調整バネ付き粘性マスダンパーシステムによる建造物の応答制御(その1:多段調整型の最適応答制御解)	木田英範, 中南滋樹 井上範夫 斉藤賢二	当社 東北大 大学院 NTTファシリティーズ	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2008/7/20
48	慣性接続要素を利用した多段調整バネ付き粘性マスダンパーシステムによる建造物の応答制御(その2:多段調整型の応答性状)	中南滋樹, 木田英範 井上範夫 斉藤賢二	当社 東北大 大学院 NTTファシリティーズ	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2008/7/20
49	住宅用ダクト式換気システム設計手法の信頼性向上に関する研究 その4 パイプ用ファンの風量の検討	清水則夫 澤地孝男, 田島昌樹 長谷川功	ベタリービング 国土技術政策総合研 当社	空気調和・衛生工学会学術講演会講演論文集	2008/8/8
50	球形ドームの風圧特性とCFDによるドーム内気流性状の再現	作田美知子, 野田博 長谷川功	当社 当社	日本流体力学会年会2008講演要旨集	2008/9/4
51	「ふげん」原子炉本体解体技術の検討評価 アブレイシブウォータージェットによる2重管模擬材切断試験(その4)	岩井紘基, 中村保之 佐野一哉 大鐘大介, 丸山信一郎 高島雄次	日本原子力研究開発機構 日本原子力研究開発機構 当社 日進機工	日本原子力学会秋の大会予稿集(CD-ROM)	2008/9/4
52	躯体コンクリートの中性化抑制に寄与する各種仕上げ材の評価 その6 既往文献の調査に基づく仕上げ材の中性化率と中性化進行予測	板谷俊郎 長瀬公一 河野政典 親本俊憲 浦川和也 大岡督尚 安田正雪 加藤淳司 西尾浩治 梶田秀幸 河上浩司	戸田建設 大成建設 奥村組 鹿島建設 佐藤工業 東急建設 東洋建設 飛鳥建設 日本国土開発 前田建設工業 当社	日本建築士上学会大会学術講演会研究発表論文集	2008/10/16
53	粗い間隔でアラミ繊維補強を施したRC柱の高軸力下における変形状	花井伸明 小杉一正 谷垣正治 市之瀬敏勝	九州産業大 ファイバックス 当社 名古屋工大	日本建築学会九州支部研究報告1 構造系	2009/3/1

三井住友建設技術開発センター報告 No.7 2009

Reports of Technical Research and Development Center of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

平成 21 年 9 月 30 日発行

No.7 September 2009

編集・発行

三井住友建設株式会社
技術研究開発本部 技術企画部

〒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 Planning Department,
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