

三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.6 2008

CD-ROM の内容

本 CD-ROM は、三井住友建設技術研究所報告 No.6 2008 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。

三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.6 2008

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： （中法）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

三井住友建設技術研究所報第6号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

建設業界を取り巻く昨今の状況は、公共投資の縮減傾向が続き、総合評価落札方式の拡大、原油価格、鋼材価格の高騰に伴う工事費の上昇など、劇的に変化していますが、ここに来て、米国の金融危機が我が国の実体経済にも波及しはじめるなど、今後の予測が極めて困難です。

また、耐震偽装問題に端を発したエンドユーザーの品質への関心の高まり、建物に求められるニーズの多様化・高度化など、よりきめ細やかな対応が必要になっています。

このような状況のもと、当社は「信頼の三井住友建設ブランド」を確立するために、土木分野では「橋梁高品質化委員会」、建築分野では「住宅高品質・高機能化委員会」を立ち上げました。

「橋梁高品質化委員会」では、橋梁の安全性に対する社会的な関心の高まりに呼応し、100年橋梁を確実に構築する技術の蓄積、さらに200年橋梁を目指した高品質化技術の開発、橋の一生を見据えた維持管理技術の開発に取り組んでいます。

「住宅高品質・高機能化委員会」では、性能品質、施工品質、サービス品質の3つの要素を品質ととらえ、それぞれの施策を展開すると同時に、環境、健康、防災、長寿命などを考慮した新しい集合住宅の開発を行っています。

今、さらなる淘汰の時代を迎えて、技術開発の手を緩めることはできません。これらの、特化技術のみならず、第二、第三の柱を構築していくためにも、アンテナを高くし、様々な情報をつかみながら、技術開発の芽を模索することが重要です。技術開発は、「未知への挑戦」ですが、建設行為は「ものづくり」が基本です。この「ものづくり」への徹底したこだわりのなかから、技術を生み出し、それを顧客から信頼される技術へと昇華させていくことが必要ではないかと考えます。

技術研究所報告を多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2008年11月

取締役 常務執行役員
技術研究開発本部長兼技術研究所長
黒崎 幸夫

三井住友建設技術研究所報告 第6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	アラミド繊維を用いたPC構造物の延命化技術に関する研究 －アラミド繊維補強材を適用したはりの載荷実験－	浅井 洋 中島 規道 三加 崇 三上 浩	1	25
2	支持条件や縦横比が異なるRCスラブの耐力に関する実験的考察	篠崎 裕生 三上 浩 樋口 昇	2	33
3	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	山地 宏志 黒川 幸彦 長野 祐司 中野 陽一	3	41
4	地震時の盛土斜面の安定性に関する衝撃振動実験	山本 陽一 黒川 幸彦 高橋 直樹	4	47
5	土粒子内の空隙を考慮したベントナイト混合土の配合設計法に関する研究	高橋 直樹 黒川 幸彦	5	53
6	来待砂岩の三軸伸張応力による変形・強度特性に関する研究	高橋 直樹 黒川 幸彦	6	59
7	低収縮コンクリートの開発と実構造物への適用	谷口 秀明 浅井 洋 樋口 正典 三上 浩 藤田 学	7	65
8	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－	谷口 秀明 三上 浩 浅井 洋 樋口 正典 藤田 学	8	73
9	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－	谷口 秀明 三上 浩 浅井 洋 樋口 正典 藤田 学	9	83
10	高強度コンクリートのアルカリシリカ反応性に関する研究	谷口 秀明 三上 浩 浅井 洋 樋口 正典 藤田 学	10	91

※ 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	P&PCセグメントの耐火性能試験	三上 博 金子 正士 鈴木 明彦 松井 崇	11	97
12	床振動評価のための加振力に関する基礎的研究 —人の動作による加振力の同定と標準加振源の選定—	原田 浩之 小坂 英之	12	103
13	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	江頭 寛 小坂 英之 山中 久幸 田野 健治 梅木 俊毅	13	113
14	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 —架構の塑性変形能力に関する実験的研究—	新上 浩 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治	14	123
15	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	田野 健治 菅谷 和人 蓮尾 孝一 小坂 英之	15	129
16	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	小幡 達也 鈴木 亨 中南 滋樹 木田 英範	16	133
17	実測資料に基づく制振建築物の減衰性能調査	平田 裕一	17	143
18	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	中南 滋樹 木田 英範 平田 裕一 鈴木 亨 田中 久也	18	153
19	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 河上 浩司 蓮尾 孝一 西本 好克	19	161
20	逆解析による高強度コンクリートの発熱特性値の評価	河上 浩司 蓮尾 孝一 松田 拓 西本 好克	20	169
21	機能性建材比較検証システム	酒井 英二 紺野 康彦 吉田 昌司 岩野 秀之 島田 潔	21	175

※ 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
22	施工管理プラットフォーム「Foreman.net [®] 」の開発	大鐘 大介 手塚 慎一 戸倉 健太郎 長谷 芳春	22	179
23	「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－	丸山 信一郎 手塚 慎一 大鐘 大介	23	185
【社外発表論文一覧】				193

概要

アラミド繊維を用いた PC 構造物の延命化技術に関する研究 -アラミド繊維補強材を適用したはりの载荷実験-

浅井 洋 中島 規道 三加 崇 三上 浩

キーワード：アラミド繊維補強材，せん断補強筋，曲げ耐力，せん断耐力

研究の目的

海浜地区など、塩害に対して厳しい環境に架橋される橋梁の長寿命化を図るため、PC 鋼材や鉄筋代替として腐食しないアラミド繊維を用いた緊張材および補強筋の使用は有効な方法である。せん断補強筋に使用する連続繊維補強筋は、あらかじめ所定の

形状に工場で曲げ成型が行われている。そこで、アラミド繊維補強材を樹脂で固着しないことで容易に曲げ配置を可能にした補強材を開発した。本研究では、アラミド繊維補強材のせん断補強効果を把握することを目的にはりの载荷試験を行った。

研究の概要

アラミド繊維補強材は、写真-1 に示すアラミド繊維を一方向に織った帯形状の補強材である。本研究では織り方を変えた 5 種類のアラミド繊維補強材を RC はりの引張補強材として用い、ひび割れ制御効果や曲げ破壊耐力、補強材破断時の引張強度、はりの破壊形状について検討した。次に、補強効果が良

好であったアラミド繊維補強材をせん断補強筋に使用した PC はりの载荷試験を行った（写真-2）。アラミド繊維帯材のひずみやはりのせん断耐力を従来の連続繊維補強材の設計手法による計算値と比較してせん断補強効果を評価した。

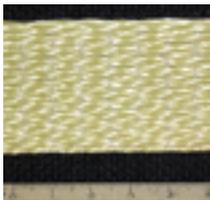


写真-1 アラミド繊維補強材



写真-2 PC はりの载荷試験

研究の成果

本研究で使用した 5 種類のアラミド繊維補強材のひび割れ制御効果は、ひび割れ制御効果が得られないもの（写真-3 B-S27）と曲げひび割れが分散し、ひび割れ制御および曲げ耐力が良好な補強材（写真-3 B-KS30）とが明らかになった。

ひび割れ制御が良好なアラミド繊維補強材をせん断補強筋に用いた PC はり载荷試験の結果、連続繊維補強材と同様の設計手法を用いて同程度安全側に評価できることが示された（図-1）。



写真-3 アラミド繊維補強材を引張補強材に使用した RC はりの曲げ破壊形状

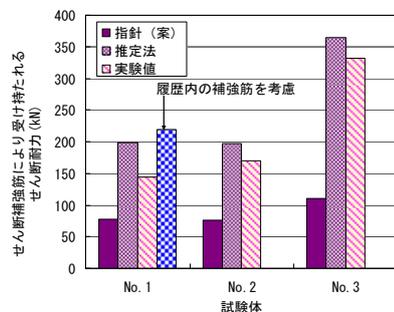


図-1 アラミド繊維補強筋が受け持つせん断力

The Study on the High Durability Technology of PC Structures using Aramid Fiber Reinforcement

- The Loading Test of the Beams using Aramid Fiber Reinforcement -

HIROSHI ASAI NORIMICHI NAKAJIMA TAKASHI SANGA HIROSHI MIKAMI

Key Words : Aramid Fiber Reinforcement, Shear Reinforcement, Flexural Capacity, Shear Capacity

支持条件や縦横比が異なる RC スラブの耐力に関する実験的考察

篠崎 裕生 三上 浩 樋口 昇

キーワード：RC 板, 分布荷重, 薄板理論, 降伏線理論, せん断耐力

研究の目的

著者らは、分布荷重を受ける地中構造物の壁を対象として、その合理的な設計方法について検討を進めている。4 辺支持された RC 板のせん断耐力については、集中荷重が作用する場合の押し抜きせん断耐力についての検討が各種示方書等で規定されている。一方、全面分布荷重に対するせん断耐力の照査については、せん断力が比較的大きい支点の近傍において、それを幅の広い梁とみなして、一方向の断面内でせん断力に抵抗すると仮定し、棒部材のせん断耐力算定式を用いた検討（以下、「簡易法」と呼ぶ）が行われている。本研究では、全面等分布荷重を受

ける RC 板のせん断耐荷挙動に板の支持条件や縦横比が与える影響を検討するため、4 辺単純・4 辺固定、2 辺単純支持条件の正方形 RC 板および 4 辺単純支持長方形（1:2）RC 板の載荷試験を実施した。試験体は、いずれも簡易法で計算した曲げ耐力とせん断耐力の比が 1.0 以上となるように設計した。これまでに実施した 4 辺単純支持正方形 RC 板の試験結果と合わせて、耐荷挙動を詳細に分析するとともに、その耐力について既往の耐力算定式などを用いて考察した。

研究の概要

試験体の形状寸法および載荷方法を図-1 に示す。実験室の床と試験体間にゴムバッグを挿入し、試験体を PC 鋼棒で床に固定した後、ゴムバッグを膨張させることで等分布荷重を作用させた。

4 辺固定支持試験体の場合は、周囲の RC ブロックを PC 鋼棒で床に固定する。2 辺単純支持試験体の場合は、試験体に載せた支承付きの H 形鋼を PC 鋼棒で固定した。いずれも PC 鋼棒位置にはすべてセンターホール型の荷重計を設置し、その合計値を載荷荷重とした。

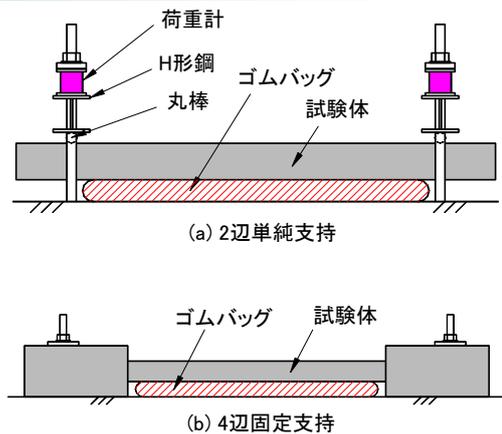


図-1 試験概要

研究の成果

4 辺固定、4 辺単純支持 RC 板は、それぞれ押し抜きせん断破壊、曲げ圧縮破壊した。主鉄筋が降伏するときの荷重は、降伏線理論による計算曲げ耐力とほぼ一致した。

簡易法で 4 辺固定支持正方形板のせん断耐力を求める場合には、せん断強度の計算にディーブビームの式を用いることで実験結果を評価できる可能性があるが、この場合のせん断スパンの取り方については検討が必要である。2 辺単純支持 RC 板のせん断耐力および破壊の位置は、等分布荷重を複数の集中荷重に分割して、支承の影響なども考慮した齋藤らの方法でおおむね評価できることが分かった。4 辺

単純支持で縦横比を 1:2 にしても、せん断耐力は簡易法の 2 倍以上あることが分かった。

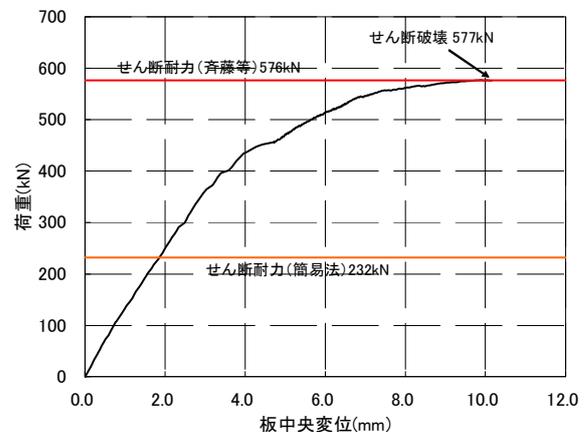


図-2 試験結果 (2S)

An Experimental Study on Influence of Support Condition and Aspect Ratio to the Ultimate Strength of RC Slabs

HIROO SHINOZAKI HIROSHI MIKAMI NOBORU HIGUCHI

Key Words : RC Slab, Distributed Load, Thin Plate Theory, Yield Line Theory, Shear Strength

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

山地 宏志 黒川 幸彦 長野 祐司 中野 陽一

キーワード：極小断面トンネル，構造ひび割れ，ロックボルト，削孔システム

研究の目的

トンネル断面積 3m^2 未満の極小断面トンネルは、水路トンネルを中心として高度経済成長期に数多く建設され、今日でも経済活動を支える重要な社会インフラである。しかし、それらの多くは建設後、40～50年が経過し、老朽化の時期にさし掛かり、適切な維持・補修計画の立案とその実施が喫緊の課題となっている。

このようなトンネルにおいて、外力によって生じた構造ひび割れ補修にロックボルトによる縫い付け

補修は有効であるが、信頼するに足る設計手法は開発されておらず、また極小断面トンネルから長尺のロックボルトを打設することのできる施工機械も開発されていない。

本文は、幅 1.5m、高さ 1.78m の工業用水トンネルに発生した構造ひび割れの補修を目的として、ロックボルトによる補修工設計とその施工機械を開発するとともに、これを実務に供した実績を基に、その実用性に関する検証を行うものである。

研究の概要

ロックボルトによるトンネル覆工補修は、トンネル掘削時に地山安定化を目的として打設されるロックボルトと、その作用機構が異なる。すなわち、覆工と地山をロックボルトにより一体化することで、覆工に固定支承を形成し、覆工に作用するモーメントのアームを短くすることを目的とする。これにより、部材に発生する応力を軽減し、長期の耐久性を向上させることが可能となる。ここでは、この考え

方に沿った設計案を示した。

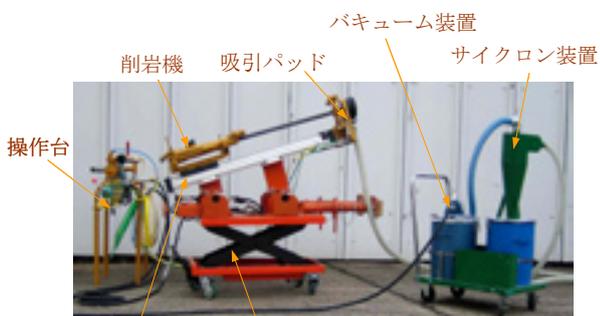
また、ロックボルト施工機械の開発に際しては、極小断面トンネル内の補修施工における問題点を整理し、最も簡便な動力供給によって、人力削孔作業を排するとともに、トンネル幅以上の削孔長を担保し、一切の粉じんを発生させない削孔システムを開発した。

研究の成果

上記に従い、昭和 30 年代に完成した工業用水トンネル補修を目的としたロックボルト打設パターンを設計し、開発した削孔システムを当該トンネルの補修に適用した。その結果、所期の作業性能を発揮することができ、限定された作業時間内で所定のトンネル補強を実施できた。



ロックボルトにより補修された極小断面トンネル



ガイドセル 昇降台車

開発したロックボルト孔削孔システム

Rehabilitation Design and Implementation of Ultra Small Tunnel with Rock Bolts

HIROSHI YAMACHI YUKIHIKO KUROKAWA YUJI NAGANO YUICHI NAKANO

Key Words : Ultra Small Tunnel, Structural Lining Crack, Rock Bolts, Drilling System

地震時の盛土斜面の安定性に関する衝撃振動実験

山本 陽一 黒川 幸彦 高橋 直樹

キーワード：斜面安定, 地震, すべり面, 模型実験, 盛土

研究の目的

地震による盛土の破壊機構の解明と災害防止のための効果的な対策工法の提案および検証を目指すものである。地震時の盛土崩壊過程を再現する方法として、模型盛土に対する衝撃振動実験方法を考案し、試験方法の有効性確認と盛土破壊機構の基礎的なデ

実験の概要

衝撃振動実験は、震度法による斜面安定解析と同様の応力状態を再現することをイメージしている。土槽下の台座先端には車輪を取り付けており、実験では土槽を緩傾斜のガイドレール上をゆるやかに移動させて壁に衝突させる。土槽が壁に衝突して急停止することにより、模型地盤には水平方向に一樣な慣性力が作用する。実施した実験では、試料に三河珪砂を用い、突き固めにより盛土地盤を作成した。法面勾配は1:1(200mm:200mm)とした。

耐震補強方法として、ネイリング工法をイメージした対策効果の実験検証では、模型盛土の補強材に

ータ収集を行った。さらに、既存盛土の耐震補強方法として、ネイリング工法をイメージした補強位置・範囲の違いによる対策効果の実験検証を行い、それぞれの破壊形態の特徴について考察した。

ストローを使用し、斜面に対して垂直に挿入した。実験は無補強、法肩補強、法先補強、全面補強と補強位置・範囲の異なるケースについて実施した。

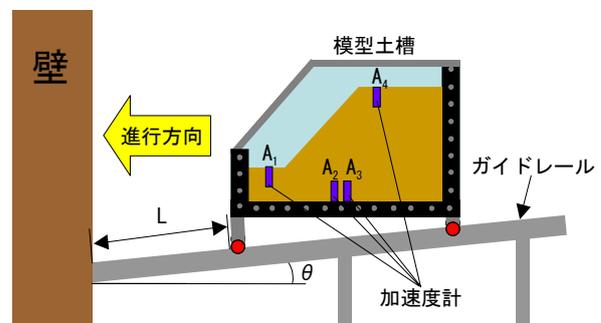


図-1 衝撃振動実験の概要

研究の成果

計測結果から、地盤全体に一樣な慣性力を作用させることが可能で、地震による盛土斜面の被害事例に見られるのと同様のすべり破壊の状況を効率的に再現できることが明らかとなった。補強位置・範囲の違いによる対策効果に関する実験では、部分的な補強ではすべり安全率の増加は期待できない一方で、破壊形態に大きな違いが認められた。法先のみを補強した場合には、補強を実施しない場合よりも地震時の被害を拡大させる可能性が示唆された。法肩部を補強したケースでは、斜面のすべりは否定できな

いものの、盛土上構造物の倒壊に繋がる地盤変状を抑止可能であることが認められた。全面補強したケースでは破壊に至らなかった。

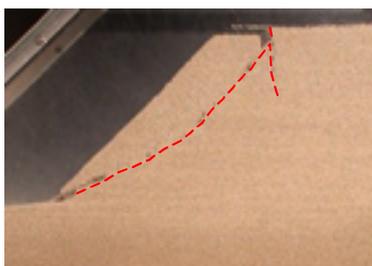


図-2 破壊状況（無補強）

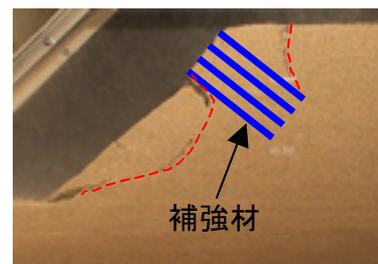


図-3 破壊状況（法肩補強）

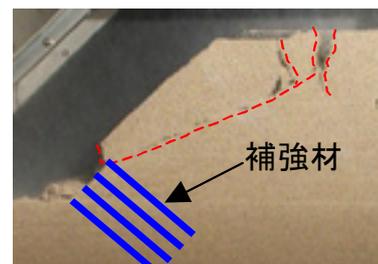


図-4 破壊状況（法先補強）

Impact Test of Embankment on Slope Stability during Earthquake

YOICHI YAMAMOTO YUKIHIKO KUROKAWA NAOKI TAKAHASHI

Key Words: Slope Stability, Earthquake, Slip Surface, Model Test, Embankment

土粒子内の空隙を考慮したベントナイト混合土の配合設計法に関する研究

高橋 直樹 黒川 幸彦

キーワード：ベントナイト混合土，透水試験，間隙比，膨潤

研究の目的

廃棄物処分場の遮水層として適用されるベントナイト混合土の配合設計は、配合率を3種類以上に変えて締固め試験や透水試験を実施して行われている。しかし、この設計配合率決定手法では、供試体個数も多く、長時間を要するという問題がある。このようなことから、簡便で合理的な配合設計法が必要であると考えられる。

本研究では、緑色凝灰質砂岩破砕砂，黄色凝灰質

砂岩破砕砂，しらす A，しらす B および山砂の微細空隙率 γ を評価し、これらを母材としたベントナイト混合土のベントナイト添加率を変化させた締固め試験および透水試験を実施して締固め特性と透水特性について検討した。そして、提案した修正マクロ間隙比を用いた配合設計法が、これらの微細空隙率の異なる母材を用いたベントナイト混合土へ適用可能であるかを検討した。

研究の概要

ベントナイトの膨潤のみを考慮したマクロ間隙比は式(1)で、ベントナイトの膨潤と土粒子内の空隙を考慮した修正マクロ間隙比は式(2)で与えられる。

$$e_m = \rho_s \frac{1 + \frac{\alpha}{100}}{\rho_{dmax\alpha}} \frac{\frac{\alpha}{100} \beta}{\rho_b} + 1 \quad (1)$$

$$e_m' = \rho_s \frac{1 + \frac{\alpha}{100}}{\rho_{dmax\alpha}} \frac{\frac{\alpha}{100} \beta}{\rho_b} - (1 + \gamma/100) \quad (2)$$

ここに、

α ：ベントナイト添加率(%)

β ：ベントナイト膨潤比

ρ_s ：土粒子密度(g/cm³)

ρ_b ：ベントナイトの密度(g/cm³)

$\rho_{dmax\alpha}$ ： α (%)におけるベントナイト混合土の最大乾燥密度(g/cm³)

γ ：微細空隙率(%)

研究の成果

図-1 に、各母材の透水係数とベントナイト添加率の関係を示す。山砂では、ベントナイト添加率 5% で透水係数が 10⁻⁸cm/s オーダーとなるのに対し、最も多孔質な緑色凝灰質砂岩破砕砂では、ベントナイト添加率 15% で 10⁻⁸cm/s オーダーとなっている。実験限界添加率は、緑色凝灰質砂岩破砕砂で 15%、黄色凝灰質砂岩破砕砂で 8%、しらす A で 12%、しらす B で 8%、山砂で 4%であった。

式(1)および式(2)から計算したマクロ間隙比または修正マクロ間隙比とベントナイト添加率の関係を図-2 に示す。いずれの母材においても、推定限界添加率は式(1)よりも式(2)の値のほうが実験限界添加率に近い値となっている。式(2)は、岩石破砕砂等の多孔質な土質材料にも適用可能であると考えられ、提案した配合設計法の妥当性が検証された。

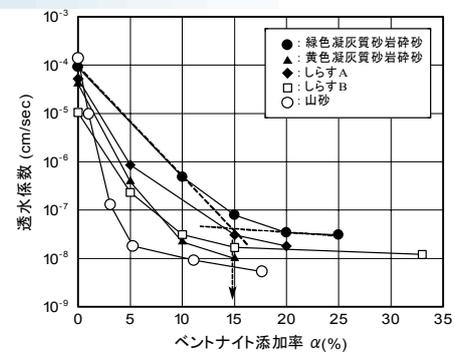


図-1 軸圧または差応力カーヒズミ関係

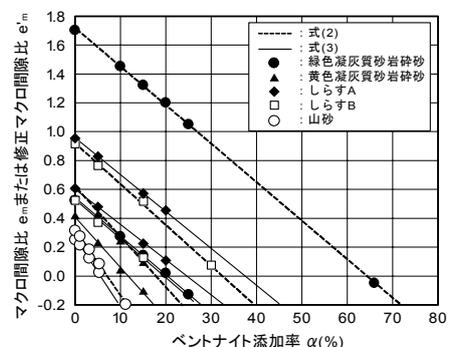


図-2 ベントナイト添加率と修正マクロ間隙比の関係

Study on the Design Method of Bentonite Mixture Soil Liner Considering Swelling of Bentonite-Sand Mixture and Particle Pore

NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA

Key Words : Bentonite Mixture Soil Liner, Permeability Test, Void Ratio, Swelling of Water Absorption

来待砂岩の三軸伸張応力による変形・強度特性に関する研究

高橋 直樹 黒川 幸彦

キーワード：封圧，三軸伸張試験，ひずみ

研究の目的

開削後の空洞周囲の応力状態やコアディスキングを発生させる応力場は、3つの主応力が圧縮でかつ最大主応力と中間主応力が等しい三軸応力場となることが考えられる。

このような応力場における岩石の変形・破壊挙動を評価する方法として、三軸伸張(エクステンション)試験がある。しかしながら、本試験は、通常の三

軸圧縮試験と比較して試験が複雑である等の理由もあり研究例は少なく、十分なデータが蓄積されているとは言い難い。

本研究では、来待砂岩を用いたエクステンション試験を実施し、来待砂岩の変形・破壊挙動について検討した。また、三軸圧縮試験と変形・強度特性に関して比較を行った。

研究の概要

試験に用いた岩石供試体は、直径 50mm、高さ 100mm、50°Cで乾燥させた来待砂岩である。

エクステンション試験には、写真-1 に示す三軸試験装置を用いた。写真-2 は、岩石供試体に軸変位計および周変位計を取り付けた状況である。

試験は、一旦所定の封圧(40MPa, 60MPa, 70MPa, 80MPa, 90MPa および 100MPa) を載荷して静水圧状態にした後、 $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ の応力状態となるよう 0.05kN/sec の載荷速度で軸圧を減少させた。



写真-1 三軸試験装置

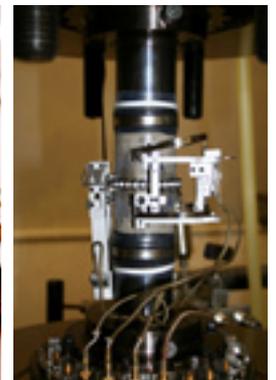


写真-2 岩石供試体

研究の成果

図-1 は、封圧 100MPa で実施したエクステンション試験における軸圧-ひずみ関係と、その試験から得られた最小主応力値(18.6MPa)を封圧値として実施した三軸圧縮試験より得られた軸差応力-ひずみ関係を示したものである。

エクステンション試験結果より、軸圧の低下に伴い、軸ひずみは伸張側に増大し、周ひずみは収縮側に増加していることが分かる。体積ひずみは軸圧の減少とともに膨張側となっている。

最大強度は、エクステンション試験のほうが三軸圧縮試験よりも必ず大きい。また、エクステンション試験における変形量は、各主ひずみおよび体積ひずみとも三軸圧縮試験よりも小さく、エクステンション試験は三軸圧縮試験よりも脆性的な挙動を示す。写真-3 に破壊後の岩石供試体状況を示す。破壊は引張破壊が卓越したものと考えられる。

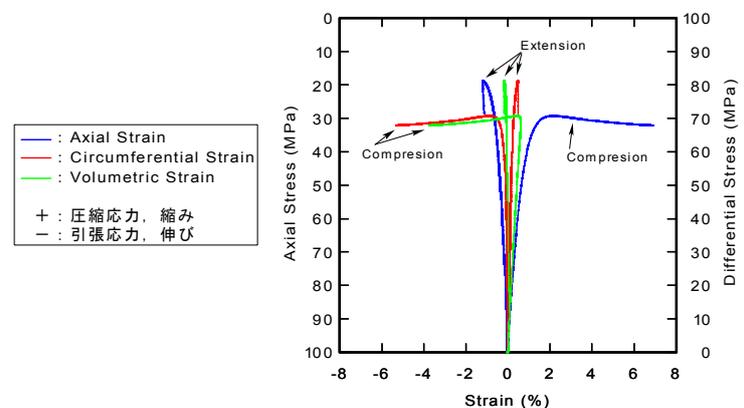


図-1 軸圧または差応力-ひずみ関係



写真-3 破壊後の岩石供試体状況

Study on the Deformation and Strength Characteristic of Kimachi Sandstone under Confined Triaxial Extension Test

NAOKI TAKAHASHI YUKIHIKO KUROKAWA

Key Words : Confining Pressure, Triaxial Extension Test, Strain

低収縮コンクリートの開発と実構造物への適用

谷口 秀明 浅井 洋 樋口 正典 三上 浩 藤田 学

キーワード：低収縮コンクリート，乾燥収縮，自己収縮，高強度コンクリート，高流動コンクリート，人工軽量骨材コンクリート

研究の目的

コンクリート構造物の延命化にとって、ひび割れの発生を抑制し、発生後にはその幅を制御することは重要なことである。しかし、その一方で、骨材の品質の影響によりコンクリートの収縮量が通常の2倍程度となり、供用前に甚大な被害を発生した橋梁も報告されている。このため、コンクリートの収縮量を事前に把握し、これを考慮した設計を行うことや、収縮を低減させるための対策を講じることが重

要である。

本研究では、後者の収縮量の低減対策の一つとして、膨張材と収縮低減剤を組み合わせたコンクリート（以下、低収縮コンクリートと呼ぶ）を取り上げ、通常のコンクリートと特殊コンクリート（高強度、高流動、軽量等）における収縮低減効果を把握するとともに、効果が確認された実橋への適用事例を紹介した。

研究の概要

本研究では、コンクリートの収縮量を低減させる方法として、膨張材と収縮低減剤の組合せを基本としている。図-1に示すように、両者を組み合わせた低収縮コンクリートは、他のコンクリートよりも収縮ひずみが小さく、普通コンクリートの1/3程度にできることが実験により確認された。また、高強度化および高流動化を行った普通骨材コンクリートと人工軽量骨材コンクリートに対しても同様の効果が認められた。それらの特殊なコンクリートにおいては、膨張材と収縮低減剤の組合せのみならず、適切なセメントの選定や石灰石微粉末等の混和材の活用等により、よりひび割れの発生を抑制する対策を講じて実橋への適用を実施している。

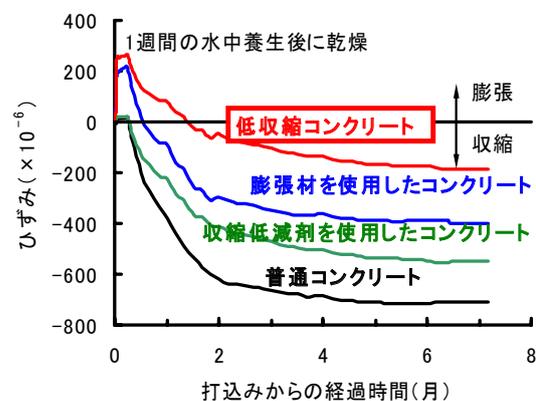


図-1 各種コンクリートの乾燥収縮ひずみの変化

このほか、練混ぜ時に収縮低減剤を混入できない場合の対策としてコンクリート表面への収縮低減剤の塗布による収縮低減効果についても確認を行った。

研究の成果

低収縮コンクリートの室内実験の結果をもとに、美観を重視した RC 張り出し床版（写真-1 参照）、塩害劣化を生じた橋台および PC 部材の断面修復に低収縮コンクリートを適用した事例を紹介した。竣工から 5~10 年間を経過した橋梁（2 橋）には、ひび割れの発生が確認されておらず、低収縮コンクリートは実構造物においてひび割れを抑制する効果があることが実証された。



写真-1 低収縮コンクリートを用いた RC 張り出し床版

Study on Development and Practical Use of Low Shrinkage Concrete

HIDEAKI TANIGUCHI HIROSHI ASAI MASANORI HIGUCHI HIROSHI MIKAMI
MANABU FUJITA

Key Words : Low Shrinkage Concrete, Dry Shrinkage, Autogenous Shrinkage, High Strength Concrete, Self-Compacting Concrete, Lightweight Aggregate Concrete

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 —

谷口 秀明 三上 浩 浅井 洋 樋口 正典 藤田 学

キーワード：繊維補強コンクリート，ビニロン繊維，人工軽量骨材コンクリート，曲げタフネス

研究の目的

短繊維は、コンクリートやモルタルの引張強度、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、耐衝撃性等の向上のほか、最近では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さまざまな用途に使用されている。

PVA 短繊維(以下、ビニロン繊維と呼ぶ)等の合成繊維は、鋼繊維と比べると力学的な補強効果は劣るが、さびを生じず、製造段階での形状加工が容易であり、密度が小さく変形しやすいために施工も容易で、鋼繊維と同様に曲げじん性などの力学特性を改

善することも可能である。しかし、ビニロン繊維を使用したコンクリートの品質や配合設計方法は、鋼繊維を用いた場合に比べて必ずしも明確になっていない。

筆者らは、さまざまなタイプの高じん性コンクリート・モルタルの研究開発を進めるなかで、本論文では、最も基本となり、実際の工事にも展開しやすい、ビニロン繊維を使用した短繊維補強コンクリートの基礎物性を把握し、配合設計の基礎データを得ることとした。

研究の概要

本研究では、短繊維混入率 0~1.5%の範囲でビニロン繊維(写真-1 参照)を使用したコンクリートのフレッシュ性状と力学的特性を確認した。粗骨材には普通骨材と人工軽量骨材(写真-1 参照、骨材の破断面)を使用し、双方の影響を調べた。また、水セメント比は 33,40,50%とし、ビニロン繊維によるじん性付与効果との関係を調べた。力学的特性とは、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である。



写真-1 ビニロン繊維とこれを用いた軽量コンクリートの破断面

研究の成果

実験の結果、①高性能 AE 減水剤により単位水量を 175kg/m³に抑えても、コンクリートの品質には影響を及ぼさないこと、②コンクリートの力学的特性は、短繊維混入率に伴う単位粗骨材絶対容積の変化の影響を受け、その影響は粗骨材の種類(普通骨材、人工軽量骨材)によって大きく異なる傾向を示すこと、③水セメント比 40%以上であれば、短繊維混入率の増加による曲げ強度および曲げじん性係数の効率的な増加を期待できること等がわかった。

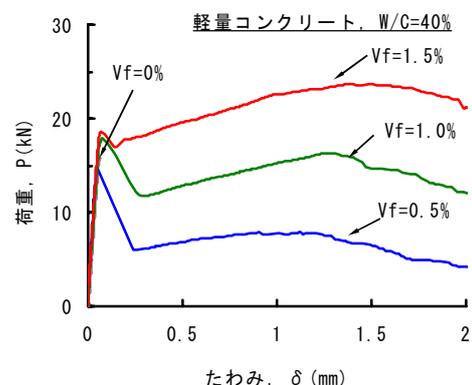


図-1 曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線

Development of Ductile Fiber Reinforced Concrete

— Basic Physical Properties of PVA Fiber Reinforced Concrete —

HIDEAKI TANIGUCHI HIROSHI MIKAMI HIROSHI ASAI MASANORI HIGUCHI

MANABU FUJITA

Key Words : Fiber Reinforced Concrete, PVA Fiber, Lightweight Aggregate Concrete, Flexural Toughness

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 －

谷口 秀明 三上 浩 浅井 洋 樋口 正典 藤田 学

キーワード：人工軽量骨材コンクリート，高流動コンクリート，自己充てん性，強度，ヤング係数

研究の目的

構造用人工軽量骨材を用いたコンクリート(以下、軽量コンクリート)は、軽量化を図ることができる反面、単位容積質量以外の品質・性能も通常のコンクリートと大きく異なる。軽量コンクリートの利点を有効に活用するとともに、軽量コンクリートの欠点を改善し、より付加価値のある軽量コンクリートを検討することが重要である。

近年の軽量コンクリートの用途はほとんどが建築物であり、PC 橋への利用は少ない。このため、PC

橋に使用する、早期から比較的高い強度を有する軽量コンクリートの品質は、必ずしも十分に確認されていない。

そこで、本論文では、PC 部材への適用を想定した軽量コンクリートの品質向上の一環として、人工軽量粗骨材の種類がコンクリートの品質に及ぼす影響を確認するとともに、新たな性能の一つとして自己充てん性を付与した高流動軽量コンクリートの検討を行った。

研究の概要

市販の人工軽量骨材は、それぞれ、骨材の形状、吸水率等の諸物性が異なる。また、粗骨材には 5mm 未満の過小粒が 15%以下の範囲に含まれる。そこで、骨材の種類と過小粒の有無に着目し、同一実験条件で比較的高強度域の軽量コンクリートのフレッシュ性状と力学的特性を確認した。

通常の軽量コンクリートは、振動・締固めによって骨材の浮上を生じ、均質性や施工性を妨げる場合がある。そのため、自己充てん性を有する高流動コンクリートの配合の検討を行った。

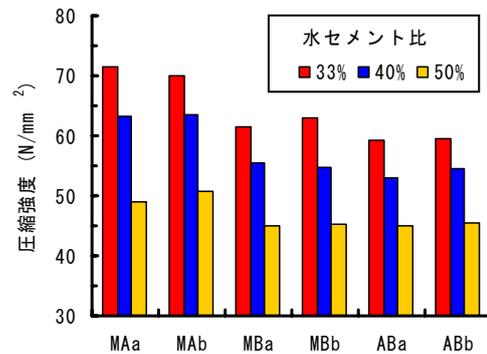


図-1 人工軽量粗骨材の種類および過小粒の有無と圧縮強度の関係

研究の成果

実験の結果、たとえば、図-1 に示すように圧縮強度には人工軽量粗骨材の種類(記号：MA,MB,AB)が影響を及ぼすことがわかった。過小粒(記号：a,b)は圧縮強度への影響は小さいが、引張強度のばらつきには影響しやすいことも確認された。

自己充てん性を有する高流動軽量コンクリートは、写真-1 に示すように、配合を適切に定めれば、粉体系、増粘剤系ともに製造できることがわかった。



写真-1 高流動軽量コンクリートのスランプフロー試験の状況

Study on Quality Improvement of Lightweight Aggregate Concrete

－ Basic Physical Properties and Self-Compactability －

HIDEAKI TANIGUCHI HIROSHI MIKAMI HIROSHI ASAI MASANORI HIGUCHI
MANABU FUJITA

Key Words : Lightweight Aggregate Concrete, High-Fluidity Concrete, Self-Compactability, Strength, Young's Modulus

高強度コンクリートのアルカリシリカ反応性に関する研究

谷口 秀明 三上 浩 浅井 洋 樋口 正典 藤田 学

キーワード：高強度コンクリート，アルカリシリカ反応，弾性係数，圧縮強度，混和材

研究の目的

アルカリ骨材反応は、反応生成物の生成や吸水に伴う膨張により、コンクリートのひび割れや鉄筋の破断等、甚大な被害を招く可能性がある。アルカリ骨材反応のうち、我が国で発生しているものは、アルカリシリカ反応である。

土木工事、建築工事のいずれにおいても、高強度コンクリートにはアルカリシリカ反応性が無害と判定された骨材を使用することになっている。しかし、良質な骨材が減少するなかで、無害と判定された骨材が安定供給できるとは限らない。計画から竣工ま

での期間において、採石場の地層変化等により、無害でない骨材が混入する可能性もある。

PC 橋には比較的高い強度域のコンクリートが多用されるため、他の構造物よりもアルカリシリカ反応性の迅速な判定や抑制対策の重要度が高い。そこで、本研究では、PC 橋に使用される高強度域のコンクリートを対象とし、モルタルバー法とコンクリートバー法によってアルカリシリカ反応性を把握するとともに、混和材による反応抑制効果について確認を行った。

研究の概要

本研究では、まず、図-1 に示すように、モルタルバーを用い、JIS 法と 3 種類の促進法により、反応性骨材の膨張特性を把握した。次に、高強度コンクリートの配合条件を試験結果に反映させるため、コンクリートバーを用い、試験条件を変えて反応を促進できる方法を検討した。また、各種混和材をセメントに置換し、反応を抑制する効果についても確認を行った。このほか、膨張ひずみが圧縮強度および弾性係数に及ぼす影響等を調べた。

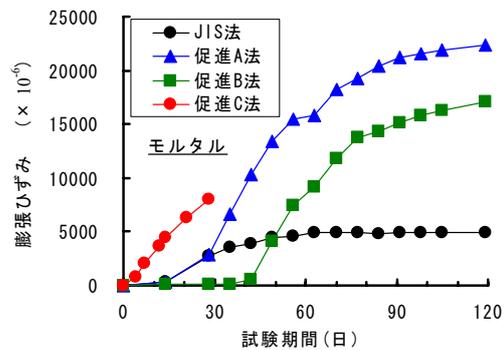


図-1 モルタルバーによる膨張ひずみの測定結果

研究の成果

図-2 に示すとおり、高強度コンクリートを用いた場合の膨張促進条件を確認することができた。また、PC 部材への適用として必要な初期強度発現を損ね

ない範囲で混和材の種類と置換率を決めて使用しても、図-3 に示すように膨張を抑制する効果があることがわかった。

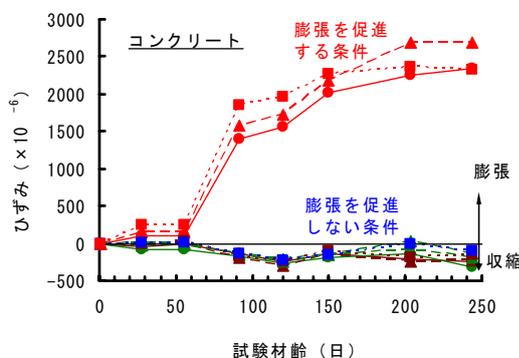


図-2 コンクリートバーによる膨張促進条件の把握

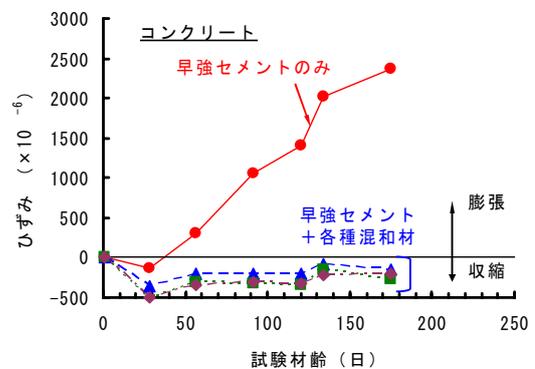


図-3 混和材の使用による膨張抑制効果の把握

Study on Alkali-Silica Reactivity of High Strength Concrete

HIDEAKI TANIGUCHI HIROSHI MIKAMI HIROSHI ASAI

MASANORI HIGUCHI MANABU FUJITA

Key Words : High Strength Concrete, Alkali-Silica Reaction, Modulus of Elasticity,

Compressive Strength, Mineral Admixture

P&PC セグメントの耐火性能試験

三上 博 金子 正士 鈴木 明彦 松井 崇

キーワード：シールドトンネル、セグメント、火災、耐火性能、PC 鋼より線

研究の目的

P&PC セグメントは、あらかじめシースを埋め込んだコンクリート製のセグメントを組み立てた後に、セグメントのひとつに設けた切り欠き部から、PC 鋼より線を挿入し、緊張定着することによって、プレストレスを導入する新しいタイプのシールドトンネル用セグメントである。本セグメントを道路トン

ネルに用いる場合には、他の覆工構造と同様に、トンネル内火災に対する十分な耐火性能が要求される。今回、本セグメントに対する耐火性能試験およびそのシミュレーション解析を行い、特に火災によるPC 鋼より線に対する影響について調べた。

研究の概要

道路トンネル仕様の直径φ11,300mm、厚さt400mmのセグメントをモデルとして、加熱試験用に幅600mm、長さ2,000mmの切出し平板モデルの試験体を作成した。耐火被覆の条件として、パネル方式(Case1)、耐火モルタル吹き付け式(Case2)および耐火被覆なし(Case4)の3条件、セグメン

ト位置条件を本体、継手の2条件として、組み合わせにより4ケースの試験を行った。水平炉上に試験体を並べ、RABT 曲線(1,200℃, 60分)による加熱を行った。あわせて、二次元有限要素法による非定常熱伝導解析による加熱試験のシミュレーション解析を行った。

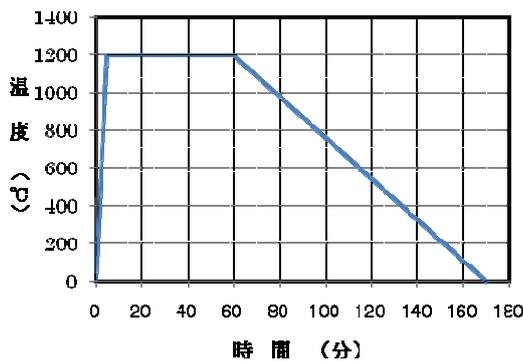


図-1 加熱曲線 (RABT 曲線)



写真-1 加熱試験状況

研究の成果

加熱試験における温度計測結果およびシミュレーション解析結果から、トンネル火災時 (RABT 曲線加熱時) のセグメント中の PC 鋼より線の最高到達温度は、パネル方式の耐火被覆を施したケース (Case1) で、約 53℃、耐火モルタル吹き付け被覆のケース (Case2) で約 37℃であった。

適切な耐火被覆を施すことによって、P&PC セグメントは、道路トンネルに要求される耐火性能を十分満足することが確認された。

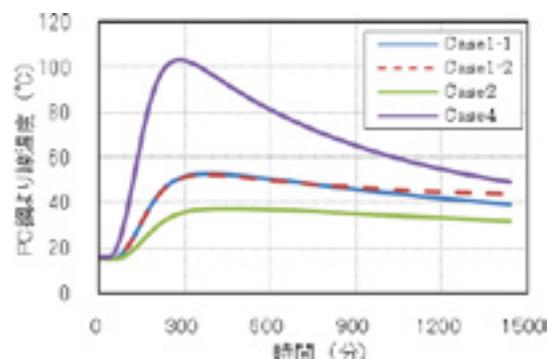


図-2 PC 鋼より線の温度変化 (解析結果)

Fireproof Performance Tests of P&PC-Segments

HIROSHI MIKAMI MASASHI KANEKO AKIHIKO SUZUKI TAKASHI MATSUI

Key Words : Shield-Tunnel, Segment, Fire, Fireproof, Steel Strands

床振動評価のための加振力に関する基礎的研究 一人の動作による加振力の同定と標準加振源の選定

原田 浩之 小坂英之

キーワード：床スラブ、鉛直振動、加振力、人の動作、標準加振源

研究の目的

内部加振源（たとえば人の動作や生産機器等の稼働など）により生じる床スラブの振動を、数値計算によって推定するためには、加振力の時刻歴波形が必要である。しかしながら、加振力の時刻歴波形は、たとえば人の動作のように比較的再現性のあるものに限っても、整備されているとは言い難いのが実状である。そこで本研究では、歩行や小走りなど人の動作による加振力を実測し、数値計算に適用できる

加振力モデルを構築している。

一方、現地での測定によって、床スラブの振動を評価したり、数値計算の妥当性を検証したりするためには、汎用性のある安定した加振源が必要である。そこで本研究では、各種衝撃源の加振力を測定し、加振力の大きさやばらつきの程度を評価することによって、それら加振源の標準加振源としての適用性について検討している。

研究の概要

日常的な人の動作として、歩行・小走りを選定し、加振力を実測するとともに、実用的な加振力モデルを提案した。また、エアロビクス運動による床振動を予測するために、足踏み・連続ジャンプ・膝屈伸による加振力を実測し、加振力モデルを作成した。

さらに、標準加振源の候補として、砂袋・JIS A 1418-2:2000 に規定されるゴムボールおよびバングマシン（タイヤ）の3つを取りあげ、かかと衝撃や跳びはねによる加振力と比較しながら、それら衝撃源の標準加振源としての有用性について検証した。



写真-1 歩行加振力の実測状況



写真-2 衝撃源の加振力測定状況

研究の成果

本研究の成果として、人の動作に関しては、図-1に示すような加振力モデルが定められた。また、各種衝撃源による加振力のばらつきの程度が、図-2に

示すように明らかになり、体感領域における床振動評価のための標準加振源として、JIS に規定されるゴムボールが有用であることが確認された。

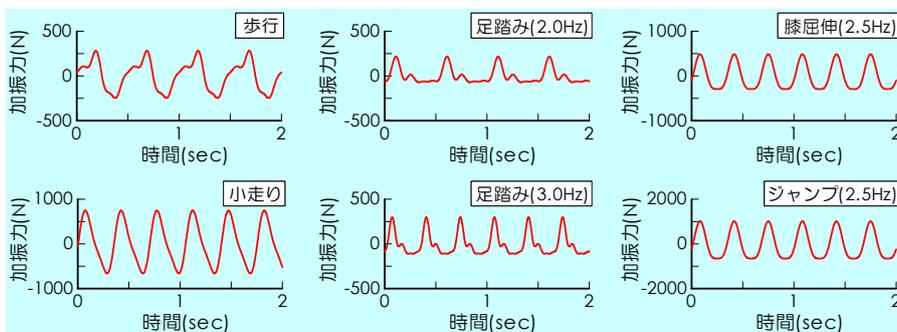


図-1 人の動作による加振力のモデル波形

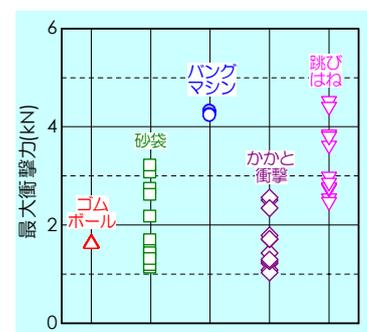


図-2 最大加振力のばらつき

Fundamental Study of Exciting Force Used for the Estimation of the Severity of a Floor Vibration
- Estimation of Human Induced Exciting Force and Decision of Standard Impulsive Force -

HIROYUKI HARADA HIDEYUKI KOSAKA

Key Words : Floor Slab, Vertical Vibration, Exciting Force, Human Movements, Standard Impulsive Force

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

江頭 寛 小坂 英之 山中 久幸 田野 健治 梅木 俊毅

キーワード : RC ブレース, プレキャスト, 混合構造, 免震構造, 圧縮強度

研究の目的

鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁からなる混合構造の耐震要素として、圧縮のみに抵抗するプレキャスト RC ブレースを適用する工法を考案した。本研究では、RC ブレースの圧縮強度、ブレース仕口部の接合形式、およびブレースを有する架構の破壊性状と水平耐力を検証するために、以下の3種類の実験を実施した。

- ①ブレース単材の圧縮実験
- ②ブレース仕口部を対象とした部分架構実験
- ③ブレースを有する架構の水平加力実験

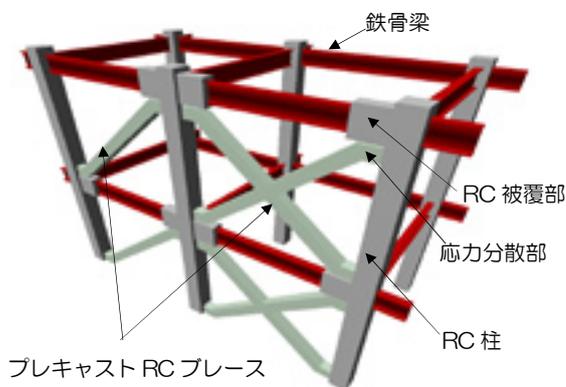


図-1 架構の概要図

研究の概要

実験①では、座屈長さの断面せいに対する比 L_k/D が 18, 15, 13 の中心圧縮試験体と、荷重の偏心距離の断面せいに対する比 e/D が $1/12$, $1/6$ の逆対象偏心圧縮試験体の加力を行い、 L_k/D や e/D の違いが RC ブレース単材の圧縮強度に与える影響を検証した。実験②では、ブレース仕口部の接合形式や形状の異なる合計 10 体の T 字形部分架構の加力を行い、仕口部のディテールや当該部の強度の検討を行った。実験③では、ブレースの配置形式 (1 方向と 2 方向) やブレースの接合形式の異なる合計 3 体の 1 層 1 スパン架構の水平加力を行った。



図-2 RC ブレースの各種加力実験

研究の成果

偏心のないブレース単材の圧縮強度は、コンクリートと鉄筋の強度を累加した中心圧縮強度 N_0 の約 0.9 倍となり、偏心のあるブレースは N_0 の約 0.6~0.8 倍になった。架構に組み込んだ RC ブレースは、仕口部周辺の応力集中による破壊を生じやすく、これを回避するために応力分散部を設けた接合形式を用いることが有効であることを確認した。ブレースを有する架構の水平耐力は、ブレースの配置形式や仕口部の接合形式に関わらずほぼ同じ値となり、ブレースの最大軸力は、 N_0 の 0.8~0.9 倍になった。

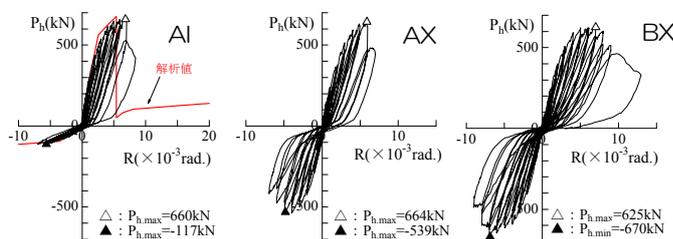


図-3 RC ブレースを有する架構の水平加力実験結果

Experimental Study on Mixed Structure with Precast RC Brace

HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA KENJI TANO
TOSHITAKE UMEKI

Key Words : RC Brace, Precast, Mixed Structure, Base Isolation Structure, Compressive Strength

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

— 架構の塑性変形能力に関する実験的研究 —

新上 浩 小坂 英之 山中 久幸 谷垣 正治

キーワード：柱梁接合部, プレキャストコンクリート, 機械式継手, 塑性変形能力, 付着

研究の目的

プレキャスト化率の高い鉄筋コンクリート造建築物の施工法として、柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合し、柱梁接合部のコンクリートを現場打設する工法が多く採用されている。

本研究は、このように柱梁接合部内で機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関するものであり、既報では梁曲げ降

伏型となる十字形部分架構の加力実験結果について報告した。

本報告は、梁曲げ降伏後の架構の変形能力を把握するために行った加力実験結果について報告するものである。また継手位置の違いが構造性能に与える影響を確認するために、機械式継手を接合部内に片寄せで配置した試験体も併せて計画した。

研究の概要

試験体は、梁の曲げ降伏後に柱梁接合部のせん断破壊が発生することを想定した約 1/1.6 縮尺の十字形架構 3 体で、梁曲げ降伏時の柱梁接合部のせん断応力および柱梁接合部内の梁主筋の付着応力の両者が、それぞれせん断強度、付着強度の計算値とほぼ等しくなるように計画した。使用する機械式継手は、スリーブとねじふし鉄筋の隙間にモルタルを充填する方式の継手 (BT-C)、ねじふし鉄筋を接続するカプラーにモルタルを注入する方式の継手 (FJ-C, FJ-E) の 2 種類である。

機械式継手の位置は、BT-C と FJ-C では柱梁接合部中央に配置し、FJ-E では柱梁接合部の端部に片寄せで配置している。

表-1 試験体の諸元

試験体名		BT-C	FJ-C	FJ-E
梁	断面寸法 [mm]	360 × 550		
	主筋	上端筋	4-D25+2-D25 (SD390)	
		下端筋	4-D25+2-D25 (SD390)	
	横補強筋	4-D10@100 (SD295A)		
柱	断面寸法 [mm]	550 × 550		
	主筋	16-D22 (SD390)		
		4-D10@70 (SD295A)		
	横補強筋	2-D10 (SD295A) 5組		
接合部	断面寸法 [mm]	550 × 550		
	横補強筋	2-D10 (SD295A) 5組		
	横補強筋比 [%]	0.33		
	梁主筋の継手の種類・配置	種類	スリーブ	カプラー
外径		φ53.5	φ38	
長さ [mm]		300	250	
配置		中央	端部	
コンクリート設計基準強度 [N/mm ²]	42			
軸力 [kN]	782			

研究の成果

柱梁接合部内に機械式継手を用いた架構において、最大耐力は、継手の種類に関係なく梁の曲げ耐力により決定し、既往の評価式で評価可能であった。ただし、接合部のせん断余裕度が大きくない場合においては、在来工法と同様に梁降伏後の繰り返し載荷

の影響により柱梁接合部のせん断破壊を起こし、その際の架構の塑性率は、在来工法と同様の方法で評価可能であった。また本実験の範囲においては、機械式継手の配置位置による荷重-変形角関係、最大耐力および破壊形式への影響は見られなかった。



写真-1 試験体加力状況

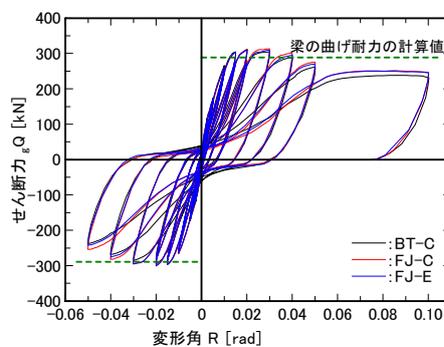


図-1 梁せん断力-変形角関係

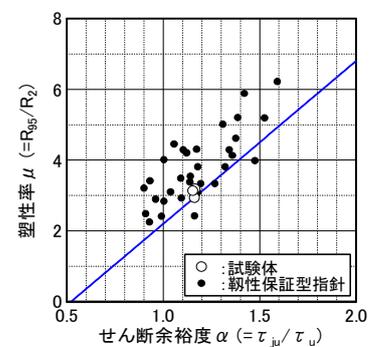


図-2 塑性率とせん断余裕度

Loading Tests of RC Frames Arranged Mechanical Joints within Beam-column Joint
-Experimental Study on Plastic Deformation Capacity of RC Frames-

HIROSHI SHINJO HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA MASAHARU TANIGAKI

Key Words : Beam-Column Joint, Precast Concrete, Mechanical Joint, Plastic Deformation Capacity, Bond

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

田野 健治 菅谷 和人 蓮尾 孝一 小坂 英之

キーワード：プレキャスト、柱梁接合部、通し筋、貫通孔、シース、付着

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、さまざまなプレキャスト工法の開発を行ってきたが、更なる施工の合理化を目指して、図-1に示す梁主筋の貫通孔を有するプレキャスト柱梁接合部を用いるプレキャスト工法を考案している。

本報告では、図-1に示すプレキャスト工法において、他のプレキャスト工法と大きく異なる梁通し筋の定着方法に焦点を当て、柱梁接合部内における梁通し筋の付着性状を確認することを目的として、柱梁接合部内の応力状態を模擬した加力実験を実施したので、その結果を報告する。

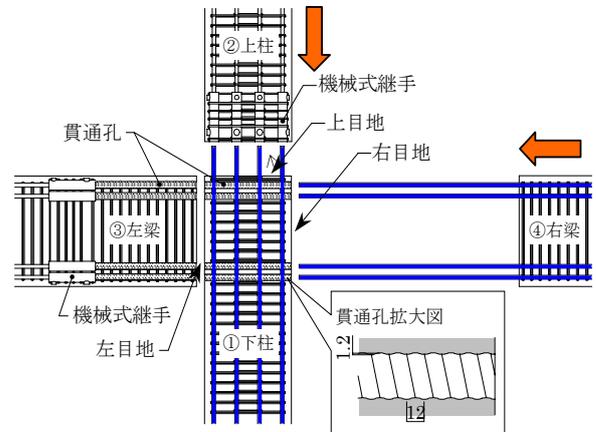


図-1 プレキャスト架構の組立て概要図

研究の概要

加力実験は総数4体で実験を行い、主にコンクリートを一体打設した試験体と本プレキャスト工法試験体の付着性状を比較している。表-1に試験体一覧を示す。実験パラメータは、コンクリート強度と貫通孔を形成する孔型枠の種類である。

表-1 試験体一覧

試験体	コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm ²)	孔型枠の種類	柱軸力比 σ_0/F_c
No.1	60	—	0.2
No.2		リップ付きエア加圧式ゴムバッグ	
No.3	30	鋼製シース管(井3060)	0.2
No.4		リップ付きエア加圧式ゴムバッグ	

※ σ_0 : 柱軸応力度 (N/mm²)

図-2に試験体図を示す。試験体は、接合部中心から上部柱の曲げモーメントの反曲点位置までを取り

出したほぼ実大の形状である。試験体の幅は、梁主筋1本当たりの負担幅である。

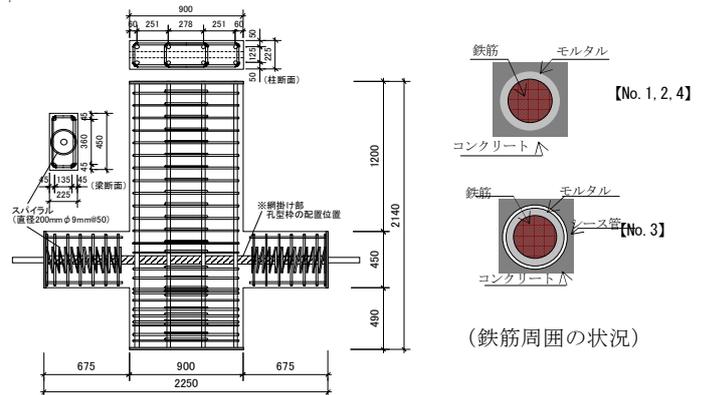


図-2 試験体図

研究の成果

新しいプレキャスト工法の実現性を検討することを目的として、柱梁接合部内の応力状態を模擬した加力実験を実施した。その結果、主に図-3に示す荷重-変形関係から、以下のことを確認した。

- ・本実験の範囲においては、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工法と在来工法では、工法の違いによる大きな差異は見られず、検討のプレキャスト工法における梁通し筋の付着性状は良好であると判断される。

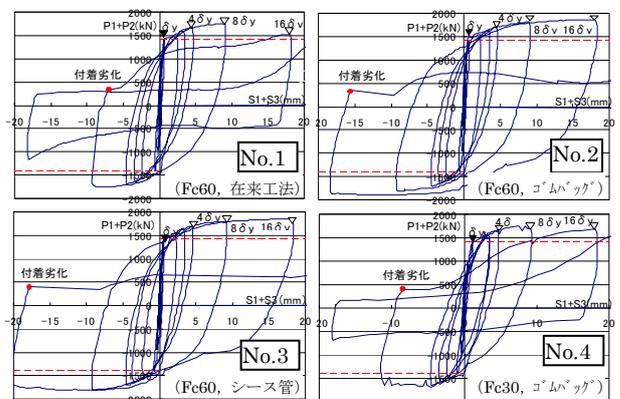


図-3 荷重-変形関係

Experimental Study on Bond Characteristics of Beam Reinforcement Passing through Precast RC Beam-Column Joints

KENJI TANO KAZUHITO SUGAYA KOUICHI HASUO HIDEYUKI KOSAKA

Key Words : Precast, Beam-Column Joint, Main Reinforcement, Opening, Sheath, Bond

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

小幡 達也 鈴木 亨 中南 滋樹 木田 英範

キーワード：制震構造, 粘弾性ダンパー, 非構造部材, PCa 版, 解析モデル

研究の目的

従来の制震構造では構造体の層間変形をダンパーに入力して減衰を得る方法が一般的である。一方、本研究では非構造部材である外壁の PCa 版にダンパーを設置したものを制震要素として評価し、建物

の地震時における応答性状を改善する制震システムを開発した。小型のダンパーを使用するため、特別な補強等を必要としない、意匠計画への影響がほとんどないなどの利点が期待できる。

研究の概要

粘弾性ダンパー（図-2）を PCa 版の目地を跨ぐように設置すると、層間変位が生じた際に PCa 版のロッキングによってダンパーにせん断変形が生じ、エネルギーを吸収する。版のロッキング挙動や架構の復元力特性を確認するために、PCa 版を 1/2 スケールとした架構の動的加力実験を行った（図-1）。図-3 に示すように、PCa 版のロッキングによる復元力は面積を持った S 字曲線を描き、これにダンパーを設置することで、エネルギー吸収能力が大きく向上する。また実験から、ダンパーへのせん断変形の入力は計算値に比べ小さな値となることがわかった。以上をふまえ、架構の復元力特性をモデル化し（図-3 の破線）、そのモデ

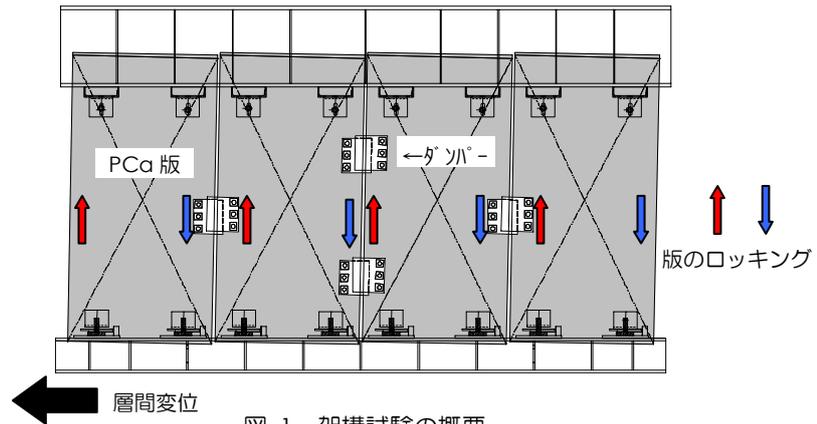


図-1 架構試験の概要

ルを用いて表-1 に示す建物に本システムを適用した場合の効果を検討した。表-2 に示す固有値解析結果によると、本システムを適用した場合には、2%前後の減衰を付加することができる。

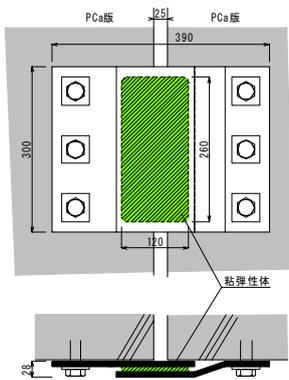


図-2 ダンパー部の詳細図

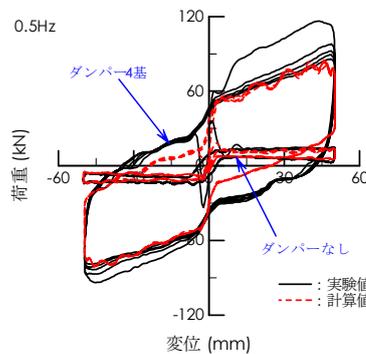


図-3 架構の履歴曲線

表-1 適用建物の概要

構造種別	S造	階数	10階建
階高(基準階)	4m	建築面積	860m ²

表-2 固有値解析結果

解析ケース	層間変形角	1次固有周期 T (sec)	等価減衰定数 h
1 基準	-	1.422	0.02
2 ダンパー-64基	1/400	1.357	0.046
	1/200	1.383	0.037
	1/100	1.399	0.032
3 PCa版考慮+ダンパー-64基	1/400	1.349	0.045
	1/200	1.376	0.037
	1/100	1.391	0.032

研究の成果

本研究の実験および解析結果から以下の知見を得た。

- ① PCa 版にダンパーを設置した場合の架構全体の復元力は、PCa 版の傾斜復元力とダンパーの減衰力を足し合わせたものとなる。

- ② 解析上、ダンパーは水平方向に置換した Voigt モデルに低減係数を乗じることで評価できる。
- ③ 表-1 の建物に本システムを適用したところ、約 2%の減衰を付加することができた。

Development of Seismic Control System using Wall Panels with Viscoelastic Dampers

TATSUYA OBATA TORU SUZUKI SHIGEKI NAKAMINAMI HIDENORI KIDA

Key Words : Seismic Control System, Viscoelastic Damper, Nonstructural Member,

PCa Curtain Wall, Analysis Model

実測資料に基づく制振建築物の減衰性能調査

平田 裕一

キーワード：制振建築物, 実測データ, 固有周期, 減衰定数

研究の目的

建築物が持つ減衰性能の評価は、地震や風に対する建築物の応答を把握するために必要不可欠なものである。本論は、制振建築物に着目し、制振装置やエネルギー吸収部材による付加減衰を含めた制振建

築物の減衰性能の現状を日本建築学会大会梗概集に基づいて調査するものである。収集した制振建築物の実測固有周期および実測減衰定数に基づいて、その傾向分析を行っている。

減衰データベース

本実測データ調査の調査対象とした文献は、日本建築学会大会梗概集である。調査範囲は、制振建築物の竣工年度を参考にして、1987～2007年度までの21年間とした。なお、建築物の実施例やその際に行われた強制振動実験等の報告は、大会梗概集の振動分野に集中していることから、1987年～1994年：B(構造Ⅰ)、1995年～2007年：B-1(構造Ⅰ)、B-2(構造Ⅱ)に掲載された論文に限定している。

調査項目は、制振建築物の階数、軒高、構造種別、

固有周期、減衰定数、制振装置、制振装置の状態、実験方法、減衰評価法等である。

調査対象制振建築物の総数は71棟であり、その内訳は、一般建築物59棟、塔状建築物12棟である。新築物件66棟、耐震改修物件5棟である。また、鉄骨造(S,CFT)64棟、鉄筋コンクリート造(RC)5棟、木造(W)2棟である。

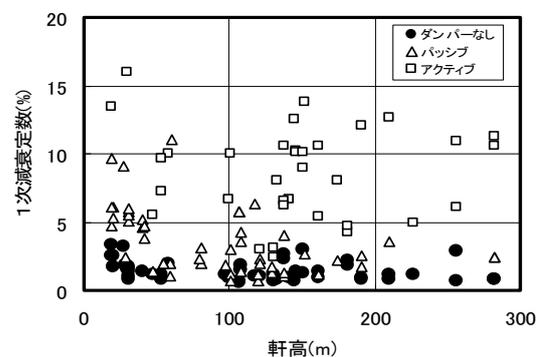
作成した制振建築物の減衰データベースが、論文の付録に示されている。

研究の成果

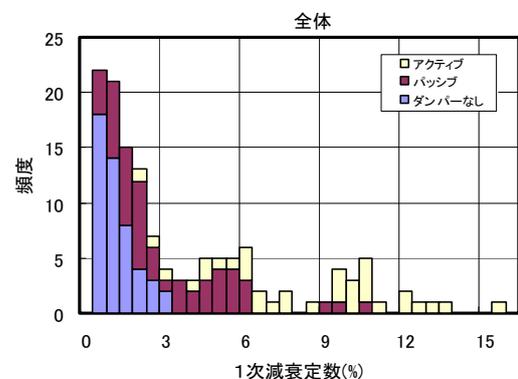
パッシブ制振の減衰定数 h_1 は、最大値 11.0%、最小値 0.66%、平均値 3.49% である。軒高の増加に伴い減衰定数がやや低下する傾向がある。高層化に伴い、層間変形に占める曲げ変形の割合が大きくなり、制振装置の効率が低下するためと思われる。またパッシブ制振の付加減衰は、約 5% 以下が累積頻度 90% を超えている。

アクティブ制振の減衰定数 h_1 は、最大値 16.0%、最小値 2.40%、平均値 8.60% である。軒高に関わらず、減衰定数が $h_1=2\% \sim 16\%$ という大きな幅の中にばらつく傾向が見られる。アクティブ制振では、建築物の曲げ変形に対して制振装置の効率が低下しないため軒高の影響が小さいと思われる。また、減衰定数のばらつきは、アクティブ制振の性能のばらつきというよりも、設計目標としている減衰定数の違いを反映しているものと思われる。

図-1(a),(b)に制振建築物(全体)の軒高と1次減衰定数の関係およびヒストグラムを示す。図より、 $h_1=6 \sim 7\%$ を境にしてパッシブ制振からアクティブ制振の頻度が大きくなっていることが分かる。



(a) 軒高と減衰定数の関係



(b) ヒストグラム

図-1 一般制振建築物(全体)

Damping Properties of Response Controlled Structures
Based on Observed Data for Actual Building

YUICHI HIRATA

Key Words: Response Controlled Structure, Observed Data, Natural Period, Damping Factor

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

中南 滋樹 木田英範 平田裕一 鈴木 亨 田中久也

キーワード：定点理論, パッシブ制振, 多段調整, 慣性質量, バネ要素

研究の目的

筆者らは、これまでに層間加速度に依存して慣性質量効果を有する要素と粘性要素およびバネ要素からなる同調質量系ダンパー（図-1）を制御対象の系に組み込んだ新しいダンパーシステム（図-2）を提案している。

これら同調質量系ダンパーを単一に用いる問題点

は、制振効果が制御対象やダンパー各要素のパラメータ変動の影響を受けやすく、実用面での信頼性に難点があることがあげられる。

本報では、この問題点を改善するために、異なる固有振動数をもつダンパーを多段配置した定点理論に基づく応答制御法を提案する。

研究の概要

まず、系の基部に入力される地動調和加振に対する変位応答倍率、加速度応答倍率を対象に定点理論に基づく多段調整型の最適同調条件（図-3）を導いた。次に、導き出された最適同調条件より応答倍率曲線を示すとともに、本システムの応答性状についての考察を行った。

また、設計仕様変動（主系のバネ定数、付加系の減衰定数）に対する制振効果への影響を検討するとともに、本システムのさらなるロバスト性の向上をめざした調整法の提案を行った。

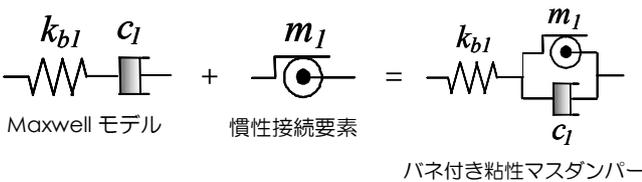


図-1 ダンパー構成要素

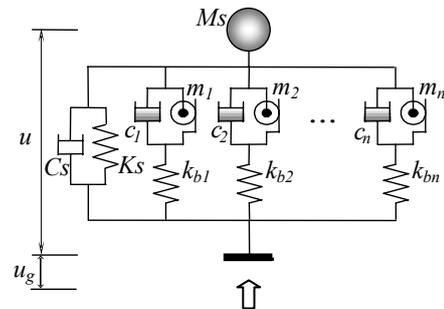


図-2 多段調整型ダンパーシステム

研究の成果

定点理論に基づく多段調整型バネ付き粘性マスダンパーの応答制御法を検討した結果、以下のことがわかった。①多段調整型にすることにより単一型より応答倍率が小さくできる（図-4）、②安定した制振効果が得られる制御幅が広い、③設計仕様変動（主

系のバネ定数（図-5）、付加系の減衰定数）に対する影響を受けにくい。また、定点理論に基づく最適同調条件を低振動数側と高振動数側にさらに少しずつずらすことにより、本システムの応答特性のロバスト性が改善できることがわかった（図-5 調整例）。

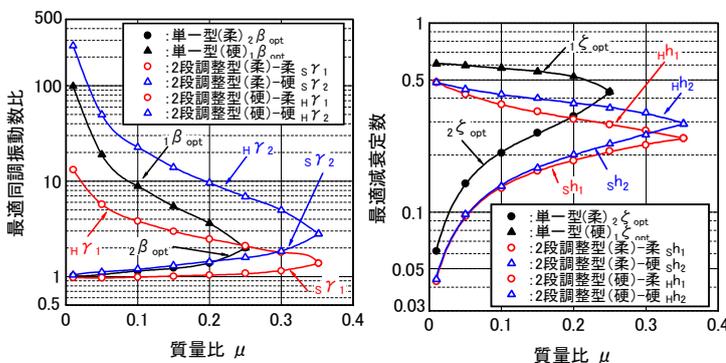


図-3 変位最適同調条件

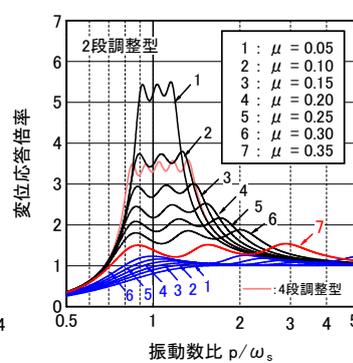


図-4 変位応答倍率曲線

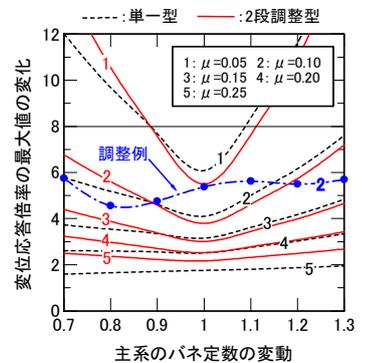


図-5 ロバスト性能

Response Control Method of Multi-Tuning Viscous Mass Dampers with Spring Based on Fixed Points Theory

SHIGEKI NAKAMINAMI HIDENORI KIDA YUICHI HIRATA TORU SUZUKI HISAYA TANAKA

Key Words : Fixed Points Theory, Passive Control, Multi-Tuning, Inertial Mass, Spring

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 河上 浩司 蓮尾 孝一 西本 好克

キーワード：超高強度コンクリート，強度発現，初期高温履歴

研究の目的

設計基準強度(F_c)100~150N/mm²級の超高強度コンクリートが実用段階を迎えるなか、温度応力や長期クリープ変形を精度よく評価すべく、その強度発現を予測する実用的な手法の開発が求められている。

超高強度コンクリートの強度発現は、自らの水和発熱による初期高温履歴に大きく影響されることが知られている。そのなかで、筆者らは初期高温履歴中の

最高温度 T_{max} [°C]が構造体コンクリート強度へ大きく影響することや、温度条件によっては強度発現をマチュリティで予測できないことを確認してきた。

本研究は、超高強度コンクリートについて、初期高温履歴が強度発現へ及ぼす影響を実験的に明らかにし、その結果より実用的な強度発現予測手法を確立することを目的としている。

研究の概要

図-1に示す、実構造物の初期高温履歴を模擬し T_{max} を変化させた温度条件下で供試体を養生し、その強度発現を確認した。圧縮強度と有効材齢との関係について、それぞれの T_{max} に着目して整理した。

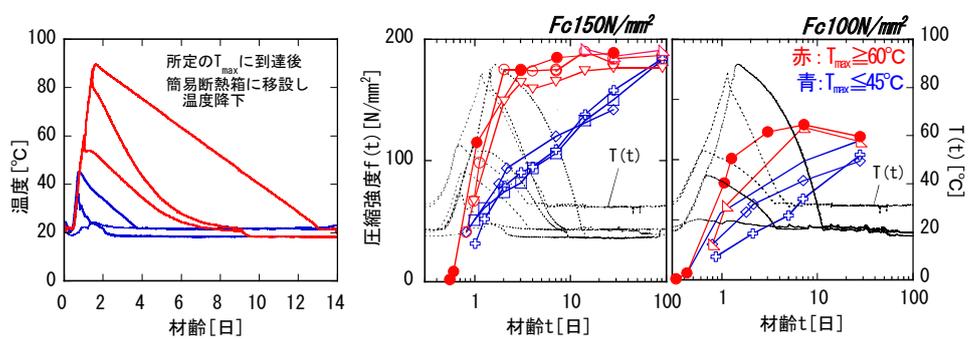


図-1 試験体に与えた初期高温履歴および圧縮強度の測定例

研究の成果

- 1) 強度発現特性は、初期高温履歴時における最高温度 T_{max} で 45°C~60°C を境とし、大きく変化する。
- 2) 圧縮強度と有効材齢との関係は、 T_{max} で 45~60°C を境として2つの傾向に大別され、圧縮強度はそれぞれの温度履歴の範囲で、有効材齢によりおおむね統一的に評価できる。

- 3) JCI 研究委員会式の各係数を T_{max} に関連付けることで、初期高温履歴を受ける F_c 100~150 N/mm² 級の超高強度コンクリートの圧縮強度について、若材齢から長期材齢にわたり適用可能な予測式を提案した。

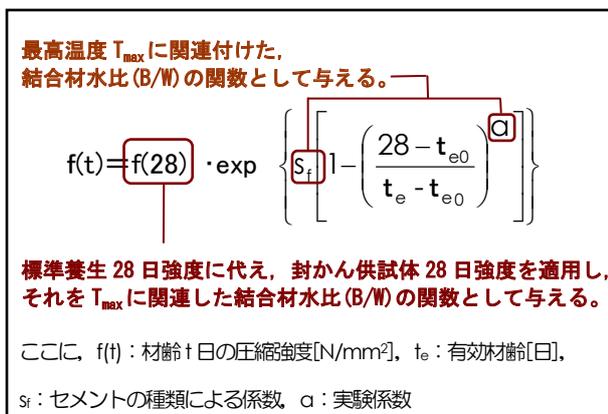


図-2 JCI 研究委員会式を修正することにより提案した強度発現予測式

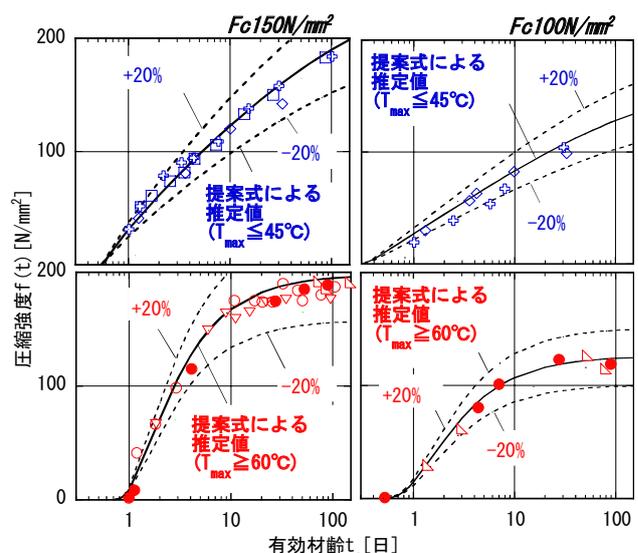


図-3 提案手法による推定値と実測値との比較

Strength-Developing Properties of Ultrahigh Strength Concrete Subjected to a Temperature History at Early Age

TAKU MATSUDA HIROSHI KAWAKAMI KOICHI HASUO YOSHIKATSU NISHIMOTO

Key Words : Ultrahigh Strength Concrete, Strength Development, Temperature History at Early Age

逆解析による高強度コンクリートの発熱特性値の評価

河上 浩司 蓮尾 孝一 松田 拓 西本 好克

キーワード：高強度コンクリート，低熱ポルトランドセメント，シリカフューム，温度解析

研究の目的

近年、150N/mm²級の高強度コンクリートの研究が行われているが、水和初期の温度履歴が強度発現や自己収縮の進行に影響することが知られている。すなわち、温度解析の精度向上は、コンクリート強度発現の推定や初期養生計画の策定そしてひび割れ対策においても重要といえる。

研究の概要

低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを混合した結合材を用いて、高強度コンクリートを練り混ぜ、周囲を断熱した小型試験体を製作し温度履歴を測定した。その後、測定した温度履歴を再現する（図-1 参照）ように、FEMによる温度解析の計算条件として用いる断熱材の物性や、断熱温度上昇曲線を表す式(1)のK値ならびに α 値を算定した（本論では逆解析と称す）。その後、逆解析により得られた値を単位結合材量やコンクリートの打ち込み温度で整理し、式(2)と式(3)を導いた。さらに提案式により算出されるK値と α 値を用いて模擬柱試験体の温度解析を行い、実測値との比較（図-2 参照）により提案式の妥当性を検証した。

$$Q(t) = K \left(1 - e^{-\alpha(t-DI)^\beta} \right) \quad (1)$$

$$K = 0.037 \times B + 20.16 \quad (2)$$

$$\alpha = 0.00126 \times B + 0.0213 \times CT + 0.773 \quad (3)$$

ここに、 $Q(t)$ ：断熱温度上昇量（℃）、K：最終断熱温度上昇量（℃）、t：材齢（h）、 α ：温度上昇速度に関する係数、 β ：セメントの特性に関する係数、

研究の成果

低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを混合した高強度コンクリートについて、K値と α 値の検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

①周囲を断熱した小型試験体の温度測定結果を逆解析することでK値と α 値を評価し、算出式を提案した。

そこで今回、100～180N/mm²の高強度コンクリートを対象に、温度解析に必要な最終断熱温度上昇量K値と、温度上昇速度に関する係数 α 値を検討し算出式を提案した。さらに提案式により算出されたK値と α 値を用いて模擬柱試験体の温度解析を行い、その妥当性を検証した。

DI：遅延剤の効果を表す係数、B：単位結合材量（kg/m³）、CT：コンクリート温度（℃）

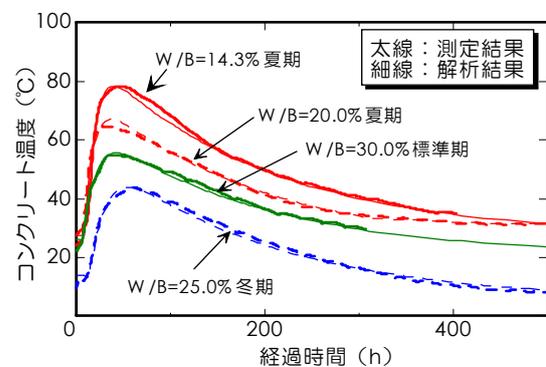


図-1 小型試験体の逆解析の例

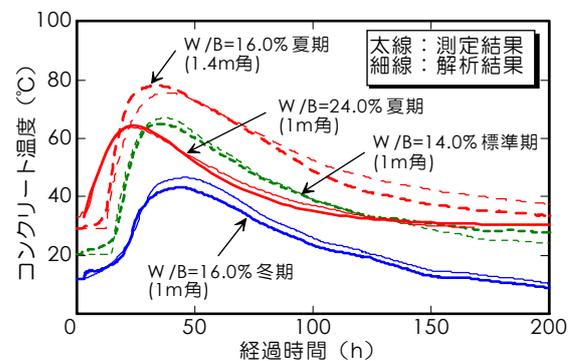


図-2 模擬柱試験体中心部における検証

②K値は単位結合材量のみで、 α 値は単位結合材量とコンクリート温度を組み合わせることで評価が可能であった。

③提案式により算出したK値ならびに α 値を用いて温度解析を行い、部材の温度履歴を推定できることを確認した。

Evaluation of Heat Generation Characteristic Values of High Strength Concrete with Inverse Analysis

HIROSHI KAWAKAMI KOICHI HASUO TAKU MATSUDA YOSHIKATSU NISHIMOTO

Key Words : High Strength Concrete, Low Heat Portland Cement, Silica Fume, Thermal Analysis

機能性建材比較検証システム

酒井 英二 紺野 康彦 吉田 昌司 岩野 秀之 島田 潔

キーワード：機能性建材, 比較検証, データベース, どこでも検索, どこでも入力

研究の目的

「新しい機能が付加された建材」あるいは「著しく高性能な建材」とされている機能性建材は、近年増え続ける傾向にあるが、その情報は十分には集まっておらず、建材としての基本的な性能についても不明なものが多い。

現状では各メーカーが独自の手法により評価しており、実環境に合ったものとはなっていないことが多く、設計・施工現場等で建材を選択する際、容易に

比較検証を行うことが困難な状況である。一方、効果検証結果や実績等があるにもかかわらず、情報を共有する手段が整備されていないために、有用な情報が埋もれている状況にある。

そこで、機能性建材を比較検証しながら選択でき、かつ埋もれている有用な情報の共有化も可能なシステム（機能性建材比較検証システム）を開発した。

研究の概要

図-1に機能性建材比較検証システムの概要を示す。

まず、情報の書式を統一することにより比較検証を可能にしようと考え、機能性建材情報収集シートを作成し、建材を取り扱っているメーカーにシートへの記入を依頼した（図-1 左側）。シートの項目は、製品名や会社名等の基本情報以外に、機能名称、製品概要、施工部位、材工区分、工種分類、特色、長所、使用上の注意、他社製品との違い、実績・件数、参考価格等とした。特に、項目としてはないが記入例において、製品概要では「製品機能のメカニズム」、特色では「耐用年数」、長所では「特許や各種受賞歴」、他社製品との違いでは「製品選択のポイント」、実績・件数では「当社での実績があれば、その時の建材メーカー等の担当者名および当社の担当者名」の記入を依頼した。合わせて、カタログ、サンプル、施工要領書、性能試験等の技術資料の情報収集も行った。記入依頼は、建材メーカー等計 238 社に対して行った。回答があったのは、126 社（回答率 53%）であったが、複数の建材を有するメーカーもあり、建材

数は全部で 300 を超えた。

つぎに、機能性建材情報収集シートの書式で収集した情報を機能性建材データベースに入力し、どこからでも情報の検索、閲覧および入力が可能なシステムとし（図-1 右側）、実績等の収集（フィードバック）に努め、埋もれている機能性建材に関する有用な情報の共有化を可能とした。

その収集情報を基に、可能な限りの範囲で比較検証を試み、評価を下せるようにした。

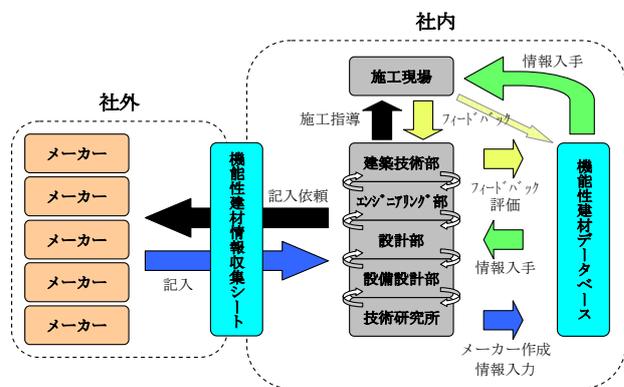


図-1 機能性建材比較検証システムの概要

研究の成果

機能性建材を比較検証でき、かつ埋もれている有用な情報の共有化も可能な機能性建材比較評価システムを開発した。本システムにより、情報の共有化および集約化が図られ、適切な機能性建材の選定が

可能となった。

今後は、運用段階での検証を行い、問題点を洗い出しつつ、継続的な運用を推進する。

Comparison Verification System of Functional Construction Materials

EIZI SAKAI YASUHIKO KONNO MASASHI YOSHIDA

HIDEYUKI IWANO KIYOSHI SHIMADA

Key Words : Functional Construction Materials, Comparison Verification, Data Base, Retrieval Anywhere,

Input Anywhere

施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」の開発

大鐘 大介 手塚 慎一 戸倉 健太郎 長谷 芳春

キーワード：品質の高安定化，施工プロセス，見える化，施工管理プラットフォーム，質の管理

研究の目的

建設業界では、未曾有の原油高と資材の高騰、さらには職人不足による労務費の上昇が収益を圧迫し、体力勝負の単純な価格競争や、量の確保だけでは生き残れない局面にきている。特に首都圏を中心に、工事が大規模化、短工期化、さらには設計仕様も多種多様化するなか、建設会社としては品質の高安定化を図りつつ、施工の合理化によるコストダウンを

進めなければならない。

そこで、さまざまな施工プロセス情報を「見える化」し、継続的・効率的な改善活動と施工管理体制のさらなる高度化を図る仕組みとして、施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」を開発し、施工の合理化と品質の高安定化を目指して、首都圏の大規模現場を中心に実務展開中である。

研究の概要

開発した施工管理プラットフォームは、「協力会社管理」、RFID カードによる「入退場管理」、「労務・安全管理」、「労務実績管理」、「物流管理」、そしてRFID カードによる「工区内セキュリティ管理」の6つの機能から構成されている(図-1)。

「入退場管理」では、全現場共通の入退場カードで日々の入場認証を行い、“いつ、誰が、どの現場にいるのか”を現場内外にてすべての関係者が共有している。

「労務・安全管理」では、“いつ、どこで、誰が、こういった作業をするのか”という作業指示内容を各工種の職長が日々登録し、関係者間で共有している。また、“誰の指示で作業をして、結果どうだったか”といった施工記録も蓄積している。

「労務実績管理」では、労務管理に関する各種実績データを、現場全体、一次会社別、協力会社別、工種別、階別等、指定された期間、範囲で抽出することができるほか、抽出結果はグラフ表示される。

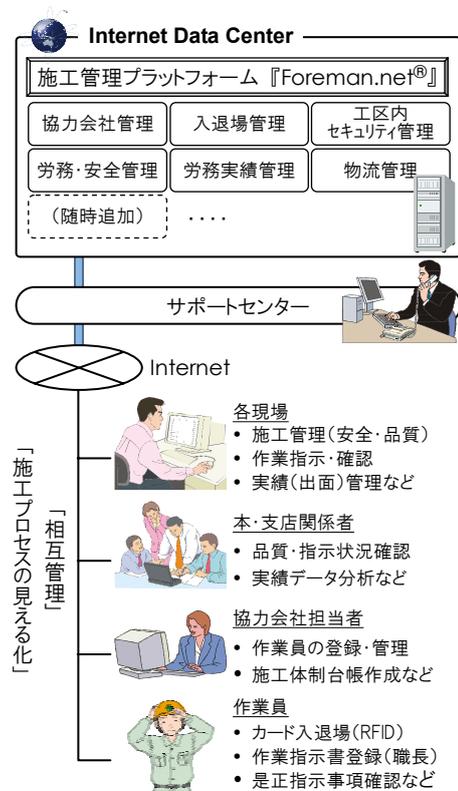


図-1 施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」

研究の成果

2006年度末から試験導入を開始し、すでに首都圏の大規模集合住宅現場を中心に7物件での導入実績がある。この間、機能の改善・追加を繰り返し、2008年度下期からは段階的に全国展開する計画である。これまで登録された協力会社数は約2,500社、登録済作業員数は約30,000人にのぼっている。

各現場で確認された労務実績データからは、一般的にクレーム、瑕疵比率が高いといわれる工種の人員入替率が総じて高いことが確認されるなど、従来よりも定量的な評価・判断が可能な環境になりつつある。利益の根源、信用度の確保・維持は、基本的に生産管理のなかにある。

Development of the Construction Management Platform “Foreman.net®”

DAISUKE OGANE SHINICHI TEZUKA KENTARO TOKURA YOSHIHARU NAGATANI

Key Words: High Stabilization of Quality, Construction Process, Visualization,

Construction Management Platform, Quality Management

「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 研掃材を再利用した切断試験と切断監視技術の開発 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, 圧力管, 二重管, アブレイシブウォータージェット

研究の目的

原子炉廃止措置研究開発センター（通称：ふげん）では、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いる。「ふげん」は、圧力管型原子炉であることを特徴としており、解体を合理的に行うため、圧力管およびカランドリア管よりなる二重管の同時解体工法として、アブレイシブウォータージェット（AWJ）技術を候補にあげている。AWJ 技術の適用性の検討評価にあたり、切断試験を実施し、発生する二次廃棄物量の低減方策や水中切断にお

ける切断状況の監視技術の検討を行った。

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結果をまとめたものである。



研究の概要

二重管を管内部から同時切断することを想定し開発した超小型 AWJ 切断装置（図-1）を用いて、二重管模擬材の切断試験を実施した。試験では、超小型 AWJ 切断装置の切断性能と廃研掃材を再利用した場合の切断性能を確認した。

また、切断監視技術については、水中切断の可否状況を水中音および切断母材振動より判断できるシステムを開発し、水中切断時の周波数計測試験を実施した。

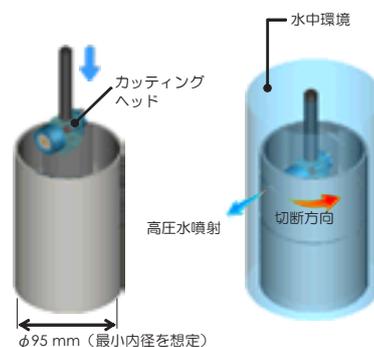
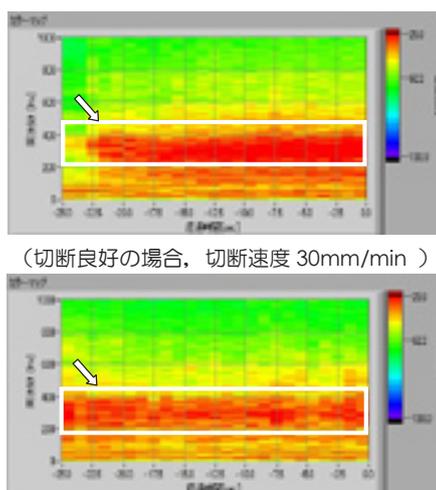


図-1 超小型 AWJ による管切断イメージ

研究の成果

本試験の成果について、以下にまとめる。

- ① 超小型 AWJ 切断装置の切断限界を把握した。
 また、高圧水と研掃材の運動量の考察より、高圧水に対する研掃材の混合率を予測することが可能となった。
- ② 廃研掃材（ガーネット）を用いて、二重管が切断できることが分かった。このことより、研掃材再利用による二次廃棄物量が低減できる可能性がある。
- ③ 水中切断音および切断母材振動の周波数計測から、切断良否状況を判断することが可能であることが分かった（図-2）。この技術は、切断監視として、有効と考えられる。



（切断良好の場合、切断速度 30mm/min）

（外管切断不良の場合、切断速度 48mm/min）

図-2 水中切断音レベルの周波数特性変化

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of Fugen

- Cutting Tests for Recycled Abrasive and Development for Cutting Monitoring Technique -
 SHIN-ICHIRO MARUYAMA SHIN-ICHI TEZUKA DAISUKE OGANE

Key Words : Fugen, Reactor Dismantlement, Pressure Tube, Double Tubes, Abrasive Water Jet

論文・報告

アラミド繊維を用いた PC 構造物の延命化技術に関する研究

－アラミド繊維補強材を適用したはりの載荷実験－

The Study on the High Durability Technology of PC Structures using Aramid Fiber Reinforcement
- The Loading Test of the Beams using Aramid Fiber Reinforcement-

浅井 洋	HIROSHI ASAI
中島 規道	NORIMICHI NAKAJIMA
三加 崇	TAKASHI SANGA
三上 浩	HIROSHI MIKAMI

塩害が厳しい地区では、かぶりの確保やコンクリート表面塗装、エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用などによる塩害対策が講じられている。橋梁の延命化を図るため、塩害によって腐食しないアラミド繊維を補強筋に用いる橋梁を提案している。アラミド繊維を帯状に加工して樹脂を含浸しないことにより、現場での加工を容易にしたせん断補強筋を開発した。本研究では、PC はりの載荷実験により、開発したせん断補強筋が所定の補強効果を有することを示した。

キーワード：アラミド繊維補強材，せん断補強筋，曲げ耐力，せん断耐力

In the area where salt damage is severe, keeping thickness of cover, concrete surface coating, using of an epoxy coated reinforcing bar, etc. have been adopted as measures against corrosion due to salt. In order to make a bridge into high durability, the authors have been proposing the bridge using the aramid fiber reinforcements which are not damaged by salt. The aramid fiber into which resin is not soaked was manufactured in the shape of a ribbon, and easy to bend it on site was developed for shear reinforcements. The results of loading tests on PC beams demonstrated that the developed aramid fiber reinforcement had an effect on shear capacities of the beams.

Key Words: Aramid Fiber Reinforcement, Shear Reinforcement, Flexural Capacity, Shear Capacity

1. はじめに

海浜地区など飛来塩分による塩害環境では、供用期間中に鉄筋位置の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界濃度に達しないように対策を講じている。一般に、かぶりの確保やコンクリート表面塗装、エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用などが行われているが、厳しい環境では、かぶりだけで対処することは困難である。コンクリート表面塗装は、定期的なメンテナンスが必要であり、エポキシ樹脂塗装鉄筋は、エポキシ樹脂塗膜の品質によっては経年劣化を示す場合がある¹⁾。このような厳しい環境における橋梁の長寿命化を図るため、PC 鋼材や鉄筋代替としてアラミド繊維を用いた緊張材および補強筋の開発を行った^{2),3)}。連続繊維補強筋をせん断補強筋に使用する場合には、あらかじめ所定の形状に工場で曲げ成型を行わな

ければならない。そこで、アラミド繊維補強材に樹脂を含浸して固着しないことにより容易に曲げ配置を可能にした補強材を開発した。本研究では、アラミド繊維を帯状に加工した補強材のひび割れ制御の効果を RC はりの曲げ耐力と破壊形状によって評価する。次に、せん断補強筋に用いた PC はりの載荷実験を行いせん断補強効果の評価を行った。

2. アラミド繊維補強材

(1) 補強材の形状

本研究では、ひび割れ制御が有効に作用するようにコンクリートとの付着面積を広く確保できる帯形状のアラミド繊維補強材を使用した。試験体の一覧を表-1に示し、形状を写真-1に示す。TA と KT の 2 種類のアラミド繊維

を使用し、各補強材の記号の頭部に付している。TA と表示した試験体は、引張強度 3,430N/mm²、ヤング係数 72.6kN/mm²の性能を有するアラミド繊維である。KTは、引張強度 2,744N/mm²、ヤング係数 1,30kN/mm²の性能を有するアラミド繊維である。補強材の軸方向繊維はアラミド繊維であり、軸直角方向はポリエステル繊維で加工している。補強材表面は、軸方向繊維と軸直角方向繊維を織り込むことで凹凸を形成している。補強材の幅は、最大粗骨材寸法 (25mm) 程度を目安とし、かぶりコンクリートが内部と分離しない程度とした。

(2) 補強材の引張荷重

試験体全長を 700mm とし、両端部をエポキシ樹脂で固着して鋼製くさびで定着して引張試験を行った。規格引張荷重は、製造者から示された値である。補強材の引張試験結果を表-1 に示す。実験値は規格引張強度の 31 ~94%で、補強材厚さが薄い材料ほどその比率は大きくなっている。破壊形状は、補強材を構成している繊維束が順次破断する現象が認められた。TA-S30 や KA-S30 の薄い補強材は定着部から破断する場合があります、T A-S20 や TA-27 の厚い補強材は、補強材外部の繊維が定着部で破断し、内部の繊維がすべり抜ける現象が認められた。この破壊形態から、厚さが薄い補強材は、ひび割れ位置で繊維が順次破断することが考えられる。一方、厚い補強材は、内部と外部の繊維に作用する応力度が不均一になり、外部繊維の破断と内部繊維のすべりが考えられる。引張荷重については、次に示す RC はりの曲げ耐力においても検討した。

3. アラミド繊維補強材のひび割れ制御効果

(1) 試験概要

補強材とコンクリートとの付着を評価するため、引張材にアラミド繊維を使用したはりの載荷試験を行った。補強材がせん断補強効果を発揮するためには、コンクリートとの付着が確保され、ひび割れ位置において引張力を負担する必要がある。付着が十分でない場合には、補強材に作用する引張力が小さく、ひび割れ幅が拡大しても十分な補強効果が得られないと考えられる。そこで、RC はりの載荷実験を行い、曲げ耐力と破壊性状から補強材のひび割れ制御効果を評価し、せん断補強筋としての適用性を検討した。試験体一覧を表-2 に示す。試験体および載荷方法を図-1 に示す。試験体は、全長 2.7m の RC はりで、アラミド繊維補強材を引張補強材として配置している。補強材の引張荷重が各々異なることから、比較として鉄筋径を変えた 3 種類の試験体を加えた。ま

表-1 アラミド繊維補強材

記号	形状	幅 (mm)	厚さ※ (mm)	規格引張荷重(kN)	
				規格引張荷重(kN)	引張荷重実験値(kN)
TA-S20	帯	20	5.5	168.0	81.1
TA-S27		27	4.4	156.0	49.1
TA-S30		30	1.0	36.8	30.7
TA-S70		70	2.0	184.8	108.0
KA-S30		30	1.4	36.8	34.8

※厚さ:繊維加工による凹凸を含む試験体の全厚さ

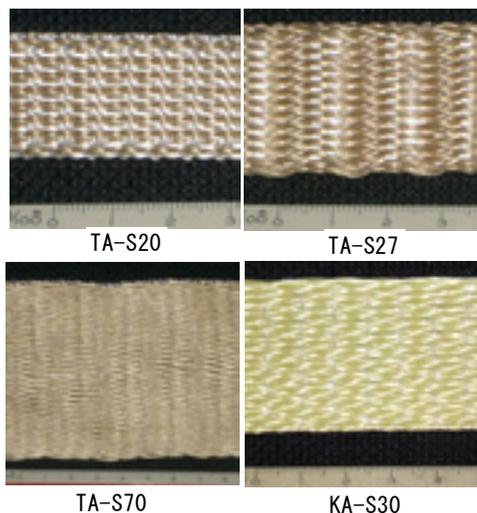


写真-1 アラミド繊維補強材形状

表-2 曲げ試験体

記号	補強材	配置本数	曲げ耐力(kN)	
			計算値	実測値
B-D10	D10	2	35.7	46.7
B-D13	D13	2	55.0	71.4
B-D16	D16	2	80.3	111.8
B-S70	TA-S70	1	55.2	30.0
B-S27	TA-S27	2	78.5	48.1
B-S20	TA-S20	2	82.5	26.1
B-AR7	AR φ 74	2	60.6	63.1
B-TS30	TA-S30	2	29.4	22.7
B-KS30	KA-S30	2	49.6	40.9

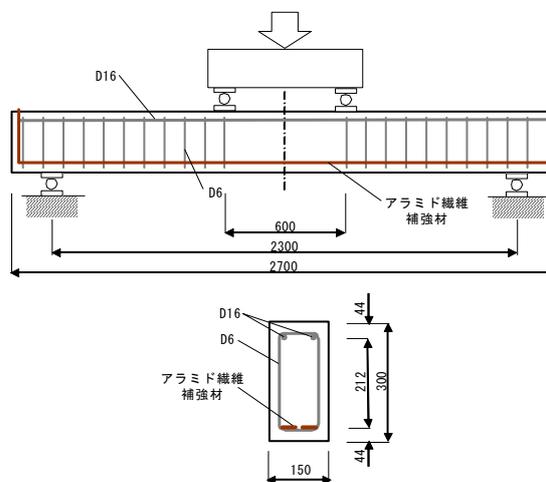


図-1 曲げ載荷試験

た、良好な付着が確認されている異形アラミド FRP ロッドを使用した試験体 (B-AR7) も比較として加えた。補強材の配置は、幅が広い TA-S70 を除いて 2 本とした。

(2) 試験結果

曲げ試験体の破壊形状を写真-2 に示す。図-2 に各試験体の載荷荷重とたわみの関係を示す。鉄筋および B-AR7 は、ひび割れの分散がよく、はり上縁コンクリートが圧縮破壊して終局に至っている。B-AR7 は、曲げひび割れ発生時にたわみが若干増加するが、その後は線形的に増加し、たわみ 55mm では B-D13 と同程度の荷重になっている。B-S70 や B-S27, B-S20 は、載荷スパンに曲げひび割れが発生すると、はりのたわみが一気に増加する。曲げひび割れが上縁に達し、はりが 2 つに折れるが、引張補強材が抵抗し始め、上縁を支点として回転を始める。引張補強材は破断することなくコンクリート内から伸び出して引張力を負担する。このように、補強材とコンクリートとの付着が十分ではなく、はり上縁が破壊して大変形を生じながら引張補強材の張力増加と載荷荷重の増加が認められた。さらに載荷を続けると、引張補強材が破断して耐力の低下を示した。すなわち、付着性能が良好でない補強筋は、ひび割れ幅の拡大に対して抵抗する力が小さく、引張性能を十分発揮できないと判断できる。また、RC はりとして期待する構造とは異なった状態で最大荷重が生じている。そこで、上縁コンクリートが終局ひずみ (0.0035) に達したときの耐力を表-2 に示す。計算値は、補強材の規格引張荷重を用いて算出した。計算値と実測値との比を図-3 に示す。B-TS30 および B-KS30 の終局荷重時の耐力は、計算値に対して 80% 程度であり、他の補強材より良好であった。また、写真-2 に示す破壊形状においても、鉄筋 (B-D13) や異形 AFRP ロッド (B-AR7) に次いでひび割れ分散が良好であった。

曲げ試験の結果から、TA-S30 および KA-S30 は補強効果が期待できることが示された。なお、KA-S30 をせん断補強材に使用した RC はりの載荷実験では、良好なせん断耐力を有することが示されている 4),5),6)。

4. PC はり載荷試験

(1) 試験概要

本試験では、プレテンション方式によるホロー桁のせん断補強筋に KA-S30 を使用して、せん断補強効果の検討を行った。ホロー桁は、T 桁などに比べて橋梁下面の凹凸が少ないため、飛来塩分による塩害に対して有利と考えられる。外桁を除けば桁下端のかぶりを確保すればよく、供用期間内に塩化物イオンが浸透すると予測され



写真-2 曲げ試験体ひび割れ形状

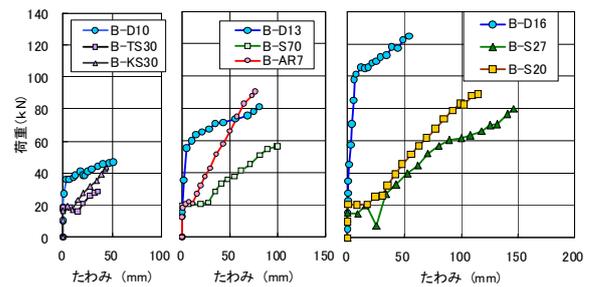


図-2 載荷荷重とたわみの関係

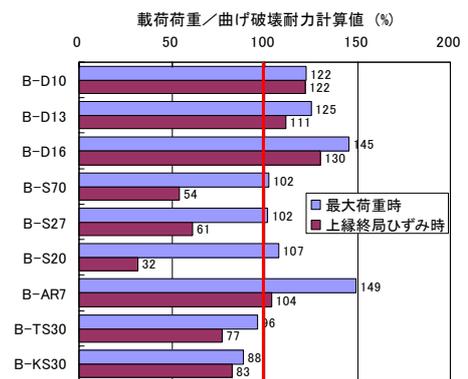


図-3 曲げ耐力と計算値との比較

る範囲の PC 鋼材や帯鉄筋にアラミド繊維緊張材やアラミド繊維補強材を使用すれば、耐久性に優れた PC 橋梁が実現できる。たとえば、海岸線から 0.1km の位置に架橋される橋梁の供用期間を 100 年と想定すれば、必要と

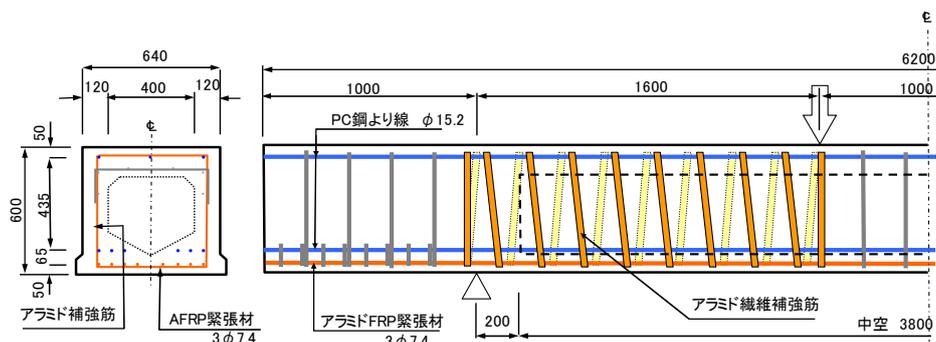


図-4 PCはり試験体

するかぶりは約 100mm である。ここで、塩化物イオンの浸透は、コンクリート標準示方書⁷⁾に従い、呼び強度 50 (W/C=36%)、安全係数 1.0、鋼材位置における塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度 1.2kg/m³、ひび割れは発生しないという条件で算出した。本実験の試験体を図-4 に示す。PC はりの最下段緊張材にアラミド繊維緊張材 (3φ7.4) を 8 本配置し、帯筋にアラミド繊維補強材 (KA-S30) を用いることで 2 段目の緊張材 (PC 鋼より線 15.2mm) まで 107mm の範囲に腐食する補強材は配置されていない。緊張材の張力は、試験時に引張強度の 60% になるように計画した。せん断補強筋は、螺旋状に配置して端部をエポキシ樹脂で固定した。はり端部より 1.2m の断面は充実断面であり、この範囲のせん断補強筋は、緊張材の定着を確実にを行うため鉄筋を使用した。はり中央 3.8m は中空断面 (発泡スチロール) である。せん断補強筋および緊張材の材料特性を表-3 に示す。

試験体は、表-4 に示す 3 体である。No.1 試験体のせん断補強筋は、KA-S30 にアクリル樹脂を含浸し、簡易的に固着したものを使用した。このようにすることで、施工時に繊維間のたるみを抑制し、繊維に均等に力が作用することを期待した。簡易的に固着しているため、補強材は容易に曲げることができる。No.2 および No.3 は、樹脂を含浸しない試験体であり、No.3 の補強筋配置間隔は、No.2 の半分である。載荷方法は、支間 4.2m、載荷スパン 1.0m とし、せん断スパンに斜めひび割れが発生した時点で除荷し、その後、はりが破壊するまで荷重を増加した。

(2) 連続繊維補強材を用いたはりのせん断耐力計算値

連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計施工指針 (案)⁸⁾ (以下、指針 (案)) では、連続繊維補強材のヤング係数が鉄筋に比べて小さいことや降伏しないことを考慮したせん断耐力算定式が示されている。せん断補強筋が破断しない場合には、終局状態のひずみを求め、せん断補強筋が受け持つせん断耐力を算出する。終

表-3 材料特性

補強筋・緊張材	材質	形状 (mm)	断面積 (mm ²)	引張荷重 (kN)	ヤング係数 (kN/mm ²)
せん断補強筋	アラミド	帯形状幅30mm	19.50	28.0	96.3
PC緊張材	アラミド	異形ロッド 3φ7.4	146.4	244.2	46
PC緊張材	鋼	より線 φ15.2	138.7	261.0	200

表-4 PCはり試験体

試験体 No.	せん断補強筋	含浸樹脂	補強筋間隔 (mm)
1	アラミド繊維帯材	アクリル系樹脂	200
2	アラミド繊維帯材	無	200
3	アラミド繊維帯材	無	100

局状態におけるせん断補強筋ひずみ ϵ_{fwd} は式(1)で算出される。

$$\epsilon_{fwd} = 0.0001 \sqrt{f'_{mcd} \frac{p_w E_{fu}}{p_{web} E_{web}}} \left[1 + 2 \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}} \right) \right] \quad (1)$$

ここに、 p_w : 引張補強筋比、 E_{fu} : 引張補強筋のヤング係数、 p_{web} : せん断補強筋比、 E_{web} : せん断補強筋のヤング係数、 σ'_N : プレストレス力を部材断面積で除した値、 f'_{mcd} : 寸法効果を考慮したコンクリートの圧縮強度で式(2)による、 h : 梁の高さ(m)、 f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度

$$f'_{mcd} = \left(\frac{h}{0.3} \right)^{-1/10} f'_{cd} \quad (2)$$

ここに示された算定式は、非線形有限要素解析による数値解析により得られた予測式^{9),10)}を基本とし、安全側に簡略化されたものである。この研究成果には、実際のせん断耐荷機構を考慮したせん断耐力推定法¹¹⁾ (以下、推定法) が示されている。推定法によるせん断補強筋が受け持つせん断力は、式(3)で示されるせん断補強筋の平均引張ひずみ ϵ_{web} から算出される。ただし、ここに示された算出式は、せん断圧縮破壊を想定している。

$$\epsilon_{web} = 0.0053 \frac{\sqrt{f'_{cd}}}{\sqrt{a/d + 1}} \exp\left(-\frac{1000}{p_w E_{fu}} - 0.05\sqrt{p_{web} E_{web}}\right) \times \left[1 + \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{cd}}\right)^{0.2}\right] \quad (3)$$

ここに、 a : せん断スパン、 d : 有効高さ

はりの破壊形式は、主筋およびせん断補強筋の剛性によって異なる。すなわち、主筋およびせん断補強筋の剛性が小さい場合には、斜め引張破壊が生じやすく、剛性が大きくなるにつれてせん断圧縮破壊へと変化する。また、プレストレス力などによる軸圧縮力が作用する場合、せん断圧縮破壊を起こしやすくなる。指針(案)では、破壊形式を式(4)で判定している。

$$p_w E_{fu} + 10p_{web} E_{web} \begin{cases} < 5000k & \text{斜めせん断破壊} \\ \geq 5000k & \text{せん断圧縮破壊} \end{cases} \quad (4)$$

$$\text{ここに、 } k = \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}}\right)$$

本実験における PC はりを式(4)で判定すると左辺(2791)が右辺(744)より大きく、せん断圧縮破壊を示す結果となる。ちなみに、緊張材にプレストレス力を与えない場合は斜めせん断破壊と判定される。表-5 に指針(案)および推定法に基づいて算出した PC はりのせん断耐力およびせん断補強筋のひずみを示す。

(3) 試験結果

a) 破壊経過

はりの破壊は、最初に曲げひび割れが荷重スパンに生じ、荷重荷重の増加にともなって上方に進展した。せん断スパンの曲げひび割れは、荷重点に向かって進展した。各試験体は、荷重荷重 1,000kN 前後で、せん断スパンのウェブに荷重点と支点とを結ぶ方向の斜めひび割れが生じた。斜めひび割れは、荷重荷重の増加にともなって、徐々に荷重点および支点側に進展した。最後に、斜めひび割れに沿って荷重点付近のコンクリートが急激に破壊し、はりの耐力が失われた。破壊直前までせん断補強筋の破断音は観察されなかったが、破壊後には斜めひび割れに沿って破断が観察された。荷重点近傍(せん断スパン側)のコンクリートの損傷が著しく、上段の PC 鋼より線の座屈が認められた。引張側 PC 鋼より線およびアラミド繊維緊張材の破断は認められなかった。また、スパン中央およびせん断スパン中央で緊張材ひずみを測定したが、PC はりが破壊するまで降伏ひずみおよび破断ひずみには達していない。はり端部において、引張側 PC 鋼より線およびアラミド繊維緊張材のすべり量を測定したが、破壊に至るまで移動は認められず、引張弦材が破

表-5 荷重試験結果および計算値

項目	単位	No.1	No.2	No.3
荷重試験時の圧縮強度	N/mm ²	51.9	48.7	54.0
せん断耐力	kN	1403	1490	1435
斜めひび割れ発生荷重	kN	950	990	1180
せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力 ^{※1}	kN	144	170	332
せん断補強筋の平均ひずみ ^{※2}	×10 ⁻⁶	6424	5691	4911
(平均ひずみ測定時荷重荷重)	(kN)	(1290)	(1430)	(1430)
せん断耐力	kN	477	476	510
コンクリートにより受け持たれるせん断耐力	kN	400	400	400
せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力	kN	77	76	110
終局限界状態におけるせん断補強筋のひずみ	×10 ⁻⁶	4714	4652	3362
せん断耐力	kN	1330	1267	1366
コンクリートにより受け持たれるせん断耐力	kN	1132	1070	1001
せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力	kN	198	197	365
終局限界状態におけるせん断補強筋のひずみ	×10 ⁻⁶	8746	8517	7403

※1 式(5)により算出した値

※2 せん断破壊した側のせん断補強筋で測定が可能であった補強筋の平均ひずみ

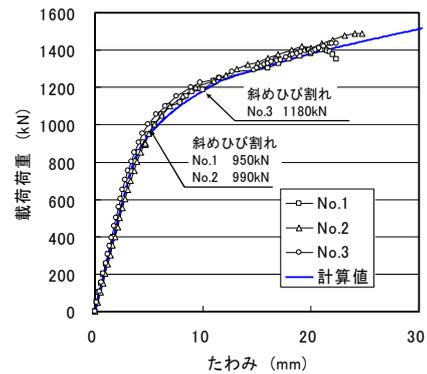


図-5 荷重とたわみの関係

壊時まで機能していたことを確認した。

荷重試験結果を表-5 に示す。3 試験体の斜めひび割れ荷重、および破壊荷重に明確な差は認められない。図-5 に荷重とスパン中央たわみとの関係を示す。図には除荷時の履歴データは表示していない。荷重たわみ曲線では明確な差は認められない。図中に各試験体の斜めひび割れ発生荷重を示した。斜めひび割れが生じた後、はりが破壊するまで 200~310kN の耐力増加が認められた。荷重とたわみの関係は、曲げによる計算値と一致しており、著しいせん断変形は認められない。

b) せん断補強筋ひずみ

せん断破壊が生じた側のひび割れ図とせん断補強筋のひずみ測定位置を図-6 に示す。アラミド繊維帯材の軸方向 30mm×全幅の範囲をエポキシ樹脂で固着し、その表面にひずみゲージを取り付けて測定した。はりが破壊する直前のせん断スパン中央付近のせん断補強筋のひずみ

を図-7 に示す。なお、No.1 は補強筋ひずみを載荷途中までしか測定できなかったため、載荷荷重 1,290kN (破壊荷重の 92%) 時の値を示した。高さ 350mm 位置の測定値が得られなかったため、繰り返し載荷の中で得られた 1,200kN 時のひずみを履歴内の値として示した。せん断補強筋には、はり高の中央付近で最大ひずみが生じており、斜めひび割れと交差する点に位置している。3 試験体ともひび割れ近傍で 7,100~7,600 μ のひずみが生じ、ひび割れから離れるに従ってひずみは小さくなっている。これより、補強筋はコンクリートとの付着があり、ひび割れ部の補強筋に生じた引張荷重は、付着によって低減されて曲げ配置部に作用していると考えられる。

はり軸方向分布を図-8 に示す。測定位置は斜めひび割れが生じた近傍に位置しており、せん断補強筋軸方向分布の中でも、おおむね最大ひずみが測定できているものと考えられる。図中の黒印測定値は、図-7 の黒印測定値に対応している。No.1 の黒印測定値は、履歴内で測定した 1,200kN 時の値である。補強筋のひずみはせん断スパン中央付近で大きく、載荷点および支点近傍では小さい傾向を示している。これは、斜めひび割れ幅がせん断スパン中央で大きく、載荷点や支点に近づくとき小さいことが影響していると考えられる。補強筋量を増加した No.3 の補強筋ひずみは No.2 に比べて小さい。表-5 に平均ひずみを示したが、この値も No.3 が小さい。しかしながら、図-7 に示したように、最大ひずみで比較すると No.2 と No.3 に差がないことがわかる。すなわち、このような部位でせん断補強筋の破断が先行すれば、補強筋を増加した効果が十分得られない場合があることを示唆している。

3 試験体で 1.0%を超えるひずみを示した補強筋は、8 箇所存在した。このうち、7 箇所は試験終了後の観察で破断していなかった。1 箇所は、No.1 の圧縮縁に近い部分に位置しており、はりの破壊とともに破断した。破壊直前のひずみは 1.1% である。図-7 および図-8 に示した補強筋は、1.0%を超えていないが梁が破壊した後に観察するとひび割れ位置で破断しているものが多かった。これら補強筋のひずみは、1.1%に対して約 70%程度であり、補強筋の破断には余裕があったと判断でき、はりの破壊は補強筋の破断に起因するものではないと考えられる。

c) ひび割れ幅とせん断補強筋ひずみ

せん断スパン中央における斜めひび割れ幅とせん断補強筋ひずみの関係を図-9 に示す。ひび割れ幅は試験開始前から取り付けた π 型変位計によって測定した結果であり、ひび割れ幅のほかに変位計が跨ぐ範囲のコンクリートひずみやひび割れ面に沿ったずれ変形量が含まれる。No.1 の補強筋ひずみは、ひび割れが発生して初期の段階で補強筋ひずみが小さく、除荷と載荷により他の試験体

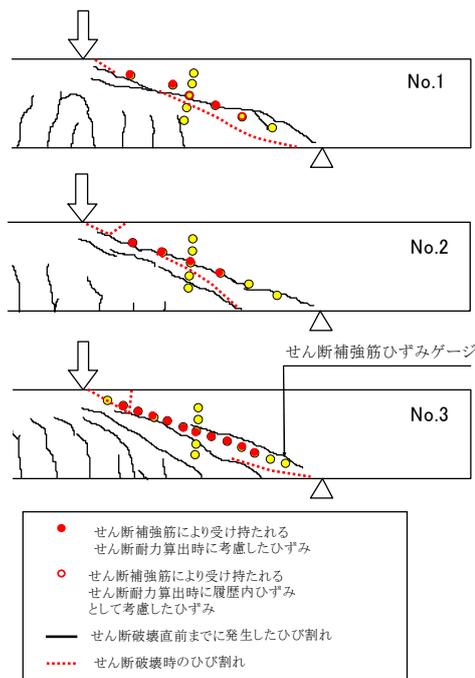


図-6 ひび割れとひずみ測定位置

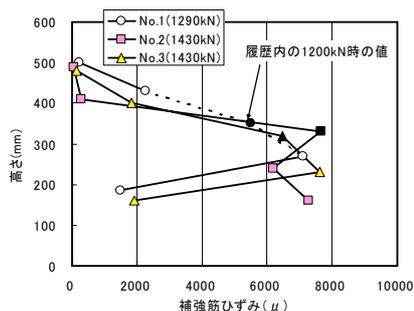


図-7 せん断スパン中央補強筋ひずみ分布

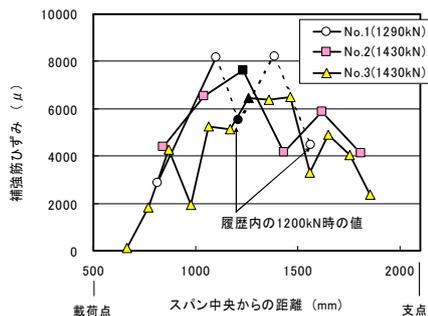


図-8 はり軸方向補強筋ひずみ分布

の履歴と同じ履歴曲線に近づく傾向を示した。No.3 のひび割れ発生直後は、0.3mm のひび割れ幅が生じ、補強筋ひずみは 4,600 μ を示した。No.3 においても除荷すると No.2 と同じ履歴を描くことがわかる。せん断補強筋ひずみが 8,000 μ を超えるとひび割れ幅に対して、補強筋のひずみ増加が緩やかになる。せん断補強筋の引張力の増加に伴い、コンクリートとの付着定着長が増加し、ひび

割れ面における補強筋の伸び出し量が大きくなったことが原因と考えられる。この結果、補強筋ひずみが 8,000 μ を超えると、ひび割れ幅を許して他の補強筋に荷重を分配していると考えられる。

d) 圧縮縁コンクリートひずみ

圧縮縁コンクリートひずみを図-10 に示す。曲げによる圧縮縁コンクリートひずみの計算値を図中に示した。また、円柱供試体 ($\phi 100 \times 200\text{mm}$) 圧縮試験より得られた最大荷重時のひずみも示した。載荷スパンのひずみは、破壊に至るまで曲げによる計算どおりのひずみ増加を示しており、円柱供試体の最大荷重時ひずみに達していない。載荷点のせん断スパン側のひずみは、斜めひび割れが生じたあたりからスパン中央のひずみに比べて増加し始め、終局時には圧縮強度試験で得られた最大荷重時のひずみに達している。この結果から、はりの破壊は、せん断圧縮破壊であると判断できる。

e) せん断補強筋が受け持つせん断耐力

表-5 に図-8 で示したせん断補強筋の平均ひずみを示す。なお、No.1 は載荷荷重 1,290kN (破壊荷重の 92%) のときの値を示した。各式で用いたせん断補強筋断面積およびせん断補強筋のヤング係数は、表-3 の値を用いた。指針 (案) によるせん断補強筋ひずみは、推定法による値の約半分であり、約 2 倍の安全率を見込んでいると考えられる。図-7 および図-8 に示した実測ひずみの最大値は、推定法による値の 90~103% でほぼ同じ値であった。平均ひずみは、推定法による値の 66~74% の低い値であったが、指針 (案) による値に対しては、122~146% で安全側の値であった。

せん断補強筋が受け持つ耐力 V_s は、終局限界状態におけるせん断補強筋ひずみから補強筋に作用する荷重を算出し、想定される斜めひび割れを跨ぐ補強筋本数とその角度を考慮して求められる。実験値は、式(5)で算出した。4面あるウェブのうち、図-6 に示したせん断破壊面を跨ぐせん断補強筋の断面積と平均ひずみを用いて、各面のせん断補強筋の配置角度を考慮した。

$$V_s = 4A_{web} \cdot E_{web} \cdot \epsilon_w \cdot n (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (5)$$

ここに、 A_{web} : せん断補強筋の断面積、 ϵ_w : せん断補強筋実測ひずみの平均値、 n : せん断破壊面を跨ぐせん断補強筋の本数、 α : 部材軸とせん断補強筋のなす角度

指針 (案)、推定法、および実測値のせん断補強筋により受け持たれるせん断耐力の比較を表-5 および図-11 に示す。指針 (案) の計算値と実験値とを比較すると、すべての試験体で計算値以上の耐力を示すことが明らかである。推定法の計算値と比較すると、No.2 および No.3 は計算値に対してそれぞれ 86% および 91% であり、FRP せん断補強筋と同程度の性能を有していると考えられる。

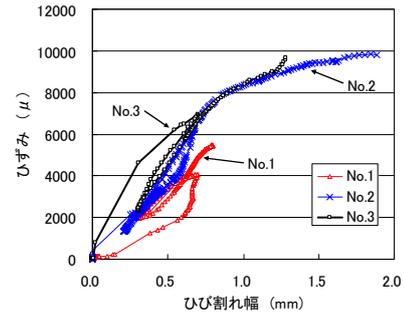


図-9 ひび割れ幅と補強筋ひずみの関係

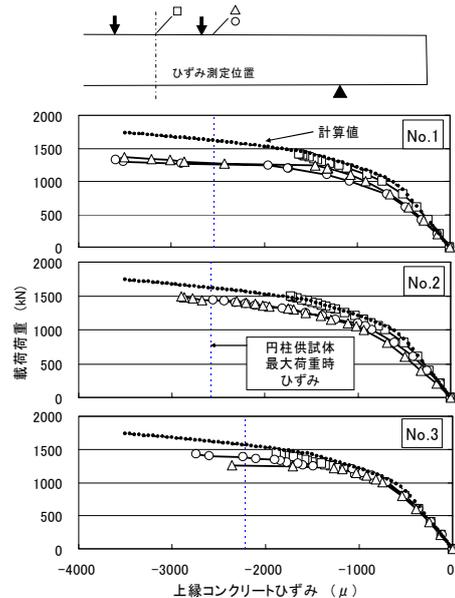


図-10 上縁コンクリートひずみ

アクリル系樹脂を含浸した No.1 は、計算値の 73% であるが、ひずみが測定できなかった補強筋のひずみを履歴内(1,200kN)の値相当が作用していたとして算出した場合には、計算値とほぼ同程度の耐力を受け持っていたと推察される。せん断補強筋の平均ひずみは、推定法による計算値に比べて小さいが、せん断補強筋によって受け持たれるせん断耐力は大きい。これは、ひび割れ角度の推定値に対して実験で生じたひび割れ角度が小さく、ひび割れを跨ぐせん断補強筋の数が多いためである。

せん断補強筋間隔を 2 倍にした No.3 の実験値は、No.2 より若干小さい。推定法によってせん断補強筋間隔を変えた場合のせん断耐力とせん断補強筋が受け持つ耐力を図-12 に示す。コンクリート強度は、50N/mm² として算出した。この結果によれば、補強筋間隔 100mm と 200mm ではせん断耐力にほとんど差が出ないことがわかる。補強筋間隔が大きくなれば、せん断補強筋が受け持つ耐力が減少し、中立軸深さが大きくなり、圧縮域のコンクリート断面積が増加するため、コンクリートが受け持つ荷

重は増加する傾向を示している。No.3は実測コンクリート強度が高いため計算値に差が生じたが、実験では圧縮強度の影響が顕著に表れなかったと考えられる。

5. 結論

帯形状に加工したアラミド繊維補強材の引張試験、RCはりの載荷実験およびせん断補強筋に使用したPCはりの載荷実験を行った結果、以下の結果が得られた。

- ①くさび定着具を用いて織り加工が厚いアラミド繊維補強材の引張試験を行うと、内側と外側に位置する繊維が一体として挙動しないため、外側繊維は破断し、内側繊維にはすべりが生じる。
- ②アラミド繊維補強材を引張補強材に用いたはりの載荷試験結果から、TA-S30およびKA-S30を用いたはりのひび割れ分散がよく、補強効果が期待できる。
- ③アラミド繊維帯材をせん断補強筋として用いたPCはりのせん断耐力は、連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）に基づいた計算値で安全側に評価され、従来の連続繊維補強材と同様の設計法を適用できる。
- ④アラミド繊維補強材に作用する荷重は、せん断ひび割れ位置で最大値を示し、ひび割れ面から離れるに従い低下する。曲げ配置部近傍にひび割れが生じることを除けば、曲げ加工部の破断は認められない。
- ⑤アラミド繊維補強材は、ひび割れ幅に対して8,000 μ 程度まで線形的に張力増加を示すが、ひび割れ幅がさらに広がると張力増加は小さくなり、複数のせん断補強筋に荷重を分散する挙動を示す。

参考文献

- 1) 浅井洋, 石井浩司, 守屋進, 大澤隆英: 海上飛沫部に20年暴露したエポキシ樹脂塗装鉄筋の引張性能, 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.213-218, 2006.10
- 2) 子守安博, 篠塚章, 水谷淳, 浅井洋: アラミドFRPを緊張材に用いたPC栈橋の建設, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム, JSCE, pp.33-38, 1992
- 3) 三上浩, 加藤正利, 竹内光, 田村富雄: 組紐状FRPロッドによるスパイラル筋を用いたRC梁の曲げ・せん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11-1, pp.813-818, 1989
- 4) 浅井洋, 中島規道, 川上健太郎, 竹之井勇: 可撓性に優れたアラミド繊維せん断補強材の研究, 三井住友建設技術研究所報告, 第5号, 2007

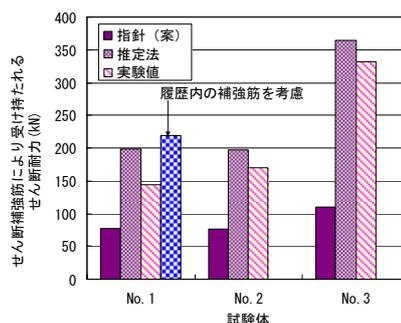


図-11 せん断補強筋が受け持つせん断耐力

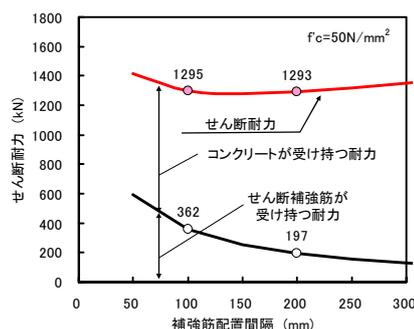


図-12 せん断補強筋間隔とせん断耐力の関係

- 5) 竹之井勇, 浅井洋, 中島規道, 藤田学: アラミド繊維をせん断補強筋に用いた梁のせん断耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1483-1488, 2006
- 6) 浅井洋, 竹之井勇, 中島規道, 藤田学: アラミド繊維をせん断補強材に用いた梁のせん断耐力, 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6巻, 2006.10
- 7) 土木学会: 2007 制定コンクリート標準示方書 [構造的な性能照査編], 2008
- 8) 土木学会: 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針 (案), コンクリートライブラリー88, 1995
- 9) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価, 土木学会論文集, No.520, V-28, PP.157-169, 1995.8
- 10) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する連続繊維補強プレストレストコンクリートはりのせん断耐力, 土木学会論文集, No.520, V-28, PP.213-224, 1995.8
- 11) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリートはりのせん断耐力, 土木学会論文集, No.544, V-32, PP.43-52, 1996.

支持条件や縦横比が異なる RC スラブの耐力に関する実験的考察

An Experimental Study on Influence of Support Condition and Aspect Ratio to the Ultimate Strength of RC Slabs

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

土木営業推進部 樋口 昇 NOBORU HIGUCHI

4 辺単純, 4 辺固定, 2 辺単純支持条件の正方形 RC 板および縦横比 1:2 の 4 辺単純支持 RC 板の等分布荷重による載荷試験を実施し, 支持条件および縦横比が板の耐力に与える影響を検討した。実験の結果, 4 辺固定, 4 辺単純支持板ともに, 主鉄筋降伏荷重は降伏線理論による計算で精度良く算定できること, 2 辺単純支持板のせん断耐力は, 等分布荷重を複数の集中荷重に置換することで, 既往のせん断耐力式による評価が可能であることなどが分かった。

キーワード: RC 板, 分布荷重, 薄板理論, 降伏線理論, せん断耐力

In order to clarify influence of support condition and aspect ratio to ultimate strength of RC slab, the authors have conducted experiments on square and rectangular shaped RC slabs with simply or fixed supported under distributed loading. The results showed that yield line theory is applicable for predicting yielding load of four sides supported slab. The ultimate shear strength of two sides simply supported slab can be estimated using the conventional formula with transforming distributed load to plural concentrated load.

Key Words: RC Slab, Distributed Load, Thin Plate Theory, Yield Line Theory, Shear Strength

1. はじめに

著者らは, 地中構造物の壁を対象として, その合理的な設計方法について検討を進めている。土圧等の分布荷重が直接作用する壁構造は, 通常は一方向板として設計する。しかしながら, 中壁等が存在する場合はその負担も考慮した二方向板として設計を行うほうが合理的である。二方向板の使用限界状態の設計は, 2 次元弾性論に基づいた薄板理論による断面力に対して設計することが, 一般的に行われている。一方, 終局限界状態においては, 曲げ耐力に関して降伏線理論が用いられることが多い。

降伏線理論は, 鉄筋コンクリート床板の運動機構を曲率増分が無限大となる線状の降伏領域(降伏線)と剛体変位増分場のみによってつくり, この機構とつり合う荷重の大きさを求める方法であり, 曲げによる板の崩壊荷重を比較的精度良く求めることができる方法である。

一方, RC 板のせん断耐力については, 集中荷重が作用する場合の押し抜きせん断耐力についての検討が各種示方書等で規定されているのみである。押し抜きせん断

以外のせん断耐力の照査については, せん断力が比較的大きい支点の近傍において, それを幅の広い梁とみなして, 一方向の断面内でせん断力に抵抗すると仮定し, 棒部材のせん断耐力算定式を用いた検討が行われている。

著者らは, 4 辺単純支持した正方形 RC 板に全面等分布荷重が作用した場合のせん断耐力について実験検討を行い, 薄板理論による断面力と棒部材としての耐力を基に計算(以下, 簡易法と呼ぶ)した曲げ/せん断耐力比が 5 以上であっても板がせん断破壊しないことなどを明らかにした^{1),2)}。すなわち, 現状の板の設計, 特にせん断耐力に関しては極めて不経済なものとなっている可能性があることを指摘した。

本研究では, 全面等分布荷重を受ける RC 板の耐荷挙動および耐力に支持条件や板の縦横比が与える影響を検討するため, 4 辺単純・固定および 2 辺単純支持の場合について載荷試験を実施した。試験体はいずれも簡易法による計算で曲げ/せん断耐力比が 1.0 以上となるように設計した。そして, これまでに実施した 4 辺単純支持正方形 RC 板の試験結果と合わせて, 耐荷挙動を詳細に

分析するとともに、その耐力について既往の耐力算定式などを用いて考察した。

2. 実験の概要

(1) 試験体の概要

試験体は、4辺固定支持および2辺単純支持の正方形RC板と、4辺単純支持で辺長1:2の長方形RC板の合計4体とした。これとは別に、鉄筋を有しないコンクリート板の耐力を確認するため、4辺単純支持の正方形コンクリート板の試験も実施した。

試験体の載荷面の大きさは、等分布荷重載荷用のゴムバッグの大きさに合わせて1,000mm×1,000mmを基本とした。比較用の4辺単純支持正方形RC板は、筆者らが過去に実施したRC板の等分布荷重載荷試験のうち、今回実施した4辺固定RC板と同程度の断面諸元を有するものとした。比較用の試験体と合わせてその形状寸法を図-1に示す。

4辺固定支持板の厚さは80mmで、主鉄筋および配力筋にD6を用いた。鉄筋は圧縮側および引張側にそれぞれ75mm間隔で配置し、板周囲の鉄筋コンクリート部材内に十分な長さを埋め込み定着した。

辺長比が1:2である4辺単純支持長方形板の厚さは120mmで、D13の鉄筋を50mm間隔で配置した。2辺単純支持板の厚さおよび鉄筋配置はこれと同じとしている。2辺単純支持板の幅は920mmであり正方形ではないが、これはゴムバッグの辺長に幅を合わせることで、全幅にわたって分布荷重が作用するように配慮したためである。

比較用の4辺単純支持板の厚さは80mmで、鉄筋はD6を110mm~120mm間隔で配置している。

鉄筋を有しないコンクリート板の厚さは100mmで、載荷面の大きさは1,000mm×1,000mm、板自体の大きさは1,400mm×1,400mmである。

(2) 試験体の設計

試験体の耐力を、あらかじめ簡易法と降伏線理論により求めた。薄板理論による正方形板の最大断面力とその発生位置を、梁理論による2辺単純支持の場合とともに表-1にまとめた。表-1から、4辺単純支持よりも4辺固定支持のほうが曲げおよびせん断力ともに断面力が大きくなり、また、曲げモーメント最大位置が辺中央に移動することが分かる。一方、4辺単純支持で辺長1:2の場合、最大曲げモーメントはさらに大きくなり、2辺単純支持のそれに近づく。最大せん断力は短辺中央で発生し、2辺単純よりも大きくなる事がわかる。長辺中央でも最大せん断力は0.525であり比較的大きい。

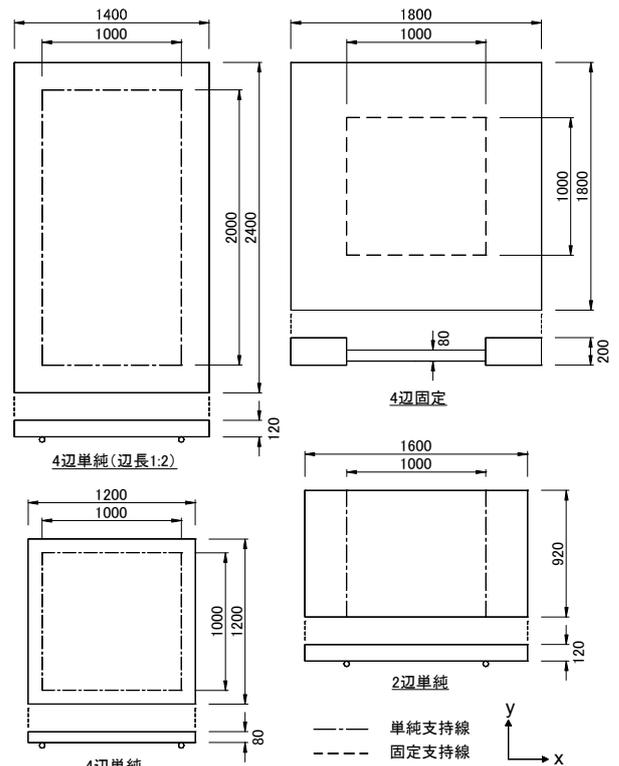


図-1 試験体形状寸法

表-1 薄板理論による板の断面力最大値

支持条件	曲げモーメント		せん断力	
	×pa ²	位置	×pa	位置
4辺単純	0.0479	辺中央	0.338	辺中央
4辺固定	0.0513	板中央	0.440	辺中央
4辺単純1:2	0.0970	板中央	0.550	短辺中央
2辺単純*	0.1250	支間中央	0.500	支承部

pは分布荷重強度、aは1辺の長さ、*2辺単純は梁理論による

これらの断面力と等分布荷重の大きさの関係をもとに、曲げ耐力については最大曲げモーメントを式(1)で、せん断耐力についてはコンクリート標準示方書の棒部材の設計せん断耐力の式を用いて簡易に計算し、それぞれの耐力を求めた。

$$M = A_s \cdot f_y \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad (1)$$

ここに、 A_s は単位幅当たりの引張鉄筋の断面積、 f_y は鉄筋の降伏強度、 d は有効高さである。

4辺支持の試験体は2方向の鉄筋量がほぼ同じであることから、耐力は2方向の平均とした。また、鉄筋のない供試体の耐力は、最大曲げモーメントをひび割れ発生モーメントとして計算した。なお、ここで用いている簡易法は、曲げモーメントやせん断力に抵抗する断面が一方向であると仮定しており、二方向板としての影響を一切考慮していないため、耐力を過小に評価することが

表-2 試験体の概要

項目	単位	4 辺単純(4S)		4 辺固定(4F)		4 辺単純(4S-Rec)		2 辺単純(2S)		4 辺単純(4S-NR)	
		x 方向	y 方向	x 方向	Y 方向	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向
板厚	mm	80		80		120		120		100	
辺長	mm	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,000	1,000	920	1,000	1,000
鉄筋	—	D6@75	D6@75	D6@75	D6@75	D13@50	D13@50	D13@50	—	—	—
有効高さ	mm	67	61	67	61	100	87	100	—	—	—
計算曲げ耐力*1	kN	131		402		2,112		—		177	
計算曲げ耐力*2	kN	125		157		1,701		594		154	
計算せん断耐力	kN	133		121		493		232		—	

注：1 行目支持条件に続く括弧内記号は試験体名。*1 は降伏線理論，*2 は簡易法による計算曲げ耐力。

分かっている^{1),2)}。

表-2 に、それぞれの試験体の断面諸元および計算耐力を示した。コンクリートおよび鉄筋の特性値は材料試験結果を用いて計算した。

本研究では主に板のせん断耐力に着目するため、4S を除きいずれの試験体もせん断破壊が先行するように、また、試験体の耐力が、ゴムバッグの能力である 677kN (=0.8MPa×Ag, Ag はゴムバッグによる接触面積) を超えないように板厚さおよび鉄筋量を設定した。

(3) 載荷試験の概要

等分布荷重は市販のゴムバッグ (写真-1) を用いて模擬した。ゴムバッグは正方形平板の形状で、外寸は 950×950mm, 接触面の大きさは 920×920mm である。空気無注入時の厚さは約 30mm で、最大揚程は 520mm である。今回の試験体が破壊に至る数 10mm までの揚程では、最大で 0.8MPa の圧力を作用させることができる。

載荷方法を図-2 に示す。実験室の床と試験体の間にゴムバッグを挿入し、試験体を PC 鋼棒で床に固定した後、ゴムバッグを膨張させることで等分布荷重を作用させる。4 辺固定支持試験体の場合は、周囲の RC ブロックを PC 鋼棒で床に固定する。2 辺単純支持試験体の場合は、試験体に載せた支承付きの H 形鋼を PC 鋼棒で固定する。いずれも PC 鋼棒位置にはすべてセンターホール型の荷重計を設置し、その合計値を載荷荷重と定義した。

載荷の際に各荷重計の値がばらつくとも試験体に本来作用しないねじり荷重等が作用する可能性があるため、載荷初期に PC 鋼棒のナットの開け閉めで荷重が均等になるよう調整した。試験体に設けた貫通孔は、PC 鋼棒の径に対して十分余裕を持たせており、試験体の変形がその位置で拘束されることがないように配慮した。2 辺単純支持の支承は、H 形鋼に固定した φ30mm の丸棒で、試験体と丸棒の間に幅 100mm の載荷板を挟んだ。



写真-1 ゴムバッグ

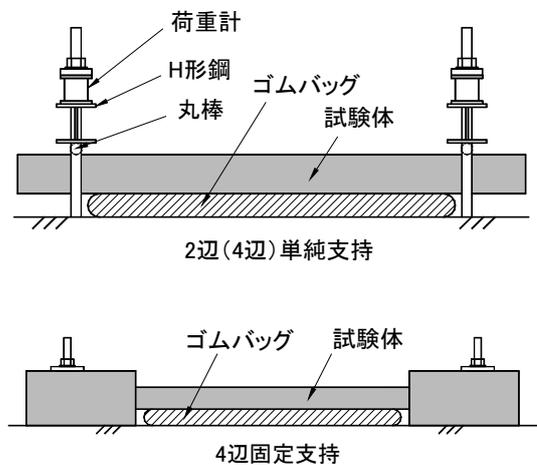


図-2 載荷方法模式図

表-3 コンクリートの材料特性値

試験体名	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
4F, 2S	32.5	2.75	26,700
4S	28.3	2.36	25,800
4S-Rec	36.5	3.21	30,667
4S-NR	39.1	3.08	32,033

載荷は一方方向の単調とし、一定の圧力ごとに板中央の面外方向の変位、載荷荷重、鉄筋およびコンクリート表面のひずみを計測した。

コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-3、表-4に示す。コンクリートは普通セメントを使用し、粗骨材の最大寸法は13mmとした。

表-4 鉄筋の材料特性値

試験体名	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
D6	340	517	172000
D13	372	535	191300
D6(4S)	354	537	190200

3. 実験結果と耐力の考察

(1) 4辺固定支持

図-3に4F試験体の板中央変位と荷重の関係を示す。また、図-4に鉄筋のひずみ分布を示した。100kN付近で最初のひび割れが生じた後、徐々に変位の増加が大きくなり、370kNで板中央部鉄筋が、400kNで辺中央部の鉄筋が降伏した。その後も荷重は増加し、561kNで押し抜きせん断破壊して荷重が大きく低下したため試験を終了した。

図-3には、各方法で計算した耐力も併記した。簡易法による曲げあるいはせん断耐力は、耐力をかなり安全側に評価することが分かる。一方、降伏線理論により曲げ耐力を求める方法では、塑性モーメントを鉄筋の降伏で規定すると鉄筋が降伏する荷重を比較的精度良く推定できることが分かった。

鉄筋が降伏した後も耐力が上がる理由は、板が3次元的に変形することにより生じる面内力の効果のほかに、鉄筋ひずみが硬化領域に入り、鉄筋応力が降伏点応力以上になっていることなどが指摘されている³⁾。参考までに、鉄筋が引張強度(512N/mm²)に達していたと仮定した場合の降伏線理論による計算耐力は、実験耐力をやや上回る581kNとなる。

図-5に示すひび割れ状況と、破壊後の試験体の切断面の観察から、押し抜きせん断破壊面は辺の近傍でほぼ45°の角度で生じていることから、せん断スパン比(載荷点から支承前面までの距離)が極めて小さいディープビーム的な破壊機構であることが予測される。そこで、ディープビームのせん断耐力式⁵⁾を用いてせん断耐力の再計算を行った。当該式中の a_v (荷重作用点から支承全面までの距離)についてはひび割れの状況から板厚さである80mmを仮定した。計算値は532kNと実験結果と比較的近い値が得られ、全面等分布荷重における押し抜きせん断耐力評価の一つの可能性が示された。しかしながら、この場合のせん断スパン a_v の取り方については検討が必要である。

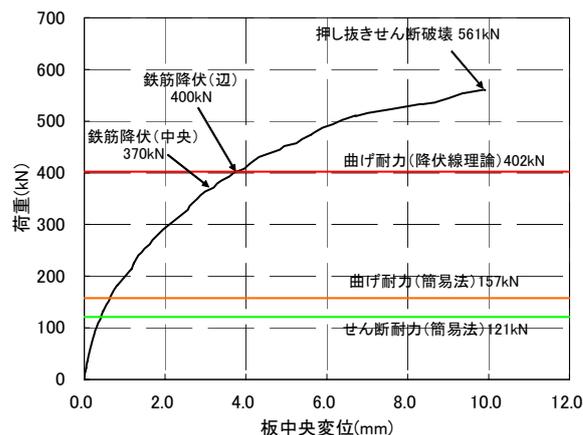
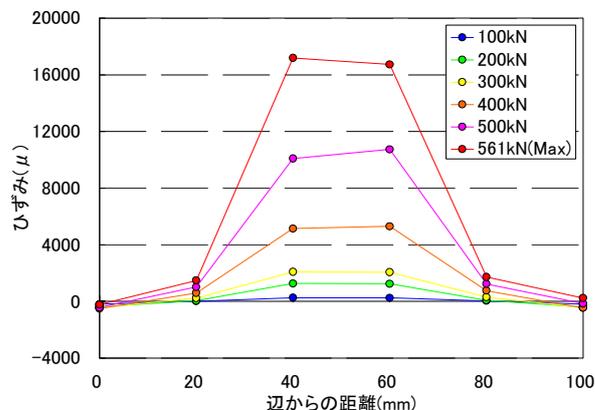
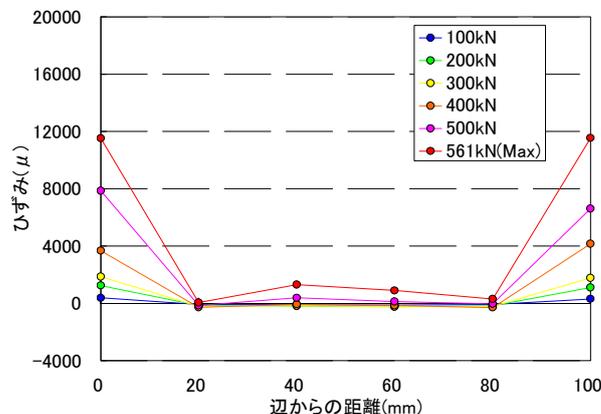


図-3 荷重—板中央変位 (4F)



(a) 開放面側鉄筋



(b) 載荷面側鉄筋

図-4 鉄筋ひずみ分布 (4F)

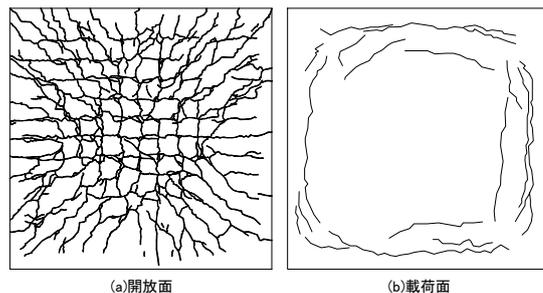


図-5 最終ひび割れ状況 (4F)

(2) 4 辺単純支持

図-6 に 4S 試験体の板中央変位と荷重の関係を示す。40kN 程度でひび割れが生じ、その後 127kN で板中央において鉄筋が降伏した。鉄筋降伏後も荷重は増加し、191kN で板の載荷側面のコンクリートが圧縮破壊した。本試験体においても、鉄筋の降伏時荷重を降伏線理論によって精度良く求められることが分かった。

参考までに、(1)と同様に鉄筋が引張強度(537N/mm²)に達していたと仮定した場合の降伏線理論による計算耐力は実験最大荷重とほぼ同じ 199kN となる。また、(1)と同様にディープビームのせん断耐方式により求めた押し抜き計算耐力は実験耐力を大きく上回る 564kN となった。

(3) 2 辺単純支持

図-7 に 2S 試験体の板中央変位と荷重の関係を示す。2S 試験体は、100kN 付近から支間中央付近でひび割れが生じはじめたが、その後も剛性が低下することなく荷重が増加した。450kN 付近で、試験体側面に斜めひび割れが観察されたがその後も荷重が増加し、577kN で斜めひび割れ部分においてせん断ずれを生じて荷重が急激に低下した。

図-7 に示した簡易法によるせん断耐力は、実験耐力を大きく下回っている。参考までに、せん断耐方式にディープビームの式を用いた場合の計算耐力は、 a_v を断面高さ(120mm)とすると、495kN となる。(2)でも述べたとおり、この場合のせん断スパン a_v の取り方については検討が必要である。

齋藤ら⁶⁾は等分布荷重を多点の集中荷重に置き換えて梁のせん断耐力を計算する手法を提案している。これは、梁のせん断耐力がせん断スパン比 a/d の影響を受けるのは、支承反力の影響が主であるという点を考慮し、ある任意の位置の梁のせん断強度を、置き換えた任意の集中荷重によって発生する支承反力の影響によるものと、その集中荷重によって発生する作用せん断力の影響によるものの和で表すものである。せん断強度を求める梁の任意の位置とそのとき考慮する集中荷重および支承反力の位置との関係で決まる a/d の値を用いて、式(2)および式(3)でせん断強度を計算し、値の大きい方をその位置でのせん断強度とする。

$$V_{cal} = 0.20 \cdot (p_w \times f_c')^{1/3} \times (d/1000)^{-1/4} \times [0.75 + 1.4 \times (a/d)] \times b \times d \quad (2)$$

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

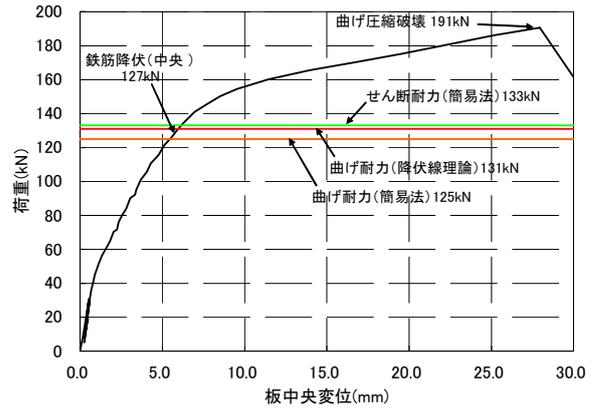


図-6 荷重—板中央変位 (4S)

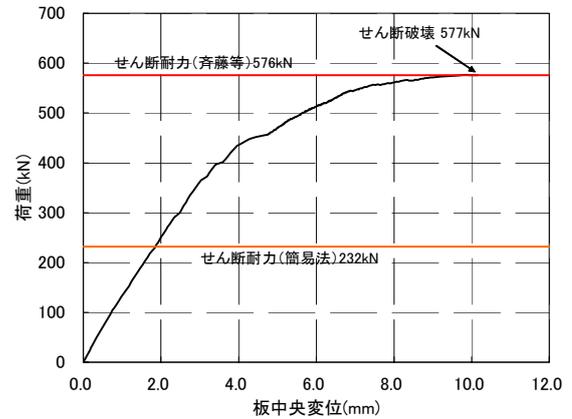
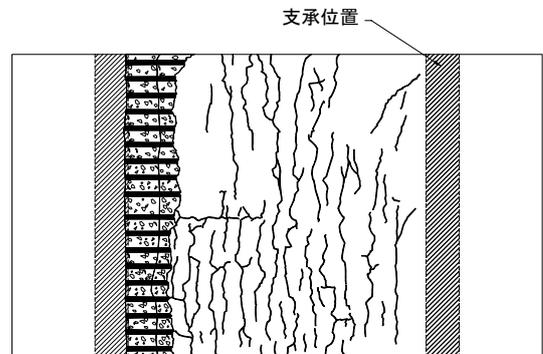


図-7 荷重—支間中央変位 (2S)



(a)開放面ひび割れ図



(b)側面写真

図-8 ひび割れ状況 (2S)

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

各集中荷重に対して求めたせん断強度と、その位置の作用せん断力の比 (Z) を合算して、その値が最も大きくなる位置がせん断破壊位置の計算値で、その値が 1.0 となる荷重の大きさがせん断耐力の計算値となる。なお、等分布荷重を集中荷重に置き換える際の分割幅は、10mm とした。

図-9 に、計算した 2 辺単純支持板の Z の分布を示す。図より、 Z の最大値は支承から 190mm の位置となり、この位置でせん断破壊することが予測された。この場合のせん断破壊の位置の定義は、せん断破壊面と有効高さ d の 1/2 点が交わる位置であるが、図-8 に示すとおり実験での破壊位置 (170mm) とほぼ一致した。また、せん断耐力の計算値は 576kN となり、実験耐力を良い精度で推定できることが分かった。

(4) 4 辺単純支持辺長 1:2

4S-R 試験体は、250kN 付近から板中央付近でひび割れが生じはじめ、その後 916kN まで載荷したが破壊に至らず、エアバッグの能力に達したため試験を終了した。最大荷重時の鉄筋のひずみは短辺方向中央で $1,507\mu$ であり、降伏ひずみ ($1,965\mu$) には達していなかった。

4S-R 試験体の計算せん断耐力は、簡易法では 493kN であるが、試験体の耐力はその荷重を大きく上回っており、他の試験体と同様に簡易法ではせん断耐力をかなり安全側に評価する可能性があることが分かった。

長方形板では、荷重を短辺方向だけで受ける一方向板としての性質が顕著になると言われており、コンクリート標準示方書では、短辺と長辺の比が 0.4 以下の 2 方向板が等分布荷重を受ける場合は一方向板に近似して断面力を求めて良いとしている。しかしながら、4S-R 試験体のように短辺と長辺の比が 0.5 であっても、せん断耐力は一方向板として計算したせん断耐力の 2 倍以上あることが分かった。

(5) 4 辺単純支持無筋

4S-NR 試験体の荷重と板中央変位の関係を図-11 に示す。図には板に発生したひび割れの模式図も併記した。4S-NR 試験体は、98kN で辺に平行するひび割れが縦横に発生し、変位が急増した (段階 1)。また荷重が上昇し 144kN で放射状のひび割れが発生して崩壊した。最終的なひび割れの性状は降伏線理論における降伏線によく似たものとなっていることが分かる。板の耐力は、降伏線理論による計算値 (177kN) に対して、段階 2 にお

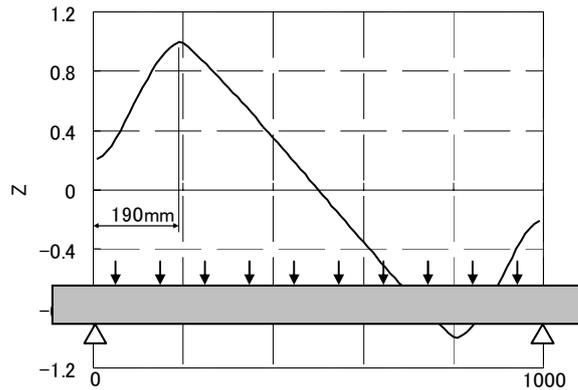


図-9 Z 値の分布

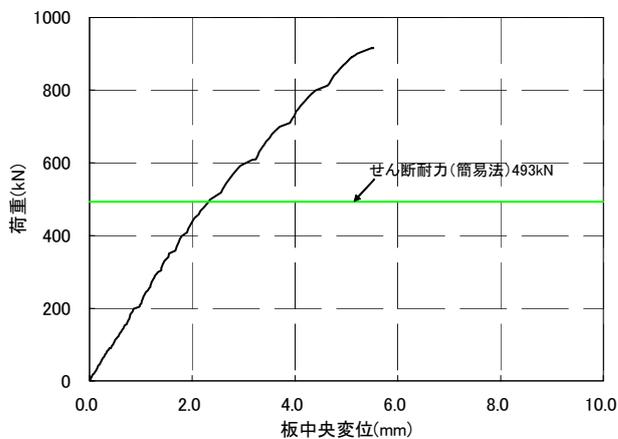


図-10 荷重—支間中央変位 (4S-R)

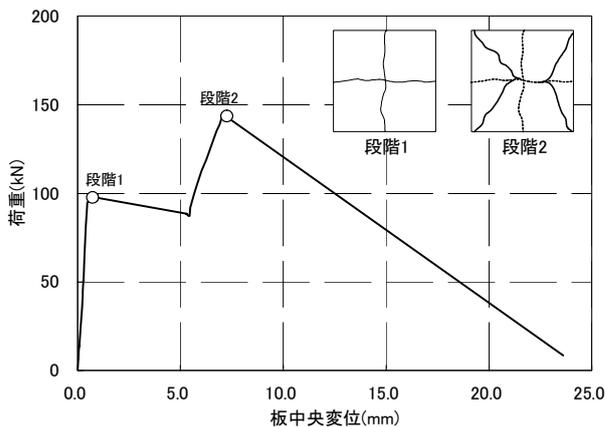


図-11 荷重—支間中央変位 (4S-NR)

ける荷重が比較的近い値を示していた。鉄筋の有無により、板のひび割れ性状が大きくことなること、その破壊挙動はせん断破壊と同様に脆性的であることが分かった。また、耐力は曲げ引張強度を用いた降伏線理論でおおむね評価できることが分かった。

4. まとめ

ゴムバッグを用いて等分布荷重を再現した 4 辺固定支持、4 辺単純支持および 2 辺単純支持 RC 板の載荷試験を行い、その耐荷挙動および耐力について既往の計算式等を用いて考察した。その結果、以下の点が明らかとなった。

- ① 4 辺固定、4 辺単純支持 RC 板の載荷荷重は、主鉄筋降伏後も上昇し、それぞれ押し抜きせん断破壊、曲げ圧縮破壊した。主鉄筋が降伏するときの荷重は、降伏線理論による計算曲げ耐力とほぼ一致した。
- ② 薄板理論による断面力と棒部材のせん断強度の組み合わせで 4 辺固定支持正方形板のせん断耐力を求める場合には、せん断強度の計算にディープビームの式を用いることで実験結果を評価できる可能性がある。この場合のせん断スパンの取り方については検討が必要である。
- ③ 2 辺単純支持 RC 板のせん断耐力および破壊の位置は、等分布荷重を複数の集中荷重に分割して、支承の影響なども考慮した齋藤らの方法でおおむね評価できることが分かった。
- ④ 4 辺単純支持で縦横比を 1:2 にしても、せん断耐力は簡易法の 2 倍以上あることが分かった。

参考文献

- 1) 篠崎裕生，三上浩，樋口昇：等分布荷重を受ける RC 板の耐力に関する実験的考察，三井住友建設技術研究所報告，Vol.4，pp.55-60，2006.9
- 2) 篠崎裕生，樋口昇，三上浩：等分布荷重を受ける 4 辺単純支持 RC 板の耐力に関する実験的考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.391-396，2007
- 3) 小柳洽：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断とその設計上の取扱い，コンクリート工学，Vol.19，No.8，pp.8-13，1981
- 4) 谷村幸裕，渡邊忠朋，佐藤勉，棚村史郎：ケーソン基礎頂版のせん断耐力に関する研究，土木学会論文集 No.739/V-60，pp.153-163，2003.8
- 5) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，土木学会，2002
- 6) 齋藤啓一，高橋宏幸，石橋忠良，丸山久一，秋山充良，鈴木基行：多点荷重を受ける RC はりのせん断耐力評価に関する研究，土木学会論文集 No.767/V-64，pp.87-98，2004.8

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

Rehabilitation Design and Implementation of Ultra Small Tunnel with Rock Bolts

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

長野 祐司 YUJI NAGANO

機電部 中野 陽一 YOUICHI NAKANO

外的な荷重に起因するトンネルの構造ひび割れに対して、最も合理的で即時的な効果を期待し得る対策工はロックボルトによる縫い付け補強である。しかしながら、内空断面積 3m^2 未満の極小断面トンネルにおいては、ロックボルト孔の削孔に供することのできる施工機械が開発されていないため、当該工法は適用されてこなかった。筆者らは、極小断面トンネルにおけるロックボルト補修の設計法を提案するとともに、極小断面内でも長尺のロックボルトを施工し得る削孔システムを開発した。本文はその詳細を示すものである。

キーワード：極小断面トンネル，覆工構造ひび割れ，ロックボルト補修，削孔システム，無粉塵

Rock bolting works immediately as a rational countermeasure for structural lining cracks on tunnel wall, which are occurred by external loads. However, this method was not applied in repairing minimal tunnel whose inner space cross section is less than 3m^2 , since the possible drilling machine has not been developed. In this paper, the authors propose a design method of repairing tunnel using rock bolt, and also shows the outline of the system which can drill a long length bore hole from inside of the tunnels with a minimal cross section.

Key Words: Ultra Small Tunnel, Structural Lining Crack, Rock Bolts, Drilling System

1. はじめに

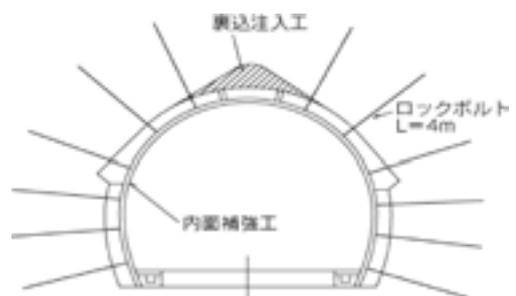
トンネル断面積 3m^2 未満の極小断面トンネルは、水路トンネルを中心として高度経済成長期に数多く建設され、今日でも経済活動を支える重要な社会インフラである。しかし、それらの多くは建設後、40～50年が経過し、老朽化の時期にさし掛かり、適切な維持・補修計画の立案とその実施が喫緊の課題となっている。

一般に、トンネルに発生する変状は、外力による変状（構造ひび割れ）と、覆工劣化に伴う変状（初期欠陥の成長・材料劣化）の二つに大きく分類される。図-1¹⁾に示すように、外力による変状の発生形態はさまざまであるが、その代表的な対策工は覆工背面空隙の充填とロックボルトによる補修が主とされる。覆工背面空隙の充填は、トンネル覆工背面に存在する空隙を適切な材料で充填することで地山荷重伝達を均等に伝達し、局所的に過大な外力が作用することなく、覆工全体が構造体としての機能を発揮することを目的として実施される。

一方、ロックボルト補修は覆工と地山をロックボルト



(a)外力によるトンネル変状の種類



(b)外力によるトンネル変状に対する対策工

図-1 外力によるトンネル変状とその対策工¹⁾

により一体化することで、覆工に固定支承を形成し、作用モーメントのアームを短くすることで部材応力の軽減を図ることを目的とする。したがって、トンネル掘削時に地山安定化を目的として打設されるロックボルトとは、期待される役割が異なることに注意が必要である。

外力に起因する覆工の構造ひび割れがすでに発生したトンネルにおいては、まず当該ひび割れ発生箇所をロックボルトにより補強した後、覆工背面の空洞部を充填することが合理的な補修戦略であると考えられる。ところが、極小断面トンネルは余りに狭く、坑内から必要な長さのロックボルトを打設することのできる削孔機械が開発されていない。このため、極小断面トンネルにおいては、覆工に構造ひび割れが発生したとしてもひび割れ充填やシート被覆等の対症療法的な対策しか行われず、トンネル構造体としての力の釣り合いを確保することのできる根本的な対策が施されてこなかった。

筆者らは、幅 1.50m、高さ 1.78m の工業用水トンネルにおいて、水平ひび割れがスプリングラインより 10cm 下に 50m 区間にわたって発生していることを点検時に発見した。これを受けて、当該トンネルの長期安定性に関する検討を実施したところ、当該ひび割れ箇所をロックボルトにより補修し、覆工の安定性を確保した後に、全線に亘る覆工背面空洞調査を実施し、これを確実に充填することが最も経済的で、かつ長期の安定性を担保することのできる対策工であるものと判断した。

この検討結果に従い、そのロックボルト打設パターンを設計するとともに、極小断面内から長尺のロックボルトを施工することのできる削孔システムを開発し、当該トンネルの補修に適用した。その結果、所期の作業性能を発揮することができ、限定された作業時間内で所定のトンネル補修を実施できた。本文は、この工事におけるロックボルト補修設計を示すとともに、開発した削孔システムの概要とその稼動状況を示すものである。

2. ロックボルトによるトンネル覆工補修とその設計

点検において発見された覆工の構造ひび割れは、下流に向かい右側スプリングライン下部 20cm の位置に発生しており、写真-1に示すように最大ひび割れ幅 3mm で水平に延びる明らかな構造ひび割れである。そのひび割れ延長は 400m ~ 450m 区間（上流側坑口から）の約 50m である。

以下に、対象ひび割れに対するロックボルト補修の設計手順とその詳細を示す。

(1) 設計手順



写真-1 点検で確認された構造ひび割れ

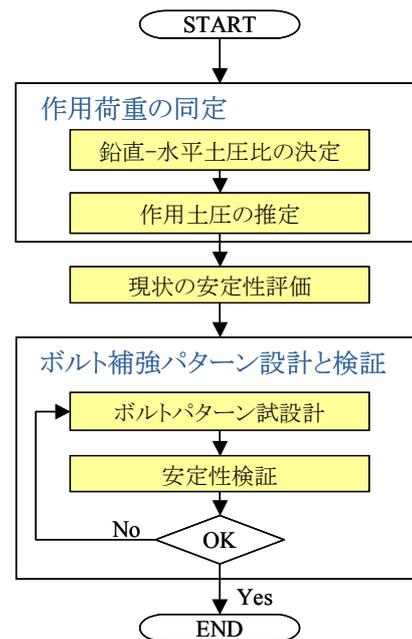


図-2 ロックボルト補修設計のフロー

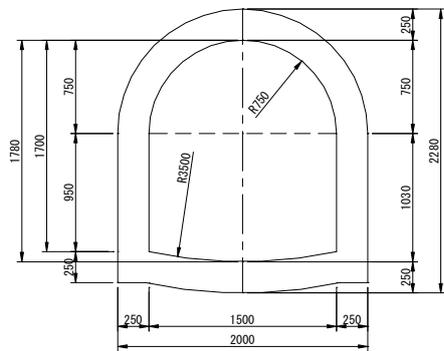
設計の手順を図-2に示す。すなわち、ひび割れ発生位置に最大引張応力を発生させる単位作用荷重の組み合わせを見つけ、この単位作用荷重により発生する最大引張応力度が覆工の引張強度と等しくなるように実際の作用荷重を推定する。

次に、その作用荷重を用いて現状の覆工応力状態を検証し、補強が必要であるならば、ロックボルトの打設パ

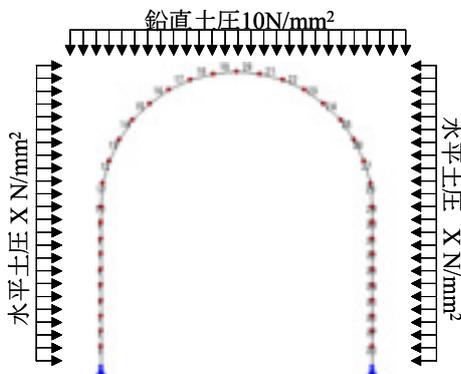
ターンを定め、その打設パターンで覆工が十分に安全な応力状態に移行することを確認し、これを設計ロックボルトパターンとする。以下に、その実際を示す。

(2) 作用外力の推定

覆工側壁に水平ひび割れを発生させた外力の分布とその大きさを推定するために、まず図-3のように対象トンネルの覆工構造をフレーム要素でモデル化し、単位荷重の組み合わせを変化させて作用させ、対象トンネルのひび割れ発生箇所にも最大曲げモーメントを発生させる組み合わせを求める計算を実施した。なお、単位荷重は鉛直土圧を 10N/m² に固定し、水平土圧だけを変化させるものとした。



(a) 一般部覆工コンクリート断面



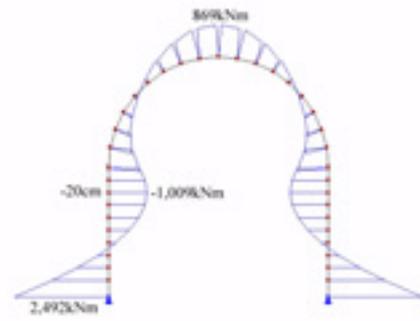
(b) フレーム計算モデルと単位荷重の作用

図-3 対象トンネル断面と同定計算に用いたモデル

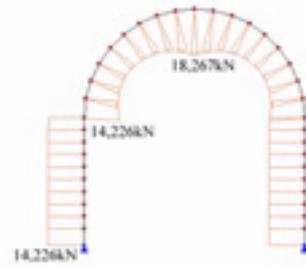
表-1 計算に用いた諸元

断面積	A m ²	0.25m ²
断面二次モーメント I _y	m ⁴	0.0013m ⁴
断面二次モーメント I _z	m ⁴	0.0210m ⁴
弾性係数	E kN/m ²	2.1×10 ⁷ kN/m ²
ポアソン比		0.3

その結果、当該位置にも最大曲げモーメントが発生する荷重の組み合わせは、図-4(a)に示すように鉛直10N/mm²-水平10N/mm²の場合であった。また、図-4(b)に



(a) 曲げモーメント分布



(b) 軸力分布

図-4 ひび割れ位置にも最大曲げモーメントを発生させる断面力分布

示すように、覆工に作用する軸力は全断面で一様であり、最大曲げモーメント発生箇所でも最大引張りひび割れが発生することがわかる。このモデルにおいて発生する最大縁応力度は、

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \tag{1}$$

$$= \frac{1,009}{0.001} \times \frac{0.25}{2} - \frac{13,725}{0.25} = 42,119 \text{ kN/m}^2$$

として与えられる。一方、対象の覆工コンクリート設計規準強度を $\sigma'_{ck}=18\text{N/mm}^2$ とすると、圧縮強度は20%を割り増して $\sigma_{ck}=21.6\text{N/mm}^2$ と推定される。ここで、次の引張強度と圧縮強度の関係をを用いると、対象覆工の引張強度は以下のように推定される。

$$\sigma_{tk} = 0.23\sqrt{\sigma_{ck}^2} = 0.23\sqrt{21.6^2} = 1.78 \text{ N/mm}^2 \tag{2}$$

したがって、

$$P_V = P_H = 10 \text{ N/mm}^2 \times \frac{\sigma_t}{\sigma_{tk}} \tag{3}$$

$$= 10 \times \frac{1,366}{42,119} = 0.324 \text{ N/mm}^2$$

として、覆工に作用する土圧が推定される。

(3) 作用外力の推定

前節で推定された覆工作用荷重を用いて現状の覆工安定性の検討を行う。いま、ひび割れ箇所を塑性ヒンジで置き換えると現状の覆工コンクリート構造を図-5のようにモデル化できる。このモデルに、2. (2) で推定した外力を作用させた場合の覆工最大曲げモーメントと軸力の分布を図-6に示す。

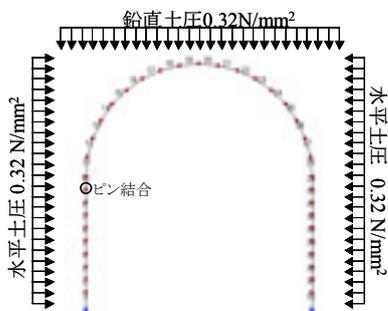
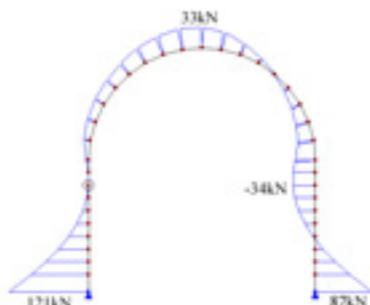
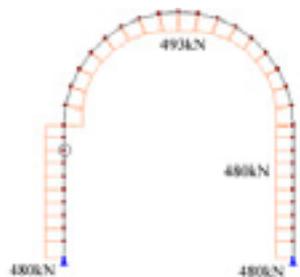


図-5 現状の覆工構造のフレームモデル



(a) 曲げモーメント分布



(b) 軸力分布

図-6 現状の推定断面力分布

図-6に示すように、右側壁部にひび割れ発生後も覆工には左側壁部の同じ高さ付近に内側引張の大きな曲げモーメントが作用する。この位置に作用する最大縁応力度を計算すると以下ようになる。

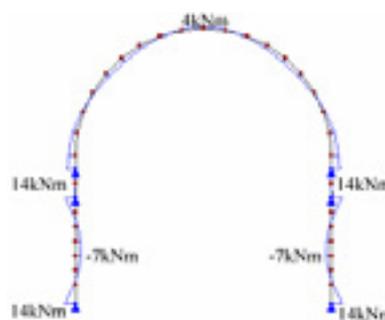
$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \\ &= \frac{34}{0.0013} \times \frac{0.25}{2} - \frac{480}{0.25} \\ &= 1,349 \text{ kN/m}^2 < 1,366 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (4)$$

この最大縁応力度は覆工コンクリートの引張破壊強度

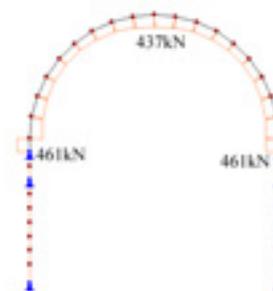
よりも小さい値ではあるが、ほとんど余裕がなく、右側壁部にもひび割れが発生する可能性が高いものと判断される。このため、何らかの対策工が必要であると考えられる。なお、補修のため坑内観察を再度実施したところ、右側壁部にも、予測された箇所にひび割れが発達していた。

(4) ロックボルト補修パターン在设计

左側壁のひび割れ位置より 10cm 下部とスプリングラインより 10cm 上部にロックボルトを打設する。また、ひび割れの発生していない右側壁においても同じ位置にロックボルトを打設するものとする。



(a) 曲げモーメント分布



(b) 軸力分布

図-7 打設後の推定断面力分布

図-5に示すモデルにおいてロックボルトの打設位置を新しい固定支承として、ロックボルト打設後の曲げモーメントと軸力の分布を図-7に示す。同図を図-6と比較すると、現状覆工部材力に比べ曲げモーメントおよび軸力とも大きく減少し、同一荷重においても覆工構造が変化することで発生部材応力が大きく軽減することがわかる。ここで、内壁側に最大の曲げモーメントが作用する位置の最大縁応力度は以下のように求められる。

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \\ &= \frac{7}{0.0013} \times \frac{0.25}{2} - \frac{0}{0.25} \\ &= 673 \text{ kN/m}^2 < 1,366 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\quad (5)$$

したがって、覆工コンクリートに作用する最大縁応力はコンクリート引張破壊強度の半分程度まで低下することが期待され、ロックボルトの補修効果は大きいものと判断することができる。

(5) ロックボルト打設範囲とロックボルト長

トンネル軸方向の打設間隔は、確実な固定支承を形成することを目的として 1m とする。一方、ロックボルト長は、覆工に固定支承を形成し得る長さがあれば良い。ここでは、覆工自重をロックボルトの極限摩擦抵抗で支持することのできる定着長を設計長と考える。表-2に極限摩擦抵抗の設計値を示す。

表-2 極限摩擦抵抗の設計値

岩盤の種類	極限摩擦抵抗 (N/mm ²)
硬岩	1.18
軟岩	0.78
風化岩	0.49
土丹	0.49

〔アーチ部〕

スプリングラインより上部のアーチ部は左右 2 本のロックボルトで支持される。その隧道軸方向 1m 当たりの覆工重量は以下のように求められる。

$$W_a = \rho \frac{1}{2} \pi (r_1^2 - r_2^2) L = 17.17 \text{ kN} \quad (5)$$

いま、ロックボルト打設長を 1m とすると、覆工厚が 0.25m であるので岩盤での付着長は 0.75m となる。また、削孔径 0.042m とし、ロックボルト定着材と地山間の極限摩擦抵抗を 1.18 とすると、その付着抵抗は以下のように求められる。

$$T = \mu \pi D \ell = 116 \text{ kN} > 17.17 \text{ kN} \quad (6)$$

〔側壁垂直部〕

スプリングラインより下部の側壁垂直部は左右それぞれ 1 本のロックボルトで支持される。その隧道軸方向

1m 当たりの覆工重量は、以下のように求められる。

$$W_a = \rho W H = 5.94 \text{ kN} \quad (7)$$

いま、ロックボルト打設長を 1m とすると、その付着抵抗は、以下のように求められる。

$$T = \mu \pi D \ell = 116 \text{ kN} > 5.94 \text{ kN} \quad (8)$$

以上より、ロックボルト打設長を 1m とする。なお、ロックボルトの定着を確実にを行うため湧水対応の早強セメントカプセルを用い、ロックボルト母材、ベアリングプレート、ナット・ワッシャー等は耐腐食性を考慮し亜鉛メッキ仕様とした。

3. 極小トンネル内削孔システムと施工の実際

極小断面トンネル内の補修施工には、以下のような問題点がある。

- ① トンネル断面幅が 1.5 ～ 2.0m 程度と極めて小さく、一般的な建設機械の搬入・運搬ができない。
- ② 一般的な建設機械が使用できないため、施工可能な補修工法が限定される。
- ③ 点検・補修工事のために、工場稼働や発電を停止しなければならないことから、補修に許容される時間が限定される。
- ④ 水路トンネルには工事に必要な電気、水、空気、照明等の設備が一切ないため、限られた時間の中かでこれらの敷設・撤去作業を行わなければならない。
- ⑤ 換気条件が著しく悪いため、内燃機関や有機溶剤が使用できない。また、換気が不可欠となる。

このような、諸条件を勘案し削孔システムはニューマティックドリルを用いるものとした。ニューマティックドリルは油圧ドリルに比べ打撃圧が劣るものの、ドリル本体の寸法が 640mm と小さく、極小坑内での操作性に優れるためである。また、ニューマティックドリルの場合、空気配管の敷設・撤去のみでよいという利点もある。なお、油圧ドリルの場合、最小でもドリル本体寸法は 1m を超える。

一方、ニューマティックドリルの打撃圧が油圧ドリルに比べ小さいことから、空圧作動のドリフターを採用

し、空圧によりドリルをフィードするものとした。これにより、人力削孔に比べ安定して大きなフィード圧を与えることが可能となり、硬岩の削孔も可能となるものと考えたためである。

また、無水削孔の問題点として、削孔屑が粉塵となる問題が挙げられる。坑道換気しか行えない極小断面トンネルでは、粉塵を作業環境内に浮遊させると塵肺等の深刻な粉塵災害を招きかねない。このため、発生する粉塵を削孔口元からサイクロンとバキュームによりすべて吸引し、所要の容器内へ貯蔵する方式を考えた。



写真-2 削孔システムの構成

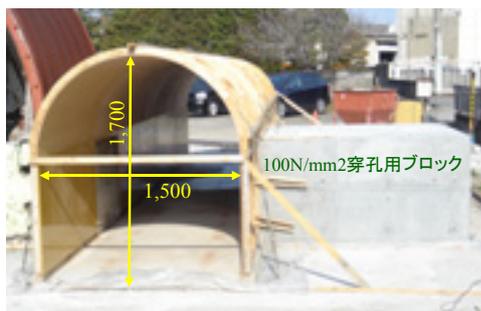


写真-3 施工性確認のための模擬トンネル

以上のような、削孔作業諸元を狭小空間内で実現すべく設計・製作した削孔システムが写真-2に示すシステムである。当該システムが要求性能を満たすことを検証することを目的に、写真-3のような実物大トンネル模型を製作し、その一部に設計一軸圧縮強度 $\sigma_c=150\text{MPa}$ の削孔用ブロック(2,000×1,200×1,500)を設け、削孔試験を実施した。その結果、設計諸元である要求性能をすべて満たし、かつ $\phi 32\text{mm}$ 、 $L=1,000\text{mm}$ のボアホールを12分程度で削孔できることを確認した。

なお、削孔は替えノミ方式とし、最初に $L=700\text{mm}$ のロッドでガイドホールを削孔し、削孔後、ドリル本体を持ち上げ、 $L=1,300\text{mm}$ のロッドと交換し、深さ1,000mmまで追いノミするものとした。幾つかの削孔方式を試験したが、この方法が最も効率的で、かつボアホールの直進性も確保できたため、当該方式を対象トンネルの施工方式として採用した。

実際の施工においては、トンネル施工時に余掘り部を土砂等で充填した箇所があり、孔の自立性が保てず、ボルト挿入・定着が行えないため、打設位置を変更せざるを得なかった孔が数本あった。それ以外は、全く問題のない施工を行うことができた。

なお、施工に要した日数は6日間で、坑内足場組み立てと坑内配管・配線のために1日、その撤去に1日を要したため、実際の補修工に当てられた日数は4日間であった。また、作業時間は午前8時から午後7時とし、夜間作業は行わなかった。写真-4に補修終了後の坑内状況を示す。



写真-4 ロックボルトで補修された坑内

4. おわりに

本文では、外力に起因する構造ひび割れに対するロックボルト補修の設計方法を提案し、極小断面トンネル内で作業可能な削孔システムの開発経緯と、その施工の実際に関して述べた。

設計に関しては、やや安全側の設計であるものと考えられるが、経済的に過大なものではないため、長期の安定性を考慮すれば妥当な方法であると考えられる。また、削孔システムは実務において所要の性能を発揮し得ることが確認されたが、限定された作業時間で柔軟な対応を可能とするよう坑内配管・撤去方法を含めた改良が求められる。なお、孔が自立しない地山に対しての自穿孔ボルトの適用を考え、システムの一部改良を実施し、その作動を確認済みである。

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) 土木学会：コンクリート標準示方書〔平成8年度制定〕設計編，1996.

地震時の盛土斜面の安定性に関する衝撃振動実験

Impact Test of Embankment on Slope Stability during Earthquake

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

地震時の盛土崩壊過程を再現する方法として、模型盛土に対する衝撃振動実験方法を考案した。考案した実験方法は、簡易な方法で模型地盤に一樣な慣性力を効果的に与えることが可能で、地震による盛土斜面のすべり破壊の状況を明確に再現できる。補強位置・範囲の違いによる対策効果の実験検証から、部分的な補強では安全率の増加は期待できないが、破壊形態には大きな違いが認められた。

キーワード：斜面安定、地震、すべり面、模型実験、盛土

An impact test on model embankment as the way of reproducing slope failure during earthquake is proposed. It is possible that the inertia force acts on the embankment model uniformly by this method, and the slope failure condition of the embankment due to earthquake can be reproduced easily. As the result of tests on countermeasure effects varying the condition of position and range of the reinforcement, it is confirmed that though increasing of safety factor can't be expected by the partial reinforcement, a serious difference is recognized in the form of slope failure.

Key Words: Slope Stability, Earthquake, Slip Surface, Model Test, Embankment

1. はじめに

2005年新潟県中越地震や2007年の能登半島地震、新潟県中越沖地震では数多くの斜面崩壊による地盤災害が発生し、あらためて人工地盤である盛土の耐震性の問題が注目されている¹⁾。盛土は社会インフラを伴って建設されることから、例えば、宅地盛土の崩壊は人命や財産へ直結する問題であり、道路盛土などでは緊急物資輸送の確保や早期の震災復興を可能にする観点からも、効果的で総合的な防災対策が求められる^{2),3)}。

本研究は、地震による盛土の破壊機構の解明と災害防止のための効果的な対策工法の提案および検証を目指すものである。地震時の盛土崩壊過程を再現する方法として、模型盛土に対する衝撃振動実験方法を考案した。本報告では、まず、考案した実験装置および試験方法を概説しその特徴を示す。また、試験方法の有効性確認と盛土破壊機構の基礎的なデータ収集を目的として、無補強の砂質盛土地盤を対象に実施した試験結果について考察する。さらに、既存盛土の耐震補強方法として、ネイリング工法をイメージした補強位置・範囲の違いによる対策効果の実験検証を行い、そ

れぞれの破壊形態の特徴について考察した。

2. 衝撃振動実験の概要

図-1に実験装置の概要を示す。本実験は図-2に示すように、盛土に対して震度法による斜面安定解析と同様の応力状態を再現することをイメージしている。したがって、実験では模型地盤に一樣な慣性力を作用させる必要がある。図-1に示した実験装置の土槽下の台座先端には車輪を取り付けており、実験では土槽を緩傾斜のガイドレール上をゆるやかに移動させて壁に衝突させる。土槽が壁に衝突して急停止することにより、模型地盤には水平方向に一樣な慣性力が作用すると考えた。土槽前面にはスポンジを貼り付けており、衝突後のリバウンドを防止している。ガイドレールの傾斜角度は、土槽の移動過程で加速度が極力発生せずに土槽の移動がスムーズに行われるよう試行の末、 $\theta=5^\circ$ とした。土槽台座はガイドレールと同一の傾斜角度としているので、土槽は移動中も水平を維持している。

実験に使用した土槽は、幅 530mm、高さ 400mm、奥行き 100mm の小型土槽である。今回実施した実験では、

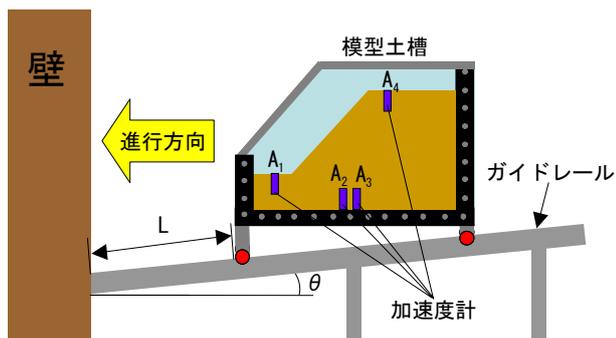


図-1 衝撃振動実験の概要

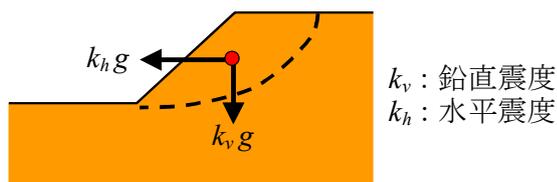


図-2 地震時安定解析における震度

試料に三河珪砂 ($D_{50}=0.333\text{mm}$, $U_c=1.972$, $G_s=2.660$, $e_{\max}=1.022$, $e_{\min}=0.630$) を用い、模型地盤全体を飽和度 $S_r=50\%$ に相当する含水比 14.8% に調整した潤滑砂で、相対密度 $D_r=60\%$ となるように均一に突き固めて作製した。また、斜面勾配は 1 : 1 (200mm : 200mm)、天端幅 200 mm とした。実験は、所定の移動距離 L で斜面崩壊するまで土槽を繰り返し衝突させ (最大 30 回)、それぞれ、 A_1 (法先地盤水平)、 A_2 (土槽上下)、 A_3 (土槽水平)、 A_4 (法肩天端水平) に設置した加速度計で実験中の加速度を計測するとともに、ビデオ撮影を行った。

3. 実験手法の検証

ここでは、実験手法の検証を目的に実施した無補強盛土模型に対する衝撃振動実験結果を示す。

図-3 に、土槽移動距離 $L=15\text{cm}$ で実施した実験の各測定位置の加速度波形を比較して示した。土槽の衝突により、水平加速度は測定位置にかかわらず同一とみなせる値を示しており、模型地盤全体に一樣な慣性力が作用していることを表している。鉛直加速度は水平加速度に対して大きくはないが、衝突後に振動成分が見られることから、土槽衝突時の衝撃によりガイドレールが振動したと考えられる。図-4 に、移動距離 $L=15\text{cm}$, 25cm , 40cm で実施した実験の A_3 位置の加速度波形を示す。波形は 3 波とも 0.19 秒で水平加速度が立ち上がり、さらに 0.21 秒で大きく上昇していることから、最初に土槽前面に貼り付けたスポンジが壁に接触し、その後で土槽本体が衝突したことによる影響が

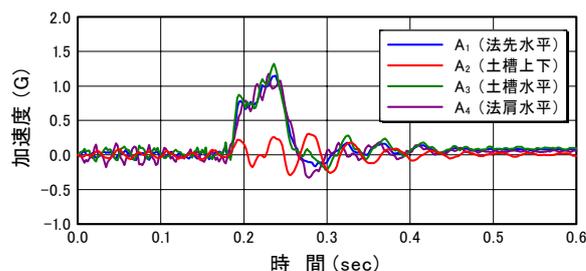


図-3 加速度波形の比較 ($L=15\text{cm}$)

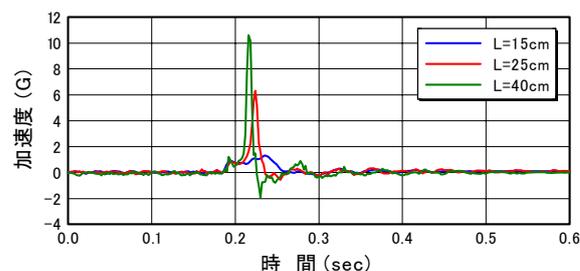


図-4 A_3 位置の水平加速度波形の比較

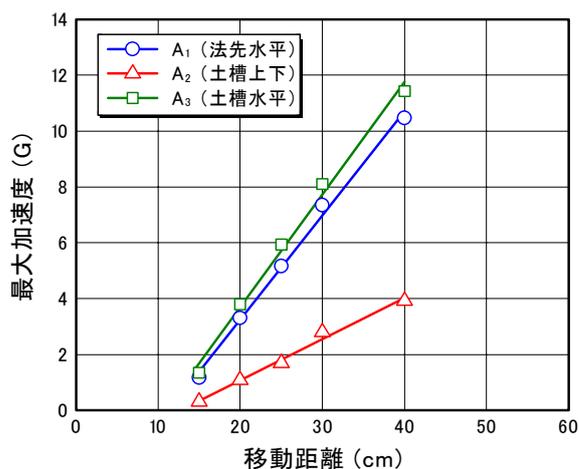
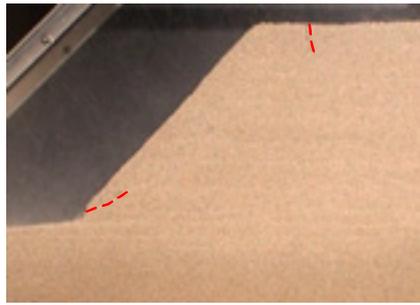


図-5 最大加速度と移動距離の関係

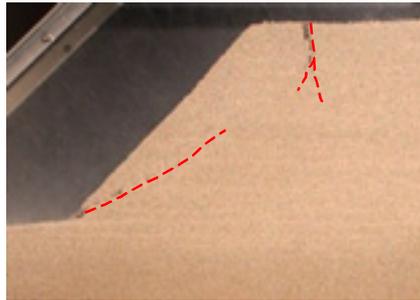
現れていると考えることができる。

図-5 には A_1 , A_2 , A_3 位置の水平方向または鉛直方向加速度の最大値と移動距離の関係を示した。水平加速度パルスの振動数を求めると $L=15\text{cm}$ で 12Hz であったものが $L=40\text{cm}$ では 28Hz と移動距離の増加により振動数は高くなっている。また、最大加速度は土槽の移動距離と比例増加の関係を示しており、移動距離を調整することで任意の加速度を与えることが可能となる。

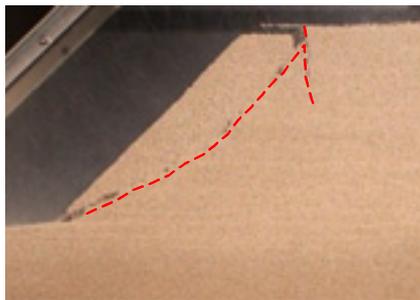
写真-1 には、 $L=20\text{cm}$ で実施した実験について斜面のすべり破壊に至る過程を示した。写真中にはクラック図を実際のクラック位置から少しずらした位置に破壊で示した。このケースでは、6 回目で天端位置にクラック



(a) クラック発生 (6回目)



(b) すべり面発生 (7回目)



(c) すべり破壊 (8回目)

写真-1 破壊に至る状況 (無補強, $L=20\text{cm}$)

クが発生, 7回目で明瞭な円弧状のすべり面が発現し, 8回目ですべり破壊に至っている。

図-6に $L=15\text{cm}\sim 40\text{cm}$ でそれぞれ実施した実験結果について, クラック発生→すべり面発生→すべり破壊に至る回数と最大加速度との関係を整理して示した。 $L=15\text{cm}$ のケースでは30回の衝撃回数の中ですべり面は発生せず破壊に至らなかったことから, 本試験条件においては, 斜面崩壊に約2G以上の衝撃加速度を要することになる。また, いずれのケースについてもクラック発生から1回後にすべり面が発生し, その直後の衝撃ですべり破壊に至っている。破壊に要する水平加速度としては通常の地震動に比較して大きい, これは本実験で作用する衝撃加速度が地盤の固有周期(1秒程度)に対して10~20倍近く高い振動数で半周期のパル

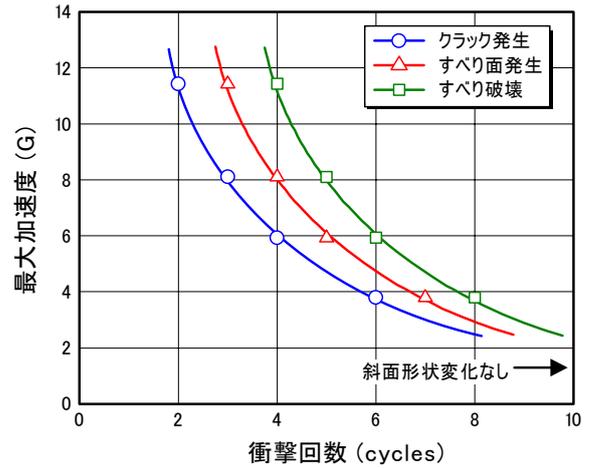


図-6 すべり破壊に至るに必要な最大加速度と衝撃回数
の関係 (無補強盛土)

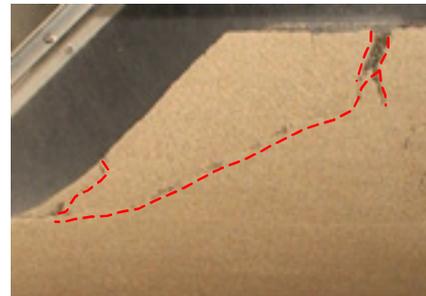


写真-2 破壊状況 (無補強, $L=30\text{cm}$, 5回目)

ス波形であること, 締固めた不飽和地盤で片振り状態と砂地盤の動的強度が高い状態での試験になっていることに起因していると考えられる。

写真-2は $L=30\text{cm}$ で実施した実験のすべり破壊の状況を示している。写真-1の $L=20\text{cm}$ の結果と比較すると, いずれも斜面法先を通る円弧すべりを生じているが, $L=30\text{cm}$ で実施したケースのほうが, より大きな円弧すべり面形状を示しており, 斜面安定計算において安全率を同一とした場合に震度を大きくすると円弧半径も大きくなることと整合する結果となっている。

これらの結果から, 本実験は震度法による斜面安定解析と同様の応力状態で, 斜面のすべり破壊を効率的に再現できると考える。

4. 対策工法の効果

既存盛土の耐震補強方法として, ネイリング工法をイメージして補強位置・範囲の違いによる対策効果の実験検証を行った。模型盛土の補強材には長さ13cmのストローを使用し, 斜面に対して垂直に挿入した。

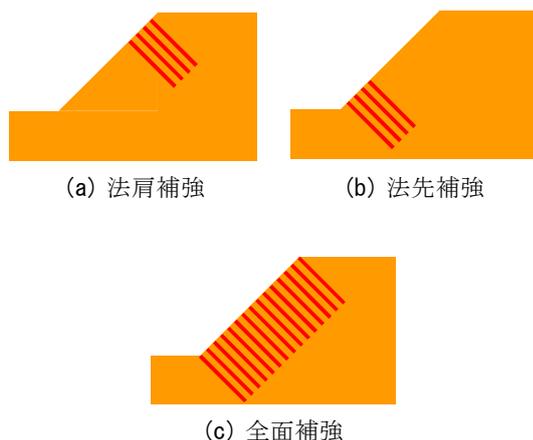


図-7 補強位置

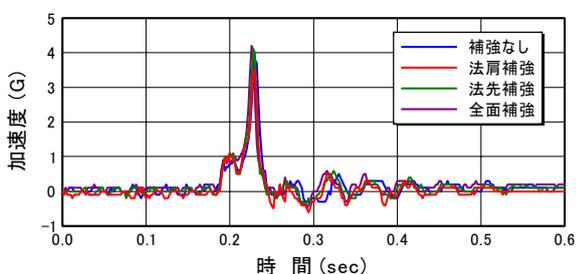


図-8 各ケースの水平加速度波形の比較 (L=20cm)

表-1 破壊に至る過程の衝撃回数

ケース	破壊に至る衝撃回数 (cycles)		
	クラック発生	すべり面発生	すべり破壊
無補強	6	7	8
法肩補強	7	8	9
法先補強	6	7	8
全面補強	7	-	-

実験は、図-7 に示すように法肩補強、法先補強、全面補強と補強位置・範囲の異なるケースについて実施した。土槽移動距離は $L=20\text{cm}$ とした。なお、補強材は奥行き方向に等間隔 (2cm) で4列挿入している。

図-8 に各ケースの水平加速度波形を比較して示した。いずれのケースについても同様の加速度が作用していることが確認できる。表-1 に各ケースについてすべり破壊に至る過程の衝撃回数をまとめた。全面補強では天端付近にクラックの発生は観察されたが、すべり面の発生や破壊に至ることはなかった。それ以外のケースではいずれもクラック発生直後の衝撃回数ですべり面が発生し、すべり破壊へと至っていることが分かる。また、部分的な補強では破壊に至るまでの衝撃回数に

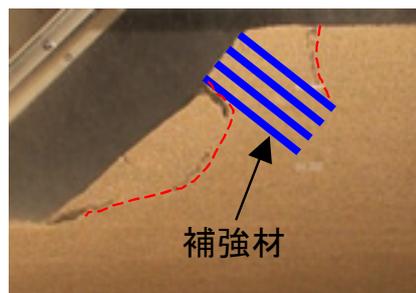


写真-3 破壊状況 (法肩補強, $L=20\text{cm}$, 10回目)

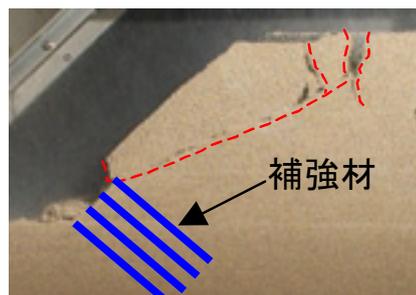


写真-4 破壊状況 (法先補強, $L=20\text{cm}$, 10回目)

無補強との違いが認められないことから、実験結果は部分的な補強ではすべり安全率の増加がほとんど期待できないことを表している。

一方、破壊形態からは補強位置による効果の違いを考察することができる。写真-3、写真-4 は法肩補強と法先補強したケースのすべり破壊状況をそれぞれ示している。法肩補強のケースでは補強位置直下から法先部にかけてすべり破壊を生じている。盛土天端位置にもクラックの発生が認められるが、補強した法肩部は崩壊を免れている。法先補強のケースでは補強位置の直上から天端中央部を通るすべり面が発生して破壊に至っている。このケースの盛土天端に現れたすべり面は、写真-1 に示した無補強のケースよりも背後に生じており、盛土天端の破壊領域の範囲はむしろ広がっている。

盛土地盤では、天端部分に家屋や道路などのインフラが存在していることが通常なので、法先のみを補強した場合には、補強を実施しない場合よりも地震時の被害を拡大させる可能性が実験結果から示唆される。法肩部のみ補強した場合には、斜面内のすべりは発生するが盛土天端の崩壊を抑止していることから、ある程度の被害が生じる可能性は否定できないものの、人命確保が可能な性能レベルに達していると考えられる。

5. まとめ

震度法による斜面安定解析と同様の応力状態を再現可能な盛土模型の衝撃振動実験を考案し実施した。無補強の盛土地盤に対する実験結果から、地盤全体に一樣な慣性力を作用させることが可能で、地震による盛土斜面の被害事例に見られるのと同様のすべり破壊の状況を効率的に再現できることが明らかとなった。

補強位置・範囲の違いによる対策効果の実験検証から、部分的な補強ではすべり安全率の増加は期待できない一方で、破壊形態に大きな違いが認められた。法先のみを補強した場合には、補強を実施しない場合よりも地震時の被害を拡大させる可能性が実験結果から示唆された。法肩部を補強したケースでは、斜面のすべりは否定できないものの、盛土上構造物の倒壊に繋がる地盤変状を抑止可能であることが認められた。全面補強したケースでは破壊に至らなかった。

謝辞：本研究は山口大学との共同研究として実施したものである。山口大学 中田幸男 准教授，同大学院 沖元翼氏のほか、関係各位に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 地盤工学会関東支部：造成宅地における耐震調査・検討・対策の手引き，2007.
- 2) 渋谷和久：宅地造成等規制法の改正一宅地造成地の耐震化対策一，地学雑誌，Vol.116, No.3/4, pp.511-515, 2007.
- 3) 宮島昌克：平成19年度能登半島地震報告会，土と基礎，Vol.55, No.12, pp.12-13, 2007.

土粒子内の空隙を考慮したベントナイト混合土の 配合設計法に関する研究

Study on the Design Method of Bentonite Mixture Soil Liner Considering Swelling of Bentonite-Sand Mixture and Particle Pore

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

ベントナイト混合土の合理的な配合設計を行うことを目的として、ベントナイトの膨潤と土粒子内の空隙を考慮した修正マクロ空隙比に基づくベントナイトの配合添加率決定法を提案した。本研究では、5種類の土質材料を母材として用い、ベントナイト混合土に関して締固め試験および透水試験を行った。推定限界添加率は透水試験から求められる実験限界添加率とほぼ等しく、提案した配合設計法の妥当性が検証された。

キーワード：ベントナイト混合土、透水試験、空隙比、膨潤

A design method to determine the critical ratio for bentonite addition based on the revised macro void ratio that considers the swelling property of bentonite and particle pores of lightweight soil was proposed. The compaction tests and permeability tests were carried out on 5 kinds of soils varying the ratio of bentonite-sand mixture. The estimated critical ratio of bentonite addition was in good agreement with the measured critical ratio of bentonite by the permeability tests. It was confirmed that the proposed design method was applicable to the various soils.

Key Words: Bentonite Mixture Soil Liner, Permeability Test, Void Ratio, Swelling of Water Absorption

1. はじめに

近年、廃棄物最終処分場では、浸出水による地下水汚染防止を目的として、遮水シートとベントナイト混合土による複合遮水構造を用いる事例が増加している。著者らは、このベントナイト混合土を用いた遮水工を開発し“ソイルレイヤー工法”と名づけ、いくつかの処分場へ適用した¹⁾。このベントナイト混合土による遮水層には、透水係数が 10^{-6} cm/sec以下という性能が必要とされる²⁾。これを満足するためのベントナイト添加率は、母材の乾燥重量に対して10~15%程度^{3)~5)}とされているが、実際の配合設計は配合率を3種類以上に变えて締固め試験や透水試験を実施して行われている。しかし、この設計配合率決定手法では、供試体個数も多く、長時間を要するという問題がある。

このようなことから、簡便で合理的な配合設計法に関する検討が行われてきた。飯島ら⁶⁾は、珪砂、まさ土および礫混じり細粒材等を母材に用いたベントナイト混合土の透水試験を実施し、塑性指数と透水係数との間に

相関関係があることを示し、この関係を用いた簡易な配合設計法を提案している。小峯⁷⁾は、ベントナイト系遮水材中のモンモリロナイトの膨潤挙動を評価できるパラメータ「モンモリロナイト膨潤体積ひずみ ϵ_{SV3} 」と透水係数の相関関係を求め、このパラメータを用いた配合設計法を提案している。

一方、著者らはベントナイトの膨潤を考慮したマクロ空隙比の概念を用いた合理的な配合設計法を提案してきた^{8),9)}。すなわち、ベントナイト添加率(=母材の乾燥質量に対するベントナイトの乾燥質量の百分率)の増加に伴い透水係数が低下するが、ある添加率から透水係数の低下の割合が小さくなることを実験で示し、これをベントナイトの実験限界添加率と定義した。そして、この実験限界添加率を推定するため、ベントナイトの膨潤を考慮したマクロ空隙比の概念を提案し、この値がゼロになる添加率が推定限界添加率であるとした。このマクロ空隙比は、ベントナイト混合土の締固め試験結果から評価できるため、長期間を要する透水試験を数多く実施することなく推定限界添加率を決定することができる。

そして、この推定限界添加率を配合設計におけるベントナイト添加率とすることにより、合理的な配合設計が可能となる。ただし、推定限界添加率でのベントナイト混合土の透水性が、基準値を満足するかを確認するための透水試験は必要となる。

しかし、しらすのような多孔質な土質材料をベントナイト混合土の母材として用いた場合、マクロ間隙比に基づき得られた推定限界添加率は、透水試験の結果から得られた実験限界添加率より大幅に大きくなった。そこで、この原因を、多孔質な土の土粒子内部にはベントナイトが膨潤しても満たすことができない微細な間隙が存在するためと考え、表面乾燥飽和状態における含水比から評価した微細空隙率 γ を取り入れた修正マクロ間隙比の計算式を提案した^{10),11)}。

本研究では、緑色凝灰質砂岩破砕砂、黄色凝灰質砂岩破砕砂、しらす A、しらす B および山砂の微細空隙率 γ を評価し、これらを母材としたベントナイト混合土のベントナイト添加率を変化させた締固め試験および透水試験を実施して締固め特性と透水特性について検討した。そして、提案した修正マクロ間隙比を用いた配合設計法が、これらの微細空隙率の異なる母材を用いたベントナイト混合土へ適用可能であるかを検討した。

2. ベントナイト混合土の膨潤特性と遮水性能に関する既往の研究

ベントナイトは、数百万年～約2億年前の火山噴火による火山灰を起源とする堆積物が永年の地球化学的変質作用を受けて生成した天然の粘土であり、粘土鉱物のうちモンモリロナイトを主成分としている。モンモリロナイトは一種の珪酸塩鉱物であり、Si, O, Al および OH 等が主要な構成原子ならびにイオンとなっており、これに Na, K, Ca, Mg や水分子が加わって薄い層状骨格を形成している。Na イオンに富んだナトリウム型モンモリロナイトは、Ca, Mg イオンに富むカルシウム型モンモリロナイトよりも水分子を取り込む量が多く、そのために膨潤し、かつ分散しやすくなる性質がある。したがって、廃棄物最終処分場の遮水工には、ナトリウム型ベントナイトが使用されることが多い。なお、カルシウム型ベントナイトに炭酸ソーダ (Na_2CO_3) 等を加え、カルシウムイオンをナトリウムイオンに置き換えたのちベントナイト混合土に使用する場合もある¹²⁾。

このようなベントナイトの膨潤特性とそれが透水係数に与える影響を明らかにするために、小峯ら¹³⁾は、試料周辺の温度と水蒸気圧が制御できる走査型電子顕微鏡を用いて、砂・ベントナイト混合材料中の膨潤挙動を

観察している。その結果、ベントナイト配合率 (=母材の乾燥質量に対するベントナイトの乾燥質量の百分率) 5%および 10%の供試体では、吸水によるベントナイトの体積膨張は、砂粒子骨格が形成する間隙を十分に充填するまでに至らず、加水後も混合土内には間隙が存在していることを示している。一方、ベントナイト配合率が 20%以上では、吸水による体積膨張により砂粒子骨格の形成する間隙がほぼ完全に充填されており、水みちになり得る間隙は認められなかったことも併せて示している。さらに、小峯⁷⁾は、砂・ベントナイト混合材料の透水試験を実施して透水係数とベントナイト配合率との関係を明らかにし、配合率の増加に伴って透水係数が低下すること、およびベントナイト配合率 20%以上の場合、その値は 10^{-9}cm/sec 以下と非常に小さくなることを示している。また、この透水係数の低下傾向の変化が、ベントナイト配合率 5%および 10%では大きく、ベントナイト配合率 20%以上の場合には小さくなることを示している。これらは、ベントナイト配合率 5%および 10%では、配合率の増加により砂粒子骨格が形成する間隙の充填程度が大きく変化するためであり、ベントナイト配合率 20%以上では、ベントナイトの膨潤変形により供試体中の砂粒子骨格が形成する間隙がほぼ完全に充填されるためと考察している。

Filippo ら¹⁴⁾や緒方ら¹⁵⁾は、混合する砂の粒度分布を変えたベントナイト系材料の透水試験を実施し、ベントナイト配合率が 0～15%程度の混合材料では、砂の粒度特性が透水係数に与える影響が大きく、ベントナイト配合率が 20%以上になるとその影響が小さくなることを示している。

以上の研究成果から、廃棄物最終処分場の遮水層にベントナイト混合土を用いる場合、ベントナイト配合率を 20%程度に設定すれば、母材の粒度特性にあまり依存せずに 10^{-9}cm/sec 以下の透水係数が得られるものと推測される。しかしながら、前述したように、廃棄物最終処分場における遮水層の透水係数の基準値は 10^{-6}cm/sec 以下であり、経済性の観点からも、合理的なベントナイト添加率を決定することが重要であると考えられる。

3. 微細空隙率^{10),11)}の定義と試料の物性値

(1) 微細空隙率の定義

図-1 に、表面乾燥飽和状態における示相図を示す。図において、ベントナイトが膨潤しても埋めることのできない、かつ通水を許さない土粒子内の微細な間隙の体積を γV_s とし、 γ を微細空隙率と定義する。ここで、細骨材の吸水率試験における表面乾燥飽和状態において

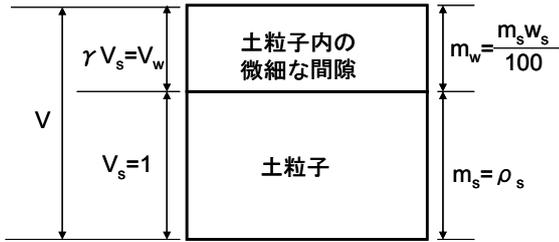


図-1 表面乾燥飽和状態の土粒子の示相図

表-1 試料の物性値

試料	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	微細空隙率 γ %	礫分 %	砂分 %	細粒分 %	均等係数 U_c	曲率係数 U'_c
①緑色凝灰質砂岩砕石	2.336	1.180	35.2	44.5	20.3	59.1	0.591
②黄色凝灰質砂岩砕石	2.716	0.200	12.2	82.2	5.6	5.8	1.586
③しらすA	2.484	0.347	22.7	53.2	24.1	66.7	3.010
④しらすB	2.443	0.391	31.4	63.6	5.0	9.3	2.990
⑤山砂	2.667	0.061	76.7	19.9	3.4	7.9	3.042

表-2 試料の締固め特性値

試料	最大乾燥密度 最適含水比	
	ρ_{dmax} g/cm ³	W_{opt} %
①緑色凝灰質砂岩砕石	0.864	68.0
②黄色凝灰質砂岩砕石	1.688	18.5
③しらすA	1.271	24.2
④しらすB	1.275	30.9
⑤山砂	2.03	10.4

表-3 ベントナイトの物性値

項目	記号	単位	ベントナイト	
			A	B
産地			米国	米国
密度	ρ_b	g/cm ³	2.86	2.5
膨潤比			5.84	6.57
液性限界	w_l	%	581	616
塑性限界	w_p	%	38	48
塑性指数	I_p		543	568

は、この土粒子内の微細な空隙に水分が存在すると考えると、このときの含水比 $w_s(=m_w/m_s \times 100)(\%)$ と γ の関係は式(1)となる。

$$\gamma = \frac{\rho_s w_s}{100 \rho_w} \quad (1)$$

ここに、

ρ_s : 土粒子密度(g/cm³)

ρ_w : 水の密度(g/cm³)

(2) 試料の物性値

ベントナイト混合土の母材には、緑色凝灰質砂岩破砕砂、黄色凝灰質砂岩破砕砂、しらす A、しらす B お

よび山砂を用いた。緑色凝灰質砂岩破砕砂および黄色凝灰質砂岩破砕砂とは、栃木県那珂川流域に分布する凝灰質砂岩を破砕したものである。しらす A は、青森県十和田市指久保地方で採取したものであり、しらす B は宮崎県宮崎市から採取したものである。山砂は、栃木県内で採取したものである。表-1 および表-2 に、これらの物性値および締固め特性値を示す。なお、締固め試験は JIS A 1204 に基づき非繰返し法(A-c 法)によって行った。

緑色凝灰質砂岩破砕砂は、土粒子密度と最大乾燥密度が最も低く、微細空隙率が最も高い多孔質な土質材料である。黄色凝灰質砂岩破砕砂は、土粒子密度は最も高いが、微細空隙率は山砂より大きく、山砂と比較して多孔質な性質である。しらす A およびしらす B は、土粒子密度、微細空隙率および最大乾燥密度は同程度であり、5 種類の母材の中で中間的な値を示している。山砂は、最大乾燥密度が最大で、微細空隙率が小さく多孔質でないことが分かる。

表-3 に、実験に用いた 2 種類のベントナイトの特性を示す。これらはともに米国産の Na 型であるが、密度はベントナイト A のほうが高く、膨潤比はベントナイト B のほうが大きい。

ここで、ベントナイト膨潤比 β は、50g の乾燥ベントナイトを密度が 0.637g/cm³ になるように締固め、後述するたわみ性壁透水試験における拘束圧である 402kPa の水圧のもとで一次元膨潤させたときの厚さ比である。

なお、本研究におけるベントナイト混合土の母材とベントナイトとの組合せは、山砂のみベントナイト B を使用し、他の試料にはベントナイト A を使用した。

4. ベントナイト混合土の特性

(1) 締固め特性

JIS A 1204 に基づき非繰返し法(A-c 法)にて実施した母材単体およびベントナイト混合土の締固め試験結果を図-2～図-6 に示す。

黄色凝灰質砂岩破砕砂、しらす A、しらす B および山砂はベントナイト添加率の増加により、最大乾燥密度が低下する傾向にある。この原因は、ベントナイト混合土の締固めは母材とベントナイトを混ぜ、加水してから一時間おいた後実施しているが、この間にベントナイトが膨潤したためであると考えられる。

一方、緑色凝灰質砂岩破砕砂は、ベントナイト添加率の増加に対して最大乾燥密度が増加する傾向にある。これは、緑色凝灰質砂岩破砕砂は土粒子密度と単体での最大乾燥密度が最も低いことから、ベントナイトの添加

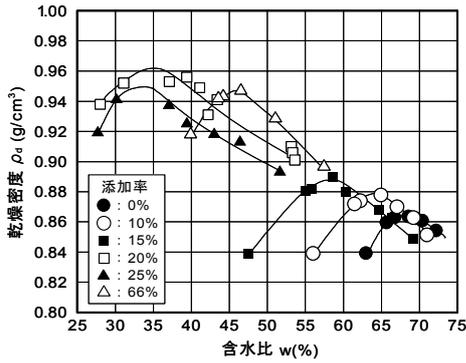


図-2 ① 緑色凝灰質砂岩破碎砂の締固め特性

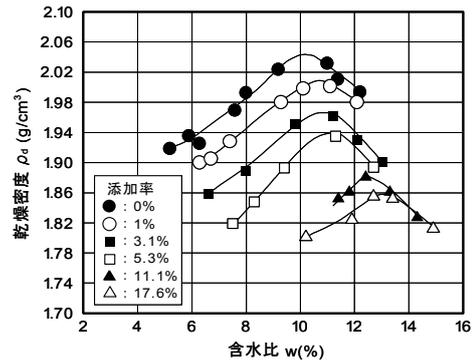


図-6 ⑤ 山砂の締固め特性

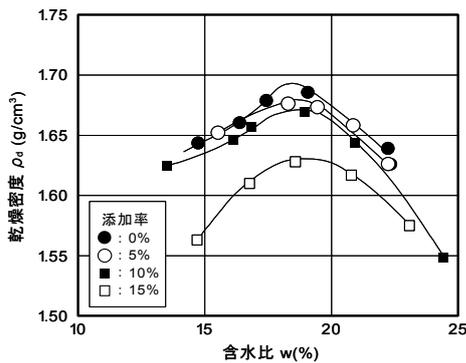


図-3 ② 黄色凝灰質砂岩破碎砂の締固め特性



写真-1 たわみ性壁透水試験装置

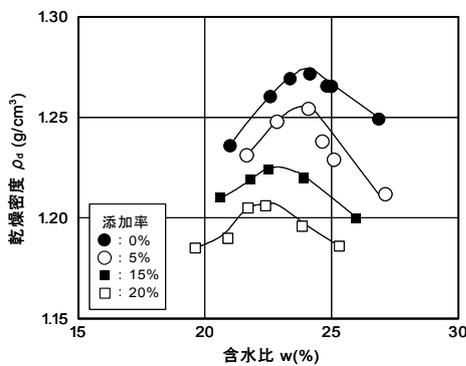


図-4 ③ しらす A の締固め特性

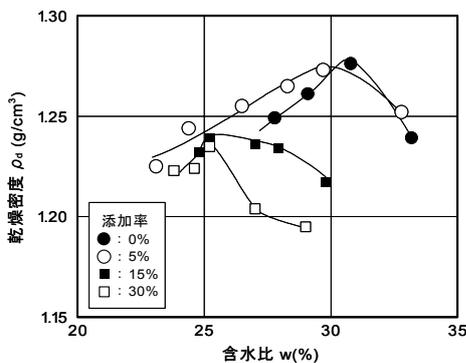


図-5 ④ しらす B の締固め特性

により土粒子のかみ合わせが改善されたためであると考えられる。また、最適含水比がベントナイト添加率の増加に対して低下する傾向にある。特に、ベントナイト添加率 20%と 25%の場合、他の添加率に比べ最適含水比が小さくなっている。これは試料を採取してからかなり時間が経過してからこれらの締固め試験を実施したため、多孔質な緑色凝灰質砂岩破碎砂の土粒子内の水分が蒸発したことが原因であると推察される。

(2) 透水特性

透水試験は、写真-1 に示すたわみ性壁透水試験装置を用いて ASTM D5084¹⁶⁾に準拠して実施した。供試体は、各ベントナイト添加率における最適含水比 w_{opt} で締固めて作製した。供試体寸法は、直径 10cm、高さ 12.7cm である。

試験手順は次のとおりである。まず、セル内に供試体を設置し、供試体内の空隙を二酸化炭素で置換した。そして、側圧 $\sigma_c=0.402\text{MPa}$ 、流入圧 $\sigma_{in}=0.392\text{MPa}$ 、流出圧 $\sigma_{out}=0.367\text{MPa}$ を負荷した状態で通水を行った。一定時間通水後、流入量と流出量がほぼ一定であること、および B 値が 0.95 以上であることを確認して飽和状態とみなし、その後、透水試験を開始した。試験における動水勾配は $i=20$ である。

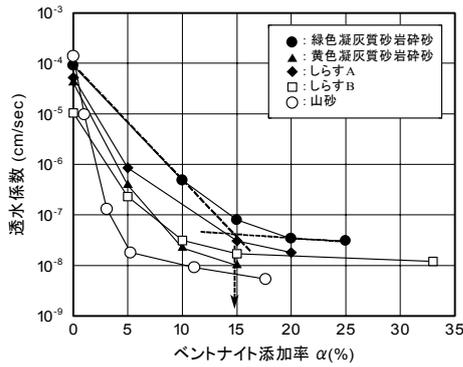


図-7 ベントナイト添加率と透水係数の関係

図-7 に、各母材の透水係数とベントナイト添加率の関係を示す。山砂では、ベントナイト添加率 5%で透水係数が 10^{-8} cm/s オーダーとなるのに対し、最も多孔質な緑色凝灰質砂岩破砕砂では、ベントナイト添加率 15%で 10^{-8} cm/s オーダーとなっている。

ここで、本研究では、実験限界添加率を図-7 の破線のように、添加率 0%の点とその次の点を結んだ直線、および添加率が最大の点とその前の点を結んだ直線の交点に対応する添加率として求めた。それぞれの実験限界添加率は、緑色凝灰質砂岩破砕砂で 15%、黄色凝灰質砂岩破砕砂で 8%、しらす A で 12%、しらす B で 8%、山砂で 4%であった。

5. 推定限界添加率と実験限界添加率

ベントナイトの膨潤のみを考慮したマクロ間隙比^{8),9)}は式(2)で、ベントナイトの膨潤と土粒子内の空隙を考慮した修正マクロ間隙比^{10),11)}は式(3)で与えられる。

$$e_m = \rho_s \left(\frac{1 + \alpha/100}{\rho_{d\max\alpha}} - \frac{\alpha/100 \cdot \beta}{\rho_b} \right) - 1 \quad (2)$$

$$e_m' = \rho_s \left(\frac{1 + \alpha/100}{\rho_{d\max\alpha}} - \frac{\alpha/100 \cdot \beta}{\rho_b} \right) - (1 + \gamma/100) \quad (3)$$

ここに、

α : ベントナイト添加率(%)

β : ベントナイト膨潤比

ρ_s : 土粒子密度(g/cm^3)

ρ_b : ベントナイトの密度(g/cm^3)

$\rho_{d\max\alpha}$: α (%)におけるベントナイト混合土の最大乾燥密度(g/cm^3)

γ : 微細空隙率(%)

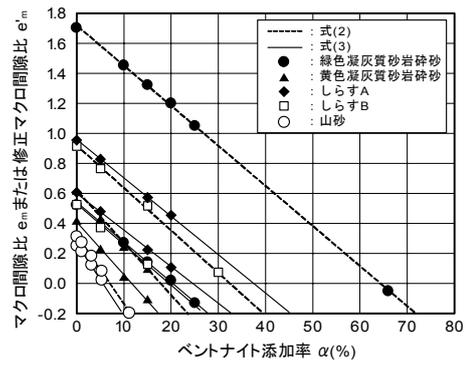


図-8 ベントナイト添加率とマクロ間隙比または修正マクロ間隙比の関係

表-4 実験限界添加率と推定限界添加率

母材	実験限界添加率 %	推定限界添加率	
		式(2) %	式(3) %
緑色凝灰質砂岩破砕砂	15	64	20
黄色凝灰質砂岩破砕砂	8	17	12
しらすA	12	38	24
しらすB	8	33	18
山砂	4	7	6

式(2)および式(3)から計算したマクロ間隙比または修正マクロ間隙比とベントナイト添加率の関係を図-8 に示す。また、これらの式から求めたマクロ間隙比または修正マクロ間隙比が 0 になる点、すなわち推定限界添加率と、図-7 に示した透水係数とベントナイト添加率の関係から求められた実験限界添加率を表-4 に示す。

いずれの母材においても、推定限界添加率は式(2)よりも式(3)の値のほうが実験限界添加率に近い値となっている。特に、最も多孔質な緑色凝灰質砂岩破砕砂では、式(3)により算出された推定限界添加率が式(2)のそれよりも約 44%小さくなっているのに対し、山砂ではその違いが 1%程度である。このことから、推定限界添加率の算定には、ベントナイトの膨潤のみならず土粒子内の空隙も考慮することが重要であると考えられる。

以上のことから、ベントナイトの膨潤のみを考慮した式(2)よりも、ベントナイトの膨潤と土粒子内の空隙を考慮した式(3)のほうが的確な推定限界添加率を求めることが可能であることが分かった。さらに、式(3)は、土粒子内の空隙が小さな砂や、凝灰質砂岩破砕砂等の多孔質な土質材料にも適用可能であると考えられる。

6. おわりに

微細空隙率の異なる 5 つの土質材料を母材としたベントナイト混合土のベントナイト添加率を変化させた締固

め試験および透水試験を実施し、その締固め特性や透水特性について検討した。さらに、修正マクロ間隙比を用いた配合設計法が、微細空隙率の異なる母材を用いたベントナイト混合土へ適用可能であるかを検討した。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ① 微細空隙率が最大なのは緑色凝灰質砂岩破砕砂で、その値は 1.180%であった。一方、山砂の微細空隙率は最小で、その値は 0.061%であった。
- ② 黄色凝灰質砂岩破砕砂、しらす A、しらす B および山砂はベントナイト添加率の増加により、最大乾燥密度が低下する傾向にあった。
- ③ 緑色凝灰質砂岩破砕砂の最大乾燥密度は、ベントナイト添加率の増大に伴って増加した。
- ④ 山砂では、ベントナイト添加率 5%で透水係数が 10^{-8} cm/s オーダーとなるのに対し、最も多孔質な緑色凝灰質砂岩破砕砂では、ベントナイト添加率 15%で 10^{-8} cm/s オーダーとなった。
- ⑤ 実験限界添加率は、緑色凝灰質砂岩破砕砂で 15%、黄色凝灰質砂岩破砕砂で 8%、しらす A で 12%、しらす B で 8%、山砂で 4%であった。
- ⑥ ベントナイトの膨潤のみを考慮したマクロ間隙比の式よりも、ベントナイトの膨潤と土粒子内の空隙を考慮した修正マクロ間隙比の式のほうが的確な推定限界添加率を求めることが可能であることが分かった。
- ⑦ 修正マクロ間隙比の式は、土粒子内の空隙が小さな砂や、凝灰質砂岩破砕砂等の多孔質な土質材料にも適用可能であると考えられた。

謝辞：本研究は、宇都宮大学との共同研究として実施したものです。ご指導戴いた宇都宮大学今泉繁良教授に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 戸村豪治, 中田雅夫, 喜多治之, 黒島一郎: 最終処分場におけるベントナイト混合土の品質保証技術に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告, pp.71-81, 2005.
- 2) 総理府・厚生省令: 一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分に係る技術上の基準を定める命令, 1998.6.15.
- 3) 水野克己: 最終処分場における 3 層構造遮水システムの開発及び施工例, 第 8 回廃棄物学会研究発表会講演論文集, pp.824-827, 1997.
- 4) 檜垣貫司: 管理型最終処分場のしゃ水工の施工その 2, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集 3 部

- (B), pp.828-829, 1998.
- 5) 田村高雄: 現地混合によるベントナイト混合土遮水バリアの透水特性, 第 9 回廃棄物学会研究発表会講演論文集, pp.870-873, 1998.
- 6) 飯島健, 勝又正治, 高木亨, 清水英樹: 信頼性の高い廃棄物最終処分場の遮水工構築に関する研究, 前田建設技術研究所報, Vol.43, pp.95-100, 2002.
- 7) 小峯秀雄: ベントナイト系遮水材の透水特性と内部構造観察結果に基づく評価の試み, 土と基礎, Vol.49, No.2, pp.17-20, 2001.
- 8) 永友大彰, 今泉繁良, 土居洋一, 中田雅夫, 戸村豪治: 現地発生土を使用したベントナイト混合土の配合設計と実施例, 第 6 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.325-330, 2005.
- 9) 土居洋一, 須川智久, 黒島一郎, 戸村豪治, 今泉繁良, 飯塚正樹: 限界添加率に基づくベントナイト混合土の配合設計と現場施工実験, 第 5 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.89-94, 2003.
- 10) 今泉繁良, 渡昌純, 土居洋一, 黒川幸彦, 高橋直樹: 多孔質土材料を用いたベントナイト混合土の限界添加率に関する研究, 第 7 回環境地盤工学シンポジウム論文集, pp.231-234, 2007.
- 11) 高橋直樹, 黒川幸彦, 戸村豪治, 土居洋一: 多孔質材料を用いたベントナイト混合土の配合設計に関する研究, 三井住友建設技術研究所報告, No.4, pp.77-82, 2006.
- 12) NPO 最終処分場技術システム研究協会: 廃棄物最終処分場遮水システムハンドブック, pp.111-112, 2008.
- 13) Komine, H. and Ogata, N. : Experimental study on swelling characteristics of sand-bentonite mixture for nuclear waste disposal, Soils and Foundations, Vol.39, No.2, pp.83-97, 1999.
- 14) Filippo Santucci de Magistris, Francesco Silvestri and Filippo Vinale : Physical and mechanical properties of compacted silty sand with low bentonite fraction, Canadian Geotechnical Journal, Vol.35, pp.909-925, 1998.
- 15) 緒方信英, 小峯秀雄, 堀江芳博, 石井 卓, 三谷泰浩: ベントナイト混合土の透水特性と骨材との関係について, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集 (第 3 部門), pp.1080-1081, 1993.
- 16) ASTM: Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Standard Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter, 2001 ASTM D5084-90, 1990.

来待砂岩の三軸伸張応力による変形・強度特性に関する研究

Study on the Deformation and Strength Characteristic of Kimachi Sandstone under Confined Triaxial Extension Test

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

本研究では、直径 50mm、高さ 100mm の来待砂岩円柱供試体を用いて封圧下における三軸伸張試験を実施した。封圧は 40MPa、60MPa、70MPa、80MPa、90MPa および 100MPa とした。岩石供試体は封圧 70MPa 以上で引張破壊し、破壊時の軸圧は封圧の増加に伴い大きくなった。破壊時の岩石供試体の破断面は、封圧に関わらず軸方向に垂直であった。また、同一サイズの円柱供試体を用いた三軸圧縮試験との比較を行った結果、最大強度は三軸伸張試験のほうが三軸圧縮試験よりも必ず大きいことが明らかとなった。

キーワード：封圧，三軸伸張試験，ひずみ

A confined triaxial extension test was conducted using Kimachi sandstone. Confining pressures were 40 MPa, 60 MPa, 70 MPa, 80 MPa, 90 MPa and 100 MPa. They developed brittle failure at a confining pressure of 70 MPa or higher. The axial stress at failure increased with the increase of confining pressure. It was obvious that the extensional stress state shows essentially higher maximum strength and behaves more brittle than the compressive stress state.

Key Words: Confining Pressure, Triaxial Extension Test, Strain

1. はじめに

開削後の空洞周囲の応力状態やコアディスキングを発生させる応力場は、3つの主応力が圧縮でかつ最大主応力と中間主応力が等しい三軸応力場となることが考えられる。

このような応力場における岩石の変形・破壊挙動を評価する方法として、Boker¹⁾は封圧下における三軸伸張試験（以後、エクステンション試験）を開発し、その後改良が加えられて来ている^{2)~5)}。

これらの先駆的な研究により、エクステンション試験手法が検討・改良され、その精度も向上してきた。しかしながら、通常の三軸圧縮試験と比較して試験が複雑である等の理由もあり研究例は少なく、十分なデータが蓄積されているとは言い難い。

本研究では、来待砂岩を用いたエクステンション試験を実施し、来待砂岩の変形・破壊挙動について検討した。また、同一サイズの円柱供試体を用いた三軸圧縮試験と変形・強度特性に関して比較を行った。

2. 試験の概要

(1) 岩石供試体

試験に用いた岩石供試体は、写真-1 に示す直径 50mm、高さ 100mm、50℃で乾燥させた来待砂岩である。表-1 に、その物性値を示す。表中の値は、岩石供試体 3 個から計測したものの平均値である。

(2) 三軸試験装置と試験手法について

a) 三軸試験装置

エクステンション試験装置には、写真-2 に示す三軸



写真-1 岩石供試体

表-1 来待砂岩の物性値

項目	単位	特性値
見かけ密度	g/cm ³	2.23
空隙率	%	25.8
P波速度	km/sec	2.90
S波速度	km/sec	1.61
動的ポアソン比	—	0.276
動的ヤング率	MPa	18,125



写真-2 三軸試験装置

表-2 三軸試験装置の諸元 (最大値)

軸荷重 kN	封圧 MPa	間隙圧 MPa	供試体寸法 mm
4,600	100	100	φ100×200H

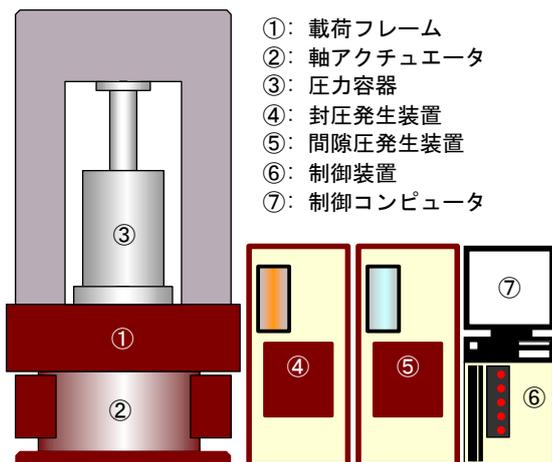


図-1 三軸試験装置の構成

試験装置を用いた。その諸元を表-2に示す。本試験装置は、図-1に示すように載荷フレーム、軸アクチュエータ、圧力容器、封圧発生装置、間隙圧発生装置、制御装置および制御コンピュータで構成される。制御系はデ

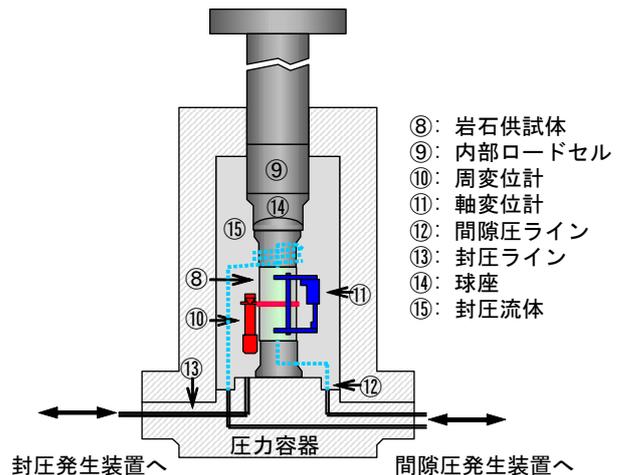


図-2 圧力セル内のセットアップ

ジタルサーボシステムで構成されているため、精度の高い制御が可能である。図-2は、圧力セル内に岩石供試体をセットした状況を模式的に示したものである。

b) 試験手法

岩石供試体アセンブルは、写真-3に示すように凸型のエンドピースを取り付け、テフロン系熱収縮チューブで被覆したものである。供試体と凸型エンドピースは接着剤等による結合は行っていない。岩石供試体の上下は、テフロン系熱収縮チューブの上から鋼製のバンドで締付けた。そして、写真-4に示すように軸変位計および周変位計を岩石供試体に取り付け、これを圧力セル内に設置した。このとき、岩石供試体下側のエンドピースはボルトで台座に固定したが、上側のエンドピースは、軸荷重 0.3kN~0.5kN で軸方向ピストンに接触させただけで固定していない。このことと、前述したように岩石供試体と凸型エンドピースは接着剤等による結合は行っていないことから分かるように、今回実施したエクステンション試験では供試体に引張力を作用させることはできない。したがって、試験中の3主応力のすべては圧縮となり、封圧が低く差応力が小さい場合には岩石供試体を破壊できないことがある。

次に、圧力容器の蓋を閉じて封圧流体を注入し、封圧を 0.125MPa/sec の昇圧速度で所定の値まで昇圧した。この状態は $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ となる静水圧状態であり、岩石供試体は一旦、最大主応力まで負荷されたことになる。静水圧状態にした後、軸圧が封圧よりも小さくなるよう、すなわち $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ の応力状態となるよう 0.05kN/sec の載荷速度で軸圧を減少させた。

c) 試験ケース

表-3に、実施した試験ケースごとの封圧の設定値と、岩石供試体が破壊したか否かを示す。



写真-3 岩石供試体のアッセンブル



写真-4 軸変位計と周変位計の設置状況

表-3 試験ケース

試験ケース	封圧の設定値 (MPa)	破壊したもの
1	40	
2	60	
3	70	○
4	80	○
5	90	○
6	100	○

今回の試験では、封圧 60MPa までは岩石供試体が破壊に至る前に軸圧の除荷を終了させた。岩石供試体が破壊に至った試験ケースは、封圧 70MPa 以上のものである。

3. 試験結果

(1) 軸圧-軸ひずみ関係

図-3～図-5 は、代表的なケースとして試験ケース 2 (設定封圧=60MPa)、試験ケース 4 (設定封圧=80MPa) および試験ケース 6 (設定封圧=100MPa) における軸圧除荷過程での軸圧とひずみの関係を示したものである。なお、本試験における結果の整理は、圧縮応力や縮みを正、引張応力や伸びを負として表記する。

まず、軸圧-軸ひずみ関係を見ると、いずれの試験ケースにおいても、軸圧の低下に伴い軸ひずみは伸張側に増大している。一方、軸圧-周ひずみ関係から、周ひずみは軸圧の減少とともに収縮側に増加していることが分かる。そして、体積ひずみは軸圧の減少とともに膨張側となっている。

岩石供試体が破壊した試験ケース 4 および試験ケース 6 の軸圧-ひずみ関係に着目すると、その履歴形状は破壊荷重到達後にひずみの増分を伴わず急激に軸圧が増加するものとなっている。これより、岩石供試体の破壊挙動が脆性的であることが分かる。

ここで、試験ケース 4 と試験ケース 6 における破壊後の岩石供試体を写真-5 および写真-6 に示す。Ramsey and Chester⁶⁾は、ドッグボーン型類似の Carrara 大理石供試体を用いたエクステンション試験を実施し、60MPa 程度までの封圧下では供試体に引張破壊が生じ破断面は軸方向にほぼ垂直であること、および封圧がそれより大きくなると破壊は引張とせん断の混合型となり、破断面が傾斜することを示した。これに対して、今回実施したエクステンション試験における岩石供試体の破壊状況は、写真-5 および写真-6 から明らかなように、破断面は軸方向に垂直なものとなった。したがって、封圧 80MPa および 100MPa の場合でも岩石供試体の破壊は引張破壊が卓越したものと考えられる。

(2) 封圧と諸物性値の関係

表-4 に、試験時の封圧、岩石供試体破壊時(破壊に至らない試験ケースの場合は最小値)の軸圧、ヤング率およびポアソン比を示す。これらの結果をもとに、軸圧、ヤング率およびポアソン比と封圧の関係をそれぞれ示したものが図-6～図-8 である。図は、破壊した場合と破壊に至らなかった場合とでプロットを分けて示している。

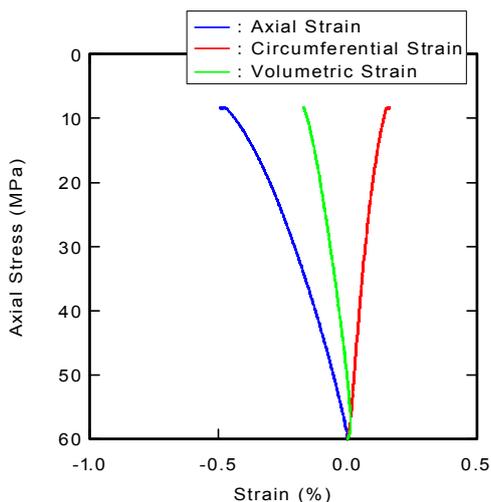


図-3 軸圧-ひずみ関係 (試験ケース 2)

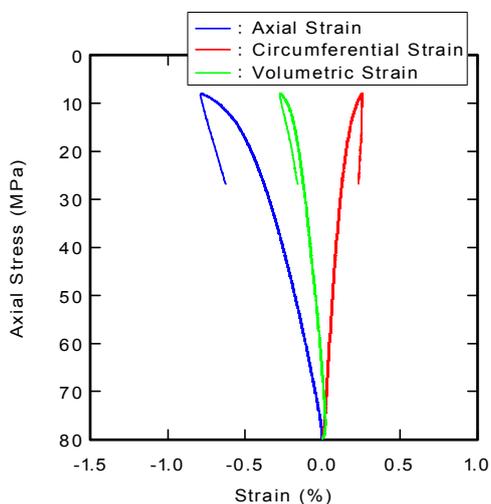


図-4 軸圧-ひずみ関係 (試験ケース 4)

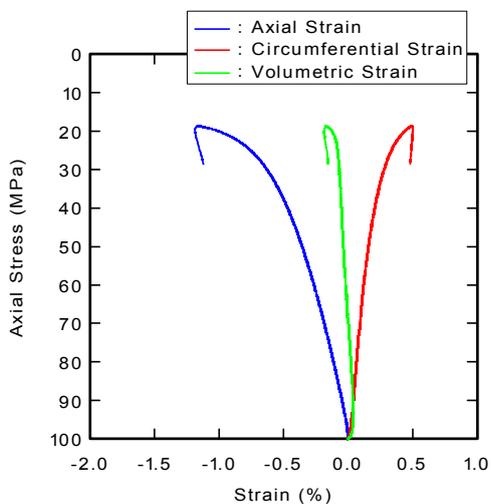


図-5 軸圧-ひずみ関係 (試験ケース 6)



写真-5 破壊後の岩石供試体状況 (試験ケース 4 (封圧=80MPa))



写真-6 破壊後の岩石供試体状況 (試験ケース 6 (封圧=100MPa))

表-4 封圧と諸物性値

試験ケース	封圧 $\sigma_1 = \sigma_2$ (MPa)	軸圧 σ_3 (MPa)	ヤング率 (MPa)	ポアソン比
1	39.8	0.2	12,732	0.26
2	60.0	8.4	13,521	0.28
3	69.7	5.3	13,552	0.27
4	79.5	8.1	14,599	0.29
5	89.7	14.0	14,635	0.35
6	99.8	18.6	15,493	0.35

なお、ヤング率は、静水圧载荷時を 0%、軸圧最小時を 100% の応力レベルとした場合の 50% 応力レベルにおける軸圧-軸ひずみ関係の傾きとして定義した。また、ポアソン比は、50% 応力レベルにおける軸圧-周ひずみ関係の傾きの絶対値でヤング率を除いて求めた。

図-6 に示す岩石供試体破壊時の軸圧と封圧の関係をみると、軸圧は封圧の増大に伴い増加することが分かる。この結果は、富池ら⁷⁾が行った支笏溶結凝灰岩を用いた実験結果と整合する。なお、岩石供試体が破壊した試験ケース 3~試験ケース 6 の破壊時の軸圧を考慮すると、封圧の設定値が 60MPa である試験ケース 2 でも、さらに軸圧を除荷すれば岩石供試体が破壊に至ったものと考えられる。

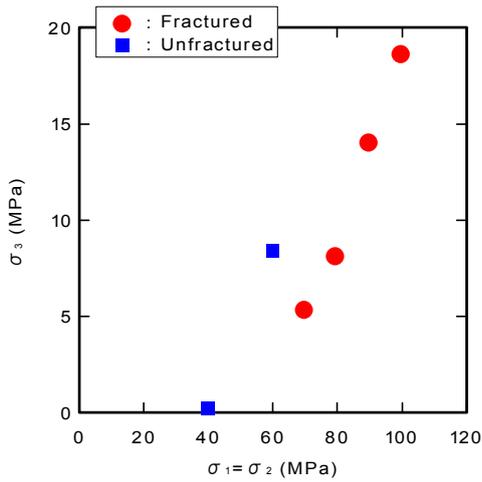


図-6 破壊時（ピーク時）の軸圧と封圧の関係

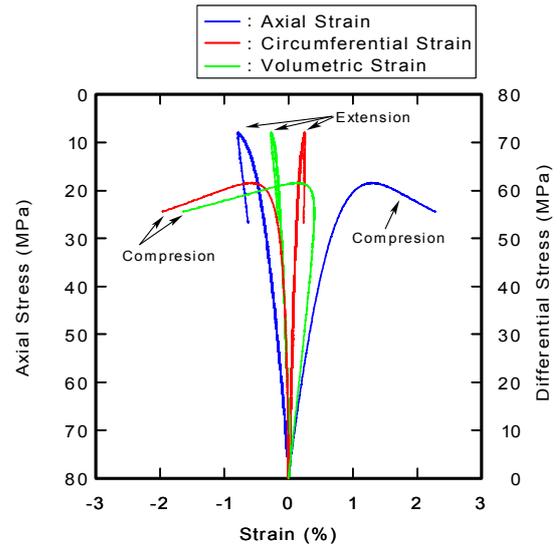


図-9 軸圧または差応力-ひずみ関係（試験ケース 4）

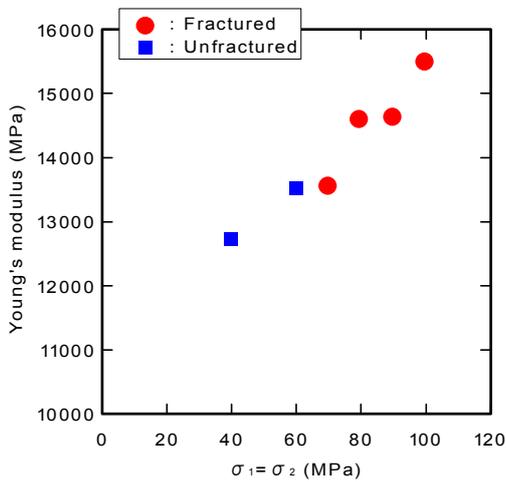


図-7 ヤング率と封圧の関係

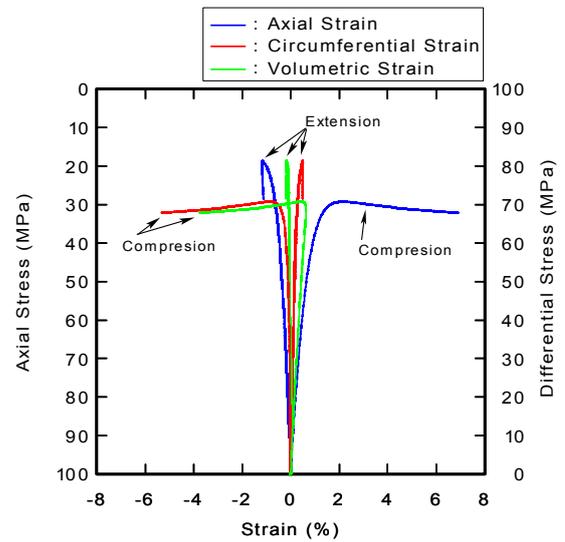


図-10 軸圧または差応力-ひずみ関係
（試験ケース 6）

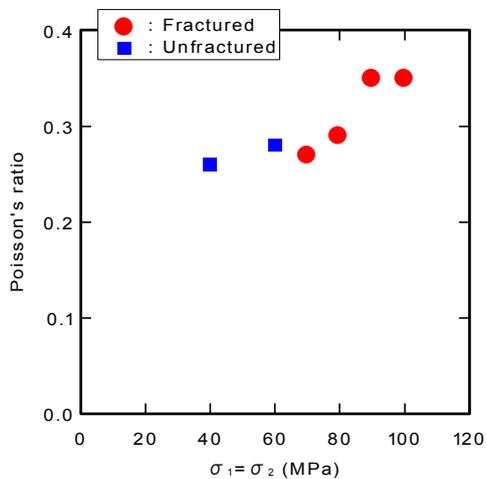


図-8 ポアソン比と封圧の関係

図-7 に示すヤング率と封圧の関係から、ヤング率は、封圧の増加に伴って増大する傾向を示す。図-8 に示すポアソン比と封圧の関係では、封圧 90MPa 以上のポアソン比が若干大きくなっているものの、封圧の違いによってポアソン比が変化するような明瞭な相関は認められない。

藤井ら⁸⁾は、白浜砂岩と支笏溶結凝灰岩を岩石供試体に用いた封圧 60MPa までのエクステンション試験を実施し、封圧の増加とともにヤング率は増加すること、およびポアソン比と封圧の相関は低いことを示している。今回の試験結果は、藤井ら⁸⁾の結果に整合するものである。

(3) 三軸圧縮試験結果と三軸伸張試験結果の比較

図-9 および図-10 は、試験ケース 4 および試験ケース 6 の三軸伸張試験結果から得られた最小主応力値を封圧値として実施した三軸圧縮試験結果から得られた軸差応力-ひずみ関係と、三軸伸張試験結果から得られた軸圧-ひずみ関係を示したものである。

これらの結果より、最大強度は三軸伸張試験のほうが三軸圧縮試験よりも必ず大きいことが明らかである。そして、三軸伸張試験における変形量は、各主ひずみおよび体積ひずみとも三軸圧縮試験よりも小さく、三軸伸張試験は三軸圧縮試験よりも脆性的な挙動を示すことが分かる。

4. おわりに

本研究では、来待砂岩を用いたエクステンション試験を実施し、その変形・強度特性について検討するとともに、三軸圧縮試験結果との比較を行った。

三軸圧縮試験と三軸伸張試験の違いは中間主応力が最小主応力に等しいか、最大主応力に等しいかという違いであり、主応力のすべては圧縮応力場である。得られた試験結果は、三軸圧縮と三軸伸張応力場における岩石の変形特性が大きく異なることを示しているものと考えられる。

なお、今回実施したエクステンション試験では、一度、岩石供試体に最大主応力までの応力履歴を与えているため、これが岩石供試体の変形・強度特性に影響を与えた可能性もある。今後は、最大主応力ならびに中間主応力と最小主応力を同時に制御し、前述した応力履歴の影響がないエクステンション試験を実施し、三軸伸張応力場における岩石供試体の変形・強度特性について検討することが必要であると考えられる。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- ①軸圧の低下に伴い、軸ひずみは伸張側に増大し、周ひずみは収縮側に増加する。また、体積ひずみは軸圧の減少とともに膨張側となる。
- ②岩石供試体の破壊状況は引張破壊が卓越し、破断面が軸方向に垂直なものとなった。
- ③岩石供試体破壊時の軸圧とヤング率は、封圧の増大に伴い増加する。
- ④ポアソン比と封圧の関係には明瞭な相関が認められない。
- ⑤最大強度は、三軸伸張試験のほうが三軸圧縮試験よりも必ず大きい。

⑥三軸伸張試験における変形量は、各主ひずみおよび体積ひずみとも三軸圧縮試験よりも小さい。

⑦三軸伸張試験は三軸圧縮試験よりも脆性的な挙動を示す。

謝辞：本研究は、独立行政法人産業技術総合研究所からの受託試験として実施したものです。ご指導いただいた産業技術総合研究所の関係者の皆様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Boker, R., : Die Mechanik der bleibenden Formänderung in Kristallinisch aufgebauten Körpern, Ver. dt. Ing. Mitt. Forsch., 175, pp.1-51, 1915.
- 2) Brace, W. F., : Brittle fracture of Rocks, in State of stress in the Earths Crust, W. R. Judd(Ed.), New York, Elsevire, pp.111-174, 1964.
- 3) Mogi, K., : Some precise measurements of fracture strength of rocks under uniform compressive stress, Felsmech. Ingenieurgeol., 4(1), 41, 1966.
- 4) Mogi, K., : Effect of the intermediate principal stress on rock failure, J. Geophys. Res., Vol.72, No.20, pp.5117-5131, 1967.
- 5) Murrell, S. A. F., : The effect of triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperatures, Geophys. J., 10, pp.231-281, 1965.
- 6) J. M. Ramsey and F. M. Chester : Hybrid fracture and the transition from extension fracture to shear fracture, Nature, Vol.428, pp.63-66, 2004.
- 7) 富家孝明, 藤井義明, 石島洋二 : 封圧下にある岩石の引張強度に関する実験的研究, 資源・素材学会北海道支部平成 12 年度春季講演会講演要旨集, pp.31-32, 2000.
- 8) 藤井義明, 上原洋二郎 : 封圧下で一方向に伸び変形を受ける岩石の変形・破壊挙動に関する研究, 資源と素材, Vol. 122, No.6,7, pp. 330-337, 2006.

低収縮コンクリートの開発と実構造物への適用

Study on Development and Practical Use of Low Shrinkage Concrete

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
 浅井 洋 HIROSHI ASAI
 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI
 三上 浩 HIROSHI MIKAMI
 藤田 学 MANABU FUJITA

本報は、膨張材や収縮低減剤を使用した低収縮コンクリートの開発とその適用事例について述べたものである。実験の結果、膨張材と収縮低減剤の併用によりコンクリートの乾燥収縮を 1/3 程度にできること、高強度、高流動あるいは軽量を目的とした特殊コンクリートの乾燥収縮あるいは自己収縮を低減できること、塗布型の収縮低減剤を養生剤としても、単位水量の減少による収縮および収縮ひび割れの低減と同等の効果が得られることなどがわかった。また、低収縮コンクリートを使用して 5~10 年を経過した構造物には、収縮ひび割れが発生していないことが確認された。

キーワード：低収縮コンクリート、乾燥収縮、自己収縮、高強度コンクリート、高流動コンクリート、人工軽量骨材コンクリート

This paper describes the development of the low shrinkage concrete using expansive admixture and shrinkage-reducing admixture. As a result of the experiment of the concrete, followings were obtained; 1) Shrinkage of concrete using both of the admixtures becomes about 1/3 of that of normal concrete, 2) Those admixtures are effective also in the shrinkage reduction of special concrete such as high strength concrete, high-fluidity concrete and lightweight aggregate concrete, 3) Spreading shrinkage-reducing admixture on hardened concrete surface, the effect on reducing shrinkage and shrinkage cracks is almost equal to the case of decreasing the unit volume of water. Moreover, it is confirmed to the structure which passed 5-10 years after using the low shrinkage concrete that shrinkage crack does not occur.

Key Words: Low Shrinkage Concrete, Dry Shrinkage, Autogenous Shrinkage, High Strength Concrete, Self-Compacting Concrete, Lightweight Aggregate Concrete

1. はじめに

コンクリート構造物を長期的に供用するためには、ひび割れの発生を抑制し、発生後にはその幅を制御することが重要である。最近では、骨材の品質の影響によりコンクリートの自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみがいずれも一般的な骨材を用いた場合の 2 倍程度となり、甚大なひび割れ・変形を生じた橋梁が報告されている¹⁾。このため、2007 年制定コンクリート標準示方書²⁾では、収縮ひずみの試験値が明らかでないコンクリートを使用する場合には、収縮ひずみを通常の 1.5 倍として設計すること等が盛り込まれた。しかし、このような過大な値

を見込んだ設計は不経済であることは明らかであり、建設に係わるさまざまな問題を引き起こす可能性がある。したがって、なるべく早い段階（計画・設計段階）よりコンクリートの品質の地域性を把握し、たとえば、コンクリートの収縮が大きくなる可能性のある場合については、これを考慮した設計を行うか、あるいは収縮を低減させるための対策を講じることが重要である。

筆者らの調査結果³⁾によれば、呼び強度 40 のレディーミクストコンクリートの標準配合には、単位水量が 200kg/m³、単位セメント量が 600kg/m³ を超えるものも存在する。このため、骨材の品質が直接的に収縮に及ぼす可能性とともに、骨材の品質が配合に影響を及ぼすこ

表-1 配合の基本条件

W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)			
		W	B	S	G
53	47	168	316	824	975
40	43		420	725	995

W/B : 水結合材比, s/a : 細骨材率, W : 練混ぜ水, B : 結合材 (セメントと膨張材), S : 細骨材, G : 粗骨材

とにより収縮ひずみを増大させることを考慮する必要がある。単位水量を低減させるためには、AE 減水剤から高性能 AE 減水剤に変更する手段がよく用いられている。しかし、施工性能などの他の性能・品質への影響を考慮すれば、高性能 AE 減水剤の使用により減じることができる単位水量には限界がある。

収縮低減対策の一つとして膨張材を使用することが増えている。たとえば、耐震補強を目的とする巻立てコンクリートでは、拘束によるひび割れを抑制するため、以前より膨張材が使用されている。しかし、これに関しても、筆者らの調査結果⁴⁾では、最大ひび割れ幅は0.1mm という微細なものが多いものの、調査対象の全橋でひび割れが確認されており、拘束が大きな構造物ではより効果的な方法が望まれている。

本報では、今後の収縮低減対策の一つとして、膨張材と収縮低減剤を組み合わせたコンクリート (以下、低収縮コンクリートと呼ぶ) を取り上げ、通常のコンクリートおよび特殊コンクリートにおける収縮低減効果とコンクリート橋への適用事例を紹介する。また、練混ぜ時に収縮低減剤を使用できない場合を想定し、養生として収縮低減剤を塗布した場合の効果についても触れることとする。

2. 低収縮コンクリートの収縮特性

(1) 目的および実験方法

本章では、膨張材と収縮低減剤の使用による通常のコンクリートの収縮低減効果を確認した。

普通ポルトランドセメント (密度 3.15g/cm³, 記号 : C), 細骨材 (鬼怒川産川砂, 表乾密度 2.56g/cm³, 記号 : S) および粗骨材 (葛生産硬質砂岩系碎石 2005, 表乾密度 2.67g/cm³, 記号 : G) を基本材料とし、膨張材 (石灰系, 標準型, 記号 : E) と収縮低減剤 (低級アルコールアルキレンオキッド付加化合物界面活性剤, 記号 : RS) を組み合わせた。また、表-1 に示すとおり、単位水量を一定とし、水結合材比(W/B)を 40%と 53%とした2種類の配合を比較した。単位膨張材量は膨張材の製

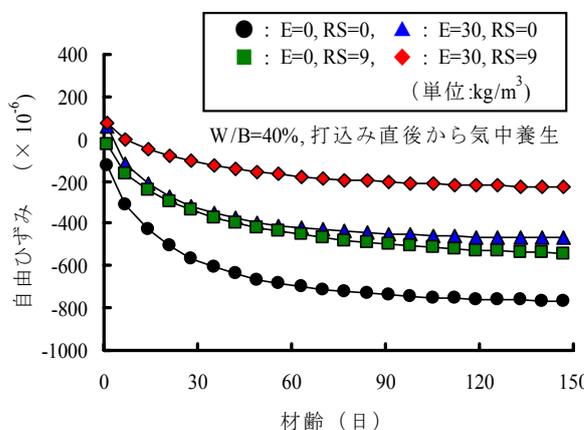
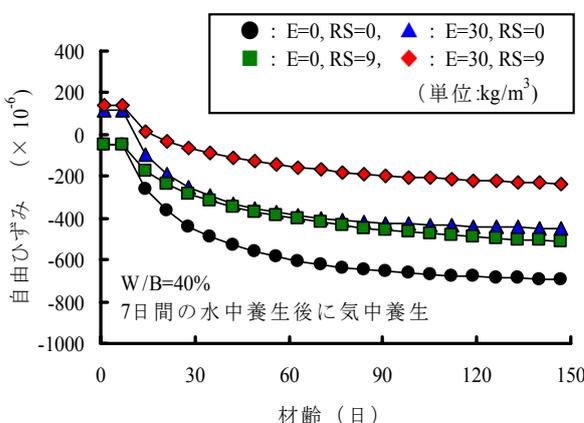
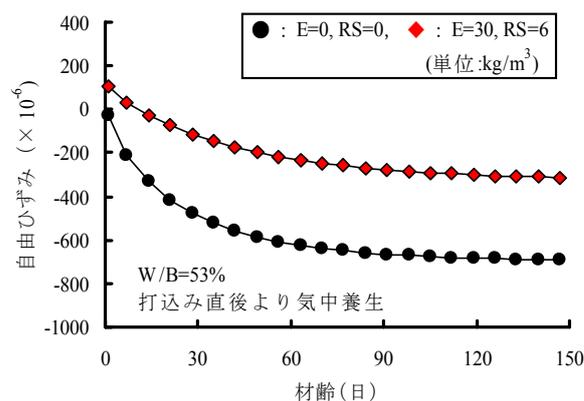
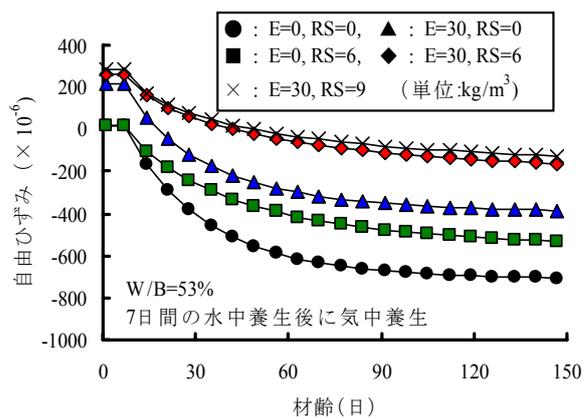


図-1 コンクリートの自由ひずみの経時変化

表-2 特殊コンクリートの使用材料，配合および試験結果（フレッシュ性状および材齢 28 日の圧縮強度）

	水結合材比, W/B (%)	水粉体比, W/P (%)	細骨材率, s/a (%)	単位量 (kg/m ³)										スランブ (cm)または スランブフロー (mm)	500mm フロー 時間 (秒)	空気量 (%)	V漏斗 流下 時間 (秒)	U型充 てん高 さ (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	
				W	P		S		G		SP	RS	標準 水中 養生						気中 養生	
					B	LF	S1	S2	GN	GL										
																				C
A1	30.0	30.0	40.3	150	500	0	0	330	343	1020	0	7.5	0.0	18.5	—	4.1	—	—	82.5	79.9
A2	35.0	30.2	52.7	175	480	20	79	554	248	742	0	12.7	9.0	655×680	6.6	3.8	12.8	345	78.9	76.6
B1	36.5	31.3	52.7	175	480	0	79	554	248	0	372	12.8	0.0	625×645	5.8	5.0	15.2	325	67.8	61.3
B2	36.5	31.3	52.7	175	460	20	79	554	248	0	372	13.4	9.0	645×670	7.6	3.5	18.1	340	68.4	63.3

C: 早強ポルトランドセメント(密度3.13g/cm³), E: 膨張材(石灰系, 低添加型, 密度3.16g/cm³), LF: 石灰石微粉末(密度2.64g/cm³), S1: 川砂(表乾密度2.54g/cm³), S2: 砕砂(表乾密度2.64g/cm³), GN: 砕石2005(絶乾密度2.65g/cm³), GL: 軽量粗骨材(絶乾密度1.33g/cm³), SP: 高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系), RS: 収縮低減剤(低級アルコールアルキレンオキッド付化合物界面活性剤)

造会社が示す標準使用量(30kg/m³)とした。なお、表中の結合材の単位量とは、セメントと膨張材の単位量を合計したものである。

スランブの調整(8~12cm)には、水結合材比53%ではAE減水剤(変成リグニンスルホン酸化合物)を、水結合材比40%では高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系)を使用した。いずれの配合においてもAE剤を併用して空気量を4.5±1.0%の範囲に調整した。収縮低減剤は、単位結合材量に対して2%程度を目安にし、水結合材比53%では6kg/m³、40%では9kg/m³とした。なお、水結合材比53%についてはその1.5倍の使用量(9kg/m³)として、その効果も確認した。

長さ変化に伴う自由ひずみは、角柱供試体(100mm×100mm×400mm)内に設置した埋込みひずみ計により測定を行った。養生方法としては、材齢7日まで水中養生を行った後、気中養生(温度20℃、湿度60%)を行った場合と、打込み直後から気中養生とした場合を比較した。

(2) 実験結果および考察

自由ひずみの経時変化を、図-1に示す。図中のひずみの起点は凝結の始発とした。7日間の水中養生を行った場合の自由ひずみは、多少の自己収縮ひずみを含むが、おおそ、乾燥収縮ひずみとして扱うことができる。水結合材比が小さい(単位結合材量が多い)場合や水中養生を行わない場合には、膨張材による初期の膨張ひずみは小さくなる傾向がある。また、水結合材比53%では、収縮低減剤を6kg/m³使用するよりも膨張材を30kg/m³使用したほうが収縮ひずみは若干小さくなるが、水結合材比40%においては両者の違いは認められない。しかし、膨張材と収縮低減剤を併用すれば、いずれの水結合材比においても、収縮ひずみはそれらを用いない場合の1/3程度まで低減できることがわかる。なお、水結合材

比53%においては、収縮低減剤を標準量の1.5倍使用しても標準量との差異は認められないので、収縮低減剤の効果は使用量に比例するものではないことがわかる。

3. 膨張材と収縮低減剤の併用による特殊コンクリートの収縮低減効果

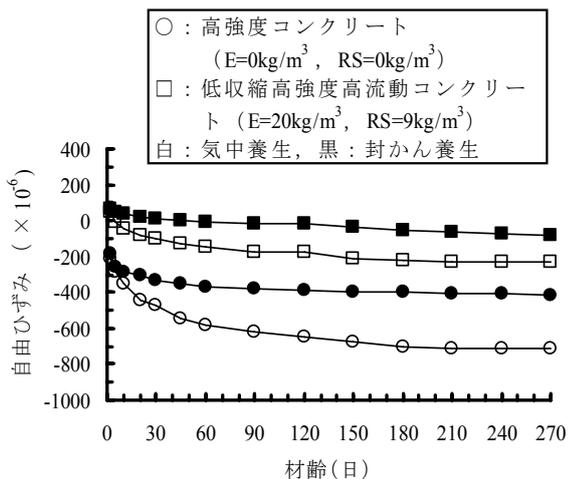
(1) 目的および実験方法

高流動コンクリート、高強度コンクリート、軽量コンクリート等は、それぞれの性能を活かしたさまざまな構造物への使用が期待できる。しかし、それらのコンクリートは一般に単位セメント量が多くなる傾向があること等により、通常のコンクリートよりも収縮量が増加する傾向にある。そこで、この章では、前章で得られた結果をもとに、それらの特殊コンクリートに対する膨張材と収縮低減剤の併用による収縮低減効果を確認した。

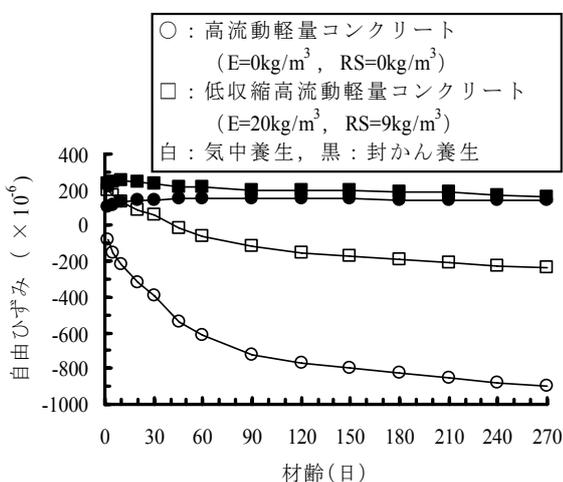
表-2は、実験に使用した特殊コンクリートの使用材料、配合および試験結果(フレッシュ性状、圧縮強度)である。配合A1は、通常のスランブ18cm程度の高強度コンクリートで、配合A2の低収縮高強度高流動コンクリートとの比較として用いた。配合B1およびB2は、いずれも人工軽量粗骨材を使用した高強度高流動コンクリートで、膨張材と収縮低減剤の有無ならびに高性能AE減水剤の使用量以外の配合条件を一致させた。高流動コンクリートの流動性状は、土木学会指針⁵⁾をもとに、自己充てん性ランク1に相当するものとして調整した。ひずみの測定方法は、前章と同一である。養生方法は、前章で実施した気中養生以外に封かん養生(アルミ箔粘着テープでシールした状態)を行い、自己収縮ひずみを測定した。

(2) 実験結果および考察

自由ひずみの経時変化を、図-2に示す。普通骨材を



(a) 普通骨材を使用した場合



(b) 人工軽量骨材を使用した場合

図-2 膨張材と収縮低減剤の併用による特殊コンクリートに対する収縮低減効果

用いた高強度コンクリート（配合 A1）の収縮ひずみは、封かん養生であっても自己収縮により材齢 10 日には約 -300×10^{-6} に達する。低収縮型高強度高流動コンクリート（配合 A2）の収縮ひずみは、養生方法にかかわらず、配合 A1 よりも相当に低減されており、自己収縮、乾燥収縮の双方の低減に効果が認められる。一方、人工軽量粗骨材を使用した場合には、膨張材と収縮低減剤の有無によらず、封かん養生では膨張ひずみを生じた状態で持続していることがわかる。これは、人工軽量粗骨材の内部に含まれる水がセメントマトリックスに放出することで相対湿度の低下を抑制し、また、初期水和に必要な量を十分に上回る水量を供給することにより、自己収縮ひずみを低減させる働きに起因するものである。このような効果を有するため、事前に十分に含水させた人工軽量粗骨材を用いる場合には、コンクリートの自己収縮の低

表-3 使用材料および配合

記号	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤	
			W	C	S	G	種類	量(Cx%)
H40	40	40.7	170	425	701	1020	SP	0.70
H40U	40	38.1	185	463	630		WA	0.30
H40D	40	43.8	150	375	796		SP	1.50

W:水道水, C:早強ポルトランドセメント(密度 3.13g/cm^3), S:鬼怒川産川砂(表乾密度 2.58g/cm^3)と葛生産砕砂(表乾密度 2.64g/cm^3)の混合(1:1), G:葛生産砕石(表乾密度 2.65g/cm^3), SP:ポリカルボン酸系高性能AE減水剤, WA:リグニンスルホン酸系AE減水剤

減を目的に、膨張材と収縮低減剤を併用する必要性はほとんどない。しかし、膨張材や収縮低減剤を使用しない高流動軽量コンクリートの乾燥環境下における収縮ひずみは、材齢 270 日で -900×10^{-6} に達する。これに対し、乾燥収縮量の低減を目的として膨張材と収縮低減剤を併用すれば、使用しない場合に比べて 1/3 程度に低減できることがわかる。このように、さまざまな性能を高める目的で製造された特殊コンクリートは、その性能を高める代わりに収縮量の増加を招くことがあるが、膨張材と収縮低減剤の併用により自己収縮および乾燥収縮の双方あるいは乾燥収縮のみを低減させることができ、より高い性能を有するコンクリートの実現が可能であることが確認された。

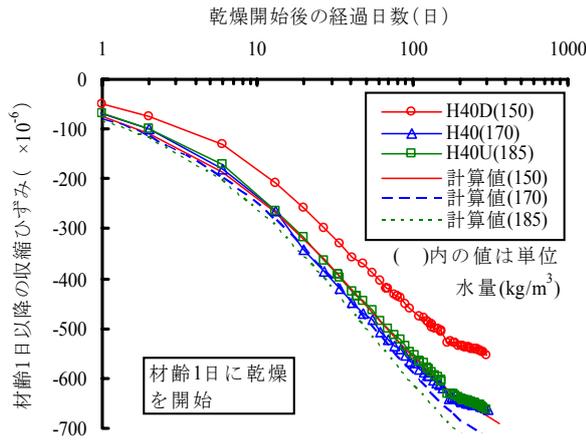
4. 施工段階における塗布型収縮低減剤によるコンクリートの収縮低減効果

(1) 目的および実験方法

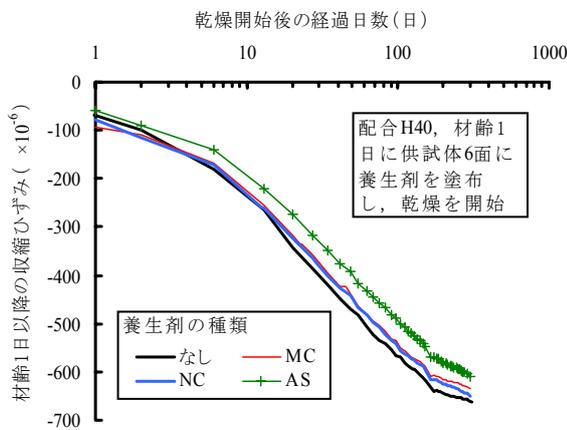
諸事情により、練混ぜ時に収縮低減剤を混入できない場合を想定し、施工段階の収縮低減を図る方法の一つとして、塗布型収縮低減剤を養生段階で噴霧した場合の効果を確認することとした。

実験には、表-3 に示す設計基準強度 40N/mm^2 の PC 用コンクリートを想定し、単位水量を変化させた 3 配合を使用した。このうち、配合 H40 のコンクリートに対し、塗布型の収縮低減剤（低級アルコールのアルキレンオキシド付加物、記号：AS、塗布量： 200ml/m^2 ）を用いた場合と、一般的な市販の養生剤として水溶性パラフィンワックス（記号：MC、塗布量： 150ml/m^2 ）および浸透型養生剤（塩基性シリカ化合物、記号：NC、塗布量：3 倍希釈により 100ml/m^2 ）を用いた場合の効果を比較した。

コンクリートの乾燥収縮の低減効果は、無拘束状態の（自由）収縮ひずみと鉄筋拘束による収縮ひび割れの



(a) 単位水量の効果



(b) 養生剤の効果

図-3 乾燥開始した材齢 1 日以降の収縮ひずみ

発生日数によって評価することとした。前者は、角柱供試体（寸法：100×100×400mm）を使用し、供試体の中心に埋込み型ひずみ計を取り付けてひずみの測定を行った。後者は、JCI-SAS2⁶⁾を参考として、100×100×1,500mm の供試体の中心部に鉄筋 D32（長さ方向の中央 300mm 範囲のリブおよび節を除去している）を設置したもので、型枠の内側はシートで縁切りを行った。

養生剤は、打込み開始から材齢 1 日まで封かん養生した供試体の表面に霧吹きを用いて塗布し、その塗布量は噴霧前後の質量変化で確認した。全面に養生剤を塗布した後、乾燥を開始した。

(2) 実験結果および考察

図-3 に示すとおり、材齢 300 日における配合 H40D の収縮ひずみは、配合 H40 よりも 100×10^{-6} 程度小さく、単位水量の減少による収縮低減の効果が認められる。しかし、配合 H40 と配合 H40U の収縮ひずみはほぼ同値である。コンクリート標準示方書²⁾による乾燥収縮ひず

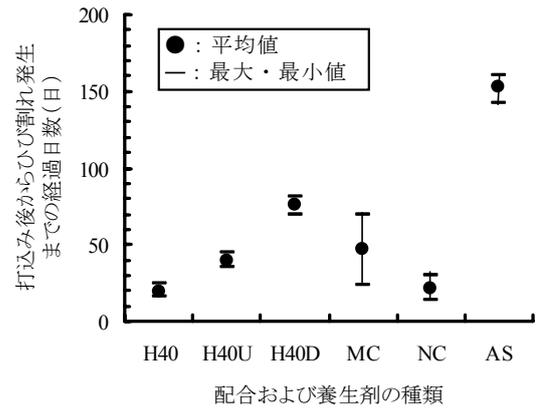


図-4 配合および養生剤の種類と収縮ひび割れ発生までの経過日数の関係

みの計算値でも、比較した単位水量の範囲では乾燥収縮ひずみの差は材齢 300 日で数 10×10^{-6} 程度であり、配合によっては単位水量による収縮低減効果が明確でない場合もあるようである。配合 H40 に対して養生剤を塗布すると、いずれも収縮ひずみは小さくなる傾向があるが、通常養生剤(MC,NC)の効果は小さく、収縮低減を目的として使用するの適切ではないと言える。塗布型収縮低減剤 AS は、塗布しない場合に比べて 60×10^{-6} 程度の収縮低減効果を発揮している。ただし、前述の単位水量を 150 kg/m^3 まで減じた配合 H40D の効果には達していない。

図-4 に示すとおり、ひび割れ発生日数に着目した場合にも配合 H40D には明確な効果が認められるが、配合 H40 と配合 H40U の単位水量とひび割れ発生日数の関係は逆転している。図-3 (b)において収縮低減にほとんど効果がなかった通常の養生剤のひび割れ発生日数は、養生剤 MC では若干遅延したが、養生 NC については使用しない場合とほぼ変わらない結果である。収縮ひずみは、塗布型の収縮低減剤 AS を使用しても配合 H40D の低減効果に達しなかったが、収縮ひび割れの発生日数に関しては、配合 H40D よりも 2 倍程度遅延し、明確な効果が認められる。

コンクリートの収縮低減に対しては単位水量をできるだけ少なくすることが基本である。しかし、コンクリートの施工性能も重要な要素で、実務上、これを満足するための単位水量の低減には限界がある。このため、本論文で検討した塗布材料の使用等の施工作業段階における対策も含めて総合的に検討し、適切な方法を講じることが重要であると考えられる。



写真-1 RC 張出し床版への適用

5. 低収縮コンクリートのコンクリート橋への適用事例

この章では、膨張材と収縮低減剤を併用した低収縮コンクリートを実構造物に適用した事例を紹介する。

(1) 美観を重視した RC 張出し床版への適用

低収縮コンクリートの対象となった橋梁は、橋長が30.4m、幅員が車道 7m、歩道 3.5~4.37m のポストテンション PC 単純 T 桁である。RC 張出し床版は、写真-1 に示すように水平、鉛直の両方向に対して曲線を活かしたデザインが採用された。コンクリートの仕上り面の品質には高い水準が求められ、特にひび割れを発生しないことが必要条件とされた。しかし、RC 張出し床版は主桁を架設した後現場打ち工法によって構築するため、主桁による拘束で収縮ひび割れを生じる可能性があった。そこで、2. における検討結果をもとに、模擬試験体(橋軸方向 1/2 の切出しモデル)において6ヶ月後までひび割れを発生しないことを確認したうえで、低収縮コンクリート(現地での試験練り結果より、W/Bは53.0%から52.1%に変更)を工事に適用した。本橋は竣工して約8年が経過しているが、ひび割れ発生は生じていない。

(2) 塩害劣化した橋台の断面修復への適用

凍結防止剤の散布により塩害による劣化が進行し、橋台のコンクリート表面から約15cmの深さまで劣化したコンクリートを除去した後、補修材で断面修復を行う必要があった。しかし、市販の補修材はモルタルであり、大断面修復には不向きである。そこで、表-4 に示す低収縮型高流動コンクリートを適用した。水結合材比は、要求される強度ならびに塩化物イオンの浸透性から45%以下とした。しかし、水結合材比を小さくし、単位結合材量を増加させると、水和に伴う発熱量や自己収

表-4 橋台の断面修復用コンクリートの配合

水結合材比, W/B (%)	水粉体比, W/P (%)	細骨材率, s/a (%)	単位量 (kg/m ³)									
			W	P			S		G	SP	RS	Li
				B		LF	S1	S2				
				C	E							
44.9	35.8	51.6	175	350	40	100	490	337	804	7.4	9.0	2.7

C: 普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm³), E: 膨張材(石灰系, 密度3.15g/cm³), LF: 石灰石微粉末(密度2.71g/cm³), S1: 海砂(表乾密度2.55g/cm³), S2: 砕砂(表乾密度2.64g/cm³), G: 粗骨材1505(絶乾密度2.68g/cm³), SP: 高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系), RS: 収縮低減剤(低級アルコールアルギレンオキサイド付加化合物界面活性剤), Li: 亜硝酸リチウム



写真-2 塩害で劣化した橋台の断面修復材に使用した施工例

縮量が大きくなり、かえってひび割れの発生により塩化物イオンの浸透を助長させる可能性があるため、水結合材比は45%とし、自己充てん性を得るために必要となる単位粉体量は石灰石微粉末で補填した。膨張材は、標準使用量が30kg/m³のものであるが、既設コンクリートが乾燥していることや湿潤養生を行いにくい部分であること等を考慮し、単位結合材量の約10%とした。収縮低減剤の使用量は、前章における検討結果を踏まえ、9.0kg/m³とした。このほか、塩化物イオン濃度を考慮し、亜硝酸リチウムを使用した。低収縮コンクリートを使用した断面修復部分は供用を開始して約5年が経過しているが、ひび割れの発生は確認されていない。

(3) 塩害劣化した PC 部材の断面修復への適用

塩害による劣化が PC 橋の PC 鋼材あるいはその周りのコンクリートに達した場合には、(2)と同様に劣化したコンクリートを除去し、適切な補修材で修復する必要がある。PC 部材の断面修復を行うに当たっては、RC 部材とは異なり、はつり後の断面にプレストレスが再分配されることや、断面修復部分にプレストレスを再導入し、断面修復材の収縮や PC 部材への荷重作用によるひび割れを抑制すること等に対する事前の検討と施工時の管理を必要とする。



写真-3 塩害劣化を想定したPC桁の断面修復実験において、低収縮型高強度高流動コンクリートにより断面修復を行った状況⁸⁾

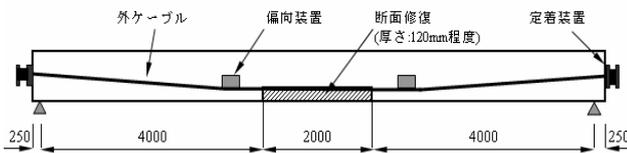


図-5 PC桁の断面修復および外ケーブル補強の方法⁸⁾

PC桁下面の劣化を想定し、従来のプレパックドコンクリートのように逆打ち工法で充てんできる低収縮型高強度高流動コンクリートを検討した。使用したコンクリートは、表-2に示す配合A2に類する配合である。ただし、逆打ち工法で流し込んでも桁コンクリートとの一体性が確保できるよう、発泡剤を用いてコンクリートに適度な初期膨張性を付与した。

なお、この実験は、(独)土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会によるPC橋の改造技術共同研究委員会の活動の一環で実施したものであり、既報^{7), 8)}では断面修復の材料および施工方法の検討、断面除去、断面修復、外ケーブル補強および補修・補強後の暴露状態におけるPC桁の挙動、載荷試験によるPC桁の力学的性能等について詳細な検討を行っている。

6. まとめ

低収縮コンクリートに関する基礎的実験および実構造物への適用によって、以下のことがわかった。

- ① 膨張材と収縮低減剤を併用すれば、通常のコンクリートの乾燥収縮ひずみを1/3程度に低減できる。
- ② 膨張材と収縮低減剤の併用は、高強度、高流動あるいは軽量を目的とした特殊コンクリートの乾燥収縮ひずみの低減にも十分に効果がある。高強度高流動コンクリートに対しては自己収縮ひずみを

低減することも可能性である。

- ③ 練混ぜ時の収縮低減剤が使用できない場合、塗布型の収縮低減剤を養生剤として用いれば、単位水量の減少により得られる収縮ひずみおよび収縮ひび割れと同等の結果が得られることがわかった。
- ④ 低収縮コンクリートを適用し、5～10年間を経過した構造物には、収縮ひび割れが発生していないことが確認された。

なお、本報では、膨張材および収縮低減剤による収縮低減あるいはひび割れ抑制効果について述べたが、実際の構造物においては、材料面のみならず、設計面、施工面を含めた総合的な検討が重要である。

参考文献

- 1) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会中間報告書，2005.9
- 2) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2008.3
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 土木学会：高流動コンクリート施工指針，1998.7
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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

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 —

Development of Ductile Fiber Reinforced Concrete

— Basic Physical Properties of PVA Fiber Reinforced Concrete —

谷口 秀明	HIDEAKI TANIGUCHI
三上 浩	HIROSHI MIKAMI
浅井 洋	HIROSHI ASAI
樋口 正典	MASANORI HIGUCHI
藤田 学	MANABU FUJITA

本研究では、ビニロン繊維を用いた短繊維補強コンクリートの基礎物性を確認した。実験には、普通粗骨材を用いたコンクリートと人工軽量粗骨材を用いたコンクリートを用いた。実験の結果、①単位粗骨材絶対容積は、短繊維混入率 0.1% の増加に対して $0.007\text{m}^3/\text{m}^3$ 程度減じる必要があること、②高性能 AE 減水剤により単位水量を $175\text{kg}/\text{m}^3$ に抑えても、コンクリートの品質には影響を及ぼさないこと、③コンクリートの力学的特性は、短繊維混入率に伴う単位粗骨材絶対容積の変化の影響を受け、その影響は、使用する粗骨材の種類によって大きく異なる傾向を示すこと、④水セメント比 40% 以上でビニロン繊維を用いると、短繊維混入率に伴う曲げ強度および曲げじん性係数の増加が期待できること等がわかった。

キーワード：繊維補強コンクリート、ビニロン繊維、人工軽量骨材コンクリート、曲げタフネス

This study describes the examination results to confirm the basic physical properties of PVA fiber reinforced concrete. As a result, the followings were obtained; 1) As the fiber content increases by 0.1% per concrete volume, unit volume of coarse aggregate of $0.007\text{m}^3/\text{m}^3$ should be decreased. 2) By using chemical admixture, the influence on the quality of the concrete is not significant even in the case that the unit water content is $175\text{kg}/\text{m}^3$ or less. 3) Changing unit volume of coarse aggregate exerts the influence on the specific characteristics of concrete. Moreover, the influence shows different tendencies depending on the kind of coarse aggregate used. 4) Flexural strength and flexural toughness of PVA reinforced concrete increase when the water cement ratio is designed to 40% or more.

Key Words: Fiber Reinforced Concrete, PVA Fiber, Lightweight Aggregate Concrete, 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、さらにははく落の防止¹⁾、火災時の爆裂防止などの用途にも使用されている。

鋼繊維補強コンクリートは、力学特性の改善効果が大きいいため、構造部材としても使用されている。たとえば、無筋コンクリートでは舗装の厚さやトンネルライニングの巻厚などを減ずること、鉄筋コンクリートでは部材のせん断耐力の増加、曲げタフネスの向上による衝撃荷重や爆発荷重に対する抵抗性の増加等が期待できる。また、最近では、設計基準強度 $180\text{N}/\text{mm}^2$ 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

表-1 使用材料

材料名	種類, 物性, 成分	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント, 密度 $3.13\text{g}/\text{cm}^3$	C
細骨材	鬼怒川産川砂(表乾密度 $2.58\text{g}/\text{cm}^3$, 吸水率 2.68%)と葛生産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 $2.64\text{g}/\text{cm}^3$, 吸水率 0.94%)の等量混合	S
粗骨材	葛生産砕石2005A, 硬質砂岩, 密度 $2.65\text{g}/\text{cm}^3$, 吸水率 0.60% , F.M6.65	G
混和剤	高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系)	SP
	AE剤	AE
短繊維	PVA (ビニロン) 短繊維, $0.66\text{mm}\times 30\text{mm}$, 密度 $1.3\text{g}/\text{cm}^3$	VF



写真-1 ビニロン繊維

ト (モルタル) が開発され, 道路橋等への適用も始まっている²⁾。

一方, 合成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ほか, 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。筆者の一人³⁾は, 軽量コンクリートの静的, 動的せん断耐力が普通コンクリートよりも小さいことに着目し, これを改善する目的である種のPVA短繊維(以下, 一般的な呼称であるビニロン繊維と呼ぶ)を使用した結果, 静的, 動的のいずれのせん断耐力も大幅に改善すること等を確かめている。しかし, ビニロン繊維を使用したコンクリートは, これを使用しないコンクリートに比べて強度が小さくなり, 水セメント比を小さく設定する必要がある等, ビニロン繊維を使用したコンクリートの配合設計方法は必ずしも確立していない。

本論文では, さまざまなタイプの高じん性コンクリート・モルタルの開発をすすめるなかで最も基本となり, 通常の工事にも展開しやすい, ビニロン繊維を使用した短繊維補強コンクリートを対象とし, その基礎物性を把握して配合設計の基礎データを得ることとした。

2. 普通粗骨材を用いた高じん性コンクリート

(1) 目的

この章では, 普通粗骨材を用いたコンクリートを対象とし, これにビニロン短繊維を添加した場合の配合条件とコンクリートのフレッシュ性状および力学的特性との関係を確認した。

メーカー資料によれば, ビニロン繊維を使用した場合にも, 鋼繊維を使用したコンクリートの配合設計方法^{4),5)}を参考にすることになっている。鋼繊維を使用する

場合, 短繊維混入率が大きくなるほど単位水量と細骨材率を大きくしなければならない。しかし, それらを過度に大きくすると, コンクリートとしての基本的な物性(収縮量, 発熱量, ヤング係数等)が悪くなる可能性が大きい。そこで, ビニロン繊維を用いた本実験では, 所定のフレッシュ性状が得られる範囲で, 単位水量と細骨材率を小さく(単位粗骨材絶対容積を大きく)することとした。

(2) 実験方法

使用材料を, 表-1 に示す。コンクリートは設計基準強度が $36\sim 60\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の PC 部材に適用できるものを想定した。水セメント比は 33%, 40%, 50%の3水準とし, セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。短繊維は, 写真-1 に示す過去の研究³⁾でも使用したビニロン繊維である。なお, ビニロンとはポリビニルアルコール(PVA)をアセタール化して得られる合成繊維の総称である。

スランブは, 対象構造物の条件に応じて検討する必要があるが, 一般的な打込み方法で充てんできる範囲を定めることとした。試験練りの結果, 水セメント比が小さくなるほどスランブを大きくする必要があり, 水セメント比が 33%, 40%, 50%に対するスランブは, それぞれ, 18~21cm程度, 12cm程度, 10cm程度となった。

単位粗骨材絶対容積は, これらの条件で良好なフレッシュ性状が得られるなかで最も大きな値とした。ビニロン繊維を使用しない単位粗骨材絶対容積は, 水セメント比 33%, 40%, 50%の順で, $0.36, 0.37, 0.38\text{m}^3/\text{m}^3$ とした。ビニロン繊維を使用する場合には, これらの値を基準とし, 良好なフレッシュ性状が得られるまで単位粗骨材絶対容積を減じた。

ビニロン繊維を混入しない場合の単位水量は, 高性能 AE 減水剤の使用量がメーカーの推奨する標準量 (C×

1.0%)程度とした結果、 165kg/m^3 となった。ビニロン繊維を混入したコンクリートでは、配合計算方法^{4),5)}に基づく単位水量が多い配合で良好なフレッシュ性状が得られることを確認した後、単位水量の上限を設け、高性能 AE 減水剤の使用量の増加により所定のスランプを確保した配合のフレッシュ性状を確認した。ここで、単位水量の上限とは、コンクリート標準示方書が定める 175kg/m^3 と、JASS 5 が定める 185kg/m^3 である。

ビニロン繊維の短繊維混入率 (1m^3 中に占める容積百分率)は0, 0.5, 1.0, 1.5%とし、内割(コンクリート 1m^3 中に含める方法)で計算することとした。空気量は AE 剤により $4.5\pm 0.5\%$ に調整した。

コンクリートの製造には、公称容積 100 リットルの強制 2 軸ミキサを使用し、空練りを 10 秒、モルタル練りを 90 秒、コンクリート練りを 90 秒行った。ビニロン繊維を使用する場合には、これを含まない状態のコンクリート練りを終えた後、短繊維を全量投入し、さらに 60 秒の練混ぜを行った。

硬化コンクリートの品質は、圧縮強度試験と曲げタフネス試験(JSCE-G552)によって確認した。圧縮強度試験では圧縮強度とヤング係数、曲げタフネス試験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を測定した。

(3) フレッシュ性状から定まるコンクリートの配合

図-1 は、水セメント比 40%のコンクリートにおいて、短繊維混入率を変化させた場合に、所定のスランプ(12cm 程度)を得るために必要となる単位水量と高性能 AE 減水剤の使用量の関係を示したものである。単位水量は、高性能 AE 減水剤の使用量を一定とし、短繊維混入率を 1.5%とした場合には 193kg/m^3 まで増やす必要があった。ビニロン繊維を使用した場合においても、鋼繊維の場合と同様に短繊維混入率を 0.5%増やすごとに単位水量が 10kg/m^3 程度増やす必要があることがわかった。短繊維混入率が 1.5%の場合には単位水量を 193kg/m^3 から 175kg/m^3 まで減じると、高性能 AE 減水剤の使用量は 2 倍にする必要があるが、この場合にもフレッシュ性状としては良好な状態であることが確認された。高性能 AE 減水剤の使用量を過剰に増加させると、凝結の遅延等を生じるが、今回の実験で定めた使用量は、メーカーの推奨範囲(0.5~5.0%)の最大値よりも相当に小さいものであり、そのような問題を生じる可能性は低い。

図-2 は、短繊維混入率を変化させた場合に、各水セメント比のコンクリートが所定のスランプを確保し、かつ適度なプラスティシティーを得るための単位粗骨材絶対容積の最大値を示したものである。ビニロン繊維の混

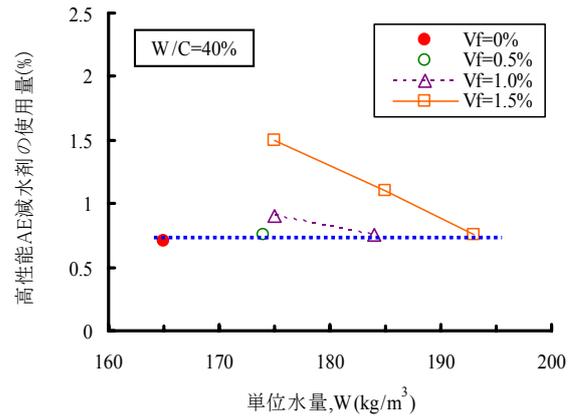


図-1 所定のスランプを得るための短繊維混入率、単位水量および高性能 AE 減水剤の使用量の関係

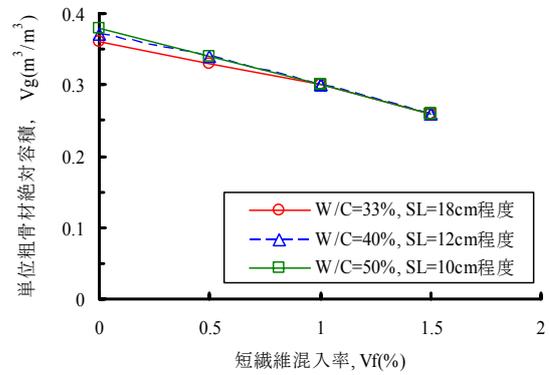


図-2 ビニロン繊維の混入に対して良好なフレッシュ性状が得られる単位粗骨材絶対容積の最大値

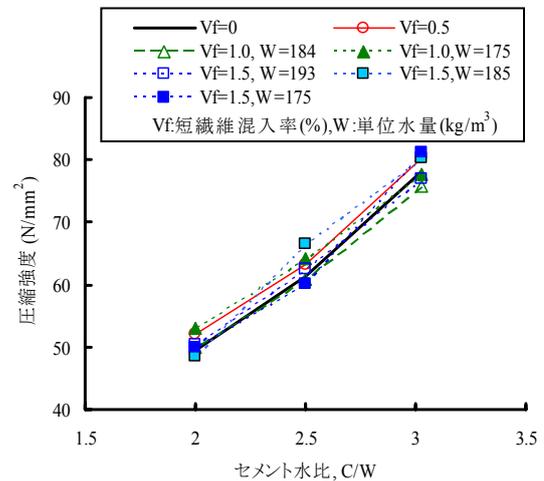


図-3 短繊維混入率および単位水量がセメント水比と圧縮強度の係に及ぼす影響

入によって必要となる単位粗骨材絶対容積の減少量は、短繊維混入率 0.1% (ビニロン繊維 $0.001\text{m}^3/\text{m}^3$) 増加に対し、 $0.007\text{m}^3/\text{m}^3$ 前後となることが明らかになった。

(4) 圧縮強度

セメント水比と圧縮強度の関係を、図-3 に示す。既

往の研究³⁾では、所定の圧縮強度を確保するためには短繊維混入率 0~1.5%の範囲でこれを増加させるごとに、水セメント比を小さくする必要があるとしている。しかし、実験結果によれば、短繊維混入率を増加させても、セメント水比と圧縮強度の関係は変化していない。また、短繊維混入率が 1.0,1.5%において高性能 AE 減水剤の使用量を増加させ、単位水量を上限まで減じて両者の関係に対する影響は小さい。圧縮強度のばらつきの原因としては、空気量が許容範囲内で供試体ごとに多少のばらつきがあることや、短繊維混入率によって型枠内への密実な充てんを得るために必要となる振動締固めの程度が異なり、これにより空気の抜け具合が異なること等が考えられるが、いずれにしろ、圧縮強度のばらつきは小さい。したがって、適切に配合設計を行えば、短繊維混入率が 0~1.5%の範囲では、ビニロン繊維の混入が圧縮強度に及ぼす影響は小さいと言える。

(5) ヤング係数

図-5 に示すとおり、短繊維混入率を大きくすると、ヤング係数は小さくなる傾向がある。しかし、これは、図-6 に示すように短繊維混入率の増加に伴う単位粗骨材絶対容積の減少に起因するものであることがわかる。図中に示した実線は、筆者の一人が実施したビニロン繊維を含まないコンクリート(W/C=40%)において、単位粗骨材絶対容積とヤング係数の関係を調べた実験結果⁶⁾であるが、ビニロン繊維を使用した今回の実験結果とほぼ一致している。したがって、良好なフレッシュ性状を得るためには、図-2 に示すように短繊維混入率の増加に伴い、単位粗骨材絶対容積を減少させる必要があるが、単位粗骨材絶対容積の減少はヤング係数の低下を招くので、あらかじめ想定したヤング係数が得られることを確認しておく必要がある。ヤング係数は、繊維混入率 0%の値に対し、短繊維混入率が 0.5%では 0.95 程度、1.5%では 0.9 程度となるが、水セメント比 33%のヤング係数については短繊維混入率が 1.5%であってもほとんど低下していないものも含まれる。なお、ヤング係数には単位水量の影響は認められない。

(6) 曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線

短繊維を用いたコンクリートの曲げ強度試験では、たわみが 2mm に達するまでの荷重-たわみ曲線の面積から曲げタフネスを求める等、一般には載荷開始から大変形した状態までの全般的な挙動をとらえたものが多い。そこで、図-6 に示すとおり、曲げ強度試験において曲げひび割れの発生付近までの挙動を調べた。図中の細線は、100×100×400mmの角柱供試体を用いて3等分点

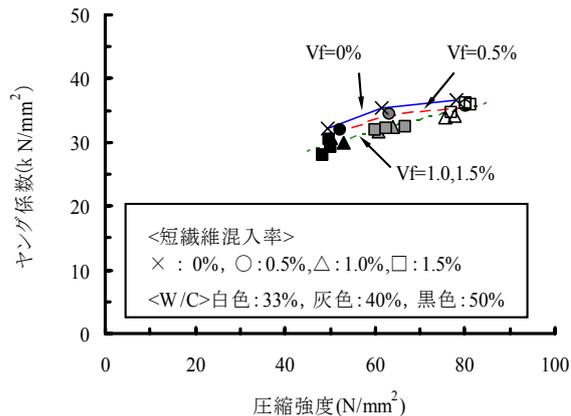


図-4 圧縮強度とヤング係数の関係

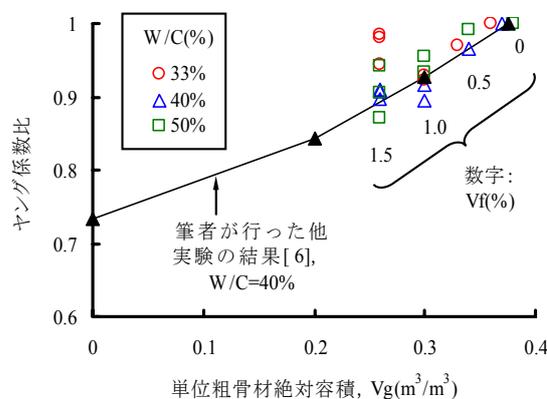


図-5 単位粗骨材絶対容積とヤング係数の関係

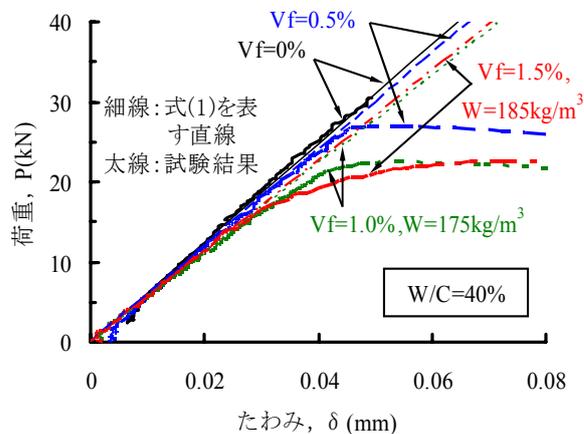


図-6 曲げタフネス試験における荷重-たわみ曲線 (曲げひび割れ発生荷重付近まで)

載荷により曲げ強度試験を行った場合の荷重 P(kN)、たわみ δ (mm)およびヤング係数 $E_c(kN/mm^2)$ の関係式(1)を表したものである。

$$P = 17.5 E_c \delta \tag{1}$$

図-4 に示すように短繊維混入率が高いほど、ヤン

グ係数は小さくなる傾向があるため、式を表す細線は、その変化に応じて傾きが異なる直線になる。ビニロン繊維を混入しない場合には、試験値は載荷開始から曲げ破壊まで式(1)の直線に沿った挙動を示す。また、短繊維混入率が0.5%の試験値も0%の場合と同様に曲げ破壊を生じる最大荷重まで式(1)に沿った変化を示すが、その後は荷重はほぼ一定でたわみのみが増加している。一方、短繊維混入率が1.0%または1.5%になると、0.5%までの変化とは大きく異なり、最大荷重の75~80%程度までは式(1)の直線に沿った変化を示すが、それよりも荷重が大きくなると、式(1)よりもたわみが大きくなり、短繊維混入率が大きいほど、緩やかな曲線を描く。すなわち、短繊維混入率の増加に伴い、弾性領域は小さくなり、その後の塑性変形が占める比率が大きくなる。なお、ビニロン繊維の増加に伴い、最大荷重が低下しているが、これについては、曲げひび割れ発生荷重に関する検討で触れることとする。

図-7は、曲げタフネスの計算に用いるたわみ2mmを超える領域までの荷重-たわみ曲線の一例を示したものである。ビニロン繊維を使用しないコンクリートは、曲げひび割れが発生した時点で破壊に至るが、ビニロン繊維を使用したコンクリートでは、曲げひび割れが生じた時点で一度荷重が急降下し、たわみが増大するものの、その後は、ビニロン繊維によって粘りを見せて大きな変形を示す。また、短繊維混入率を大きくするほど、曲げひび割れが発生した後の荷重の低下量が小さく、その後のたわみの増加に伴い、荷重も増加する傾向がある。水セメント比が小さいほど、曲げひび割れ発生荷重(強度)が高くなる。その後の急激な降下後の荷重は、短繊維混入率が0.5%の場合には水セメント比と密接であるが、短繊維混入率を1.5%とした場合には水セメント比が33%よりも40%のほうが高い荷重を保持している。水セメント比40%において単位水量が異なる場合について荷重-たわみ曲線を調べた結果、単位水量が 185kg/m^3 以外では水セメント比が33%よりも顕著に高くなる傾向は見られないが、33%とほぼ同等の荷重を保持している。

使用したビニロン繊維の引張強度は 880N/mm^2 とコンクリートに比べて相当に高いが、ヤング係数は 29.4kN/mm^2 であり、コンクリートと同程度である。また、ビニロン繊維のセメントマトリックスとの一体性は親水性による繊維表面の付着に依存し、表面の凹凸による機械的な付着に依存する鋼繊維とは異なる。

ビニロン繊維を使用した場合のひび割れ発生荷重は、ビニロン繊維を使用しない場合と同等もしくは配合変化(図-2参照)により若干低くなり、ひび割れが発生し

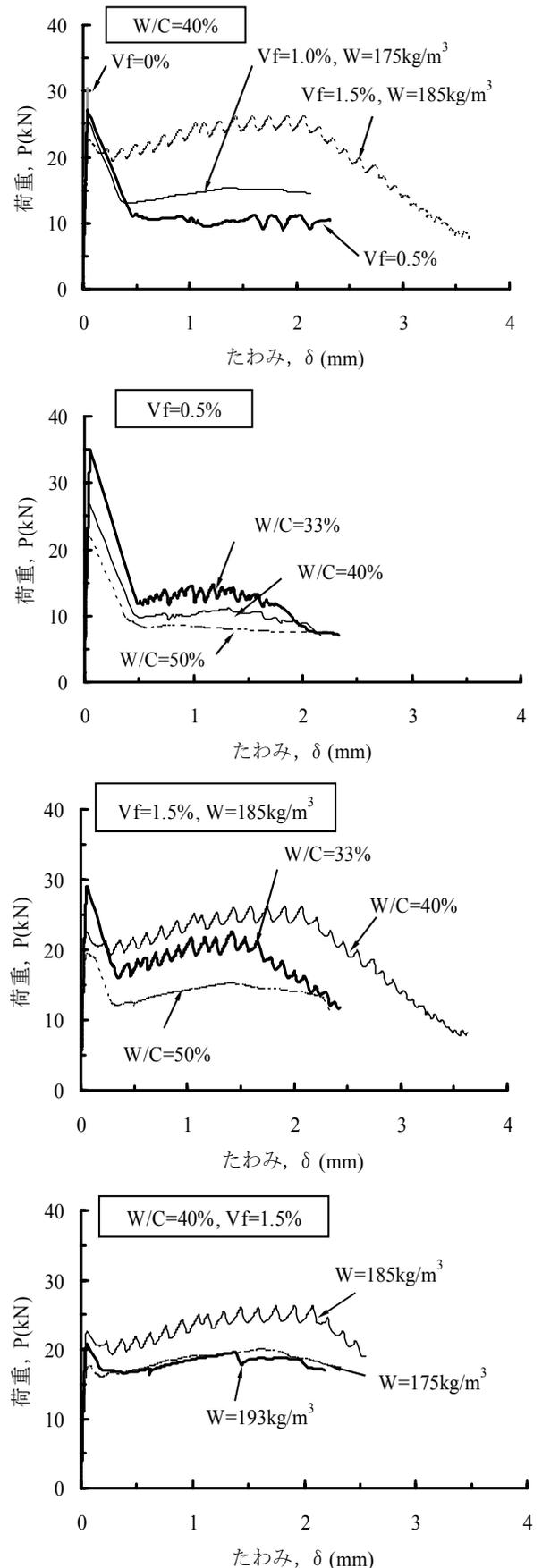


図-7 曲げタフネス試験における荷重-たわみ曲線 (曲げタフネスの計算に用いるたわみ2mmを超える領域まで)

た時点でビニロン繊維が引張応力を受け持つ。しかし、ヤング係数が小さいことと多少の抜けを生じることによって直ちにビニロン繊維が荷重を負担することができず、その後、ビニロン繊維が伸長しながら耐力を回復して再び荷重が増加する現象を生じる。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と言える。

(7) 曲げひび割れ発生強度, 曲げ強度および曲げじん性係数

図-8 および図-9 は、それぞれ、短繊維混入率と曲げひび割れ発生応力比, 短繊維混入率と曲げ強度比の関係を表したものである。曲げひび割れ発生応力比および曲げ強度比とは、各水セメント比においてビニロン繊維を含まないコンクリート (Vf=0%) の曲げひび割れ発生応力および曲げ強度を基準とし、ビニロン繊維を含むコンクリートの各値との比を求めたものである。曲げひび割れ発生応力は、供試体に貼り付けたひずみゲージの変化から判定した。曲げ強度は、図-7 に示すように曲げひび割れ発生後にひずみの増加とともに荷重が増加した場合、その最大荷重を対象とし、ひび割れを発生していない全断面有効として求めたものであり、最大繊維架橋応力という言い方もできる。

図-8 に示すとおり、曲げひび割れ発生応力比は、短繊維混入率の増加とともに低下する傾向があり、その低下率は短繊維混入率 1%あたり平均で 18.5%となる。これは、(3) で述べたとおり、良好なフレッシュ性状を得るため、短繊維混入率の増加に伴って単位粗骨材絶対容積を減じていることに起因するものと考えられる。一方、曲げ強度は、短繊維混入率が小さい場合には曲げひび割れ発生応力と同値になるので、図-9 に示す短繊維混入率と曲げ強度比の関係は、曲げひび割れ発生応力比との関係と同様であるが、短繊維混入率を 1.5%まで高めると、図-7 に示す曲げひび割れ発生後の応力 (荷重) の増加により、曲げ強度比の試験値は短繊維混入率と曲げひび割れ発生応力比の関係を表す回帰線よりも高くなるものが存在する。実験の範囲では、短繊維混入率 1.5%、水セメント比 40%および単位水量 185kg/m³とした場合には曲げ強度比が 1.0 近くまで増加している。ただし、短繊維混入率 1.5%までの範囲では、曲げひび割れ発生応力および曲げ強度は、ビニロン繊維を混入しないコンクリートよりも低下するため、この結果を考慮してビニロン繊維を使用する必要がある。

図-10 は、短繊維混入率と曲げじん性係数の関係を表したものである。なお、曲げじん性係数とは、式(2)により求めた値である。

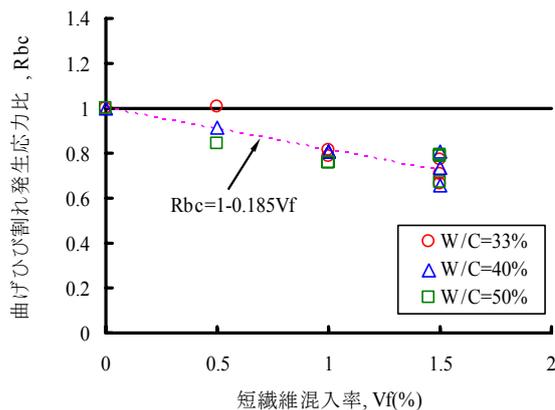


図-8 短繊維混入率と曲げひび割れ発生応力比の関係

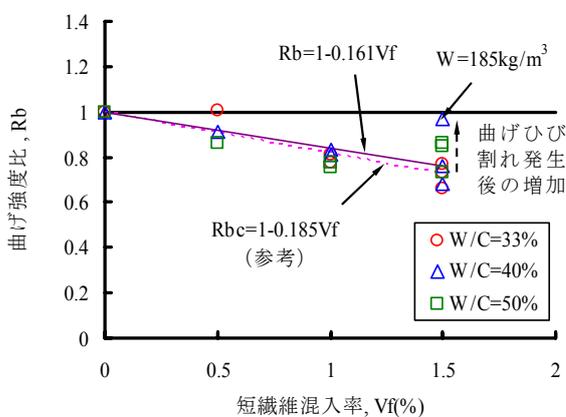


図-9 短繊維混入率と曲げ強度比の関係

$$\bar{f}_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{l}{bh^2} \quad (2)$$

ここに、

\bar{f}_b :曲げじん性係数(N/mm²)

T_b :荷重-たわみ曲線における原点から δ_{tb} までの面積(N・mm)

δ_{tb} :スパンの 1/150 のたわみ(mm), $l=300$ mm 時には 2mm

l :スパン(mm)

b :破壊断面の幅(mm)

h :破壊断面の高さ(mm)

一般に短繊維混入率の増加に伴い、曲げじん性係数は増加する傾向があるが、水セメント比 33%に関しては、短繊維混入率が 0.5%と 1.0%ではほとんど変化がなく、1.0%から 1.5%の増加量も小さい。換言すれば、水セメント比 33%においては、短繊維混入率が少なくても 4.5N/mm²程度の曲げじん性係数を確保できる。これ

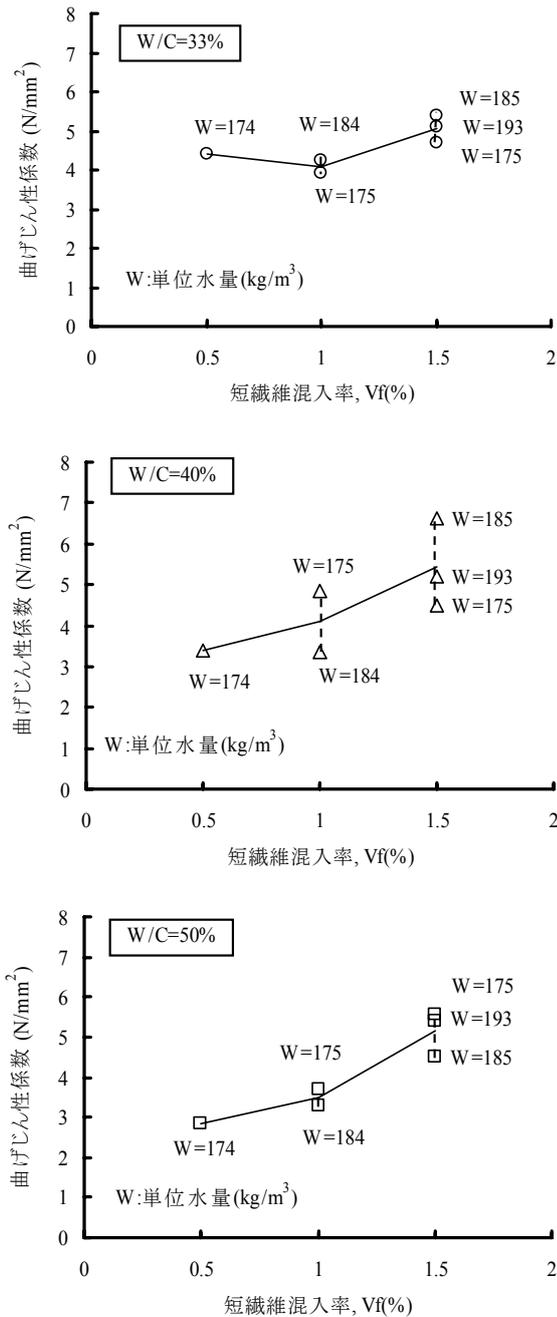


図-10 短繊維混入率と曲げじん性係数の関係

に対し、水セメント比 40%および 50%の曲げじん性係数は、短繊維混入率の増加に伴う増加量が大きい。また、短繊維混入率が 0.5%では水セメント比は小さいほど、曲げじん性係数が大きい。短繊維混入率を 1.5%とした場合には水セメント比の影響は認められず、曲げじん性係数はいずれの水セメント比においても 5N/mm^2 程度となる。単位水量が曲げじん性係数に及ぼす影響は明確ではなく、高性能 AE 減水剤の使用量を増やして単位水量を減じてでも所要の曲げじん性係数を確保できる。

3. 人工軽量粗骨材を用いた高じん性コンクリート

(1) 目的

人工軽量骨材を用いたコンクリート（以下、軽量コンクリートと呼ぶ）は、通常のコンクリートよりも引張強度やせん断強度が小さく、これを用いた部材は、斜めひび割れや鉄筋に沿った付着割裂ひび割れを発生しやすい。このため、コンクリート標準示方書では、軽量コンクリートを用いた RC 部材のせん断耐力は普通コンクリートを用いた場合の 70%に低減している。筆者の一人は、ビニロン繊維を混入することで、軽量コンクリートを用いた RC 部材の静的あるいは衝撃時の耐荷性能が大幅に改善できることを確認している³⁾。このように、軽量コンクリートに対して高じん性コンクリート技術を組み合わせることにより、軽量コンクリートの弱点を補い、新たな性能を付与できる。しかし、ビニロン繊維等の短繊維を使用した軽量コンクリートの組合せに関する研究（例えば、3),6),7),8)は、主に部材の曲げ、せん断、押し抜きせん断等の力学的性能に着目したものがほとんどであり、前章と同様にビニロン繊維を混入した軽量コンクリートの物性について検討したものは少ない。

そこで、この章では、軽量コンクリートを対象とし、前章と同様の方法によりビニロン繊維を混入した場合の基礎的な物性を確認した。

(2) 実験方法

実験方法は、基本的に前章と同じである。また、人工軽量粗骨材以外の材料は表-1 に示すものである。人工軽量粗骨材は、市販の非増粒型の骨材で、表乾密度は 1.64g/cm^3 、吸水率は 34.0%であり、生コン工場用の高含水状態（吸水率相当まで含水させた飽和状態）で使用した¹⁰⁾。軽量コンクリートの単位水量は普通粗骨材を使用した場合よりも少なくなる傾向があるので、ビニロン繊維を使用しない場合の単位水量を 160kg/m^3 とした。前章において単位水量の影響が認められなかったため、ビニロン繊維を混入したコンクリートの単位水量の上限は 175kg/m^3 とした。なお、空気量は $5.0 \pm 1.0\%$ とした。

(3) 圧縮強度およびみかけの密度

図-11 に示すとおり、軽量コンクリートのセメント水比と圧縮強度の関係では、一部のデータを除き、短繊維混入率の大きいほど、圧縮強度が若干高くなる傾向がある。これは、良好なフレッシュ性状を得るため、短繊維混入率の増加に伴い、コンクリート中から強度の小さい人工軽量粗骨材の絶対容積が少なくなったことに起因す

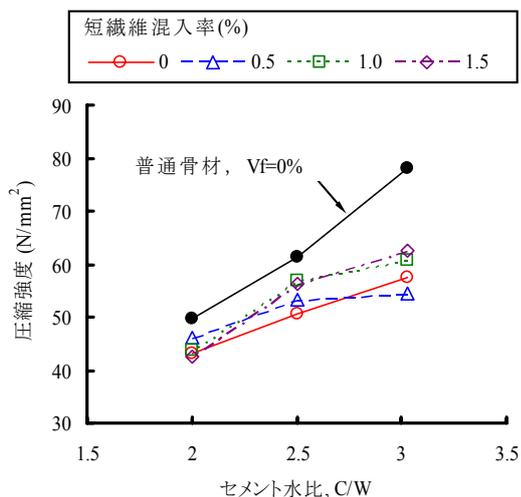


図-11 セメント水比と圧縮強度の関係

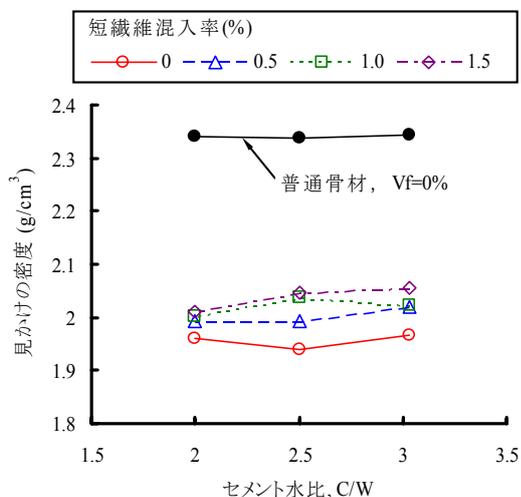


図-12 セメント水比と圧縮強度供試体のみかけの密度の関係

る。なお、人工軽量粗骨材の強度が小さいことは、図中の普通粗骨材を用いた場合との強度差や、水セメント比 33%において圧縮強度の頭打ちを生じていることから容易に理解できる。

軽量コンクリートの主たる目的は、コンクリートの軽量化である。しかし、良好なフレッシュ性状を得るためには、単位粗骨材絶対容積を減らす必要がある。図-12に示すとおり、短繊維混入率が高いほど、圧縮強度供試体によって測定した硬化コンクリートの見かけの密度は大きくなることに注意し、配合計画を行う必要がある。

(4) ヤング係数

図-13は、短繊維混入率とヤング係数の関係を表したものである。前述のとおり、短繊維混入率の増加が単位粗骨材絶対容積の減少を招くことにより、弾性係数の小さい人工軽量粗骨材が減少し、結果としてコンクリート

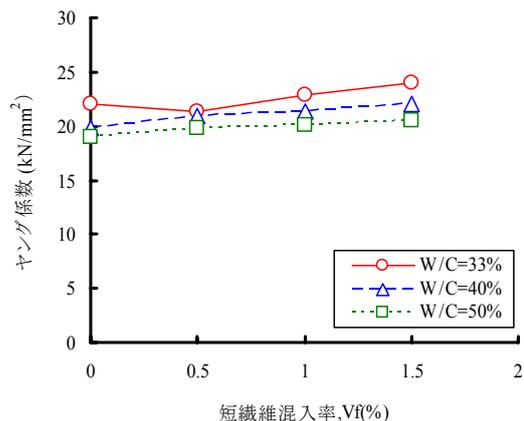


図-13 短繊維混入率とヤング係数の関係

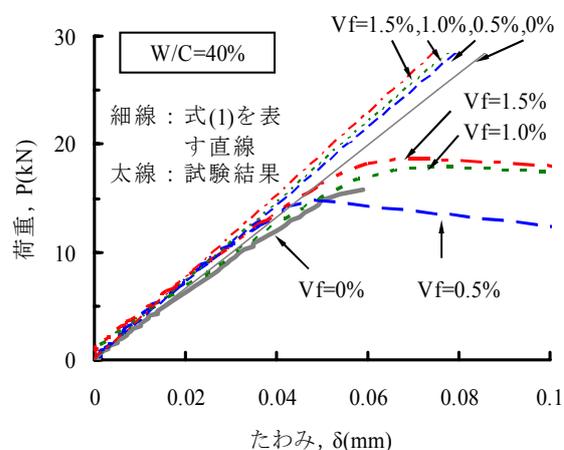


図-14 曲げタフネス試験における荷重－たわみ曲線(曲げひび割れ発生荷重付近まで)

のヤング係数は、短繊維混入率が高いほど、若干高い値を示している。

(5) 曲げ強度試験における荷重－たわみ曲線

軽量コンクリートの曲げ強度試験における荷重－たわみ曲線を、図-14および図-15に示す。図-14に示すとおり、普通粗骨材を使用した場合とは反対に、短繊維混入率の増加に伴い、弾性域の傾きは大きくなっている。ビニロン繊維を混入した場合には、式(1)の直線と角柱供試体による測定値がほぼ一致している。短繊維混入率0%の測定値では、式(1)の直線よりも傾きが若干小さいが、これは、式(1)のヤング係数には円柱供試体により測定された値を代入しているため、供試体作製時の軽量骨材の不均一性等により角柱供試体と円柱供試体でヤング係数の相違が若干生じたことに起因するものと思われる。短繊維混入率が高くなると、普通粗骨材の場合と同様にひび割れ発生荷重(図中の最大荷重)に達するまで

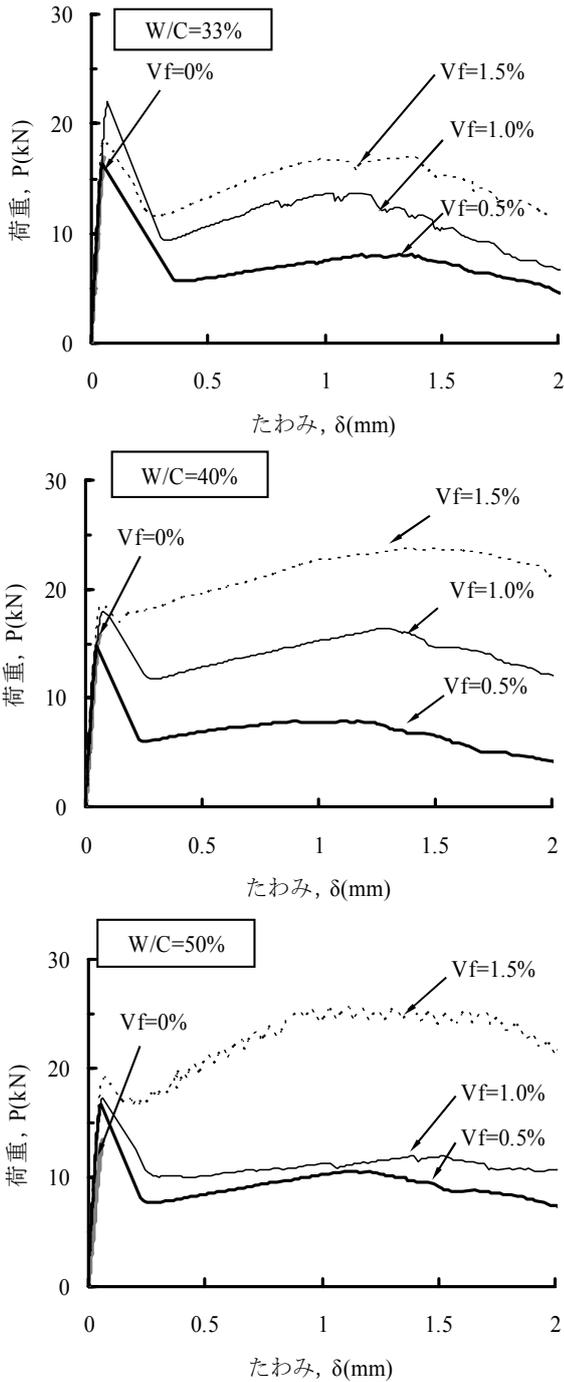


図-15 曲げタフネス試験における荷重-たわみ曲線 (曲げタフネスの計算に用いるたわみ2mmを超える領域まで)

のたわみは、式(1)の直線よりも大きくなる傾向がある。

図-15 に示すとおり、水セメント比にかかわらず、曲げひび割れ発生後は、短繊維混入率を増加すれば、より高い荷重を保った状態で大変形を可能し得ることがわかる。ただし、水セメント比が 33%と 40%の測定値を比較すると、短繊維混入率が 0.5%では両者には大差はないものの、1.0%以上では水セメント比 40%におけるビ

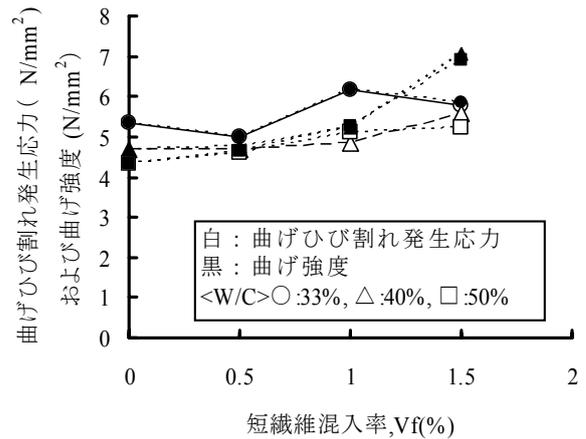


図-16 短繊維混入率と曲げひび割れ発生応力および曲げ強度の関係

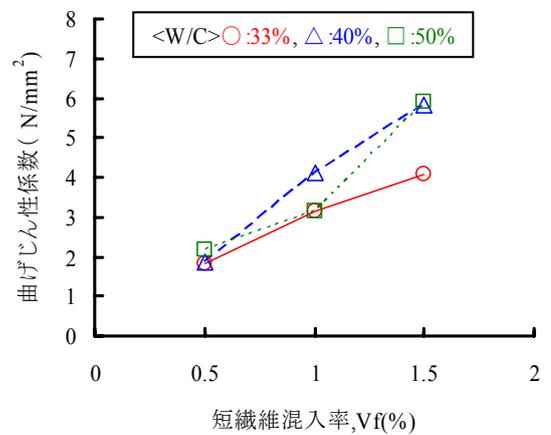


図-17 短繊維混入率と曲げじん性係数の関係

ニロン繊維の効果に比べ、水セメント比 33%の効果はかなり小さい。普通粗骨材を用いた図-7 においても、水セメント比 33%よりも 40%での効果が高い結果も確認されている。水セメント比 50%に関しては、短繊維混入率が 1.0%の曲げひび割れ発生後の荷重がやや小さいが、短繊維混入率が 0.5%と 1.5%では水セメント比 40%と同等の効果が認められる。

(6) 曲げひび割れ発生強度、曲げ強度および曲げじん性係数

図-16 は、短繊維混入率と曲げひび割れ発生応力および曲げ強度の関係を示したものである。軽量コンクリートは、普通粗骨材を用いたコンクリートとは異なり、短繊維混入率が増加しても、曲げひび割れ発生応力は低下しない。これは、前述のとおり、人工軽量粗骨材の強度が小さく、絶対容積が減少することによってコンクリートの強度が高まることに起因するものである。

曲げ強度は、曲げひび割れ発生応力と同様に、短繊維

混入率の増加に伴って大きくなる傾向があるが、水セメント比 40%、50%では急激な増加が見られるのに対し、水セメント比 33%では曲げひび割れ発生応力と同値である。これは、図-15 に示すように、水セメント比 40%、50%では、曲げひび割れを発生した後の荷重が曲げひび割れ発生時の荷重よりも高くなるが、水セメント比 33%においてはそのような効果が十分には期待できないことに起因するものである。

図-17 は、短繊維混入率と曲げじん性係数の関係を表したものである。軽量コンクリートの曲げじん性係数は、水セメント比にかかわらず、短繊維混入率の増加に伴って増大するが、水セメント比 33%の曲げじん性係数は最も小さく、短繊維混入率が大きいほど、他の水セメント比との差異が顕著になることがわかる。

4. まとめ

ビニロン繊維補強コンクリートの基礎的な物性を把握するため、普通粗骨材を用いた場合と人工軽量粗骨材を用いた場合の2通りの実験を行った。実験の結果、以下のことがわかった。

- ① ビニロン繊維を使用する場合、良好なフレッシュ性状を得るためには短繊維混入率の増加とともに単位粗骨材絶対容積を減じる必要がある。実験の範囲では、その減量は、短繊維混入率 0.1%の増加に対して $0.007\text{m}^3/\text{m}^3$ 程度である。
- ② 短繊維混入率が 1.5%までの範囲では、高性能 AE 減水剤の使用量を増やし、単位水量を $175\text{kg}/\text{m}^3$ としても、コンクリートのフレッシュ性状および力学的特性に及ぼす影響は小さい。
- ③ コンクリートの力学的特性は、短繊維混入率に伴う単位粗骨材絶対容積の変化の影響を受ける。また、コンクリートの力学的特性に与える影響は、使用する粗骨材が普通骨材であるか、それとも人工軽量骨材であるかによって大きく異なる。
- ④ 普通粗骨材、人工軽量粗骨材のいずれを用いた場合にも、水セメント比を 40%以上としてビニロン繊維を用いると、短繊維混入率に伴う曲げ強度および曲げじん性係数の増加が期待できる。

なお、本研究の成果をもとに、今後、さまざまなタイプの高じん性コンクリート（あるいはモルタル）の検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 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

- 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) 三上浩，岸徳光，栗橋祐介，竹本伸一：せん断破壊型軽量コンクリート製 RC 梁の耐衝撃性に及ぼす PVA 短繊維混入率の影響，構造工学論文集，Vol.52A，pp1237-1248，2006.3
- 4) 鋼材倶楽部：鋼繊維補強コンクリート設計・施工指針（案），1995
- 5) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983
- 6) 谷口秀明：テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究，筑波大学学位論文，2007.3
- 7) 岸徳光，三上浩，竹本伸一，栗橋祐介：PVA 短繊維混入による軽量コンクリート製 RC 版の押し抜きせん断耐力向上効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1381-1386，2006
- 8) 大野定俊，柿沢忠弘，阪西康，米澤敏男：短繊維補強軽量コンクリートを用いた RC 部材の曲げ特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.1527-1532，1997
- 9) 大滝晶生，河野克哉，二羽淳一郎：合成短繊維ならびに収縮低減剤を用いた高品質軽量コンクリートはり部材のせん断耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1495-1500，2006
- 10) 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，2008（投稿中）

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 —

Study on Quality Improvement of Lightweight Aggregate Concrete

— Basic Physical Properties and Self-Compactability —

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
三上 浩 HIROSHI MIKAMI
浅井 洋 HIROSHI ASAI
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI
藤田 学 MANABU FUJITA

本研究では、PC部材への適用を想定し、比較的高い強度域の軽量コンクリートを対象に、各種人工軽量骨材を用いたコンクリートの基礎的な物性を調べた。実験の結果、軽量コンクリートの圧縮強度には、人工軽量骨材の種類と含水率が影響を及ぼし、割裂引張強度の変動に対しては、5mm未満の過小粒が影響を及ぼすこと等が確認された。また、新たな性能として、自己充てん性を付与した高流動軽量コンクリートに関する実験を行った結果、最も高い自己充てん性レベル（土木学会が規定するランク1）を満足する高流動軽量コンクリートを製造できることがわかった。

キーワード: 人工軽量骨材コンクリート, 高流動コンクリート, 自己充てん性, 強度, ヤング係数

The purpose of this study is to improve the quality of high strength and lightweight aggregate concrete for PC members. As a result of the experiment of concrete used various lightweight aggregates, it was confirmed that the kind and moisture content of the aggregate influenced compressive strength and the aggregate of less than 5mm influenced the fluctuation of tensile strength. Furthermore, it was found to be able to product high-fluidity lightweight aggregate concrete which had high self-compactability level (rank 1 by JSCE).

Key Words: Lightweight Aggregate Concrete, High-Fluidity Concrete, Self-Compactability, Strength, Young's Modulus

1. はじめに

我が国における構造用人工軽量骨材の歴史は、1961年に三井金属鉱業（株）がアメリカから技術導入し、1964年にメサライトの製造販売を開始したことに始まる¹⁾。構造用人工軽量骨材の出荷量は、高度経済成長に伴って急増していたが、1973年、1979年における2度のオイルショックによって急減し、1986年にはピーク時の1/3にまで落ち込んだ。その後、景気の回復に伴って増加し始めたが、再度バブル崩壊で1991年をピークに低迷を続けている。今日までにさまざまな人工軽量骨

材の開発や新たな製造会社の出現があったが、現在、コンクリート工事で使用されているものは、古くから製造されてきたメサライトとアサノライトがほとんどである。

したがって、構造用人工軽量骨材を用いたコンクリート（以下、軽量コンクリートと呼ぶ）の実用性を考えれば、市販の構造用人工軽量骨材を如何にうまく活用するかが重要になる。一つには、通常のコンクリートに比べて単位容積質量が小さいため、部材の軽量化を図ることができるが、コンクリートの単価が普通骨材コンクリートよりも高いので、たとえば、橋梁でいえば、上部構造ばかりでなく、下部構造および基礎構造を含めて経

表-1 使用材料

材料名	種類, 物性, 成分	記号	
水	水道水	W	
セメント	早強ポルトランドセメント, 密度3.13g/cm ³	C	
細骨材	鬼怒川産川砂(表乾密度2.58g/cm ³ , 吸水率2.68%)	S1	S
	葛生産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度2.64g/cm ³ , 吸水率0.94%)	S2	
粗骨材	メサライト (製品工場用)	MA	
	メサライト (生コン工場用)	MB	
	アサノライト (生コン工場用)	AB	
混和剤	高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系)	SP	
	AE剤	AE	

表-2 配合

No.	質量と容積の区分	W/C (%)	s/a (%)	単位量				
				上段: 質量 (kg/m ³)		下段: 絶対容積(m ³ /m ³)		
				W	C	S		G
1	質量	33.0		160	485	338	351	485
	容積	103	41.8	0.160	0.155	0.133	0.133	0.370
2	質量	40.0		160	400	371	385	485
	容積	125	44.1	0.160	0.128	0.146	0.146	0.370
3	質量	50.0		160	320	404	420	485
	容積	157	46.2	0.160	0.102	0.159	0.159	0.370

G:MAaの絶対密度1.31g/cm³を用いた場合の質量

済性を高める総合的な設計を行うことが必要である。また、軽量コンクリートは、軽量化を図ることにより、単位容積質量以外の品質・性能も通常のコンクリートと異なる。このため、軽量コンクリートの利点を有効に活用するとともに、軽量コンクリートの欠点を改善し、他の性能とも組み合わせ、より付加価値のあるコンクリートを検討することが重要である。

近年の軽量コンクリートの主な用途は建築物であり、土木構造物、特にPC橋に使用する比較的高い強度域の軽量コンクリートの品質・性能あるいはそれに及ぼす影響要因等が必ずしも十分に確認されていない。そこで、本論文においては、PC橋への軽量コンクリートの適用を対象とし、人工軽量粗骨材の種類がコンクリートの品質に及ぼす影響を確認するとともに、新たな性能の一つとして自己充てん性を付与した高流動軽量コンクリートの検討を行った。

2. 人工軽量骨材の種類がコンクリートの品質に及ぼす影響

(1) 目的

人工軽量骨材協会 (ALA 協会) では、構造用人工軽量骨材としてメサライトとアサノライトを認定し、国内の大多数の工事ではそのいずれかを使用している。また、レディーミクストコンクリート工場 (以下、生コン工場) と製品工場には、同じ製品名であっても含水率の異なるものが出荷されている。基本的には、それらは同程度の品質を持つもので、得られる軽量コンクリートの品質・性能も同等であると考えられている。しかし、同一条件で比較したデータは少なく、また、PC部材への適用を対象にした研究報告も少ない。軽量コンクリートの

高品質・高性能化を図るうえでは、それらの品質の違いを十分に把握しておく必要がある。

(2) 実験方法

使用材料および配合を、それぞれ、表-1、表-2に示す。PC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。人工軽量骨材は粗骨材 (最大寸法 15mm) のもので、写真-1に示す製品工場用メサライト (記号: MA)、生コン工場用のメサライト (記号: MB) および生コン工場用のアサノライト (記号: AB) を使用した。なお、製品工場用は低含水状態、生コン工場用は高含水状態であるほか、メサライトの製品工場用は造粒したものであるのに対し、生コン工場用は造粒したもの以外に破碎したものを多く含んでいる点で違いがある。

また、人工軽量粗骨材は、JIS A 5002において5mmふるいを通過する本来細骨材として計上する過小粒の比率として0~15%の範囲を許容している。しかし、その範囲は決して狭いとはいえず、過小粒がコンクリートの品質に及ぼす影響も明確になっていない。そこで、5mmふるいを通過させていない過小粒を含むもの (記号: a) と通過させた過小粒を含まないもの (記号: b) を作り、コンクリートの品質に及ぼす影響を確認することとした。

水セメント比は33, 40, 50%の3水準とし、単位粗骨材絶対容積を一定 (0.370m³/m³) とした。水セメント比による粘性の違いを考慮し、水セメント比が小さいほど、スランプは大きくした (図-1 参照)。コンクリートのスランプおよび空気量 (5.0±1.0%) の調整には、それぞれ、高性能AE減水剤、AE剤を用いた。

コンクリートの品質は、スランプ、空気量、圧縮強



(a) 製品工場用メサライト



(b) 生コン工場用メサライト



(c) 生コン工場用アサノライト

写真-1 実験に使用した人工軽量粗骨材

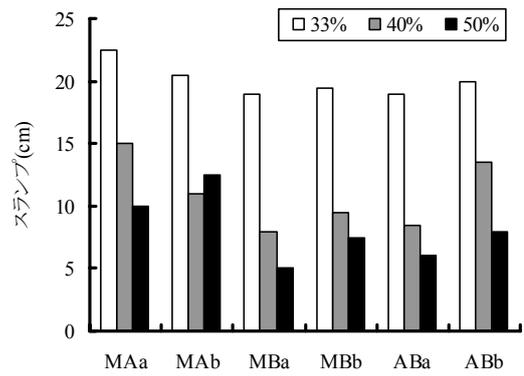
度、ヤング係数および割裂引張強度（いずれも材齢 28 日、標準水中養生）によって評価することとした。

(3) 人工軽量骨材の品質

人工軽量粗骨材の密度および吸水率を、表-3 に示す。表中の諸値は、メーカーから提出される試験成績表の値ではなく、入荷後に骨材試験を行った結果である。骨材工場ですり吸水（プレソーキング）された高含水状態の人工軽量粗骨材の表乾密度は種類が違って大きく異なるが、絶乾密度および含水率は種類による違いが認められる。低含水状態の製品工場用メサライトは、コンク

表-3 人工軽量粗骨材の密度および吸水率

	メサライト				アサノライト (生コン工場用, 高含水)	
	製品工場用 (低含水)		生コン工場用 (高含水)		あり	なし
過小粒	あり	なし	あり	なし	あり	なし
記号	MAa	MAb	MBa	MBb	ABa	ABb
表乾密度(g/cm ³)	1.39	1.41	1.65	1.70	1.64	1.66
絶乾密度(g/cm ³)	1.31	1.34	1.31	1.36	1.23	1.25
吸水率(%)	5.8	5.9	25.8	24.8	34.0	32.7



人工軽量粗骨材の種類および過小粒の有無

図-1 人工軽量粗骨材の種類および過小粒の有無がスランプに及ぼす影響

リートの製造時および硬化までの間に急激な吸水が生じないように、数日間浸水しておいたが、得られた吸水率はメーカーから提示された 24 時間吸水率と大きく異なることがわかった。また、過小粒を含む生コン工場用骨材(a)は、これを含まない骨材(b)に比べて、いずれの骨材においても吸水率が大きい。すなわち、これは、過小粒の混合比率を考えれば、この吸水率が 5mm 以上の粗骨材に比べて相当に高いことを示唆するものである。

(4) フレッシュコンクリートの品質（スランプ）

図-1 は、高性能 AE 減水剤の使用量を水セメント比ごとに一定（W/C=33% : SP=1.2%, W/C=40, 50% : SP=0.7%）とした場合の骨材の違いおよび過小粒の有無が軽量コンクリートのスランプに及ぼす影響を調べたものである。生コン工場用骨材を使用した場合には、骨材の種類が異なってもほとんどスランプには影響しないことがわかる。メサライトと比較すると、製品工場用は生コン工場用に比べてスランプが大きくなる傾向があり、その傾向はスランプを小さく設定した水セメント比 40, 50%で明確となる。製品工場用メサライトに一部除き、過小粒を含むことによりスランプは若干小さくなるが、

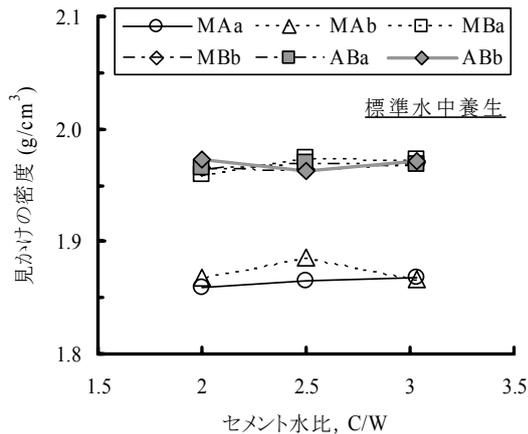


図-2 セメント水比と見かけの密度の関係

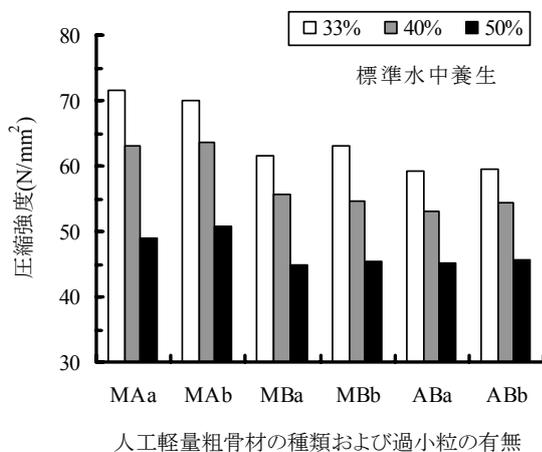


図-3 人工軽量粗骨材の種類および過小粒の有無が圧縮強度に及ぼす影響

スラブを大きくした水セメント比 33%ではほとんど過小粒の影響はほとんど認められない。ただし、過小粒の比率の変動を確認していない場合には、砂の表面水率、人工軽量粗骨材の含水率の変動等と誤って判断し、水量を変更してしまう可能性があるので注意が必要である。

(5) 硬化コンクリートの品質

図-2 に示すとおり、硬化コンクリートの見かけの密度は、人工軽量粗骨材の種類および過小粒の有無にかかわらず、含水率の違いによって異なり、高含水状態の骨材を使用した場合には平均で 1.97g/cm^3 、低含水状態の骨材を使用した場合には平均で 1.87g/cm^3 である。これは、配合から算出される単位容積質量とほぼ一致する。したがって、低含水状態の骨材を使用した場合にも、事前に浸せきしておけば、練混ぜから硬化過程においてコンクリート中の水分を吸収することはない、密度の変化も生じることがないようである。

図-3 は、人工軽量粗骨材の種類および過小粒の有無

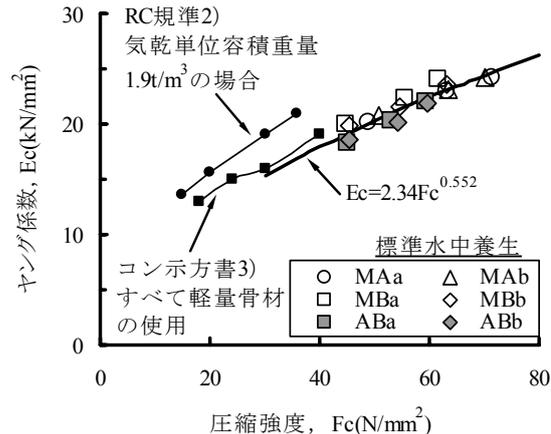


図-4 圧縮強度とヤング係数の関係

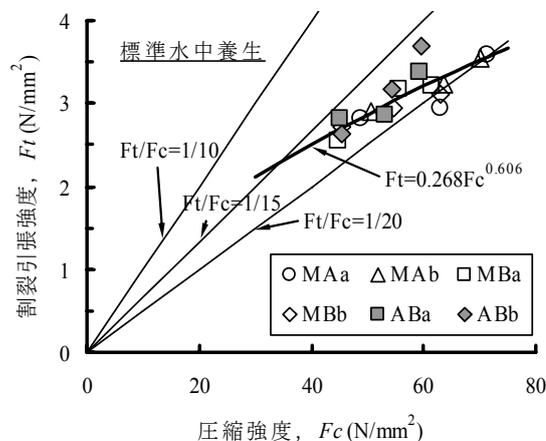


図-5 圧縮強度と割裂引張強度の関係

が圧縮強度に及ぼす影響を調べたものである。過小粒が圧縮強度に及ぼす影響は、いずれの骨材においても見られない。圧縮強度は、水セメント比にかかわらず、低含水骨材を事前に水中に浸せきしておいた骨材(MA)を使用したコンクリートが最も高く、水セメント比 33%においては 70N/mm^2 を超える。高含水骨材と比較すると、水セメント比が 50%においては、骨材の種類の影響は認められないが、水セメント比が小さくなるほど、メサライトを用いたコンクリートは、アサノライトを用いた場合よりも圧縮強度が高くなっている。表-3 に示すとおり、メサライトはアサノライトに比べて多少ではあるが、密度が大きく、吸水率が小さいので、骨材の強度も若干高い可能性があり、これがコンクリートの圧縮強度の相違に現れたものと思われる。

圧縮強度とヤング係数の関係を、図-4 に示す。RC 規準 2) およびコンクリート標準示方書 3) で示された設計値として用いる値を結んだ線に比べ、今回の実験で得られた任意の圧縮強度に対するヤング係数の値は小さい。しかし、それらは設計用値であるため、実際の製造・施工

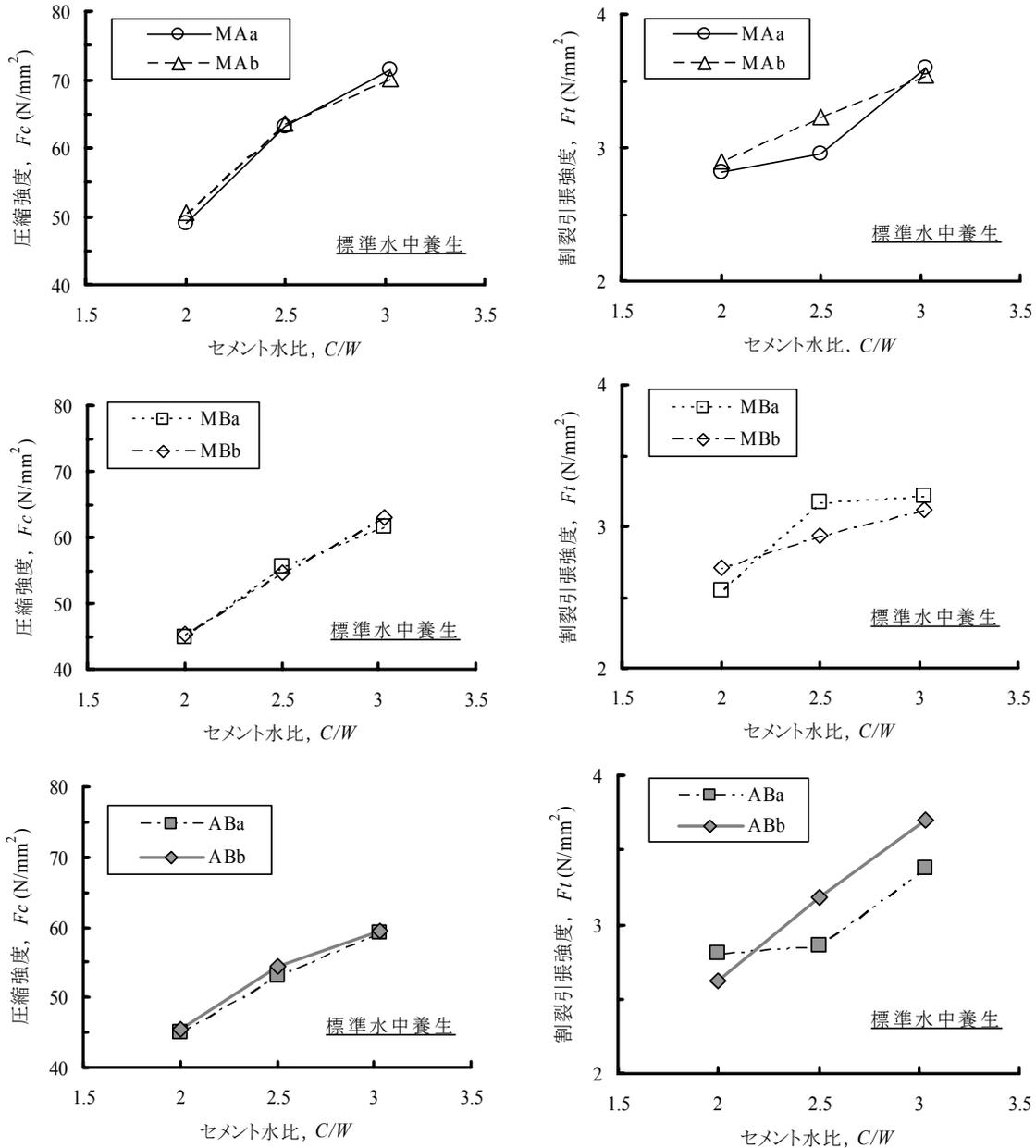


図-6 人工軽量粗骨材中の過小粒が軽量コンクリートの圧縮強度および割裂引張強度に及ぼす影響

では、実測の圧縮強度（40～70N/mm²程度）に対してどの程度の安全率を見込むかが重要になる。なお、生コン工場用の2種類の骨材を比較すると、メサライトのヤング係数は、圧縮強度の場合と同様にアサノライトよりも若干高い。

図-5は、圧縮強度と割裂引張強度の関係を示したものである。RC規準では、軽量コンクリートの割裂引張強度と圧縮強度の比は、1/9～1/15の範囲であるとされる。しかし、今回の実験のように高強度域における割裂引張強度と圧縮強度の比は1/15～1/20程度に低下することがわかる。また、割裂引張強度と圧縮強度の比は、前述のヤング係数の場合に比べてばらつきが大きい。

そこで、骨材の種類ごとに過小粒の有無が圧縮強度および割裂引張強度に及ぼす影響を調べたものが、図-6である。前述のとおり、図-3においても確認されたが、いずれの骨材においても、圧縮強度に対しては過小粒の影響は全く認められない。しかし、割裂引張強度においては、過小粒が含まれる場合にはこれに含まない場合に比べて、セメント水比と割裂引張強度の直線関係が成立していない。(3)で述べたとおり、生コン工場用の人工軽量粗骨材に関しては、過小粒が含まれると、吸水率が増加するため、過小粒は5mm以上の粗骨材よりも空げきが多いことになる。これが割裂引張強度の変動を大きくする主な要因であると考えられる。なお、製品

表-4 配合条件

質量と容積の区分	W/C (%)	W/P (%)	単体量				
			上段：質量 (kg/m ³)		下段：絶対容積(m ³ /m ³)		
			W	P		G, Vg	V
C	LF						
質量	32~50	32~47	155~185	329~548	0~158	495~577	0~0.5
容積	100~157	100~148	0.155~0.185	0.105~0.175	0~0.060	0.300~0.350	-

G:表乾密度1.65g/cm³で計算した場合の質量,Vgは容積

工場用の人工軽量粗骨材では、吸水率において過小粒の影響が明確には現れなかったが、割裂引張強度の変動は過小粒の存在により大きくなる傾向がある。現状では、この過小粒を含まない状態で出荷するのは製造ロスの増加とコストの関係等により難しいが、この過小粒の比率が大きく変動しないように管理しておくことが必要であると思われる。

3. 自己充てん性を有する高流動軽量コンクリートの検討

(1) 目的

軽量コンクリートの欠点の一つとしては、振動・締固め作業によって人工軽量粗骨材が上面に浮き上がりやすくなる。上面に浮き上がった粗骨材を抑え、平滑に仕上げるためには、特別な器具（タンパー）を使用し、入念に仕上げ作業を行う必要がある。また、コンクリート部材の品質および性能を考えても、上面に人工軽量粗骨材が多く、下面にモルタルが多くなった状態は好ましいものではない。しかし、浮上りを恐れ、振動・締固めを十分に行わない場合は、コンクリート内部に粗大な空気を巻き込んだり、未充てん箇所を生じたりする可能性がある。

このような観点から、振動・締固めを行わなくても充てんできる性能（自己充てん性）を付与した高流動コンクリート技術と軽量コンクリートの融合は解決手段の一つと考えられる。しかし、コンクリート標準示方書⁵⁾では、軽量コンクリートを高流動コンクリートにする場合には高流動コンクリートの章を参考にするとしているが、同章には人工軽量骨材の使用に対する記述はなく、コンクリート標準示方書よりも詳細な内容が記述された高流動コンクリート施工指針⁶⁾も同様である。したがって、高流動軽量コンクリートを実現するためには、材



写真-2 高流動軽量コンクリートのスランプフロー試験の状況

料・配合の条件とフレッシュ性状の関係をあらかじめ十分に確認しておく必要がある。

(2) 実験方法

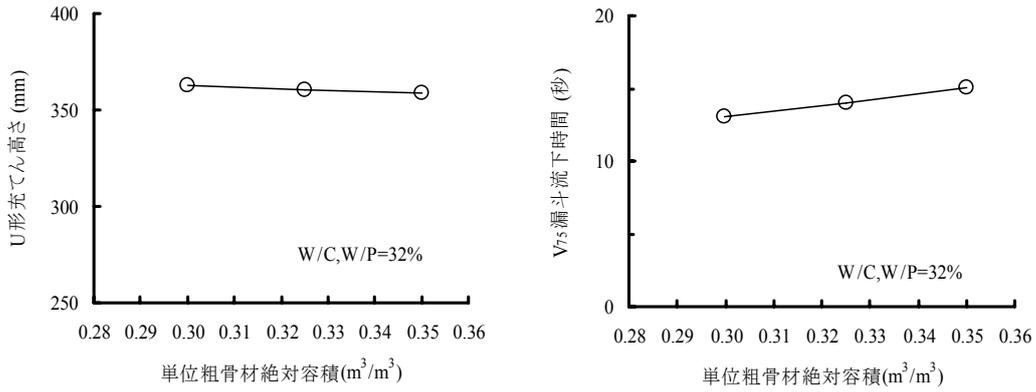
配合条件を、表-4 に示す。人工軽量粗骨材には表-1 に示す骨材 MB を使用した。その他のセメント、細骨材および混和剤は前章と同一のものである。細骨材は、高流動コンクリートに適切な混合比率（川砂：砕砂=0.3:0.7）⁷⁾に変更した。また、一部の配合では、セメントを石灰石微粉末（記号：LF、密度 2.64g/cm³、比表面積 4,000cm²/g 級）、増粘剤（セルロース系、記号：V）を用いた。

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⁶⁾に基づき、スランプフロー、スランプフロー500mm 到達時間、U 形充てん高さ（自己充てん性ランク 1 の障害）、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 650mm 程度、空気量は 5.0±1.0%の範囲になるよう、混和剤の使用量を調整した。

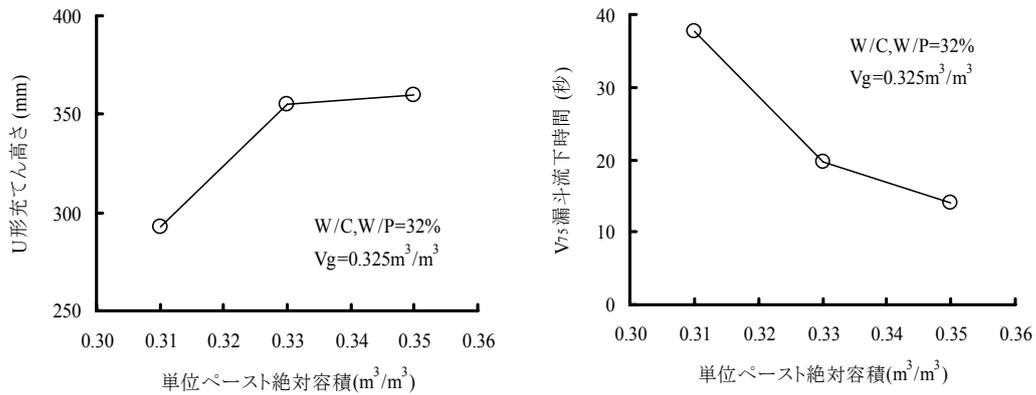
(3) 実験結果および考察

写真-2 は、高流動軽量コンクリートの品質を判定するために実施したスランプフロー試験の状況である。

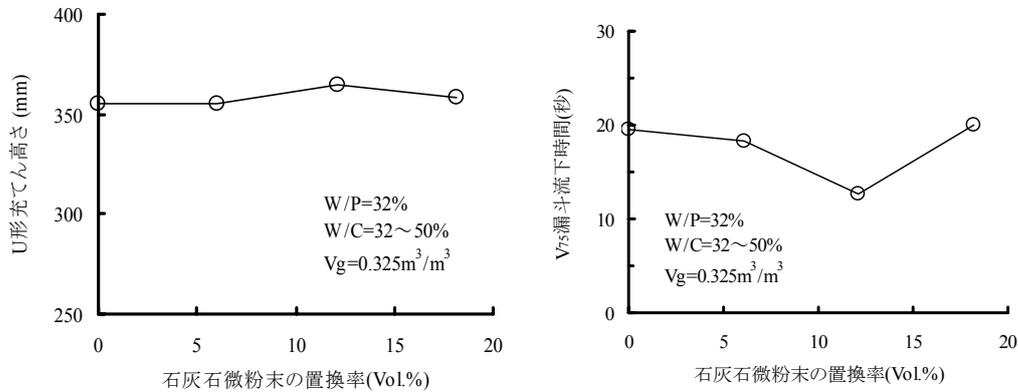
図-7 は、単位粗骨材絶対容積、単位ペースト絶対容積、石灰石微粉末の置換率および高流動コンクリートの種類が U 形充てん高さと V₇₅ 漏斗流下時間にそれらの値に及ぼす影響を調べたものである。U 形充てん高さは、コンクリート標準示方書に従い、300mm 以上が確保されれば、想定した自己充てん性のランク 1（最も厳しい条件）を満足するものと考えられる。V₇₅ 漏斗流下時間の目安は、普通骨材を使用した場合には 9~20 秒であるが、試料の密度が異なれば、流下時間が異なるほか、人



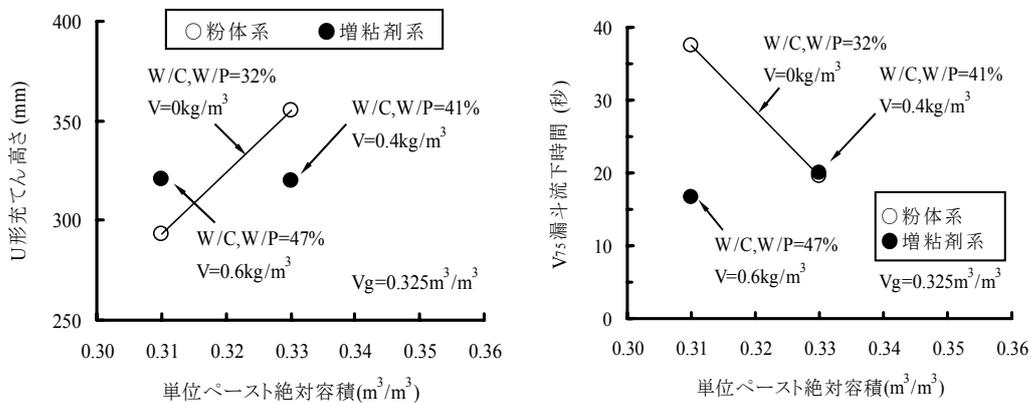
(a) 粉体系高流動軽量コンクリートにおける単位粗骨材絶対容積の影響



(b) 粉体系高流動軽量コンクリートにおける単位ペースト絶対容積の影響



(c) 粉体系高流動軽量コンクリートにおける石灰石微粉末の置換率の影響



(d) 粉体系と増粘剤系の比較

図-7 U形充てん高さおよび V₇₅漏斗流下時間に及ぼす要因

工軽量粗骨材の分離を抑制するうえで適切な粘性を有しななければならない一方で、ポンプ圧送性等を考慮すれば極端に粘性が高い状態も避けなければならない。今後、それらのことを考えて最適な流下時間を検討しなければならないが、今回の実験では、 V_{75} 漏斗流下時間が 15 秒前後であれば材料分離を生じず、良好な状態であると見なすことができた。

軽量コンクリートの要求性能は軽量化であるため、単位粗骨材絶対容積は所定のフレッシュ性状が得られる範囲でなるべく多いほうがよい。普通骨材を用いた場合には、自己充填性のランク 1 を得るための単位粗骨材絶対容積は、 $0.28 \sim 0.30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ が目安となる。しかし、人工軽量粗骨材を用いた場合には、図-7(a)に示すとおり、 $0.30 \sim 0.35 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の範囲で変化させても、U 形充填高さ、 V_{75} 漏斗流下時間ともにほとんど変化が見られない。

単位ペースト絶対容積は、図-7(b)に示すように、 $0.33 \text{ m}^3/\text{m}^3$ よりも少なくなると、U 形充填高さの低下、 V_{75} 漏斗流下時間の増加が急激に発生する。このため、粉体系の高流動軽量コンクリートにおいては、単位ペースト絶対容積は $0.33 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度確保する必要がある。

高い強度が必要でない場合、セメントのみでは粘性が高すぎる場合、あるいはアルカリ総量が $3.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ を超える場合等には、石灰石微粉末を使用することがある。図-7(c)に示すとおり、置換率（容積）は 0~18% の範囲では、U 形充填高さには全く影響していない。しかし、 V_{75} 漏斗流下時間は、置換率 12% までは低下するが、それよりも大きい場合には増加に転じている。置換率を 18% とした場合の水セメント比は 50% となる。この場合のスランプフロー試験後のコンクリート先端には、ややペーストが先走りしている状況が見られた。したがって、セメントから石灰石微粉末の置換によりコンクリートの粘性が低下し、やや材料分離を生じ始めたことが、 V_{75} 漏斗流下時間の増加に起因した可能性がある。

図-7(d)は、水セメント比を大きくし、増粘剤で粘性を付与した高流動コンクリート（増粘剤系）と、前述の粉体系を比較したものである。水セメント比に応じて適切に増粘剤の使用量を決めれば、粉体系と同等あるいは同等以上の増粘剤系高流動軽量コンクリートの製造が可能であることがわかる。

4. まとめ

PC 部材への適用を想定し、比較的高い強度域の軽量コンクリートを対象に、人工軽量粗骨材の種類がコンクリートの品質に及ぼす影響の確認と、自己充填性を付

与した高流動軽量コンクリートの検討を行った結果、以下のことがわかった。

- ① 生コン工場用の人工軽量粗骨材を対象とした場合には骨材の種類がスランプに及ぼす影響は比較的小さいが、製品工場用と生コン工場用の相違および過小粒の有無は、スランプに若干影響する。
- ② 軽量コンクリートの圧縮強度には、含水率と人工軽量粗骨材の種類が影響し、過小粒の有無は影響を及ぼさない。しかし、割裂引張強度の変動に対しては、過小粒の影響を及ぼす。また、高強度域における任意の圧縮強度に対するヤング係数ならびに割裂引張強度は、低い強度域から想定される値よりも小さい。
- ③ 生コン工場用の人工軽量粗骨材を用いた場合、粉体系、増粘剤系のいずれの系に関しても自己充填性のランク 1 を満足する高流動コンクリートを製造できることがわかった。また、単位粗骨材絶対容積は、普通骨材を対象とした示方書の目安の値よりも多くても自己充填性のランク 1 を得ることができる。

なお、筆者らは軽量コンクリートの品質・性能の向上を目的として、軽量コンクリートの低収縮化、高じん性化等についても検討を行っており、これについては稿を改めて掲載を予定している^{7), 8)}。

参考文献

- 1) 笠井芳夫：軽量コンクリート，技術書院，2002.11
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—，1999.11
- 3) 土木学会：2007 年改定コンクリート標準示方書，設計編，2008.3
- 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) 土木学会：高流動コンクリート施工指針，1998.7.
- 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，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，2008（投稿中）
- 8) 谷口秀明，浅井洋，樋口正典，三上浩，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，2008（投稿中）

高強度コンクリートのアルカリシリカ反応性に関する研究

Study on Alkali-Silica Reactivity of High Strength Concrete

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
 三上 浩 HIROSHI MIKAMI
 浅井 洋 HIROSHI ASAI
 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI
 藤田 学 MANABU FUJITA

本論文は、PC 橋等への適用を想定した比較的高強度域のコンクリートのアルカリシリカ反応性に関する実験結果を報告するものである。実験の結果、JIS A 1146 法（モルタルバー法）では、試験開始から約 2 ヶ月後には膨張が収束し、その後の膨張を生じないこと、モルタルを用いた ASTM 法や NaOH を添加した修正デンマーク法により迅速な判定が可能であること、コンクリートを用いた迅速な判定を行うにはアルカリ総量を 9.0kg/m^3 程度にする必要があること、混和材の使用は高強度コンクリートに対してもアルカリシリカ反応の抑制効果があることなどがわかった。

キーワード：高強度コンクリート，アルカリシリカ反応，弾性係数，圧縮強度，混和材

This study describes the examination results on alkali-silica reaction (ASR) of comparatively high strength concrete for PC members. As a result, the followings were obtained; 1) In JIS method, the mortar bar specimen does not expand after about two months, 2) The ASR using mortar bar specimen can be evaluated promptly by the ASTM method or the New Denmark method using NaOH, 3) In order to make prompt evaluation by concrete bar specimen, the amount of the alkali should be adjusted to about 9.0kg/m^3 , 4) The ASR of high strength concrete can be controlled by using the mixture material adequately.

Words: High Strength Concrete, Alkali-Silica Reaction, Modulus of Elasticity, Compressive Strength, Mineral Admixture

1. はじめに

コンクリート構造物を長期的に供用するためには、まずは建設段階において将来の劣化要因を排除し、排除できない場合には何らかの対策を講じてその影響を最小限に抑えることが重要である。材料に起因する劣化要因として代表的なものがアルカリ骨材反応である。

アルカリ骨材反応は、コンクリート中の細孔溶液中の水酸化アルカリと、骨材中のアルカリ反応性鉱物との間の化学反応であるが、一般には反応生成物の生成や吸水に伴う膨張により、コンクリートにひび割れが発生する現象を指す。アルカリ骨材反応のうち、我が国で発生しているものは、アルカリシリカ反応(ASR)である。

コンクリート標準示方書（以下、示方書と呼ぶ）¹⁾に

おいては、アルカリシリカ反応への対策として、コンクリート中のアルカリ総量の抑制、アルカリシリカ反応抑制効果をもつ混合セメント B 種の使用、およびアルカリシリカ反応性試験で区分 A「無害」と判定される骨材の使用のうち、いずれかの方法を採用することとしている。また、設計基準強度 $60\sim 100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートに関しては、化学法またはモルタルバー法によって、アルカリシリカ反応性が無害と判定された骨材を使用することとしている。これは、高強度コンクリートのアルカリシリカ反応性を抑制する効果やそれを確かめる試験方法が確立していないこと等を考慮した結果である。

しかし、良質な骨材が減少するなかで、アルカリシリカ反応性が無害と判定された骨材が安定供給できるとは限らない。また、アルカリシリカ反応性を判定する試

験の頻度は1回/6ヶ月であることや、採石箇所地層変化により、計画・設計段階あるいは施工開始段階まで無害と判定されていても、竣工までのいずれかの段階で無害でない骨材が生コン工場に供給される可能性がある。さらには、JISで規定される化学法やモルタルバー法では実際に使用するコンクリートの骨材以外の材料や配合等の相違が加味されないこと、モルタルバー法では判定結果が出るまでに時間がかかること等、現状のアルカリシリカ反応性の判定方法にはさまざまな問題を有する。

PC橋には、設計基準強度 40N/mm^2 程度の比較的高い強度域のコンクリートが多用されるが、最近では、道路橋において設計基準強度 60N/mm^2 の現場打ち工法、設計基準強度 80N/mm^2 のプレキャスト工法の適用が可能になっており、これらは示方書で対象とする高強度コンクリートの範囲に含まれる。また、筆者らの調査²⁾では、呼び強度40であっても、レディーミクストコンクリート工場の標準配合には、設計基準強度 60N/mm^2 程度と同等の水セメント比または単位セメント量のものが存在する。一般に、アルカリシリカ反応性に着目した既往の研究は、RC構造物を想定したものが多く、前述の背景や材料・配合上の特徴等を考慮したうえで、PC橋等に使用される高強度コンクリートを対象とした検討は必ずしも十分とはいえない。これに対し、筆者らは、アルカリシリカ反応を生じたPC部材の膨張挙動等に着目した実験を行っている^{たえば, 3)}。

本論文では、PC橋等に使用される強度が比較的高いコンクリートを対象とし、コンクリートバー法によってそのアルカリシリカ反応性を把握するとともに、混和材の反応抑制効果について若干の確認を行った。

2. モルタルを用いた実験

(1) モルタルの条件および実験方法

コンクリートの実験を実施する前に、化学法によって「無害でない」と判定された安山岩系砕石（後述の表-1を参照）を粉砕し、モルタルのアルカリシリカ反応性による膨張特性を確認することとした。普通ポルトランドセメントを用い、水セメント比(W/C)を50%、砂セメント比(S/C)を2.25としたモルタルを試験に供した。

モルタルの膨張量はモルタルバー法により測定することとしたが、我が国で通常採用されているJIS A 1146法以外に、修正デンマーク法とASTM C 1260法を用い、また、修正デンマーク法に関しては、水酸化ナトリウム(NaOH)の添加の有無による影響も確認した。アルカリ総量(Na_2O 等量)は、水酸化ナトリウムを添加しない場合には 3.80kg/m^3 、添加した場合には 7.23kg/m^3 である。

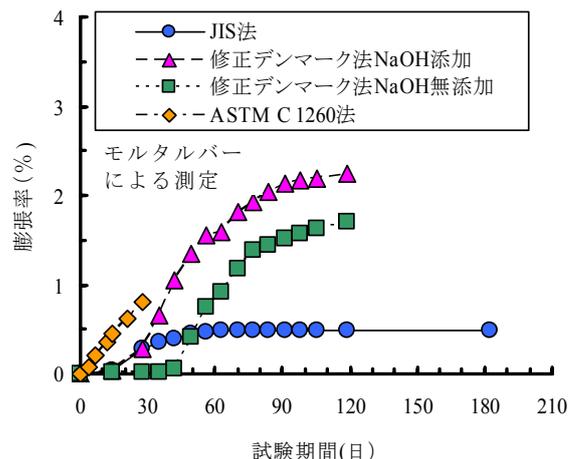


図-1 モルタルの膨張率

(2) 実験結果および考察

図-1に示すとおり、入手した骨材を用いたモルタルは、いずれの試験法を用いても極めて大きな膨張を示すことがわかる。JIS A 1146法の場合には、6ヶ月の膨張率が0.1%以上になると、「無害でない」と判定されるが、今回の結果では1ヶ月で0.28%、6ヶ月では0.49%に達した。このため、このような膨張率が高くなる骨材ではJIS A 1146法によっても早期に「無害でない」と判定することができる。しかし、一般にはこのような短期に高い膨張率になる骨材は少ない。JIS A 1146法は、試験中にモルタル中のアルカリが溶出して膨張が収束する場合がある⁴⁾とされるが、JIS A 1146法では、約2ヶ月後には膨張が収束し、その後の膨張が認められないことは、まさにその現象を裏付けるものと言える。

実施したなかでは、ASTM C 1260法が最も短期間で反応性の有無を判定できる。14日の膨張率が、0.10%未満では「無害」、0.10~0.20%では「無害・潜在的有害を含む」、0.20%以上では「潜在的有害」と判定される。海外では、ASTM C 1260法が普及している。この方法が早期に判定できる理由は、80℃の水酸化ナトリウム水溶液に浸せきして促進しているためである。

一方、沿岸部における飛来塩分、内陸で散布される凍結防止剤によって、コンクリートに塩化物イオンが供給されると、アルカリシリカ反応が促進されることがわかっている。この状態に近いものとして、デンマーク法、修正デンマーク法といった促進法が採用されている。デンマーク法では、91日の膨張率により、0.10%未満では「無害」、0.10~0.40%では「不明確」、0.40%以上では「有害」と判定される。修正デンマーク法は、デンマーク法のS/Cを変更し、前養生を実施しないものである。図-1より修正デンマーク法においてNaOHを添加すれば、早期に高い膨張が得られることがわかる。

骨材のアルカリシリカ反応性を判定するためには、より迅速に判定できる方法が望まれており、ASTM C1260法や（修正）デンマーク法が活用されつつある。ただし、いずれも、砕石を粉砕し、ある配合比率のモルタルで反応性を確認したものであって、実際のコンクリートにおける反応性については明らかではない。

3. コンクリートを用いた実験

2章の結果を踏まえ、コンクリートパー法によってコンクリートのアルカリシリカ反応性に関する配合条件の影響を確認した。

(1) コンクリートの条件

使用材料を表-1に示す。PC部材に使用するコンクリートを想定し、セメントにはいずれも早強ポルトランドセメントを使用した。フライアッシュ、高炉スラグ微粉末およびシリカフェュームの種類と置換率の組合せは、PC部材として必要となる初期強度を確保できる範囲で、アルカリシリカ反応の抑制効果が期待できる可能性がある条件とした。この実験では、それらの置換率は、それぞれ、30%、50%および15%とした。

細骨材は化学法で無害と判定された川砂と砕砂の混合砂を使用した。一方、粗骨材には化学法で無害でない判定され、かなり大きな膨張を示す可能性が高い安山岩系のものを使用した。一部の配合では、化学法で無害と判定されたものとの混合比率を変え、膨張ひずみの違いを確認した。

単位水量はすべて 175kg/m^3 とし、水結合材比(W/B)は30%、40%および55%の3水準を設けた。単位粗骨材絶対容積は、水結合材比が40%および55%では $0.380\text{m}^3/\text{m}^3$ とし、30%ではスランプが大きくても材料分離を生じないように、 $0.365\text{m}^3/\text{m}^3$ とした。空気量はAE剤により $4.5 \pm 1.0\%$ の範囲に調整した。

コンクリート中のアルカリ総量(Na_2O 等量)は、水酸化ナトリウムを用いて最大 9.0kg/m^3 まで増やした。

(2) 実験方法

実験には、角柱供試体 ($100 \times 100 \times 400\text{mm}$) と円柱供試体 ($\phi 100 \times 200 \text{mm}$) を使用した。養生方法は、いずれの供試体も、標準水中養生、 40°C 湿潤・封かん養生 (JCI AAR-3)、および 40°C 湿潤・封かん養生を1ヶ月間実施した後、 40°C 飽和 NaCl 溶液浸せきの3通りとした。3番目の方法は、溶液の温度を 50°C とした場合にはデンマーク法となるが、今回の実験では JCI 法と温度を合わせ、 40°C の条件ですべてのコンクリート供試

表-1 使用材料

材料	種類	産地, 物性, 成分	密度	記号
水	水道水	栃木県下野市水道課	1.00	W
結合材	早強ポルトランドセメント	比表面積 $4610\text{cm}^2/\text{g}$, 全アルカリ 0.49%	3.13	C
	フライアッシュ	I種, 比表面積 $5250\text{cm}^2/\text{g}$	2.40	F
	高炉スラグ微粉末	比表面積 $6050\text{cm}^2/\text{g}$, せっこうを含む	2.91	BF
	シリカフェューム	エジプト産, 比表面積 $17.9\text{m}^2/\text{g}$	2.25	SF
細骨材	川砂	鬼怒川産, 吸水率 1.66%, F.M2.71, 化学法「無害」	2.58	S1
	砕砂	葛生産 (硬質砂岩), 吸水率 0.9%, F.M2.96, 化学法「無害」	2.64	S2
粗骨材	砕石2005	安山岩系, 吸水率 1.91%, F.M6.64, 化学法「無害でない」 Rc=128mmol/l, Sc=627mmol/l	2.67	G1
	砕石2005	葛生産 (硬質砂岩), 吸水率 0.94%, F.M6.66, 化学法「無害」	2.63	G2
化学混和剤	高性能 AE減水剤	ポリカルボン酸系 (消泡タイプ)		SP
	AE剤	アルキルエーテル系陰イオン界面活性剤		AE

(密度: 単位は g/cm^3 , 骨材の値は表乾密度である)

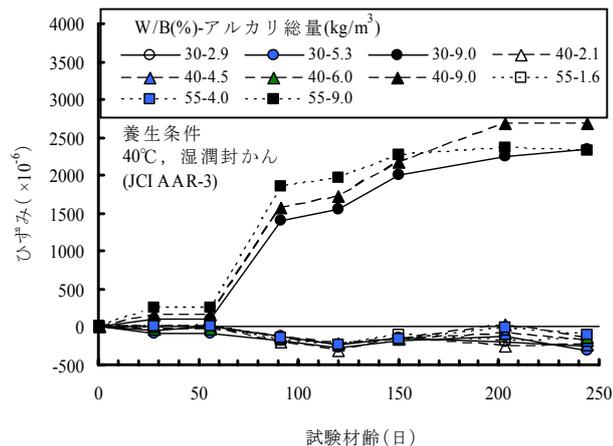
体が入る大型養生室内に存置した。

角柱供試体を用いて、約1ヶ月ごとに膨張・収縮ひずみと動弾性係数を測定した。円柱供試体においても動弾性係数を測定し、供試体の形状寸法によるアルカリシリカ反応の進行の相違を確認したうえで、圧縮強度および静弾性係数を測定した。圧縮強度と静弾性係数の試験材齢は、標準水中養生では28日と約8ヶ月、 40°C 湿潤・封かん養生では約2, 3, 8ヶ月、 40°C 飽和 NaCl 溶液浸せきでは浸せき開始から約2, 3, 7ヶ月とした。

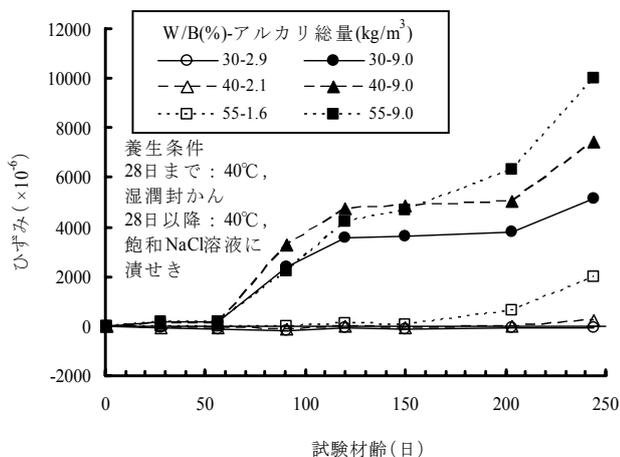
このほか、自己収縮ひずみを測定するため、角柱供試体内に埋込みひずみ計を設置し、封かん状態で 20°C と 40°C の環境温度条件で供試体を存置させた。なお、自己収縮ひずみも検討の対象とするため、この章では膨張率ではなく、膨張・収縮ひずみで表すこととした。

(3) 膨張・収縮ひずみの結果

図-2(a)に示すとおり、セメントのみを使用した場合、JCI法の養生条件ではアルカリ総量を 9.0kg/m^3 とすれば試験材齢2ヶ月より急激な膨張を示した。JCI法では、アルカリ量(Na_2O 等量)として 2.4kg/m^3 加えればよいことになっているが、今回の実験結果の範囲では JCI 法よりもアルカリ総量を高める必要があると言える。飽和 NaCl 溶液に浸せきを行えば、図-2(b)に示すように水セメント比 55%ではアルカリ総量が 9.0kg/m^3 未満であつ



(a) 湿潤封かん状態 (JCI AAR-3)



(b) 28日以降、飽和 NaCl 溶液に浸せき状態

図-2 膨張・収縮ひずみの経時変化 (アルカリ総量と養生方法の影響)

ても試験期間を長くすれば膨張を始める。

また、図-2(a)に示すとおり、湿潤封かん養生 (JCI 法) においては、アルカリ総量が 9.0kg/m^3 とすれば試験材齢 91~150 日の範囲では、水セメント比が大きいほど、膨張ひずみがやや大きい傾向が認められるが、150 日以降では水セメント比 55%の膨張ひずみの増加が鈍化しており、水セメント比による違いは明確ではない。一方、飽和 NaCl 溶液に浸せきを行った場合には、図-2(b)に示すように、アルカリ総量が 9.0kg/m^3 の場合には試験材齢が経過するほど、水セメント比が膨張ひずみに及ぼす影響が明確となり、水セメント比が大きいほど、膨張ひずみが急激に増加する。NaOH を添加していない場合 (図中の白抜き印) においても、試験材齢が 200 日を超えた時点から膨張が促進され始めている。このように飽和 NaCl 溶液に浸せきを行う方法では、コンクリートの水セメント比による供試体内部への浸透性の相違がアルカシリカ反応性に影響を及ぼす。

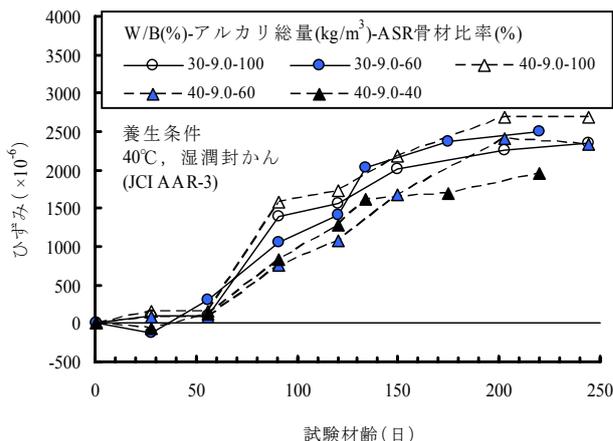


図-3 膨張・収縮ひずみの経時変化 (骨材比率の影響)

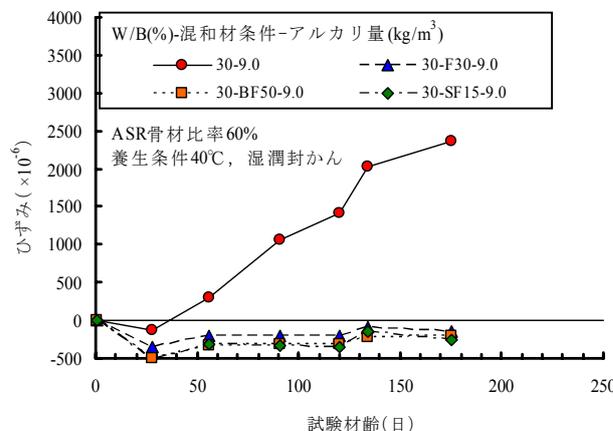


図-4 膨張・収縮ひずみの経時変化 (混和材の影響)

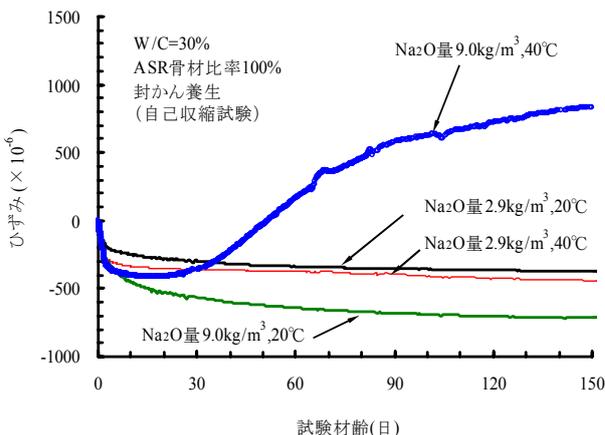


図-5 自己収縮ひずみ

図-3 は、粗骨材の G1 (反応性骨材) と G2 を混合した場合、G1 の比率を変化させた場合の膨張・収縮ひずみを調べたものである。水セメント 40% においては、反応性骨材 G1 の比率が高いほど、膨張ひずみが大きくなる傾向があるが、水セメント比 30% においては明確ではない。

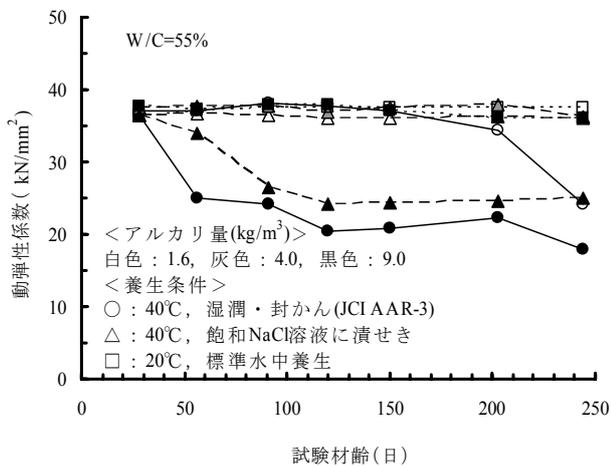
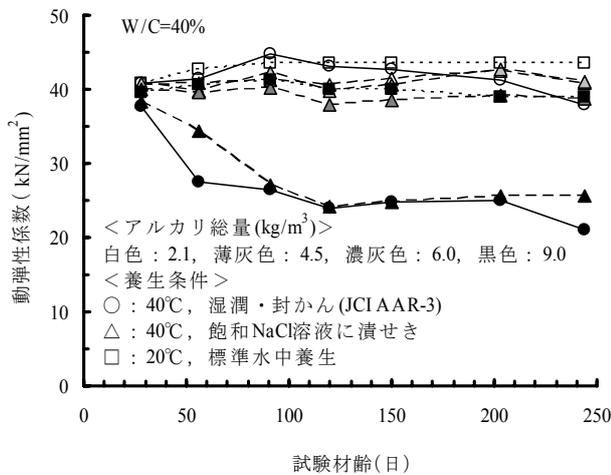
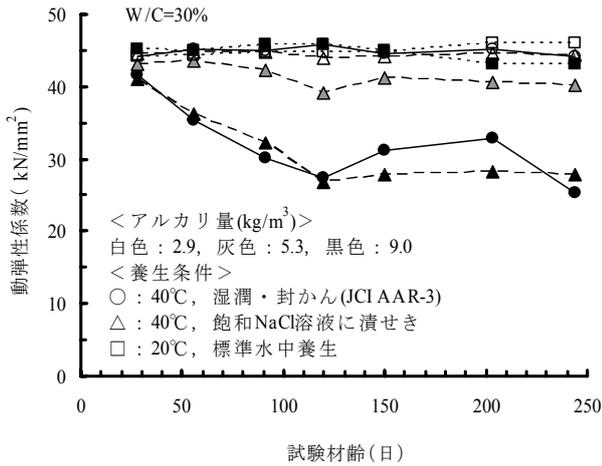


図-6 動弾性係数の経時変化 (角柱供試体)

図-4 は、水結合材比 30%の高強度コンクリートにおいて、セメントの 30%をフライアッシュ (F30), 50%を高炉スラグ微粉末 (BF50)および 15%をシリカフェーム (SF15) で、それぞれ置換したコンクリートの膨張・収縮ひずみを示したものである。いずれの混和材も設定した置換率で使用したコンクリートは膨張を示さず、試験材齢約 180 日までの範囲ではアルカリシリカ反応の抑

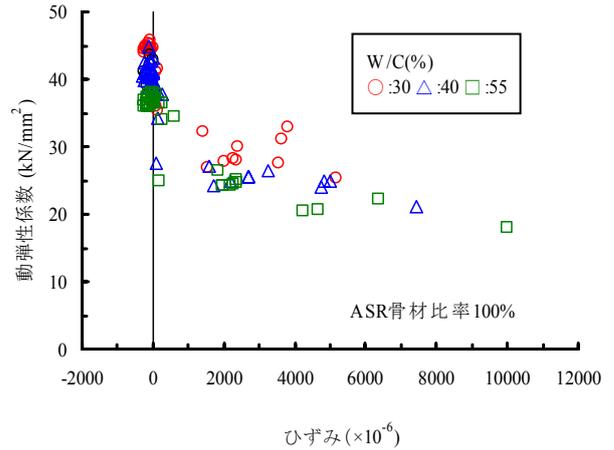


図-7 ひずみと動弾性係数の関係 (角柱供試体)

制効果が認められている。

図-5 に示すとおり、高強度コンクリートは自己収縮が大きく、また、NaOH を添加してアルカリ総量を増加させた場合には自己収縮がさらに大きく増大する傾向がある。このため、測定された膨張ひずみは自己収縮ひずみを含んだ値であり、アルカリシリカ反応による膨張特性を正確に把握するためには自己収縮を考慮する必要があると考えられる。

(4) 角柱供試体で測定した動弾性係数およびこれと膨張・収縮ひずみとの関係

図-6 は、角柱供試体を用いて測定した動弾性係数の経時変化を表したものである。動弾性係数は、アルカリ総量が 9.0kg/m³ の場合のみ、材齢 28 日から 120 日に急激に低下するが、その後は材齢が経過してもほとんど変化が認められない。また、その値は、養生方法が異なるにもかかわらず、ほぼ一致している。しかし、膨張ひずみは、両養生で全く異なるほか、動弾性係数の変化がほとんど見られない期間においても大きな膨張を継続している。

図-7 に示すとおり、水セメント比 30,40,55%の測定結果を総合し、膨張ひずみと動弾性係数の関係を表せば、膨張ひずみの増加に伴い、動弾性係数が低下する傾向がある。ひずみが 0 前後における動弾性係数の変化を除けば、膨張ひずみの増加が動弾性係数の低下に及ぼす影響はあまり大きくはないようである。

(5) 円柱供試体で測定した圧縮強度、静弾性係数および動弾性係数の関係

円柱供試体で測定した圧縮強度、静弾性係数および動弾性係数の関係を調べると、図-8, 図-9 のようになる。コンクリート標準示方書⁵⁾(以下、示方書)に示された

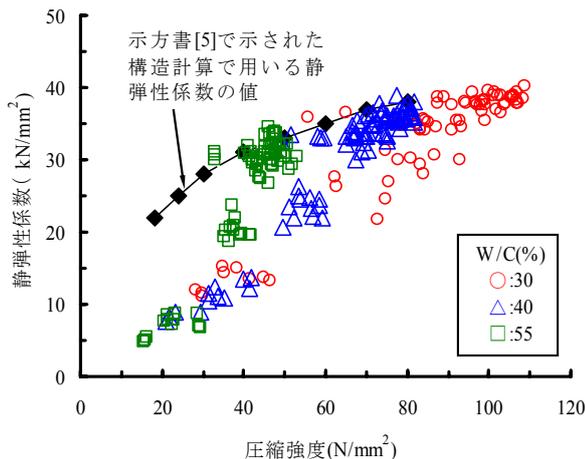


図-8 圧縮強度と静弾性係数の関係

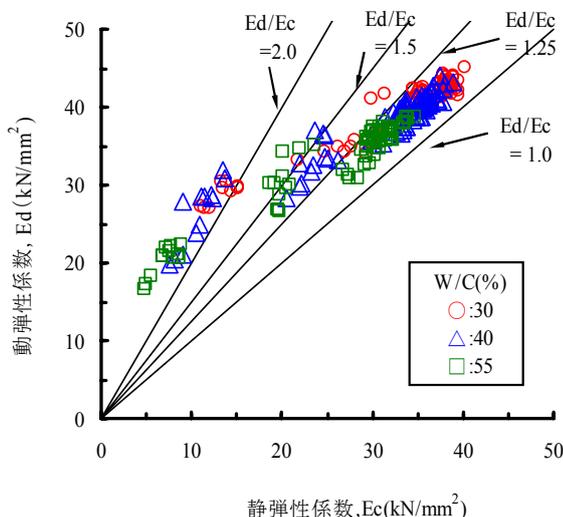


図-9 静弾性係数と動弾性係数の関係

構造計算に用いる静弾性係数の値は、設計上の目安であり、骨材の品質等によって大きく異なるが、今回の反応性骨材を用いたコンクリートの試験値は、劣化が進行していない段階では、おおよそ、示方書の値と一致している。図-8 に示すとおり、各水セメント比の圧縮強度と静弾性係数は、劣化が進行すると、示方書の値を結んだ線に比べて、静弾性係数が低下しており、この傾向は、圧縮強度が小さくなるほど顕著である。圧縮強度が 20N/mm^2 程度になると、静弾性係数は 10kN/mm^2 以下まで低下している。一方、円柱供試体においても角柱供試体と同様に動弾性係数の変化は緩やかであるため、図-9 に示すように、静弾性係数と動弾性係数の比(Ed/Ec)は、健全なコンクリートにおける一般的な値 1.2 前後からアルカリシリカ反応による劣化とともに大きくなる傾向があり、今回の実験結果では 2.0 を超えている。

4. まとめ

PC 橋等への適用を対象とした比較的高い強度域のコンクリートのアルカリシリカ反応性に関する実験を行った結果、以下のことがわかった。

- ① JIS A 1146 法 (モルタルバー法) の場合には、試験開始から約 2 ヶ月後には膨張が収束し、その後の膨張が認められない。これは、試験中にモルタル中のアルカリが溶出して膨張が収束したと考えられる。
- ② モルタルを用いた ASTM C 1260 法や NaOH を添加した修正デンマーク法により迅速な判定が可能である。
- ③ 実験条件の範囲では、 40°C 湿潤・封かん (JCI 法) あるいは 40°C 飽和 NaCl 溶液浸せきのいずれの場合においても、早期にアルカリシリカ反応性の有無を判定するためにはアルカリ総量として 9.0kg/m^3 程度とすることが必要である。
- ④ フライアッシュ、高炉スラグ微粉末およびシリカフュームの使用は、高強度コンクリートにおいてもアルカリシリカ反応を抑制する効果がある。
- ⑤ 高強度コンクリートの場合、特に NaOH 添加によるアルカリ総量を増加させた場合には、膨張ひずみに対する自己収縮ひずみの補正が必要である。
- ⑥ 膨張ひずみの増加は、圧縮強度、静弾性係数および動弾性係数のいずれにも影響を及ぼす。しかし、その影響の度合は異なり、動弾性係数よりも静弾性係数への影響が大きい。

参考文献

- 1) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008.3
- 2) 谷口秀明，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.
- 3) 浅井洋，森下宣明，前野裕文，梅原秀哲：ASR を生じた PC 梁の膨張挙動について，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, No.1, pp.787-792, 2005.7
- 4) 鳥居和之：骨材のアルカリシリカ反応性の品質保証，コンクリート工学，Vol.39, No.5, pp.68-72, 2001.5
- 5) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2008.3

P&PC セグメントの耐火性能試験

Fireproof Performance Tests of P&PC-Segments

三上 博 HIROSHI MIKAMI

土木技術部 金子 正士 MASASHI KANEKO

土木技術部 鈴木 明彦 AKIHIKO SUZUKI

SMC コンクリート(株) 松井 崇 TAKASHI MATSUI

シールドセグメントを道路トンネルに使用する場合には、トンネル内での自動車火災に対してセグメントが十分な耐火性能を有する必要がある。P&PCセグメントは、本体はコンクリート製セグメントと基本的に同等なものであるが、組み立てたセグメントにアンボンドPC鋼より線を挿入し緊張することによって一体化を図る構造的特徴を有する。今回、P&PCセグメントに対する耐火性能試験およびそのシミュレーション解析を行い、火災によるPC鋼より線に対する影響について調べた。その結果、セグメント表面に耐火被覆を設けることにより、十分な耐火性能が得られることが確認された。

キーワード：シールドトンネル、セグメント、火災、耐火性能、PC鋼より線

Shield segments in a road tunnel must have sufficient fireproofing against a vehicle fire within a tunnel. P&PC-segments are concrete segments in which prestressing is applied by unbounded steel strands, and the segments are integrated. In order to verify the effect of fire on the steel strands, fireproof performance tests and simulation analyses were conducted. As a result, it was confirmed that the segments with fireproof coating at surface have enough performance against a fire.

Key Words: Shield-Tunnel, Segment, Fire, Fireproof, Steel Strands

1. はじめに

P&PC（Prestressed & Precast Concrete）セグメントは、あらかじめシースを埋め込んだコンクリート製セグメントを組み立てた後に、セグメントのひとつに設けた切り欠き部からPC鋼より線を挿入し、緊張定着することによって、プレストレスを導入する新しいタイプのシールド用セグメントである。内面が平滑であり、止水性に優れ、二次覆工を省略することができるため、経済性にも優れ、上下水道、電力、通信、ガスをはじめとして、鉄道、共同溝、道路まで広範に適用できる¹⁾。

本セグメントを道路トンネルに用いる場合には、他の覆工構造と同様に、トンネル内での火災に対する構造的な安全性の確保が要求される。具体的には、トンネル内の火災に対して、部材が温度上昇によって、著しい強度低下を起こさないことや、コンクリート表面が爆裂によって剥がれ落ちないことなどが求められる。P&PCセグメントは、主要部材が鉄筋コンクリートからなるため、

基本的な耐火性能は、RCセグメントと同等であると判断される。しかし、PC鋼より線の緊張によって導入されるプレストレス力によって、セグメントの一体化を行う構造的な特徴を有している。したがって、構造的な安全性を考えるうえでは、火災時においてPC鋼より線がおかれる熱環境条件の把握が重要となっている。

今回、大断面の道路トンネルに対応するP&PCセグメントを模した試験体に対して加熱試験を行い、各部の温度変化挙動を調べた。また二次元有限要素法による熱伝導解析により加熱試験のシミュレーションを行い、各部温度の詳細な経時変化の把握を行った。本報では、これらの諸試験および解析検討結果について示す。

2. 耐火性能試験概要

(1) 試験対象セグメントと加熱試験体

道路トンネルでの使用が想定される内径11,300mm、厚さ400mmのセグメントを試験対象モデルとした。表-1

にその概要を示す。また、加熱試験に用いた試験体は、幅600mm、長さ2,000mmの切り出し平板モデルとした(図-1参照)。後述の試験ケースに示すように、セグメントの本体部分を模した試験体2体および継手を模した試験体2体を用意した。また、試験体には土水圧の作用による軸圧縮力状態を再現するため、試験体中心位置に配置したアンボンドPC鋼より線(φ21.8mm)1本および、軸力を補うための4本のPC鋼棒(φ32mm)の緊張によって、断面に均等な軸圧縮力10N/mm²を導入した。試験体のコンクリートは、設計基準強度50N/mm²とし、加熱試験時の含水率は4.0%程度であった。

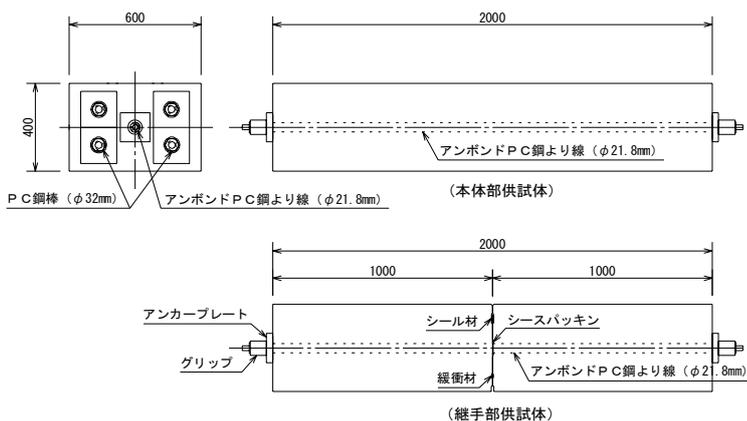


図-1 加熱試験用供試体概要

表-1 試験対象としたP&PCセグメントの概要

項目	単位	寸法・数量
セグメント	内径	mm 11,300
	厚さ	mm 400
	幅	mm 1,500
	分割数	9
円周方向PC鋼材	mm	φ21.8 × 4本
埋め込みシース		内径φ42mm、外径φ48mmのCD管
リング継手		ワンタッチジョイント

表-2 アンボンドPC鋼より線の規格

項目	単位	寸法・数値
外径	mm	26.5
素線径	mm	6.15
断面積	mm ²	312.9
引張荷重(Pu)	kN	573
降伏点荷重(Py)	kN	495

(2) 耐火被覆材および継手の処理

道路シールドトンネルで一般的に用いられている耐火被覆として、吹き付け式耐火被覆方式(表-3)および新規材料を使用したパネル方式(表-4)を用いた。

セグメント継手に相当する試験体の継手部には、以下のシール材およびパッキンによる処理を施した。なお、これらの材料は、本来防水を主目的として設置されるものである。

a) シール材

材質：複合型水膨張性シール材(ビノンハイドロタイプ)

形状：内側：下幅15×上幅10×厚さ4.0(mm)

外側：下幅20×上幅15×厚さ5.5(mm)

b) シースパッキング材

材質：水膨張性クロロプレングム

形状：□66×66mm、中抜き部φ46mm、厚さ5mm

表-3 吹き付け式耐火被覆材の仕様

品名	タイカモルタル(富士川建材工業)	
吹付厚	(mm)	35
組成(質量%)	普通ポルトランドセメント	25
	無機質系混和材	70
	有機質系混和材	5
密度	(kg/m ³)	900
固定方法	メッシュ筋+アンカーピン	

表-4 パネル方式耐火被覆材の仕様

品名	パーミスライト(エレホン・化成工業)	
パネル厚	(mm)	30
組成(質量%)	早強ポルトランドセメント	55
	パーライト	39
	有機質系混和材	6
密度	(kg/m ³)	450
固定方法	アンカーピン+接着剤	

(3) 試験ケース

準備した試験体4体に対して、表-5に示す試験ケースの設定を行った。道路トンネルで一般的に用いられている吹き付け式耐火被覆方式を基本ケースとして、セグメント位置が本体部であるCase2、同じ耐火被覆条件でセグメント継手を模したCase3を設定した。比較のため、新規材料のパネル方式Case1および、表面耐火被覆を全く設けない場合Case4(継手位置)を同時に実施した。

表-5 試験ケース一覧

試験ケース	耐火被覆	セグメント位置	緊張力
Case1	パネル方式	本体	あり
Case2	吹き付け方式	本体	あり
Case3	吹き付け方式	継手	あり
Case4	なし	継手	あり

(4) 加熱試験方法

a) 加熱方法

水平炉の上に試験体4体を並べ、トンネルの内面に相当する試験体の下面のみを加熱した。試験装置は、独立行政法人建築研究所の水平部材加熱試験装置（炉内寸法：4,000mm×4,000mm，深さ2,000mm）を用いた。

b) 時間温度曲線

トンネル内での火災に対する検討に、我が国において現在一般的に用いられている RABT 加熱曲線を用いた。図-2に加熱曲線を示す。本曲線はドイツの交通省が道路路・トンネルの設備と運用に関する指針で規定しているものであり、木製家具などを満載した大型トラックが火災を起こした場合の、トンネル内での温度変化を想定したものである。最初の5分間で1,200℃までの急激な温度上昇を設定している。

c) 計測項目

あらかじめ試験体コンクリート中に埋設した7点の熱電対 (TC1 ~ TC7) によりコンクリート内部の温度を測定した。また PC 鋼より線の表面に貼り付けた5点の熱電対 (TS1 ~ TS5) により、鋼線の温度変化を測った。さらに加熱による PC 鋼より線の緊張力の変化を確認するため、鋼線固定端にセンターホール型ロードセルを設置し、軸力の測定を行った。図-3に各計測位置を示す。



写真-1 加熱試験状況

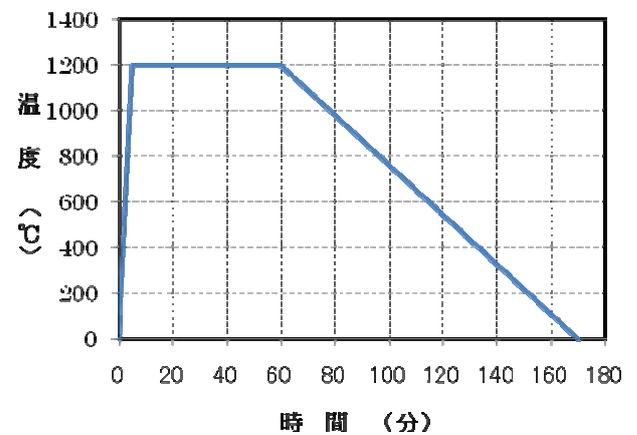


図-2 加熱曲線 (RABT)

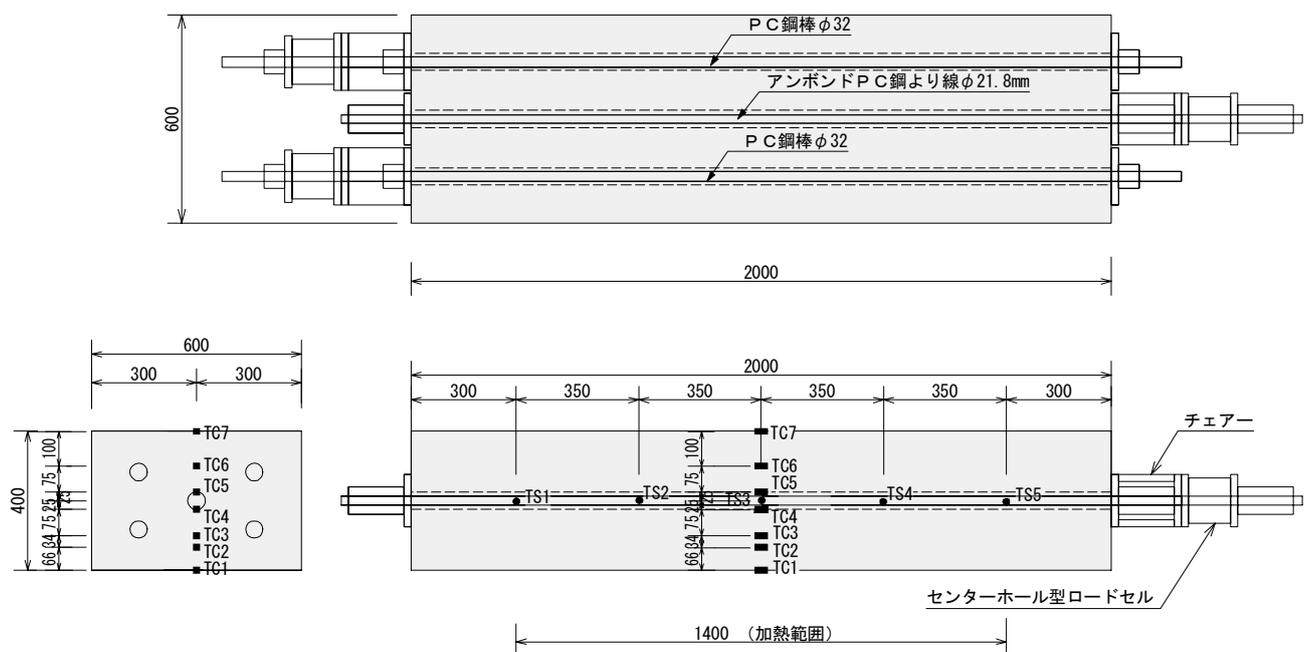


図-3 計測位置図

3. 耐火性能試験結果

(1) コンクリート内部の温度

加熱はRABT曲線に従って規定の170分間行い、その後非加熱の状態ですべて300分まで各種計測を継続した。

図-4に各試験ケースのコンクリート内部温度計測結果を示す。耐火被覆背面のコンクリート表面での最高温度は、Case1（パネル方式）で221℃、Case2およびCase3（吹き付け方式）で100℃であり、首都高速道路のトンネルの基準²⁾で定められるコンクリート温度350℃以内におさまっている。Case2およびCase3で、コンクリート表面位置の温度が100℃で頭打ちとなったことが認められる。これは、吹き付け耐火被覆材に含まれる水分の気化が加熱中に終わらなかったことによるものとうかがえる。また、Case2とCase3の試験結果を比較すると、本体部と継手部の温度分布に有意な差は認められず、両者はほぼ同等の熱伝達特性を有するものと判断される。

(2) PC鋼より線の温度

各ケースのPC鋼より線の温度変化を図-5に示す。

Case1（パネル方式）の試験計測期間中の最高温度は

50.4℃、Case2およびCase3（吹き付け方式）で36.8℃である。しかしながら、計測終了時点（300分）では、加熱側面高温部からの熱伝導によってわずかながら上昇段階にあり、最終的な最高温度は加熱試験のみからは確認されていない。この点については、後述で、耐火性能試験のシミュレーション解析結果を含めた考察を行う。

(3) PC鋼より線の緊張力変化

加熱試験中のPC鋼より線の緊張力の変化を図-6に示す。各ケースともに加熱の初期段階においては、わずかに緊張力が増加し、その後一転して減少傾向を示す。これは、加熱の初期においては、試験体下面コンクリートが熱膨張を起こすが、この段階においてはPC鋼より線の温度はまだ上昇していないこと、その後、PC鋼より線の温度上昇が始まると、鋼より線に熱膨張が生じて、緊張力が低下することを示している。

耐火被覆を設けたCase1～Case3では、RABT曲線による加熱中の緊張力の変化はわずかな範囲にとどまっている。例えばCase1（パネル方式）においては、加熱初期段階における緊張力の増加は、最大で2.2%程度である。

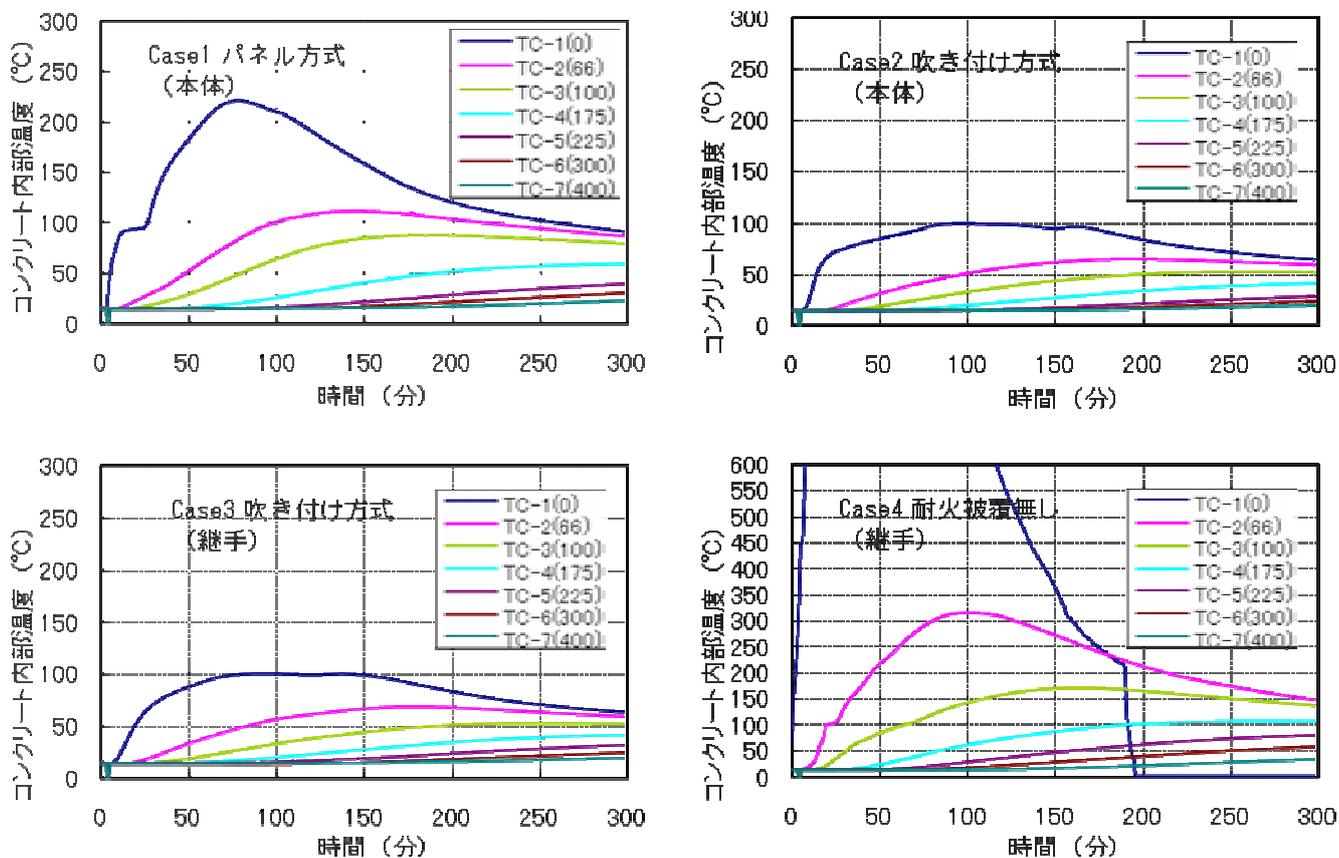


図-4 コンクリート内部温度計測結果

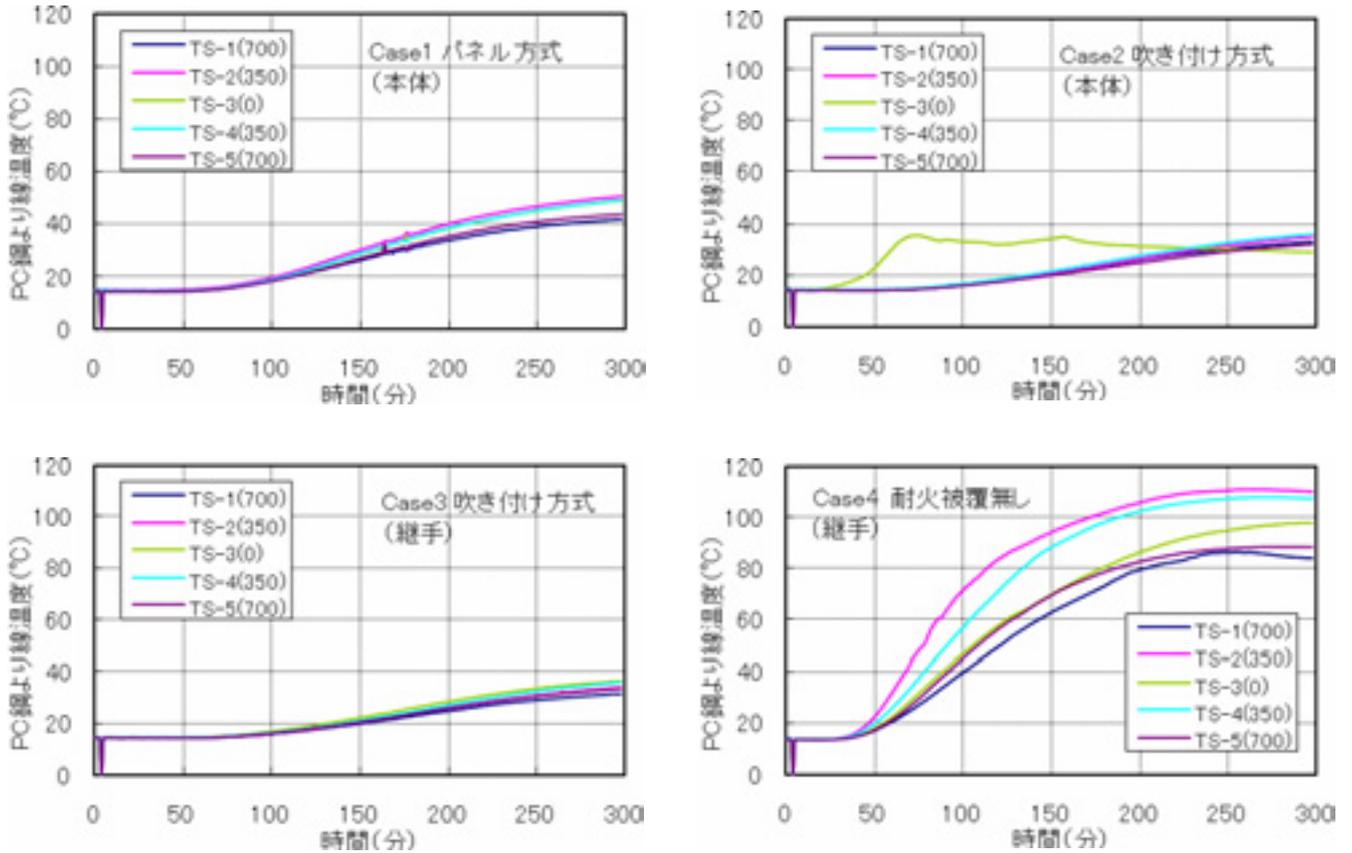


図-5 PC鋼より線温度計測結果

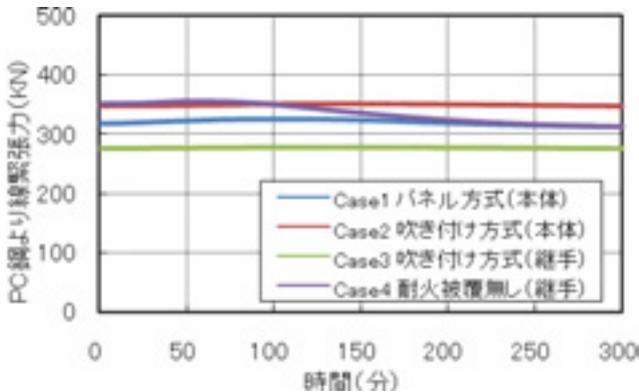


図-6 PC鋼より線の緊張力変化

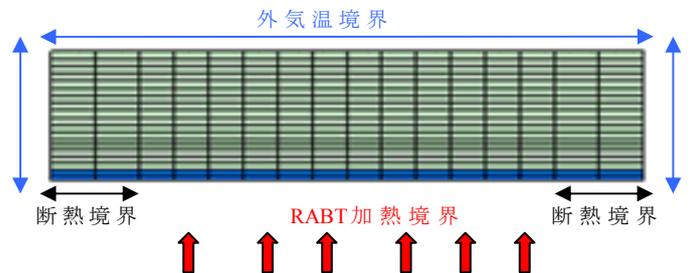


図-7 熱伝導解析要素分割図 (Case2 の例)

4. 耐火性能試験のシミュレーション解析

(1) 解析概要

火災発生後の長時間にわたる PC 鋼より線の温度変化推移の把握 (最高到達温度の推定), および平板試験体と実トンネル環境での熱伝達境界条件差異の影響確認などを目的として, 加熱試験のシミュレーション解析を実施した。解析方法は, 2次元有限要素法による非定常熱伝導解析とし, 試験体を図-7に示すような要素分割によってモデル化を行い, 加熱試験時の状況にあわせた境界

条件を設定した。表-6に解析ケース一覧を示す。

Case1-2 は, 実際のトンネル位置での熱伝達境界条件を模擬するために, Case1 試験体の外気境界側に連続して 5m の地盤層を付加した。表-7に解析に用いた要素物性値, 表-8に熱伝達境界物性値を示す。

(2) 解析結果

コンクリート内部温度変化の解析結果の一例として, Case2 (吹き付け方式) の結果について図-8に示す。比較のために, 加熱試験時の実測温度をあわせて図中に示

表-6 解析ケース一覧

解析ケース名	耐火被覆条件	その他条件
Case1-1	パネル方式 t=30mm	
Case1-2	パネル方式 t=30mm	トンネル背面地盤 5m 考慮
Case2	タイカモルタル t=35mm	
Case4	耐火被覆なし	

表-7 解析に用いた要素物性値

	コンクリート	耐火パネル	耐火モルタル	背面地盤
熱伝導率 (W/m°C)	2.8	0.27	0.14	1.2
密度 (kg/m ³)	2,400	600	600	1,800
比熱 (kJ/kg°C)	1.15	0.8	0.84	0.8
初期温度 (°C)	14.8	14.8	14.8	14.8

表-8 解析に用いた熱伝達境界物性値

	供試体上端・側面	炉側加熱面
熱伝達率 (W/m ² °C)	12.0	24.0
外気温度 (°C)	16.0	加熱時炉内実測温度

した。加熱試験計測時間 300 分までの各部の温度変化は、実測と解析結果でおおむね良好に一致した結果が得られた。なお、他の解析ケースについても同様の結果が得られている。解析結果から、300 分以降のコンクリート内部各部の温度は、熱伝導によって均等化に向かって緩やかに変化して行くことが分かる。

図-9に PC 鋼より線位置の温度変化解析結果を示す。Case1-1 (パネル方式) および Case1-2 (パネル方式でトンネル位置境界条件考慮) の最高到達温度は、両者とも 53°C 程度 (経過時間 375 分) で、トンネル背面地盤側の境界条件は、火災時の PC 鋼線温度の評価においてはほとんど影響しないことが分かった。また、Case2 (吹き付け方式) の PC 鋼線の最高到達温度は 37°C 程度 (経過時間 444 分) である。トンネルで一般的に用いられている耐火被覆を用いることによって、火災時において PC 鋼より線は物理特性が大きく変化するような熱環境状態には至らないことが確認された。

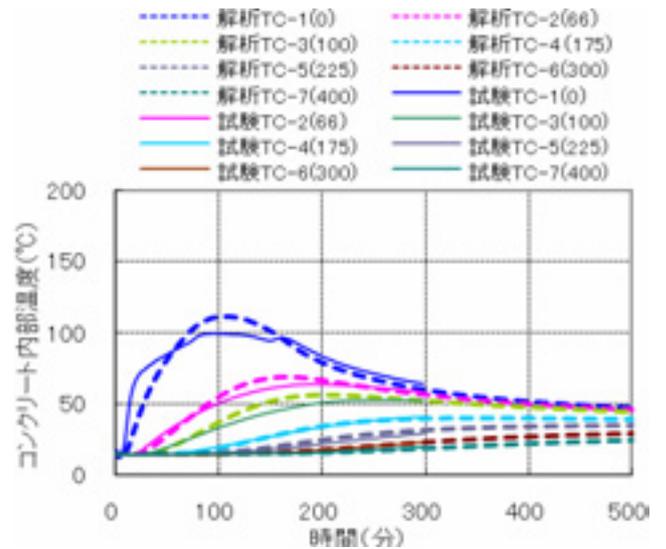


図-8 コンクリート内部温度解析結果一例 (Case2)

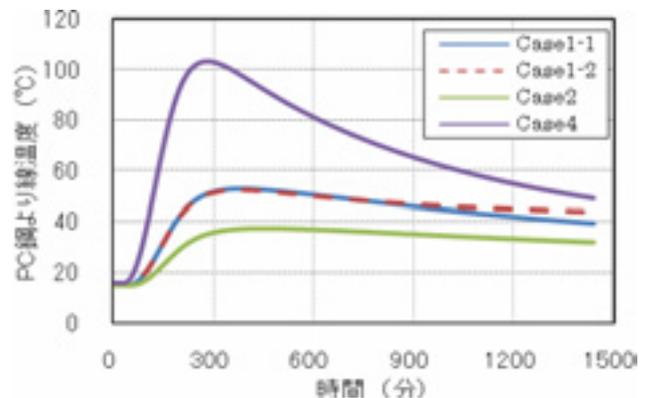


図-9 PC鋼より線温度解析結果 (各ケース)

5. まとめ

加熱試験およびシミュレーション解析より、トンネル火災時における P&PC セグメントの基本的な耐火性能について把握することができた。その結果、適切な耐火被覆材を設ければ、道路トンネル用セグメントに要求される耐火基準を十分満足することが確認された。現在、PC 鋼より線の物理的特性を詳細に把握するために、高温時のリラクゼーション試験を別途実施中である。これらの試験結果をもとに、経済的かつ耐火性に優れた覆工構造の提案を実施して行く所存である。

参考文献

- 1) シールド工法技術協会：P&PC セグメント技術資料, 2007.6
- 2) 首都高速道路株式会社：トンネル構造物設計要領 (シールドトンネル耐火設計編), 2007.7

床振動評価のための加振力に関する基礎的研究

一人の動作による加振力の同定と標準加振源の選定

Fundamental Study of Exciting Force Used for the Estimation of the Severity of a Floor Vibration
- Estimation of Human Induced Exciting Force and Decision of Standard Impulsive Force -

原田 浩之 HIROYUKI HARADA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

床振動のシミュレーション解析を行う際に必要となる加振力の時刻歴波形を得るために、歩行・足踏み・連続ジャンプなど、人の動作による加振力を実測し、それら加振力をフーリエ級数で表現した。また、統一的な床振動の評価を行うために、ゴムボール、砂袋の落下およびバングマシンの打撃による加振力を測定し、体感領域における床振動評価のための標準加振源としてゴムボールが有用であることを確認した。

キーワード：床スラブ、鉛直振動、加振力、人の動作、標準加振源

For the estimation of the exciting force which is used for the simulation analysis of a floor response, the exciting force induced on a floor by the human movements, for example walking, standstill, consecutive jumps, were measured, and expressed as the Fourier series. Furthermore, for the standard estimation of the severity of a floor vibration, impulsive force which is caused on a floor by fall of a rubber ball or a gizzard or by a blow with a Bang-machine was measured, and the force from the fall of a rubber ball was selected as a standard impulsive force.

Key Words: Floor Slab, Vertical Vibration, Exciting Force, Human Movements, Standard Impulsive Force

1. はじめに

建築物の各用途に応じた床スラブの要求性能を満足させるためには、人の動作や生産機器等の稼働による床振動を適切に評価しなければならない。近年では、設計時に数値計算により床の挙動をシミュレートして床振動を評価し、建物完成後に必要に応じて床振動を実測して検証することがある。ここで、数値計算を行うためには床を揺らす加振力の時刻歴波形が必要であるが、たとえば人の動作のようにある程度再現性のある加振源に限定しても、文献 1)~4)などでさまざまな時刻歴波形が示されてはいるものの、それら相互の乖離は大きいのが現状である。また、床振動を実測することによって数値計算との整合性を検証するためにはばらつきの少ない安定した加振源が必要であるが、文献 5),6)で提案されている装置は特殊なものであるため汎用的であるとは言い難く、文献 7)などで検討されているゴムボールは汎用性が高

いものの、体感振動領域の標準加振源としてのデータの蓄積をさらに進め、有用性を確認する必要があるものと考えられる。

本論では、以上の状況を鑑みて、比較的再現性のある歩行や小走りなどの人の動作による加振力を実測し、数値計算に適用できる加振力モデルを構築している。また、統一的な床振動の評価を行うために、ゴムボール、砂袋の落下およびバングマシンの打撃による加振力を測定し、それら加振源の標準加振源としての適用性について検討している。

2. 実験概要

(1) 床反力測定機

図-1、写真-1 に床反力測定機を示す。床反力測定機は鉛直方向の加振力を直接測定するために製作したものであり、60cm 平方の鋼板を最大容量 2kN のロードセル

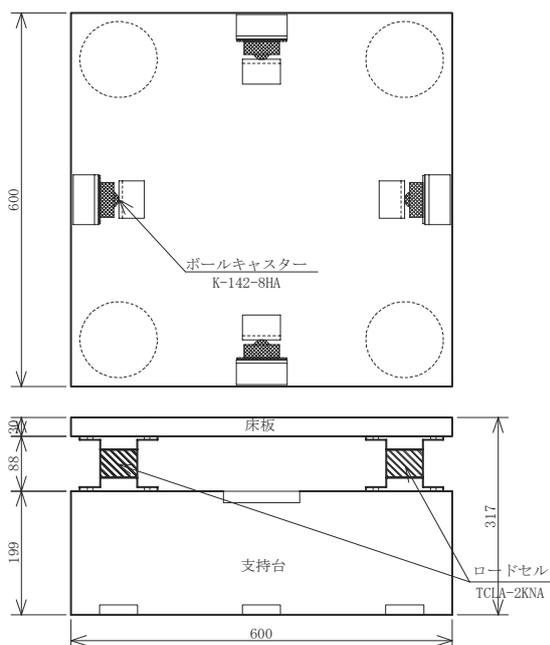


図-1 床反力測定機の概要

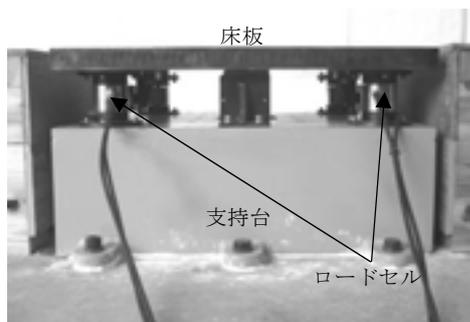


写真-1 床反力測定機

4 台で支持する構造となっている。ロードセルに水平荷重を負担させないために図-1 に示すようにボールキャスターを配置し、床板の水平変位を拘束している。床反力測定機の鉛直方向の 1 次固有振動数は 180Hz である。

(2) 実験内容

表-1 に実験項目の一覧を示す。実験はその目的によって大きく 3 つのケースに分けられ、CASE-1 では日常的な人の動作による加振力の時刻歴モデルを構築するために必要なデータを得ている。具体的には、歩行（基本周期 0.5 秒）と小走り（基本周期 0.35 秒）を測定対象としており、表-2 に示す 4 名が、それぞれ 4 回ずつ同じ動作を行い加振力を測定している。ここで、本実験では加振者が床反力測定機上に複数歩着地するのは不可能であるため、加振者はメトロノームにあわせて補助通路を進んだ後、床反力測定機上に一步着地してから、前方の補助通路へと通り過ぎることとし、歩行または小走りによる一步の加振力を測定することにした。写真-2 に実験の様子を示す。

表-1 実験項目の一覧

ケース	加振源	加振条件	実験回数
CASE-1	歩行	基本周期=0.5秒	4名×4回
	小走り	基本周期=0.35秒	4名×4回
CASE-2	足踏み	基本振動数 =2.0,2.5,3.0Hz	各3名×4回
	ジャンプ		
	膝屈伸		
CASE-3	ゴムボール	質量2.5kg, 落下高さ100cm	12回
	砂袋	質量7.8kg, 落下高さ26cm	12回
	バングマシン	タイヤ, 落下高さ85cm	12回
	かかと衝撃	(規定せず)	3名×4回
	跳びはね		3名×4回

表-2 加振者の一覧

加振者の呼称	A	B	C	D
体重[N]	608	814	863	657
年齢・性別	41歳・男	45歳・男	39歳・男	33歳・男

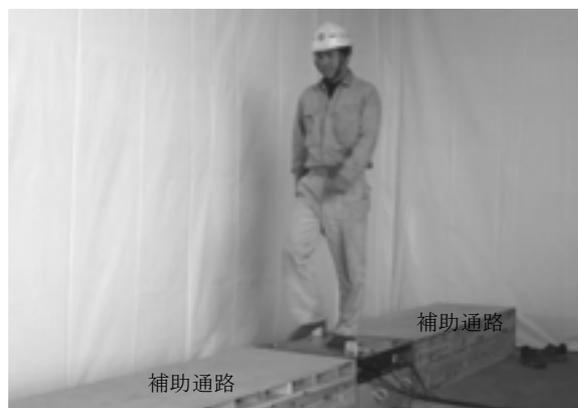


写真-2 歩行による加振力測定実験の様子

CASE-2 はエアロビクスなどの運動による加振力のモデル化に必要な基礎データを得るためのものであり、動作としては、エアロビクス運動に含まれる基本的な動きの中から、比較的大きな加振力を生じさせられると思われる足踏み、連続ジャンプ、膝屈伸の 3 つを選定した。各動作の基本振動数は 2.0Hz, 2.5Hz, 3.0Hz とし、表-2 に示す加振者 A~C の 3 名がメトロノームに合わせて、それぞれ 4 回ずつ同じ動作を繰り返した。

CASE-3 は各種衝撃源の標準加振源としての適用性を検討するための実験であり、標準加振源の候補として、砂袋、JIS A 1418-2:2000⁸⁾に規定されるゴムボールとバングマシン (タイヤ) の 3 つをとりあげた。ここで、砂袋の質量は 7.8kg, 落下高さは 26cm とし、ゴムボールの落下高さは 100cm とした。また、比較のために、表-2 に示す加振者 A~C の 3 名について、かかと衝撃や跳びはねによる加振力 (衝撃力) を測定した。

なお、加振者は以上すべての動作を靴下のみを履いた状態で行うことにした。

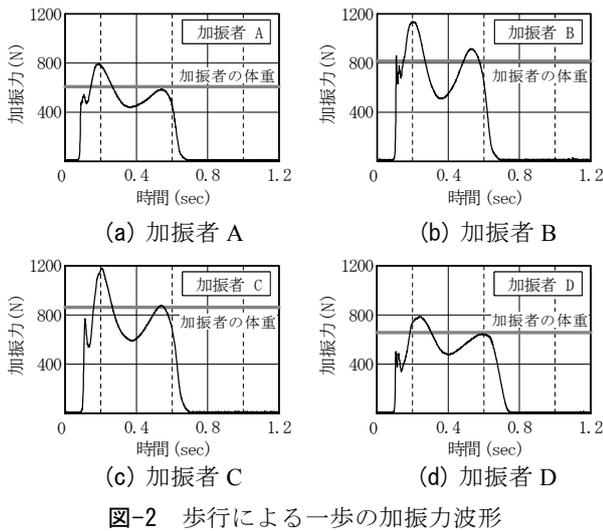


図-2 歩行による一步の加振力波形

(3) 測定概要

測定項目は床反力測定機を構成するロードセルの荷重 (4 点) とし、測定データは動ひずみアンプ (6M62, NEC 三栄社) を介して、データロガー (NR-110, KEYENCE 社) に収録した。収録のサンプリング振動数は CASE-1 では 2kHz, CASE-2 では 1kHz, CASE-3 では 5kHz とし、収録時間はそれぞれ 2.1 秒, 8.2 秒, 0.41 秒とした。

3. 実験結果と考察

CASE-1 および CASE-2 で扱う人の動作による加振力は、式(1)に示すフーリエ級数で表現するのが一般的であるため、本論でもその方法にならない、 n 次高調波における荷重振幅の加振者の体重に対する比 (以下、動的荷重係数) α_n と n 次高調波の基本波に対する位相差 (以下、位相差) ϕ_n を実験結果から求めることによって加振力モデルを構築することにする。また、CASE-3 で扱う衝撃力に関しては、最大値と最大値に至るまでの力積を指標として比較・検討を行うことにする。なお、本論では床スラブに作用する加振力のうち、静荷重 (たとえば加振者の体重など) を除く動荷重のみを加振力と呼ぶことにし、加振力の正方向は重力加速度の作用する方向とする。

$$F_d(t) = W \times \sum_{n=1}^k \alpha_n \sin(2\pi nft + \phi_n) \quad (1)$$

- $F_d(t)$: 時刻 t における加振力 (= 動荷重)
- W : 加振者の体重, n : 高調波の次数
- k : 対象とする高調波の次数の上限
- α_n : n 次高調波における荷重振幅の W に対する比
- f : 繰り返しの基本振動数 (= 加振振動数)
- ϕ_n : n 次高調波の基本波に対する位相差

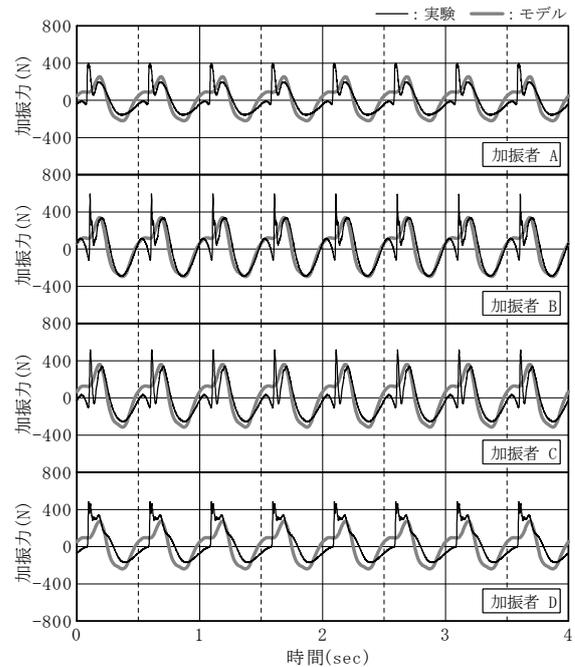


図-3 歩行による加振力波形

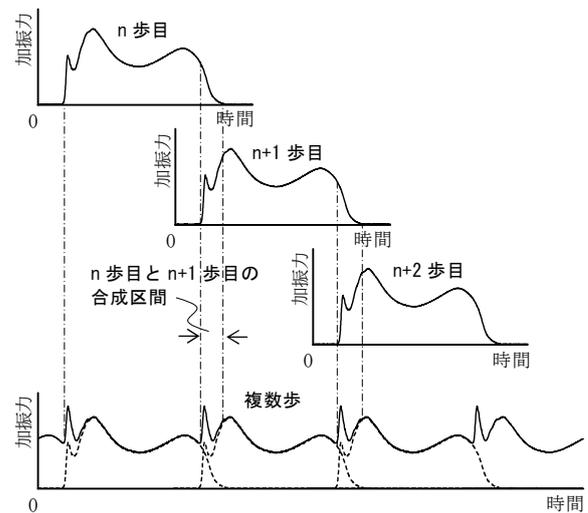


図-4 加振力波形の合成方法

(1) 歩行・小走りの加振力モデル

a) 歩行による加振力

図-2 に実験より得られた一步の加振力波形を示す。波形は二峰形をしており、加振力の最大値は加振者の体重の 1.3~1.4 倍、作用時間は歩調よりもやや長く 0.6 秒前後であることがわかる。

図-3 に一步の加振力より求めた複数歩の加振力波形を示す。複数歩の加振力波形は、加振力が常に同じ位置に作用するとみなして、図-4 に示すように、両足が着地する約 0.1 秒の区間 (n 歩目と $n+1$ 歩目の重なる部分) を重ね合わせた後、加振者の体重による静荷重を差し引くことにより作成した。そのため、複数歩の加振力波形は一步の加振力波形に比べ、少し複雑な形状になっている。

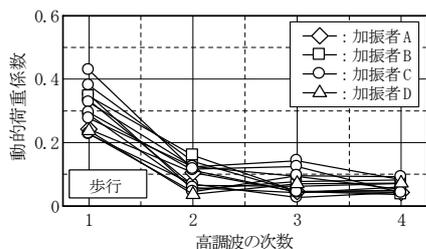


図-5 歩行加振力の動的荷重係数

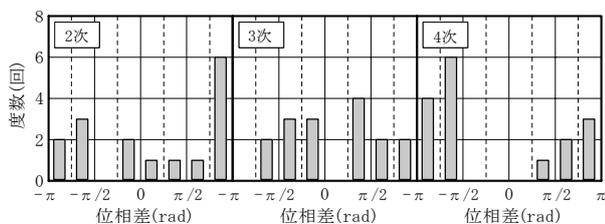


図-6 歩行加振力の位相差の度数分布

表-3 加振力モデルの動的荷重係数と位相差 (歩行)

項目	基本波	2次高調波	3次高調波	4次高調波
動的荷重係数	0.32	0.12	0.06	0.05
位相差(rad)	0	$+5/6\pi$	$+1/4\pi$	$-2/3\pi$

図-5 に複数歩の加振力波形より求めた 4 次高調波までの動的荷重係数を、図-6 に 2~4 次高調波の位相差の度数分布を示す。動的荷重係数は、測定データに基本振動数およびその 2,3,4 倍の振動数を中心とする 1/3 オクターブバンド幅のバンドパスフィルタを適用した後の加振力波形 (以下、有効加振力波形) の最大振幅を加振者の体重で除することにより求めた。また、位相差は有効加振力波形を中心振動数の正弦振動とみなすことにより、最大振幅を記録した時刻から逆算した。

本実験結果では、動的荷重係数・位相差ともに相当のばらつきが見られるが、加振力モデルの構築にあたっては、動的荷重係数は全実験データの平均値、位相差は最頻区間に属するデータの平均値として与えることにし、表-3 に示すように決定した。図-3 に示した灰色の波形が得られた加振力モデルである。加振力モデルは、実測データに見られる瞬間的な加振力の変化を再現するまでには至っていないが、その基本的な特徴は十分に捉えられていると考えられる。したがって、本項で定めた加振力モデルは、床振動のシミュレーション解析に使用する上で、十分な精度を有するものであると考えられる。なお、今回定めた加振力モデルによる歩行加振力の大きさは、文献 9) にまとめられている既往の研究結果 (実測値) と比較的良い整合を示している。

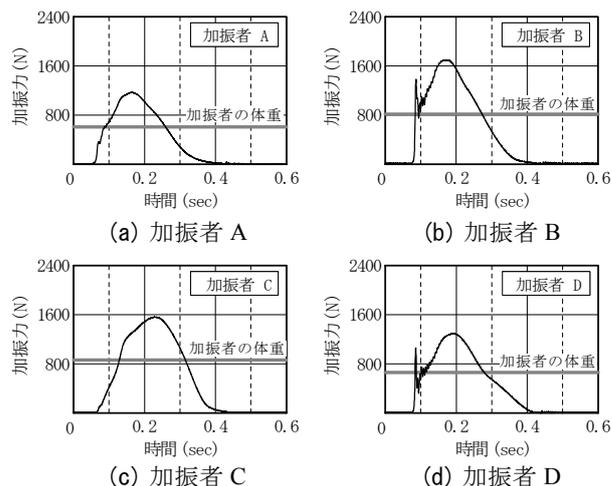


図-7 小走りによる 1 歩の加振力波形

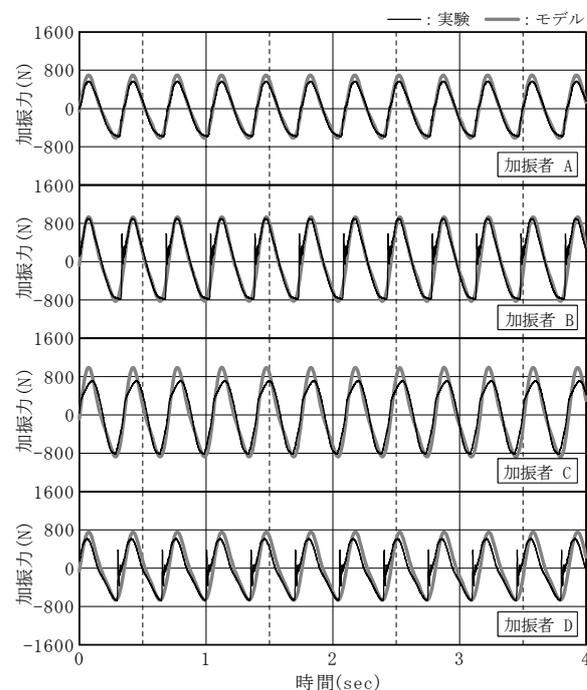


図-8 小走りの加振力波形

b) 小走りの加振力

図-7 に実験より得られた小走り (一歩) の加振力波形を示す。加振力の最大値は加振者の体重の 2 倍程度、作用時間は小走りのステップ (周期) にほぼ等しく 0.35 秒前後であることがわかる。また、波形の形状は基本的には一峰形であるが、加振者 B・加振者 D の場合には、最初の着地の瞬間にかなり大きな衝撃力が発生していることがわかる。これは、加振者 A・加振者 C がつま先から着地していたのに対し、加振者 B・加振者 D がかかとから着地していたことによるものであると考えられる。

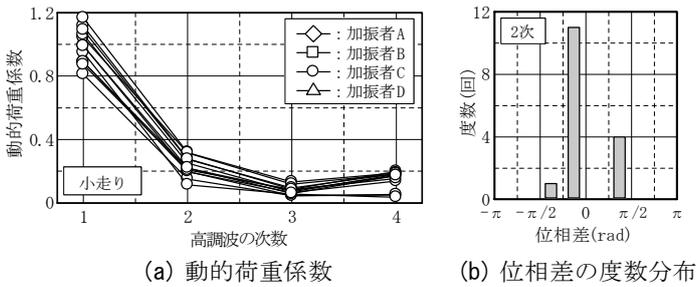


図-9 動的荷重係数と位相差の度数分布（小走り）

表-4 加振力モデルの動的荷重係数と位相差（小走り）

項目	基本波	2次高調波
動的荷重係数	1.00	0.23
位相差(rad)	0	$-1/8\pi$

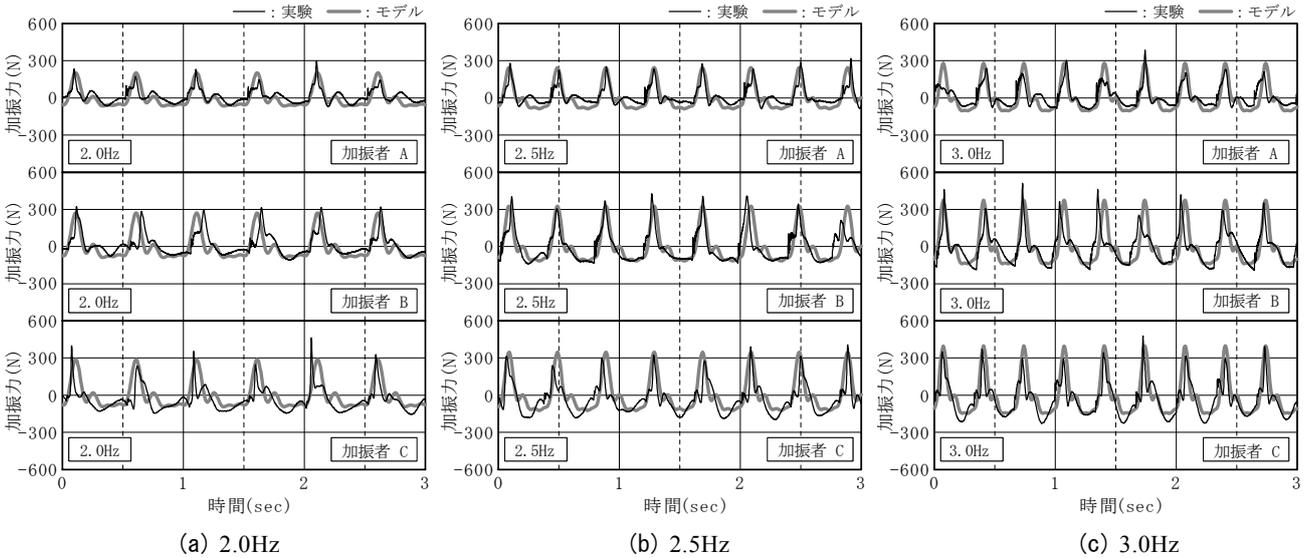


図-10 足踏みの加振力波形

図-8 に一步の加振力より求めた複数歩の加振力波形を示す。ここで、一步から複数歩の加振力波形を求める手順は前項で示した歩行の場合と同じである。小走りによる加振力波形は“のこぎりの刃”のような形状をしており、基本的には1次と2次の高調波の重ね合わせで表現できると考えられる。

図-9 に前項と同じ方法で求めた小走りによる加振力波形の(a)動的荷重係数と(b)2次高調波の位相差の度数分布を示す。動的荷重係数は、歩行の場合と同様にかなりばらついているが、ここでは全実験データの平均値である1.0(1次)と0.23(2次)を加振力モデルに使用することにする。一方、位相差については全データの70%が $-\pi/4\text{rad} \sim 0\text{rad}$ の範囲に集中しているため、この範囲にある測定データの平均値 $-\pi/8\text{rad}$ を使用する。表-4に小走りの加振力モデルに用いた動的荷重係数と位相差を示す。

図-8 に示した灰色の波形が得られた加振力モデルである。加振力モデルは実測データの加振力波形を精度良く模擬していることが確認できる。

(2) 足踏み・連続ジャンプ・膝屈伸の加振力モデル

a) 足踏みによる加振力

図-10 に足踏みの加振力波形を、図-11 に4次高調波までの動的荷重係数を、図-12 に2~4次高調波の位相差を示す。ここで、時刻歴波形から各次の動的荷重係数・位相差を求める手順は前節で示したとおりである。なお、動的荷重係数については基本振動数(加振振動数)ごとに結果を示しているが、位相差についてはデータのばらつきが特に大きかったため、全データをまとめて、ひとつのヒストグラムにしている。

歩行・小走りの場合と同様に、動的荷重係数には相当のばらつきがみられるが、ここでは基本振動数(加振振動数)ごとに全データを平均することによって各次の動的荷重係数を決定した。ただし、4次高調波に関しては、その影響度が非常に小さいと考えられるため、平均値ではなく最小値を使用した。また位相差は、2次高調波では $-3/4\pi\text{rad} \sim 0\text{rad}$ 、3次高調波では $-\pi\text{rad} \sim -\pi/2\text{rad}$ 、4次高調波では $-\pi/4\text{rad} \sim +3/4\pi\text{rad}$ の範囲に属するデータの平均とした。表-5に加振力モデルに用いた動的荷重係数と位相差を示す。

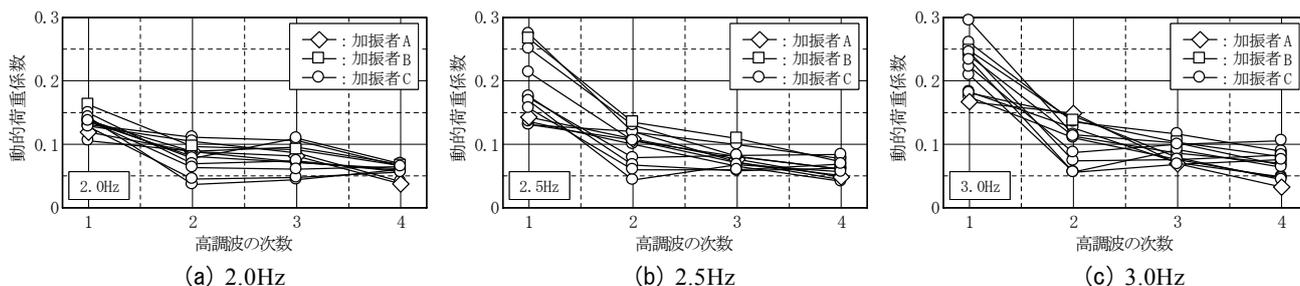


図-11 足踏みによる加振力波形の動的荷重係数

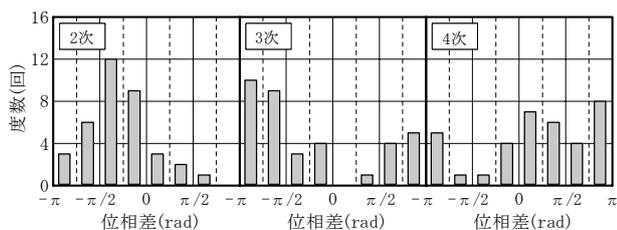


図-12 位相差の頻度分布 (足踏み)

表-5 加振力モデルの動的荷重係数と位相差 (足踏み)

項目	基本波	2次高調波	3次高調波	4次高調波
動的荷重係数	(2.0Hz)	0.14	0.08	0.04
	(2.5Hz)	0.19	0.1	0.04
	(3.0Hz)	0.23	0.11	0.04
位相差(rad)	0	$-1/3\pi$	$-3/4\pi$	$+2/3\pi$

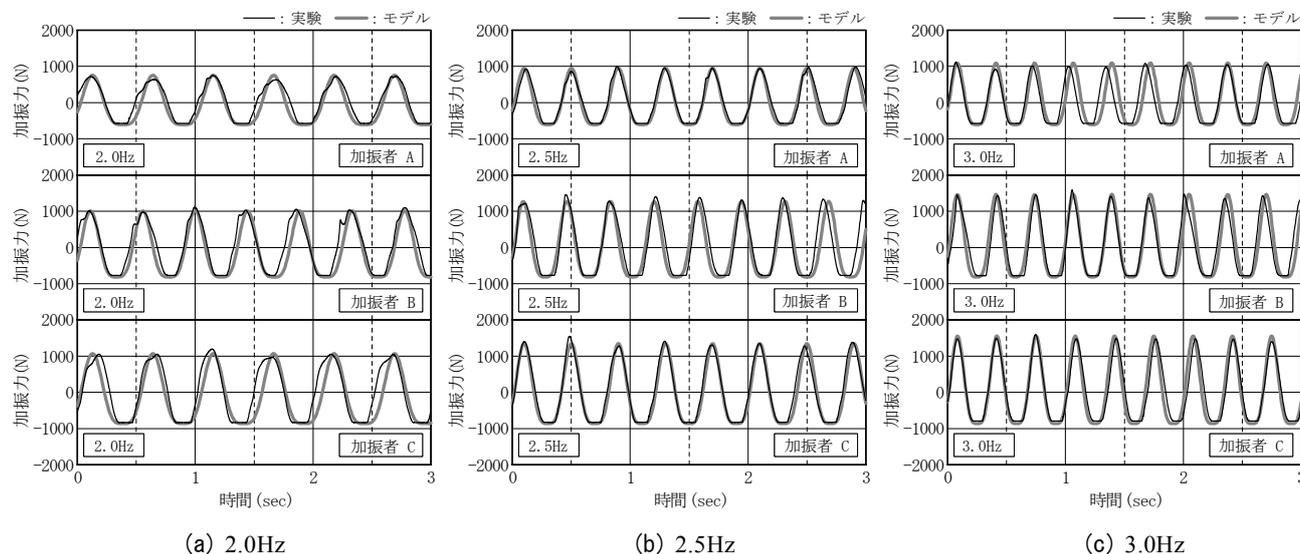


図-13 連続ジャンプによる加振力波形

図-10 に示した灰色の波形が得られた加振力モデルである。加振力モデルは、基本振動数が 2.0Hz, 2.5Hz, 3.0Hz のいずれの場合においても、比較的良好な精度で実測データを模擬しているといえる。したがって、本項で定めた加振力モデルを使用することによって、足踏みによる床振動をより正確に推定することが可能になると考えられる。

b) 連続ジャンプによる加振力

図-13 に連続ジャンプによる加振力の時刻歴波形を示す。ジャンプでは、加振者が床から浮き上がる(離れる)瞬間があるため、加振力の時刻歴波形には、加振者の体重に相当する荷重で一定となる区間が見られるが、基本的には正弦半波パルスの連続であると考えられる。

したがって、その加振力波形は、基本波と 2 次高調波を $-\pi/2$ だけ位相をずらして重ね合わせることで模倣できると考えられる。

式(1)に $k=2, \phi_1=0, \phi_2=-\pi/2$ を代入し、時刻 t における加振力 $F_d(t)$ を求めると次式となる。

$$F_d(t) = W \times \{ \alpha_1 \sin(2\pi ft) - \alpha_2 \cos(4\pi ft) \} \quad (2)$$

したがって、加振力波形の極値は $\sin(2\pi ft) = \pm 1$ と $\sin(2\pi ft) = -\alpha_1/4\alpha_2$ を満足する時刻 t で現れ、その値は $W(\alpha_1 + \alpha_2), W(-\alpha_1 + \alpha_2), -W \{ (\alpha_1^2 + 8\alpha_2^2) / (8\alpha_2) \}$ となる。また、 $\alpha_1 \geq \alpha_2 > 0$ であるから、 $W(\alpha_1 + \alpha_2)$ が最大値、 $W(-\alpha_1 + \alpha_2)$ または $-W \{ (\alpha_1^2 + 8\alpha_2^2) / (8\alpha_2) \}$ が最小値となる。よって、実験結果に見られるマイナス側で加振力が一定となる現象を再現するためには、

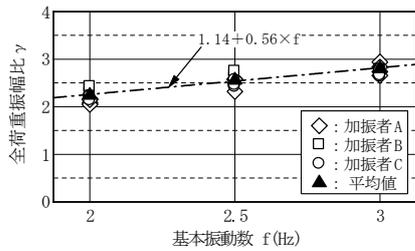


図-14 全荷重振幅比と基本振動数との関係 (ジャンプ)

表-6 連続ジャンプによる加振力算定のための諸係数

基本振動数 f	全荷重振幅比 γ	1次動的荷重係数 α_1	2次動的荷重係数 α_2	補正係数 β
2.0	2.24	1.12	0.28	-0.16
2.5	2.56	1.28	0.32	-0.04
3.0	2.80	1.40	0.35	0.05

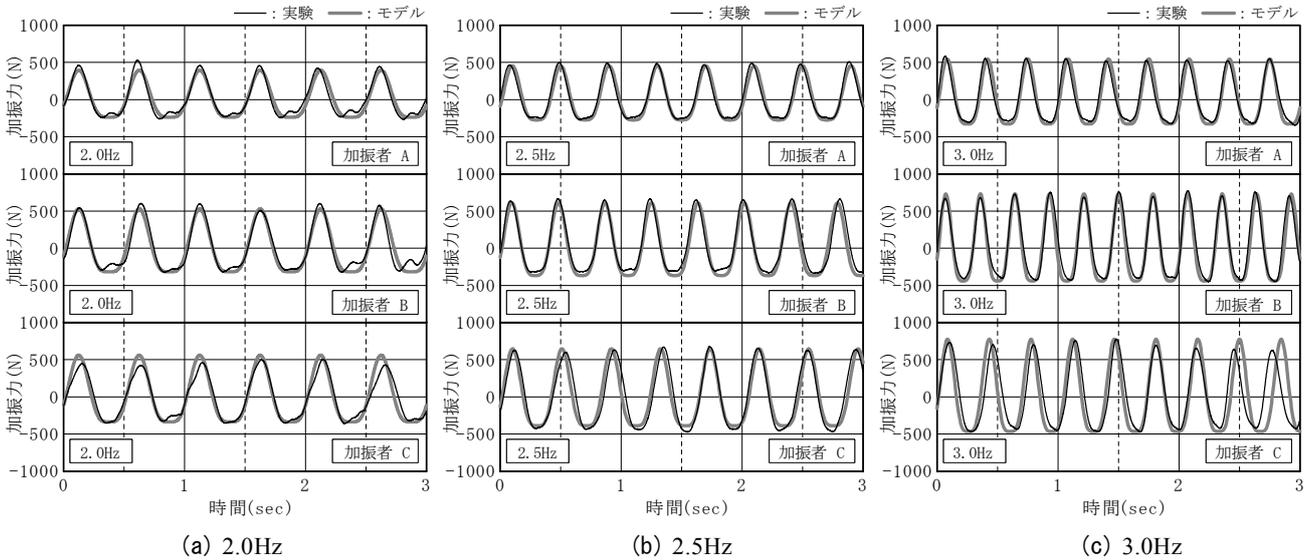


図-15 膝屈伸による加振力波形

$W(-\alpha_1 + \alpha_2)$ と $-W \left\{ (\alpha_1^2 + 8\alpha_2^2) / (8\alpha_2) \right\}$ とを等しくする必要があり $\alpha_1 = 4\alpha_2$ となる。ここで、最小値が $-W$ となる条件を加えると、基本振動数にかかわらず $\alpha_1 = 4/3$, $\alpha_2 = 1/3$ となり、最大加振力は常に $5W/3$ になって、実験結果と整合しなくなる。そこで、本論では補正係数 β を用いて式(2)を式(3)のように修正することにする。

$$F_d(t) = W \times \{ \alpha_1 \sin(2\pi ft) - \alpha_2 \cos(4\pi ft) + \beta \} \quad (3)$$

β を用いた場合、加振力の最大値は $W(\alpha_1 + \alpha_2 + \beta)$, 最小値は $-W(\alpha_1 - \alpha_2 - \beta)$ となり、加振力波形の全荷重振幅の静荷重に対する比 (以下、全荷重振幅比) γ が求めれば、 $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ は次式で決定できる。

$$\alpha_1 = \gamma/2, \quad \alpha_2 = \gamma/8, \quad \beta = 3\gamma/8 - 1 \quad (4)$$

図-14 に全荷重振幅比 γ と基本振動数 f との関係を示す。全荷重振幅比 γ は基本振動数 f が高くなるにつれて大きくなっており、両者の関係は図中に一点鎖線で示した次式で近似できる。

$$\gamma = 1.14 + 0.56f \quad (5)$$

表-6 に式(5)をもとに決定した全荷重振幅比 γ , 動的荷重係数 α_1, α_2 および補正係数 β を示す。

図-13 中に灰色で示した波形が表-6 の係数による加振力モデルである (ただし基本振動数は測定データにあわせて若干調整してある)。加振力モデルは実験結果と非常によく一致しており、連続ジャンプによる加振力波形は、表-6 に示す係数を式(3)に適用することによって、十分な精度でモデル化できると考えられる。

文献 10)には既往の研究結果として、ジャンプ (2.5Hz) の加振力波形が示されている。波形の形状は今回の測定結果と同じであり、ここで示した加振力モデルの構築方法が十分に適用可能であると考えられる。ただし、加振力の最大値は、具体的な数値は示されていないが、今回の測定結果よりも若干大きくなっているため、最大値の設定に関してはもう少し検討する必要があると思われる。

c) 膝屈伸による加振力

図-15 に膝屈伸による加振力波形を示す。膝屈伸の加振力波形も、基本的には前項で示した連続ジャンプの場合と同様に、加振力が一定となる区間を有する正弦半波パルスの連続であると考えられる。したがって、前項で示した連続ジャンプの場合と同様に、基本波と2次高調波を $-\pi/2$ rad だけ位相をずらして重ね合わせることで加振力モデルを構築することにする。ただし、膝屈伸

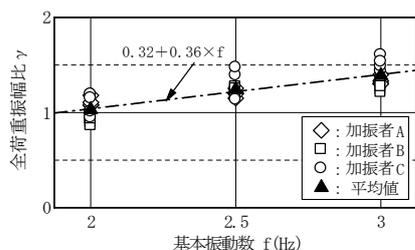


図-16 全荷重振幅比と基本振動数との関係 (足踏み)

表-7 膝屈伸による加振力算定のための諸係数

基本振動数 f	全荷重振幅比 γ	1次動的荷重係数 α ₁	2次動的荷重係数 α ₂
2.0	1.04	0.52	0.13
2.5	1.20	0.60	0.15
3.0	1.44	0.72	0.18

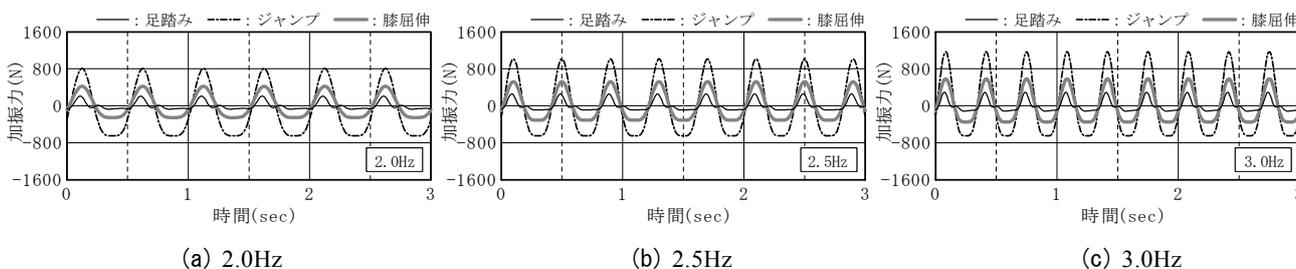


図-17 足踏み・連続ジャンプ・膝屈伸の加振力モデル

表-8 加振力モデルの最大・最小値と全振幅

加振方法	振動数(Hz)	①最大(N)	②最小(N)	①-②
足踏み	2.0	217	-71	288
	2.5	262	-93	355
	3.0	300	-111	411
ジャンプ (連続)	2.0	806	-650	1,456
	2.5	1,014	-650	1,664
	3.0	1,170	-650	1,820
膝屈伸	2.0	423	-254	677
	2.5	488	-293	781
	3.0	585	-351	936

d) 加振力モデルの比較

図-17 に加振者の体重を 650N とした場合の足踏み・連続ジャンプ・膝屈伸の加振力モデルを、表-8 に加振力モデルより求めた加振力の最大値・最小値・全振幅を示す。3つの動作による加振力の中では連続ジャンプによるものが最も大きく、膝屈伸の2倍、足踏みの4倍になっていることがわかる。また、加振力の最大値は、人の動作が足踏み・連続ジャンプ・膝屈伸のいずれであるにかかわらず、基本振動数が 2.0Hz から 2.5Hz, 3.0Hz と高くなるにつれて、それぞれ 1.2 倍, 1.4 倍に大きくなっていることがわかる。

の場合には、加振力の最小値は加振者の体重と同じ大きさ (符号は逆) にはならないため、前項で導入した補正係数 β は使用しない。つまり、本項では加振力 $F_d(t)$ を式(2)によって定義し、式(4)によって動的荷重係数 α₁, α₂ のみを定めることにする。

図-16 に加振力波形の全荷重振幅比 γ と基本振動数 f との関係を示す。全荷重振幅比 γ は基本振動数 f が高くなるにつれて大きくなっており、両者の関係は図中に一点鎖線で示した次式で近似できる。

$$\gamma = 0.32 + 0.36f \quad (6)$$

表-7 に式(6)をもとに決定した全荷重振幅比 γ, 動的荷重係数 α₁, α₂ を示す。図-15 中に灰色で示した曲線が表-7 の係数による加振力モデルである。加振力モデルと実験結果はよく一致しており、膝屈伸による加振力波形は、表-7 に示す係数を式(2)に適用することによって、十分な精度で模擬できることがわかる。

(3) 標準加振源の選定

衝撃力に関する検討では、床反力測定機の固有振動 (180Hz) が測定結果 (加振力) に及ぼす影響が問題となるため、本節では、実測データに 100Hz から 150Hz まで直線的に減少するローパスフィルタ (図-18 参照) を適用してから検討を行っている。ローパスフィルタの適用により、100Hz 以上の高振動数成分は実測データから削除されることになるが、体感領域の振動を対象としている本検討では、結果に及ぼす影響は無視できる程度に十分小さいと考えられる。

図-19 に各衝撃源による加振力の最大値を、図-20 に加振力が最大に達するまでの力積を示す。また、それらの図中に示した最大加振力・力積の平均値および変動係数の一覧を表-9 に示す。ここで、かかと衝撃と跳びはねに関しては、平均的な成人男性の体重を参考に、静荷重を 650N とした場合の加振力を示している。

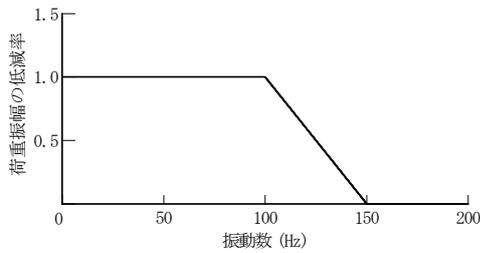


図-18 ローパスフィルタ



図-19 衝撃源による加振力の最大値

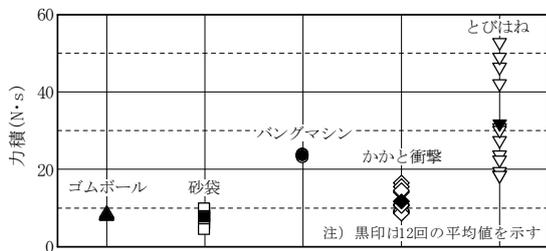


図-20 衝撃源による加振力が最大に達するまでの力積

ゴムボール・砂袋・バングマシンによる加振力を比較すると、最大値・力積ともに砂袋によるばらつきの程度（変動係数）が、他の2つに比べ大きくなっていることがわかる。これは、砂袋の場合には、砂は袋の中で比較的自由に動ける状態にあるため、加振源の形状が変化しやすく、床面との衝突状態が安定しないこと、および、落下高さが26cmと低いために、落下高さのばらつきによる影響度が他の2つの加振源に比べ大きいことによるものと考えられる。したがって、砂袋による加振力を安定させるためには、袋の大きさを調整して砂の移動する空間のない構造にするなどの改善が必要であり、床振動を統一的に評価する、あるいは、実測によって数値計算の精度を検証するといった目的で使用する加振源としては、現時点では、ゴムボールやバングマシンの方が適当であるといえる。なお、今回の測定によるゴムボール・バングマシンの最大加振力はそれぞれ1,630N、4,280N程度であり、JISに示されている値とほぼ同じであった。

一方、かかと衝撃や跳びはねによる加振力は、加振源が人であるため、最大値・力積ともにその変動係数は0.2~0.4程度にまで大きくなっており、そのばらつきの

表-9 衝撃源による加振力の最大値と力積（実測値）

加振源	加振力		力積	
	最大値(N)	変動係数	(N·s)	変動係数
ゴムボール	1,630	0.01	8.1	0.03
砂袋	1,942	0.40	7.4	0.22
バングマシン	4,276	0.01	23.4	0.01
かかと衝撃	1,617	0.34	13.0	0.23
とびはね	3,280	0.22	31.8	0.40

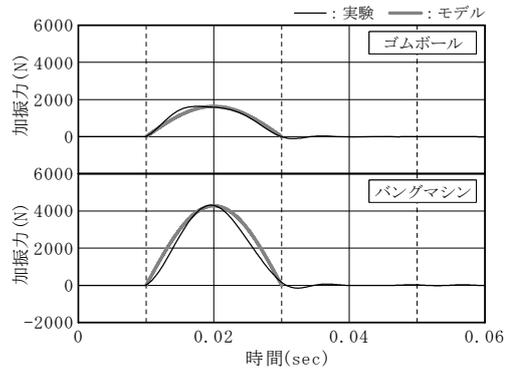


図-21 ゴムボール・バングマシンによる加振力波形

表-10 歩行・小走りによる加振力（モデル数値）

加振方法	振動数(Hz)	①最大(N)	②最小(N)	①-②
歩行	2.0	282	-248	530
小走り	2.9	747	-658	1,405

程度は砂袋落下と同等かそれ以上になっている。したがって、人の動作や砂袋落下などを加振源とする場合には、加振力にばらつきがあることを考慮して、多くのデータの平均化処理を行う必要があると考えられる。

図-21にゴムボールとバングマシンによる加振力の時刻歴波形を示す。黒色の波形は実験結果、灰色は表-9に示す最大加振力を振幅とする25Hzの正弦半波パルスである。実験結果と正弦半波パルスはよく一致しており、ゴムボール・バングマシンによる加振力は、正弦半波パルスで表現できることがわかる。したがって、標準加振源としてゴムボールまたはバングマシンを用いれば、数値計算における加振力波形（正弦半波パルス）と実際の加振力波形との差は無視できる程度であり、実測による数値計算の検証は、精度よく行えると考えられる。

表-10に歩行および小走りの加振力モデルより求めた加振力の最大値を示す。表-10および前出の表-8より、人ひとりの動作による加振力（全振幅）は300N~1,800Nであることがわかる。したがって、人の動作による床振動の評価を対象とする場合には、加振力の大きさが人の動作とほぼ同じレベルであるゴムボールや砂袋を加振源とするのが適当であるとも考えられる。

以上より、今回の検討の範囲では、人の動作による床振動評価のための標準加振源としては、JISに規定されるゴムボールが最も有用であると考えられる。なお、標準加振源には、その加振力特性とは関係ないが、手軽に持ち運びできるコンパクトさも必要であり、質量2.5kgのゴムボールはその要件も満足しているといえる。

4. まとめ

内部加振源による床スラブの振動をより正確に予測・評価するために、人の動作や各種衝撃源の加振力を実測し、加振力モデルの構築および標準加振源の選定を行った。得られた結論をまとめると以下のとおりである。

<CASE-1>

- ①歩行（基本周期 0.5 秒）による加振力波形は表-3に示す動的荷重係数と位相差を用いて、4次までの高調波の和で表現できる。
- ②小走り（基本周期 0.35 秒）による加振力波形は2次までの高調波の和で表現できる。ここで、動的荷重係数は1次で1.0、2次で0.23であり、1次に対する2次の位相差は $-\pi/8$ radである。
- ③①,②に示した加振力モデルから求まる歩行・小走りによる加振力波形の両荷重振幅は、加振者の体重をWとしてそれぞれ0.8Wと2.2Wである。

<CASE-2>

- ④エアロビクス運動に含まれる足踏み・連続ジャンプ・膝屈伸の3つの動作の中では連続ジャンプによる加振力が最も大きく、足踏みによる加振力の4倍、膝屈伸による加振力の2倍である。
- ⑤足踏み・連続ジャンプ・膝屈伸による加振力は、加振源の種類によらず、基本振動数が2.0Hzから2.5Hz、3.0Hzと高くなるにつれて、それぞれ1.2倍、1.4倍に大きくなる。
- ⑥表-5～表-7に示す動的荷重係数と位相差を用いることにより、足踏みによる加振力波形は4次までの高調波、連続ジャンプと膝屈伸による加振力波形は2次までの高調波の和で表現できる。

<CASE-3>

- ⑦砂袋・ゴムボール・バングマシンによる加振力はそれぞれ1,940N、1,630N、4,280Nであり、成人男子（体重650N）によるかかと衝撃（最大加振力1,660N）の1.0～2.5倍、跳びはね（最大加振力3,280N）の0.5～1.3倍の大きさである。
- ⑧砂袋・ゴムボール・バングマシンによる加振力のはらつきの程度を比較すると、砂袋による加振力のはらつきが最も大きい。

⑨体感領域における床振動評価のための標準加振源としては、加振力の大きさやばらつきの程度およびその手軽さから考えて、今回の検討の範囲ではゴムボールが最も有用であると考えられる。

今後は、加振者の数や反復回数を増やすことによつて、今回提案した人の動作による加振力モデルの精度を高めていくとともに、標準加振源についてもさらに詳細な検討を行っていく所存である。また、生産機器のように、直接加振力を測定することが難しい加振源を対象に、床スラブの応答値から加振力波形を推定するための手法についても検討を行う予定である。

参考文献

- 1) D.E.Allen : Building Vibrations from Human Activities, Concrete International, Vol.12, No.6, pp.66～73, 1990.6
- 2) D.E.Allen : Floor Vibrations from Aerobics, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.17, No.5, pp.771～779, 1990.10
- 3) 鈴木敏夫, 大山秀美, 田中清 : 居住床の振動予測・評価に関する研究 その1 研究目的および歩行荷重実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1 分冊, pp.347～348, 1995.8
- 4) 田中靖彦, 伊藤嘉朗 : 床振動の予測手法に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1 分冊, pp.297～298, 1997.9
- 5) 横山裕 : 歩行時に発生する床振動評価のための加振, 受振装置に関する研究 動的加振器, 受振器の設定および妥当性の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第466号, pp.21～29, 1994.12
- 6) 横山裕, 後藤正幸 : 歩行時に発生する床振動評価のための加振, 受振装置に関する研究 衝撃的加振器の開発および振動減衰時間算定方法の妥当性の確認, 日本建築学会構造系論文集, 第476号, pp.21～30, 1995.10
- 7) 富田隆太, 井上勝夫 : 床振動測定用標準衝撃源としてのインパクトボールの有用性, 第25回振動環境シンポジウム資料, pp.7～12, 2007.1
- 8) 平河貴美男編 : JIS A 1418-2 建築物の床衝撃音遮断性能の測定方法—第2部 : 標準重量衝撃源による方法, (財)日本規格協会, 2000.1
- 9) 日本建築学会編 : 建築物荷重指針・同解説(2004), (社)日本建築学会, pp.211～223, 2004.9
- 10) 田中靖彦, 出口清孝, 境茂樹 : 人の動作による動的荷重係数, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1 分冊, pp.273～274, 2003.9

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

Experimental Study on Mixed Structure with Precast RC Brace

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA
 小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA
 山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA
 田野 健治 KENJI TANO

建築生産計画部 梅木 俊毅 TOSHITAKE UMEKI

鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁からなる混合構造の耐震要素として、圧縮のみに抵抗するプレキャスト RC ブレースを適用するために、RC ブレース単材の圧縮実験、ブレース仕口部近傍の部分架構実験およびブレースを組み込んだ架構実験を実施した。これらの実験の結果、RC ブレースの圧縮強度は、コンクリートと鉄筋の累加強度の約 0.9 倍であること、架構に組込んだ RC ブレースは、仕口部周辺の応力集中による破壊を生じやすく、これを回避するために、ブレース端部に応力分散部を設けることが有効であることなどがわかった。

キーワード：RC ブレース、プレキャスト、混合構造、免震構造、圧縮強度

We examined the use of the precast RC brace as an earthquake resistant member of the structure consists of RC columns and steel beams. In this study, the compressive strength tests of the RC brace and destructive tests of the sub-assemblages with brace joint and the frame with RC brace were executed. As a result, the followings are turned out. The compressive strength of the RC brace was about 0.9 times of that of accumulative strength of the concrete and the steelbars. The RC brace built in frame occurs stress concentration failure in the connection part, and the stress decentralization part like as a concrete mass is turned out to be effective to prevent the failure at the edge of the RC brace.

Key Words: RC Brace, Precast, Mixed Structure, Base Isolation Structure, Compressive Strength

1. はじめに

鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁からなる混合構造¹⁾⁻⁵⁾

(以下、柱 RC 梁 S 構造)の架構に耐震要素としてプレキャスト RC 造のブレースを用いる構工法について研究開発を行っている。引張力に弱く、圧縮力に強いコンクリートをブレース材に利用するには、圧縮方向にのみ抵抗する機構とすることが必要であり、細長比の大きなブレース材では圧縮力に対して脆性的な破壊性状を示すことが懸念される。しかしながら、免震構造を採用し、上部構造に作用する地震力を抑制して RC ブレースの負担軸力を制御する設計によれば、架構に大きな剛性を付与することができる RC ブレースの特性が生かされ、合理的な構造とすることが可能である。また、RC ブレースをプレキャスト化することによって、鉄骨ブレースと同様の簡便な施工を実現できるものと期待される。

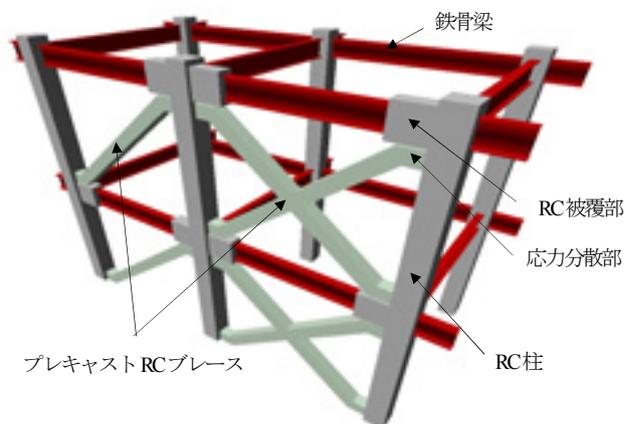


図-1 架構の概要図

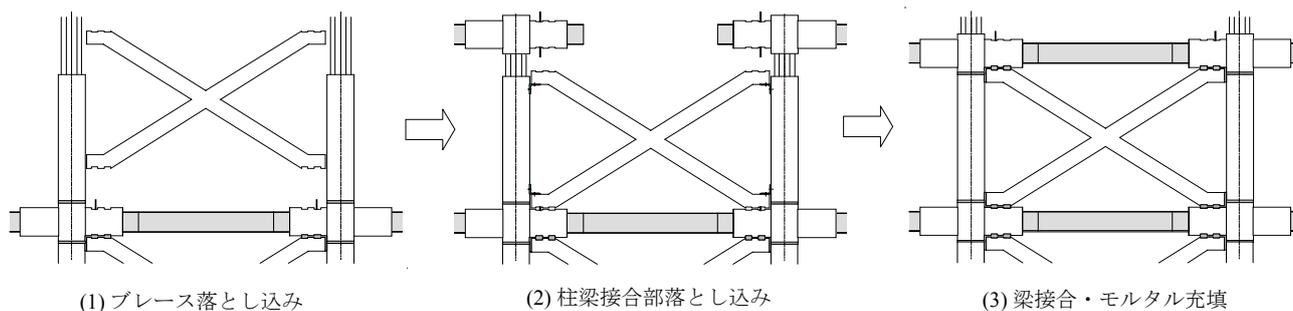


図-2 プレキャスト工法による施工例

本研究では、このプレキャスト RC ブレースの適用に際して基本性能を把握するために、① RC ブレース単材の圧縮実験、② ブレース仕口部を対象とした部分架構実験、③ RC ブレースを有する架構の水平加力実験を行った。本報では、プレキャスト RC ブレースを用いた工法の概要および各実験結果について報告する。

2. 工法概要

図-1に架構の概要図を、図-2にプレキャスト工法による施工例を示す。本工法は、柱部材の建て方後に、RC ブレースを据付けて仮組みし、次いで柱梁接合部、鉄骨梁中央部の各部材を架設するというものである。柱梁接合部の部材は、RC ブレースが取り付け梁端部を含めてコンクリートで被覆された鉄骨梁貫通形式の混合構造である。柱フェイス位置の鉄骨梁フランジ間には支圧板を設けている。

柱-柱梁接合部間の接合およびブレース端部の接合は、高強度モルタルを充填することによって行う。本 RC ブレースは引張力には抵抗しないことを意図しているため、ブレースの仕口部は、部材の脱落防止用のダボ鉄筋を配するのみとし、ブレースの軸圧縮力は充填モルタルを介して柱梁接合部に伝達する機構となっている。ブレースの端部は、軸部より断面を大きくし、ブレース軸力により柱梁接合部に作用する応力集中の緩和を図っている。このブレース端部の応力分散部は、ブレース取り付け時の安定性を確保することにも寄与している。

本架構形式の主な特徴は、①圧縮のみに抵抗する RC ブレースを耐震要素に用いることで、ブレース仕口部の構造を単純化させたこと、②ブレースをはじめ、柱、梁などの架構を構成する主要な部材をプレキャスト化し、工業化工法に対応できるようにしたことである。本工法の適用によって、鉄骨構造と同様な建て方工事が実現でき、RC 造耐震壁を用いた場合に比べて建設工期の短縮が可能となる。

表-1 試験体の一覧

試験体名	幅×せい B×D(mm)	座屈長さ L_k (mm)	偏心距離 e (mm)	L_k/D	e/D	加力方法
BL0	150×150	2,700	0.0	18	0	中心圧縮
BS0		1,950	0.0	13	0	
BM0		2,250	0.0	15	0	
BM1	12.5		1/12		逆対称偏心 圧縮	
BM2	25.0	1/6				

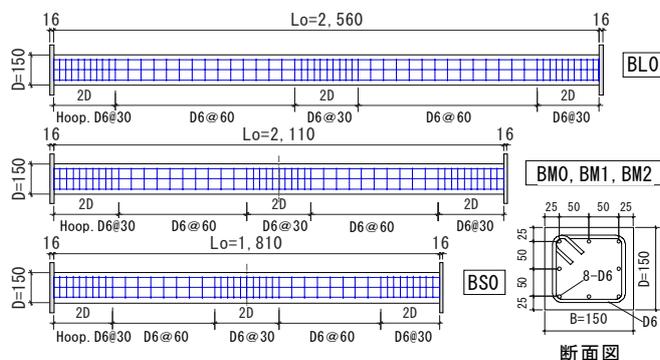


図-3 試験体図

3. RC ブレース単材の圧縮実験

本章では、RC ブレース単材の圧縮強度を検証するために行った加力実験の概要と結果について報告する。

(1) 試験体

表-1に試験体の一覧を、図-3に試験体図を示す。試験体は、幅 $B \times$ せい $D=150 \times 150$ mmの断面形状をした合計5体の RC ブレース材である。試験体のパラメータは、座屈長さ L_k (部材長 L_0 + 支持金物長140mm) と荷重の偏心距離 e である。BL0, BM0, BS0は偏心のない中心圧縮試験体であり、座屈長さの断面せいに対する比 L_k/D は、それぞれ18, 15, 13である。一方、BM1, BM2は $L_k/D=15$ の偏心圧縮試験体であり、荷重の偏心距離の断面せいに対する比 e/D はそれぞれ1/12, 1/6としている。主筋は 8-D6 で、両端部は 16mm の鋼板に溶接している。横補強筋は両端と中央部が $D6@30$ mm, その間が $D6@60$ mm である。表-2に材料試験結果を示す。

表-2 材料試験結果

記号	コンクリート			鉄筋D6 (SD295A)	
	圧縮強度 σ_B	割裂強度 σ_t	弾性係数 E_i	降伏点 σ_y	弾性係数 E_i
	N/mm ²	N/mm ²	$\times 10^4$ N/mm ²	N/mm ²	$\times 10^5$ N/mm ²
BL0	31.9	2.88	2.75	359 (0.2%オフセット値)	1.94
BS0	32.0	2.73	2.71		
BM0	33.1	3.11	2.74		
BM1	32.2	2.72	2.71		
BM2	33.1	2.74	2.70		

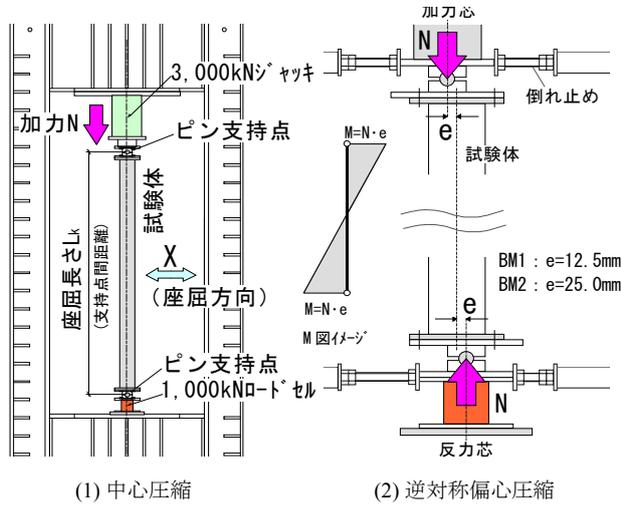


図-4 加力方法

(2) 加力および計測方法

図-4に加力方法を示す。加力は最大荷重 3,000kN の油圧ジャッキで静的に行った。試験体上下端の支持状態は、一方向 (X 方向) に回転可能なピン支持とし、座屈方向を限定させた。中心圧縮加力時は、同図 (1) に示すように上下ピンの位置を試験体断面の図心位置に合わせた。偏心圧縮加力時は、実際のブレースに逆対称モーメントが生じることを想定し、上下ピンの位置を同図 (2) のように逆方向に偏心させた。加力ルールは、式 (1) に示す中心圧縮強度 N_0 の 0.3, 0.6 倍の荷重をピーク値として載荷、除荷を 1 回ずつ行い、その後には破壊まで加力することとした。

$$N_0 = A_s \sigma_y + A_c \sigma_B \quad (1)$$

- ここに、 N_0 : 中心圧縮強度 (N),
- A_s : 鉄筋の断面積(mm²),
- A_c : コンクリートの断面積(mm²)
- σ_y : 鉄筋の降伏点(N/mm²),
- σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

計測項目はジャッキの荷重と試験体上下ピン間の軸変形で、それぞれロードセルと変位計で計測した。

(3) 実験結果

a) 最終破壊状況

写真-1に試験体の最終破壊状況を示す。同写真には破壊部位を○印で示した。中心圧縮試験体の破壊部位は、BL0が部材中央付近、BS0, BM0は部材下端から 2 ~ 3D

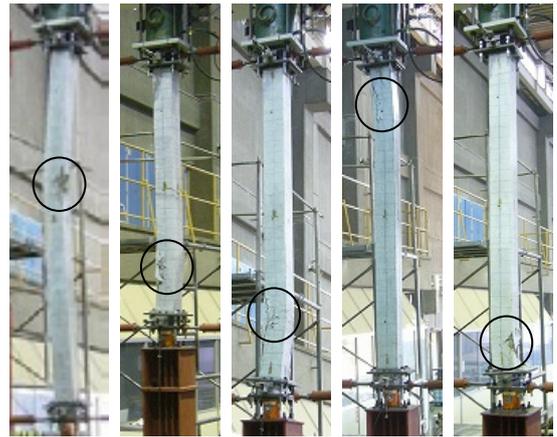


写真-1 最終破壊状況

表-3 圧縮強度の実験値と計算値の対応

記号	L/D	e/D	実験値	式(1)による	N_{max}/N_0	
			N_{max}	中心圧縮強度 N_0		
			kN	kN		
BL0	18	0	699	801	0.87	
BS0	13	0	704	804	0.88	
BM0	15	0	740	828	0.89	
BM1		1/12	623	808	0.77	
BM2		1/6	532	828	0.64	

の範囲となった。偏心圧縮試験体の破壊部位は、BM1が部材上部、BM2が部材下部であり、材端の偏心モーメントの影響を受けている。いずれの試験体も、コンクリートの圧壊により最大荷重に達し、荷重が低下した。

b) 荷重と軸ひずみの関係

図-5に荷重と軸ひずみの関係を示す。同図の縦軸は荷重Nを中心圧縮強度 N_0 で除した無次元化荷重、横軸は試験体上下ピン間の軸変形 ΔL を座屈長さ L_k で除した軸ひずみである。同図 (1) に示す中心圧縮試験体の荷重 - 軸ひずみ曲線は3体とも同様な曲線となり、 L_k/D の違いによる影響は顕著ではない。 N/N_0 の最大値は3体とも約 0.9 で、その時の軸ひずみは $2,000 \sim 2,500 \times 10^{-6}$ である。同図 (2) に示す偏心圧縮試験体 BM1, BM2 は、偏心のない BM0 に比べて剛性、最大荷重ともに低くなっている。 N/N_0 の最大値は e/D が大きいほど小さく、BM1 が約 0.8, BM2 が約 0.6 となった。

(4) 圧縮強度の評価

表-3に圧縮強度の実験値と計算値の対応を示す。上述したように中心圧縮強度の実験値 N_{max} は、座屈を無視した計算値 N_0 の約 0.9 倍の値となった。図-6に座屈を考慮した接線係数理論に基づく接線係数荷重 N_{cr} と中心圧縮加力の実験値との対応を示す。 N_{cr} の算定では、コンクリートの応力 - ひずみ関係は、CFT 指針⁶⁾に示す方法に準じ、鉄筋の応力 - ひずみ関係は、完全弾塑性型のバ

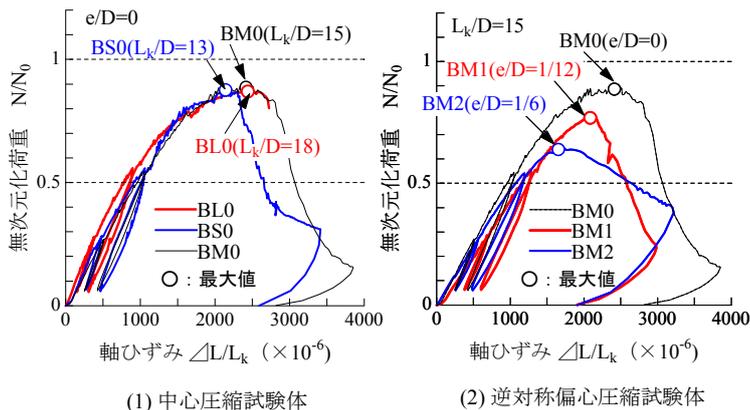


図-5 荷重-軸ひずみ関係

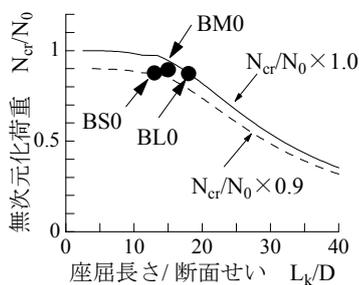


図-6 接線係数荷重と実験値

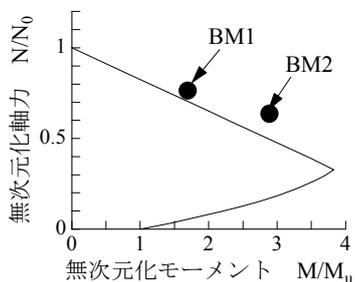


図-7 M-N 相関曲線と実験値

イリニアでモデル化した。実験値は N_{cr} の 0.9 ~ 1.0 倍程度の間位置しており、両者はほぼ整合している。図-7に文献7)による RC 柱のM-N相関曲線と偏心圧縮加力の実験結果との対応を示す。同図の縦軸と横軸は、それぞれ N_0 と軸力が0のときの RC 部材の終局曲げ耐力 M_u で無次元化している。BM1, BM2 の実験値は、M-N 相関曲線を1~3割程度上回っている。

4. ブレース仕口部を対象とした部分架構実験

本章では、RC ブレース仕口部の接合方法と当該部の強度を検証するために行ったト字形部分架構の加力実験の概要と結果について報告する。

(1) 試験体

表-4、表-5に試験体と配筋の一覧を、図-8、図-9に試験体全体図と試験体部分詳細図を示す。試験体は、建物外周部に位置する柱梁接合部を対象としたト字形部分架構で、試験体数は10体である。試験体の主なパラメータは、ブレース仕口部の接合形式と形状、およびコンクリートの強度である。

ブレース仕口部の接合形式は、AJタイプと、BJタイプの2種類である。AJタイプは、ブレース仕口部の

表-4 試験体の一覧

試験体	ブレース仕口部	L_v/D_b	水平目地部のシヤコッター	コンクリート設定強度
AJ1-1 AJ1-2	入隅型	0.30	なし	30N/mm ²
AJ2		0.65		
AJ3		1.00	あり	
AJ3S				
AJ3SG				
AJ3SH		出隅型	1.00	
BJ1	-		30N/mm ²	
BJ1H	-	-	55N/mm ²	

<備考>
 AJ2e：ブレースが偏心接合されたタイプ
 AJ3SG：ジベル鋼材が柱梁接合部に内蔵されたタイプ
 AJ3SH, BJ1H：柱梁接合部のコンクリート強度を高めたタイプ

表-5 配筋の一覧

試験体	部位	主筋	せん断補強筋
AJ1-1 AJ1-2	柱	8-D6	□-D6@75
AJ2 AJ2e	柱梁接合部		
	梁	上端筋2-D10 下端筋2-D10	□-D6@90
	ブレース	4-D6	□-D6@40
その他	柱	8-D6	□-D6@75
	柱梁接合部		□-D6@40
	梁	上端筋2-D10 下端筋2-D10	□-D6@60
	ブレース	4-D6	□-D6@40

接合面を柱梁の入隅部に合わせた接合形式(入隅型)の試験体、BJタイプは、柱梁の入隅部にコンクリートを増打ちし、ブレース材端の接合面をブレース材軸に直交させた接合形式(出隅型)で、仕口部の軸力伝達性を高めた試験体である。AJ2eを除く試験体のブレースは、材軸と柱梁接合部の中心位置が一致するように取付けられている。試験体のコンクリート強度は、30N/mm²を基本とした。

AJ1のブレース仕口部は、図-8(1)に示すようにブレースの傾斜角度に応じて先細りした形状となっている。AJ2、AJ3は、ブレース仕口部に生じる応力集中を緩和するために、図-8(2),(3)に示すようにブレース仕口部の鉛直接合距離 L_v を長くし、ブレース軸力の応力分散部を設けた形状となっている。図-8(4)のAJ3Sは、AJ3のブレース仕口部の水平接合面に、図-9(2)に示すシヤコッターを設けた試験体、図-8(5)のAJ3SGは、AJ3Sの柱梁接合部内のS梁端部にH型断面のジベル鋼材を溶接した試験体である。図-8(6)に示すAJ2eは、ブレースを柱梁接合部の中心位置から下方に偏心させて取付けた試験体であり、偏心距離 e のブレース断面せい D_b に対する比 e/D_b は約0.35になっている。図-8(7)のBJ1は、ブレース材端部の応力分散部を柱梁側に設けた試験体である。AJ3SHとBJ1Hは、仕口部のディテールをそ

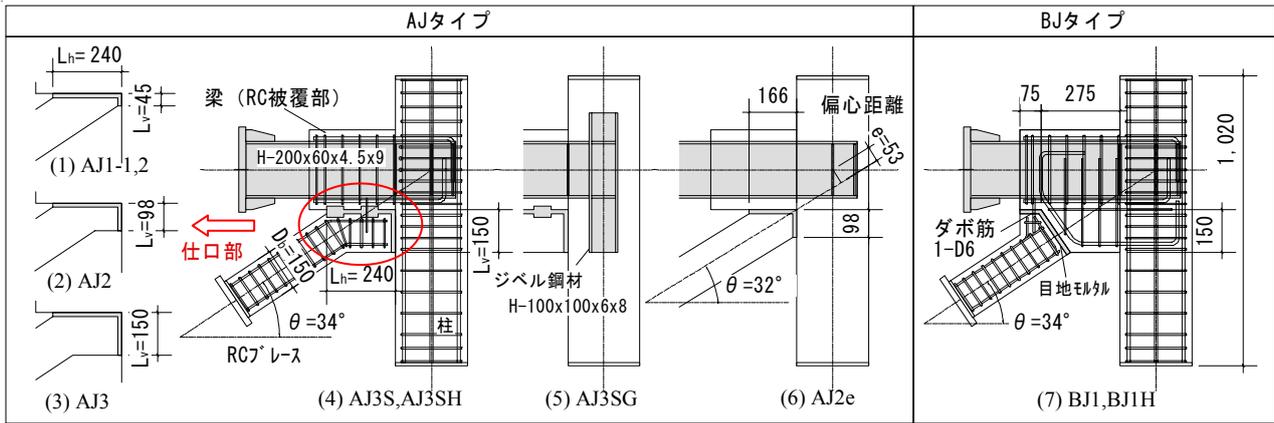


図-8 試験体全体図

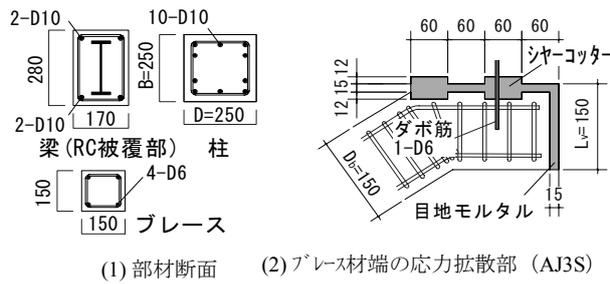


図-9 試験体部分詳細図

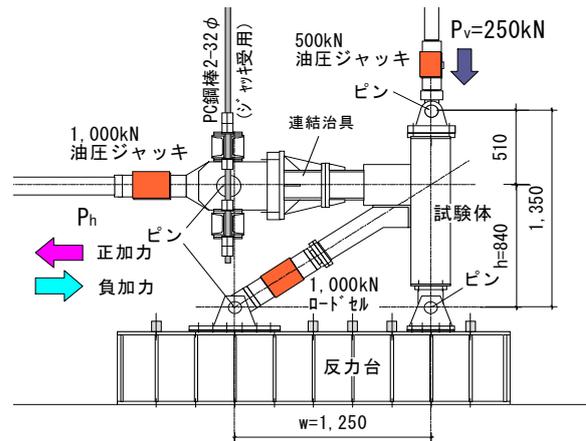


図-10 加力方法

それぞれ AJ3S と BJ1 に対応させ、コンクリート強度を他の試験体より高く 55N/mm^2 に設定した試験体である。なお、AJ3SH と BJ1H は、ブレースの外周部を鋼板で被覆補強し、柱梁接合部の破壊が先行するように設定した。ブレース仕口部の鉛直接合距離 L_v のブレース断面せい D_b に対する比 L_v/D_b は、AJ タイプでは、AJ1, AJ2, AJ3 の順に 0.3, 0.65, 1.0 であり、BJ タイプは 1.0 である。

試験体は、柱梁部とブレース部のコンクリートを別々に打設して製作した。強度確認の後に両者を仮組し、接合面の目地部へモルタルを充填して接合した。ブレース取付け部には、ブレースの脱落防止のために、図-9(2)に示すダボ筋 (1-D6) を配置した。表-6に材料試験結果を示す。

(2) 加力および計測方法

図-10に加力方法を示す。柱頭部に 250kN ($\sigma_N = 4.0\text{N/mm}^2$) の一定軸力を作用させた状態で、S梁端部に取り付けた油圧ジャッキにより水平力を静的に加えた。試験体の柱およびブレースの反力部は、鉛直および水平変位を拘束したピン支持とし、柱頭および梁端の加力部は、加力の直交方向は変位の拘束のないピン接合による加力とした。

加力ルールは正負交番の漸増加力とし、ブレースに圧

縮力が作用する方向を正加力、その逆を負加力とした。正加力時は荷重制御とし、ブレースの圧縮力が式(1)に示した N_0 の 0.15, 0.30, 0.45, 0.60, 0.75, 0.90 倍となる荷重をピーク値として加力した。負加力時は変位制御とし、正加力時に生じた水平変形量を目標値に加力した。正負ともに加力と除荷を1回ずつ行い、荷重が最大荷重の7割程度になった時点で加力を停止した。

計測項目は、ブレース軸力、水平力、柱軸力、および柱梁接合部の中心位置と柱脚部ピン間の距離 h の相対変形で、それぞれロードセルと変位計で計測した。

(3) 実験結果

a) 最終破壊状況

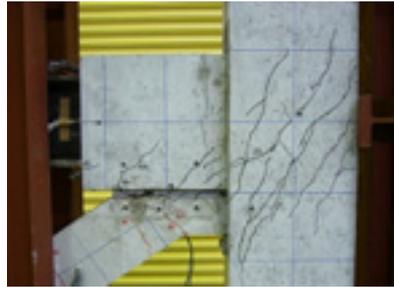
写真-2に最終破壊状況を示す。AJ1-1 は、ブレース仕口部の先端が圧壊 (同写真(1)) し、AJ3SG, BJ1 はブレース本体が圧壊 (同写真(6),(8)) した。その他の試験体は、柱梁接合部にブレース材軸方向の斜めひび割れが多数生じ、柱梁接合部がせん断破壊する破壊形式となった。AJ3SHは、梁の RC 被覆部分にもひび割れが多数生じて (同写真(7)) おり、BJ1 と BJ1H (同写真(8), (9)) に類似したひび割れ状況になった。

表-6 材料試験結果

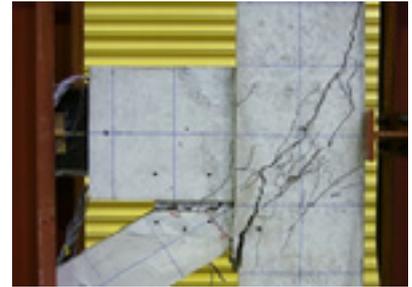
コンクリート					鋼材 (鉄筋, 鋼板)						
試験体	部位	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ⁴ N/mm ²	試験体	部位	種別	径 (板厚)	降伏点 N/mm ²	降伏歪 ×10 ⁶	弾性係数 ×10 ⁵ N/mm ²
AJ1-1	全部材	28.2	2.4	2.67	AJ1-1	柱・梁主筋	SD345	D10	382	2,140	1.88
AJ1-2	全部材	29.4	2.9	2.79	AJ1-2	ブレース主筋	SD295	D6	380	0.2%オフセット	1.78
AJ2	全部材	30.0	2.9	2.74	AJ2	せん断補強筋					
AJ2e	全部材	30.0	2.7	2.75	AJ2e	H鋼フランジ	SM490	(9mm)	417	2,240	2.08
AJ3	全部材	33.2	2.9	2.79	AJ2e	H鋼ウェブ	SM490	(4.5mm)	375	0.2%オフセット	1.92
AJ3S	全部材	32.6	2.7	2.69	その他	柱・梁主筋	SD345	D10	388	2,110	1.94
AJ3SG	全部材	32.7	3.0	2.73		ブレース主筋	SD295	D6	340	0.2%オフセット	1.87
AJ3SH	柱・梁	53.7	3.7	3.13		せん断補強筋					
BJ1	全部材	30.6	2.6	2.68		H鋼フランジ	SM490	(9mm)	428	2,120	2.09
BJ1H	柱・梁	55.0	4.2	3.12		H鋼ウェブ	SM490	(4.5mm)	346	0.2%オフセット	1.94



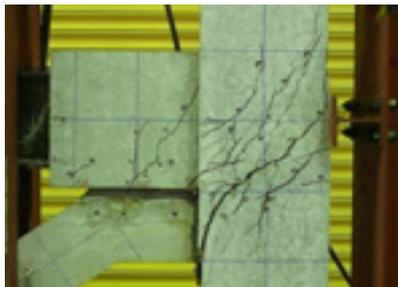
(1) AJ1-1: ブレース破壊



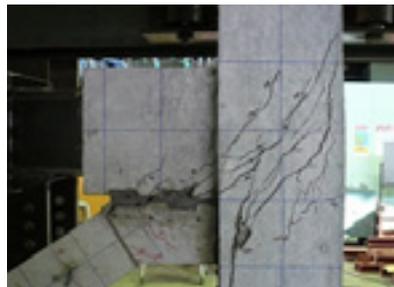
(2) AJ2: 接合部破壊



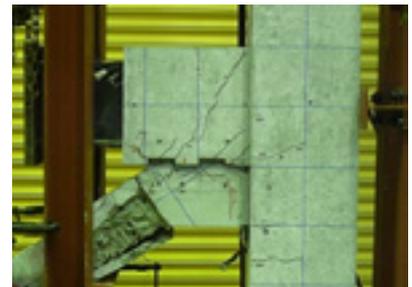
(3) AJ2e: 接合部破壊



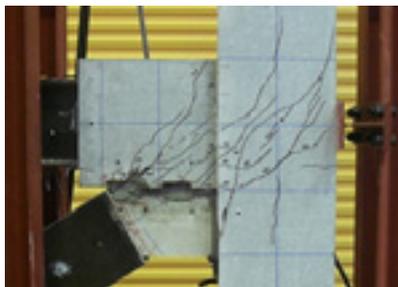
(4) AJ3: 接合部破壊



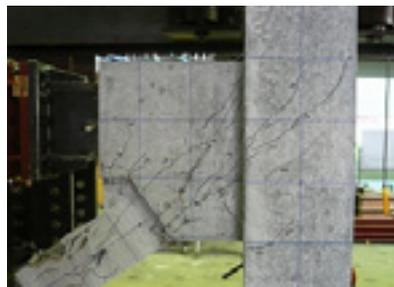
(5) AJ3S: 接合部破壊



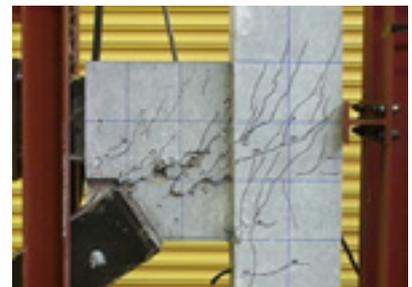
(6) AJ3SG: ブレース破壊



(7) AJ3SH: 接合部破壊



(8) BJ1: ブレース破壊



(9) BJ1H: 接合部破壊

写真-2 最終破壊状況

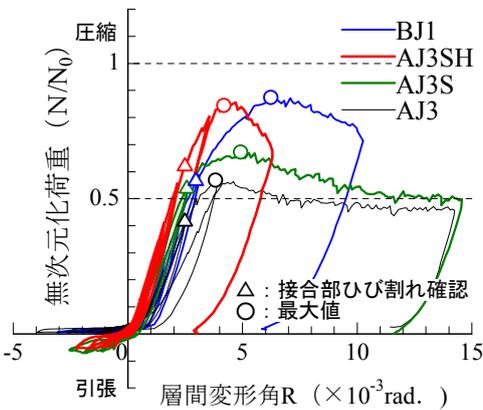


図-11 ブレース軸力-層間変形角関係

表-7 実験値と計算値の対応

試験体	L _v /D _b	破壊部位	ブレースの最大圧縮力			柱梁接合部の最大せん断力		
			実験値 N _{max} (kN)	計算値 N ₀ (kN)	N _{max} /N ₀	実験値 P _{h,max} (kN)	計算値 P _p Q _u (kN)	P _{h,max} /P _p Q _u
AJ1-1	0.30	ブレース	319	680	0.47	275	-	-
AJ1-2		接合部	408	707	0.58	345	309	1.12
AJ2	0.65	接合部	436	720	0.61	374	311	1.20
AJ2e		接合部	374	719	0.52	315	311	1.01
AJ3	1.00	接合部	446	785	0.57	370	329	1.12
AJ3S		接合部	519	772	0.67	442	328	1.35
AJ3SG		ブレース	686	776	0.88	591	-	-
AJ3SH		接合部	652	772*	0.84	552	401	1.38
BJ1	1.00	ブレース	636	728	0.87	542	-	-
BJ1H		接合部	816	728**	1.12	694	406	1.71

*AJ3Sのコンクリート強度で計算した値, **BJ1のコンクリート強度で計算した値

b) ブレース軸力と層間変形角の関係

図-11 にブレース軸力と層間変形角の関係を示す。同図は AJ3, AJ3S, AJ3SH, BJ1 の加力結果を示したもので、縦軸は N_0 で無次元化した値、横軸は図-10 に示す距離 h 間の層間変形角である。同図の曲線は、正加力時には圧縮抵抗し、負加力時にはほとんど引張抵抗しておらず、意図したとおりの RC ブレースの特性を示している。いずれの試験体も柱梁接合部にひび割れが発生した後に剛性が低下し、最大荷重に達している。ブレースの最大圧縮力は、BJ1, AJ3SH, AJ3S, AJ3 の順に大きい。

c) 実験値と計算値の対応

表-7 にブレースの最大圧縮力の実験値と計算値の対応を示す。ここに、AJ3SH と BJ1H のブレース強度の計算値は、それぞれ AJ3S と BJ1 のコンクリート強度を用いて計算している。AJ タイプの最大圧縮力の実験値の計算値に対する比 N_{max}/N_0 は、AJ1-1, AJ1-2 が 0.47, 0.58, AJ2, AJ3 が 0.61, 0.57, AJ3S が 0.67 となっており、ブレース仕口部の鉛直接合距離 L_v が長いほど耐力は大きくなっている。しかし、柱梁接合部の強度が不足しているため、いずれもブレースの圧縮強度まで達しない結果となっている。ブレースが接合偏心した AJ2e の N_{max}/N_0 は 0.52 となり、AJ1-2 や AJ2 よりさらに低い値となった。一方、コンクリート強度を AJ3S の約 1.6 倍とした AJ3SH の N_{max}/N_0 は 0.84、ジベル鋼材を用いた AJ3SG は 0.88、BJ1 と BJ1H はそれぞれ 0.87 と 1.12 となり、3 章で述べたブレース単材の中心圧縮加力実験の結果 ($N_{max}/N_0 \approx 0.9$) と同程度の値を示している。

同表には柱梁接合部で破壊した試験体の最大せん断力実験値 $P_{h,max}$ と柱梁接合部のせん断強度計算値 pQ_u との対応を併記した。柱梁接合部のせん断強度は、式 (2) ~ 式 (5) を用いて計算した。なお、式 (3) ~ 式 (5) 中に使用した諸係数は、文献 8) に示す実験結果に基づき設定した。

$$pQ_u = Q_w + Q_h + Q_c \quad (2)$$

$$Q_w = 0.9 A_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (3)$$

$$Q_h = 0.5 p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot B_c \cdot m_c d \quad (4)$$

$$Q_c = 0.4 C_1 \cdot B_c \cdot D_c \cdot 0.1_c \sigma_B \cdot j \delta \quad (5)$$

ここに、 Q_w : ウェブ耐力 (N),
 Q_h : 横補強筋耐力 (N),
 Q_c : コンクリート耐力 (N),
 A_w : 梁ウェブの延長上に位置する柱梁接合部の鉄骨ウェブの断面積 (柱せい×ウェブ板厚) (mm²)
 σ_{wy} : ウェブの降伏応力度 (N/mm²),
 p_w : 横補強筋比 (0.002以上とする)
 σ_{wy} : 横補強筋の降伏応力度 (N/mm²),
 B_c : 柱幅(mm),
 $m_c d$: 外側柱主筋の中心間距離(mm),

D_c : 柱せい(mm),
 σ_B : 柱梁接合部内コンクリート軸圧縮強度 (N/mm²),
 C_1 : 柱梁接合部補強ディテールによる係数,
 $C_1=0.7$ (直交梁なし),
 $C_1=1.0$ (直交梁あり),
 $j \delta$: 柱梁接合の形状による係数,
 $j \delta = 1.0$ (L字形),
 $j \delta = 2.0$ (ト字形),
 $j \delta = 3.0$ (十字形)

実験値の計算値に対する比 $P_{h,max}/pQ_u$ は 1.01 ~ 1.71 となり安全側の評価となっている。AJ3S, AJ3SH, BJ1H は他より高い比率を示し、それぞれ 1.35, 1.38, 1.71 となっている。これは写真-2(5),(7),(9)のひび割れ状態から判断されるように、梁端の RC 被覆部分がせん断抵抗要素として機能していることに起因するものと考えられる。

5. RC ブレースを有する架構の水平加力実験

本章では、RC ブレースを有する架構の破壊性状と水平耐力を検証するために行った加力実験の概要と結果について報告する。

(1) 試験体

図-12 に試験体全体図を、図-13 に試験体部分詳細図を示す。試験体は、AI, AX, BX の 3 体で、層高 $h=1,540$ mm, 柱間距離 $w=2,500$ mm の 1 層 1 スパンの架構である。柱脚部は RC 造のスタブで固定支持している。ブレースの断面せいに対する長さの比は約 15 である。ブレースは、材軸と柱梁接合部の中心位置が一致するように取付けられている。試験体を構成する柱、梁、ブレースはすべてプレキャスト化されており、図-12 に示す目地位置にモルタルを注入して接合されている。

3 体の試験体は、図-13(1) に示す部材断面は共通であり、ブレースの配置形式とブレース仕口部の接合形式を異にしている。図-12(1) の AI のブレースは一方向の配置とし、同図(2),(3) の AX, BX のブレースは 2 方向の X 形の配置としている。AI と AX のブレース仕口部は、図-13(2) に示すように応力分散部を設けた AJ タイプの接合形式となっており、当該部の水平目地にはシーヤークッターを設けている。BX のブレース仕口部は、接合面を材軸に直交させ、応力分散部を架構側に設けた BJ タイプの接合形式になっている。ブレース取付け部には、ブレースの脱落防止用のためのダボ筋 (1-D6) を設置した。

AI, AX のブレースには、正負繰り返し荷重によるブレース仕口部の損傷を低減するために、図-12 の a 部

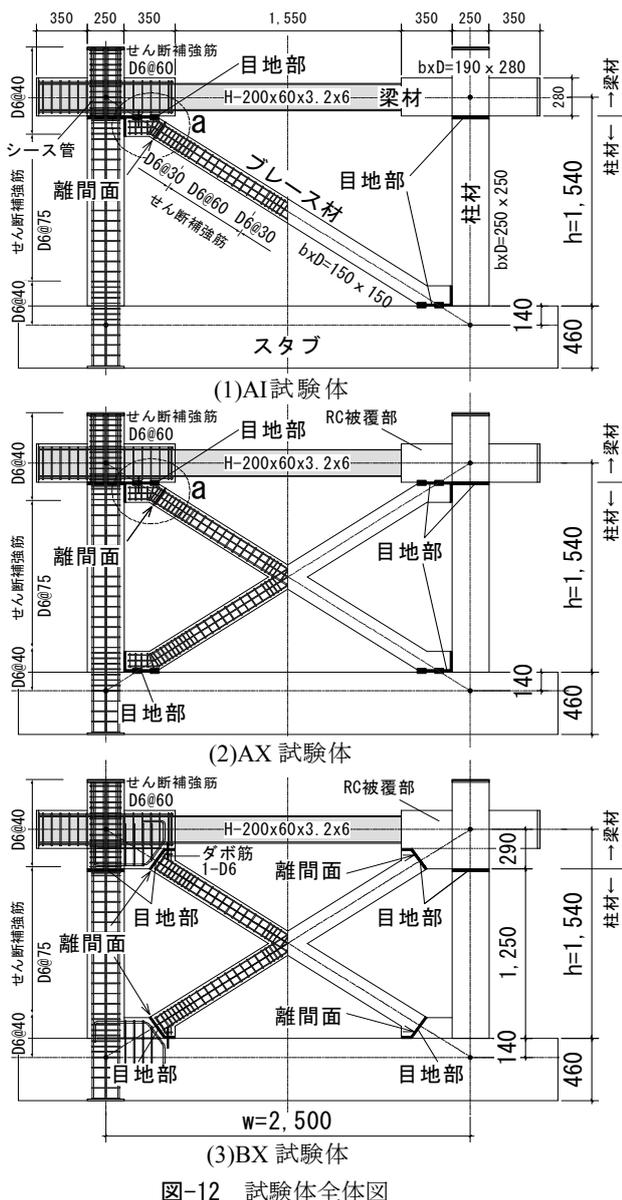


図-12 試験体全体図

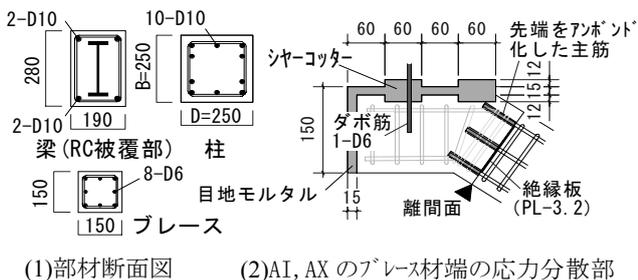


図-13 試験体部分詳細図

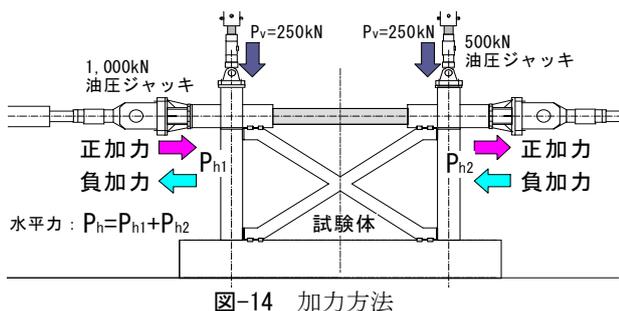


表-8 材料試験結果

試験体	部位	圧縮強度	割裂強度	弾性係数		
		N/mm^2	N/mm^2	$\times 10^5 N/mm^2$		
コンクリート	AI	梁・接合部 53.2	3.9	3.01		
	柱・ブレース	30.7	2.8	2.58		
AX	梁・接合部	54.9	3.7	3.10		
	柱・ブレース	31.8	2.8	2.65		
BX	全部位	29.4	2.7	2.59		
鋼材	部位	種別	サイズ (mm)	降伏点 N/mm^2	降伏歪 $\times 10^{-6}$	弾性係数 $\times 10^5 N/mm^2$
	柱・梁主筋	SD345	D10	389	2,180	1.89
	ブレース主筋	SD290A	D6	323	3,750	1.85
	各部せん断補強筋			(0.2%オフセット値)		
	H鋼フランジ	SHW400	t=6.0	364	2,410	2.07
H鋼ウェブ		t=3.2	375	1,940	2.07	

表-9 ブレース軸力の実験値と計算値の対応

試験体	加力方向	実験値 N_{max} (kN)	計算値 N_0 (kN)	比 N_{max}/N_0
AI	正	656	766	0.86
AX	正	640	790	0.81
	負	536		0.68
BX	正	621	737	0.84
	負	666		0.90

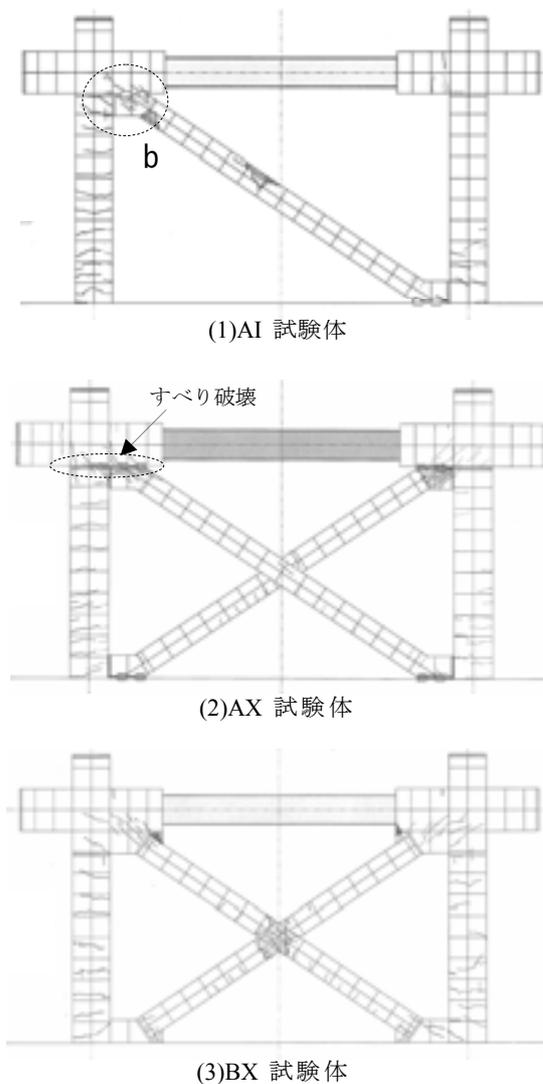


図-15 最終ひび割れ図

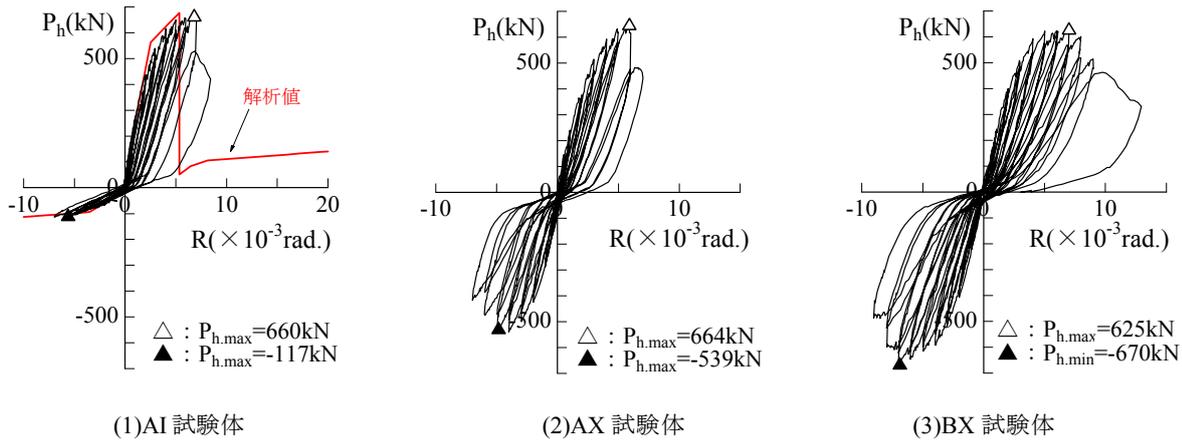


図-16 水平荷重 - 層間変形角関係

に示す断面位置に引張力を遮断する離間面を設けた。
 図-13(2)に示す▲位置の断面が、コアコンクリートの絶縁板 (PL-3.2) と先端部をアンボンド化した主筋の作用により、引張時に離間するようになっている。AX は、この離間面の効果を比較するために他方のブレースにはこれを採用していない。BX は、ブレース端部が目地部になっており、その柱梁接合部側は応力分散部で軸断面積が大きいので、引張時には目地部で離間する機構になっている。

材料試験結果を表-8に示す。部材のコンクリート強度は 30N/mm^2 を基本とし、AI, AX の柱梁接合部はその1.8倍程度の強度に設定した。

(2) 加力および計測方法

図-14に加力方法を示す。左右の柱に 250kN ($\sigma_N=4.0\text{N/mm}^2$) の一定軸力を作用させた状態で、2台の油圧ジャッキを同一変位になるように制御することにより水平力を加えた。加力ルールは、原則として層間変形角 $R=12,3,4,5,6,7,8,9,10$ ($\times 1/1,000\text{rad.}$) をピーク値に、正負交番の加力を2回ずつ繰り返すこととし、荷重が最大荷重の7割程度になった時点で加力を停止した。

計測項目は、柱軸力と水平力および層高 h 間の層間変形で、それぞれロードセルと変位計で計測した。

(3) 実験結果

a) 最終破壊状況

図-15に最終ひび割れ図を示す。AI は、ブレースの反力が作用する柱に曲げひび割れが多数生じ、ブレースが圧壊して最大荷重に至った。同図(1)b部のブレースの材端部は、接合部方向に小さいひび割れが一樣に広がっており、応力集中による局所的な破壊を生じていないことが観察された。また、当該部に設けた絶縁板位置での

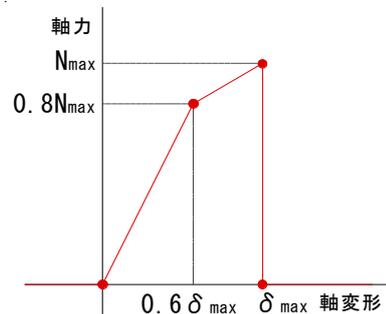


図-17 RCブレースの荷重変形特性のモデル化

ブレース断面の離間により、ブレース本体に顕著な引張ひび割れは生じていない。

AX, BX も同様な破壊状況を示した。AX では同図(2)に示すように、ブレースの圧壊と同時に、柱の水平目地部で滑り破壊を生じた。

b) 水平荷重と層間変形角の関係

図-16に水平荷重 P_h と層間変形角 R の関係を示す。AI と AX の負加力時を除く最大荷重 $P_{h,max}$ は、いずれも 650kN 前後となり、各試験体の差はほとんどない。BX は、AI や AX に比べて最大荷重後の荷重の低下が緩やかである。AX の負加力は、断面内に絶縁板を持たない方のブレースが、ひび割れによる損傷が進行したために、最大荷重は正加力より2割程度低い値になった。

AI の負加力は、ブレースが抵抗しないため、純ラーメン架構の加力と等価である。AI の正負の最大荷重の差から、ブレースと純ラーメンの水平力の負担比を求めると、 $4.6 : 1.0$ となった。全試験体にこの比が成立するものとして求めたブレース軸力の最大値 N_{max} と、中心圧縮強度 N_0 との対応を表-9に示す。実験値の計算値に対する比 N_{max}/N_0 は、AX の負加力を除き $0.8 \sim 0.9$ 程度となり、3章で述べた中心圧縮加力実験の結果と対応している。

(4) 架構の水平耐力と変形量の評価

図-5(1)に示したBM0試験体の荷重-軸ひずみ関係を基に、RCブレースの荷重変形特性を図-17のようにモデル化し、これをAI試験体のフレーム解析モデルに用いて弾塑性解析を行った。解析結果を図-16(1)に併記する。解析値は実験値にほぼ整合しており、RCブレースを有する架構の水平耐力と変形量を評価することができた。

6. まとめ

プレキャストRCブレースに関する各種の加力実験を行い、以下の結果を得た。

- ① L_k/D が18, 15, 13で偏心のないRCブレース単材の圧縮強度は、中心圧縮強度 N_0 の約0.9倍であり、接線係数荷重 N_{cr} の約0.9～1.0倍であった。
- ② 逆対称に偏心したRCブレース単材の圧縮強度は、 $e/D=1/12$ で N_0 の約0.8倍、 $e/D=1/6$ で約0.6倍であり、RC柱のM-N相関曲線とおおむね対応した。
- ③ ト字形部分架構の、ブレースの最大軸力の中心圧縮強度 N_0 に対する比は、AJタイプが0.5～0.9程度、BJタイプが0.9～1.1程度となった。
- ④ AJタイプは、ブレース仕口部の水平接合面にシーヤークッターを設け、柱梁接合部のコンクリート強度を高めることで、BJタイプと同等な仕口部の強度を確保することができる。
- ⑤ ブレースを有する架構の水平耐力は、ブレースの配置形式やブレース仕口部の接合形式に関わらずほぼ同じ値となり、ブレースの最大軸力は、中心圧縮強度 N_0 の0.8～0.9倍程度となった。
- ⑥ ブレース仕口部に応力分散部を設けることで、当該部の応力集中による局所的な破壊を回避することができる。
- ⑦ ブレース断面に離間面を設けることで、ブレースの引張時の損傷や、強度低下を防止することができる。

参考文献

- 1) 小林ほか：柱RC・梁S構造の接合部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，pp.1849-1850，1993.9
- 2) 小林ほか：柱RC・梁S構造接合部の支圧耐力に関する基礎実験，日本建築学会大会学術講演梗概集C，pp.1851-1852，1993.9
- 3) 谷垣ほか：柱RC梁S構造の接合部性能に関する研究その1～その3，日本建築学会大会学術講演梗概集C，pp.1657-1662，1994.9
- 4) 小林ほか：柱RC梁S構造の接合部性能に関する研究その4～その5，日本建築学会大会学術講演梗概集C-1，pp.909-912，1995.8
- 5) 南ほか：ブレース付き柱RC梁S構造の十字形架構実験その1～その2，日本建築学会大会学術講演梗概集C-1，pp.1287-1290，2000.9
- 6) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，1997，pp.22-25
- 7) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990，pp.396-397
- 8) 山中ほか：柱RC梁S接合部の破壊形式と耐力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.17，No.2，pp.1083-1088，1995

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

— 架構の塑性変形能力に関する実験的研究 —

Loading Tests of RC Frames Arranged Mechanical Joints within Beam-column Joint - Experimental Study on Plastic Deformation Capacity of RC Frames -

新上 浩 HIROSHI SHINJO
小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA
山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA
谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究として、梁曲げ降伏後の架構の塑性変形能力を把握するために十字形試験体の加力実験を実施し、在来工法での評価方法との比較を行った。その結果、本工法においても、接合部のせん断余裕度が大きくない場合、梁降伏後の繰り返し載荷の影響によって柱梁接合部のせん断破壊を起し、その際の架構の塑性変形能力は、在来工法の評価方法で評価可能であることが確認された。

キーワード：柱梁接合部、プレキャストコンクリート、機械式継手、塑性変形能力、付着

The structural performance of the RC frame, of which the beam reinforcement were connected with the mechanical joints within the beam-column joint, was compared with the evaluation for the conventional construction method by loading tests on plastic deformation capacity of frames including beam-column joint. As a result, it was confirmed that when the ratio of calculated shear capacity to the bearing force at the joint panel of the beam was not large the joint fails in shear after beam yielding, and the plastic deformation capacity of RC frame is able to be obtained by the evaluation proposed for the conventional construction method.

Key Words: Beam-column Joint, Precast Concrete, Mechanical Joint, Plastic Deformation Capacity, Bond

1. はじめに

本研究は、柱梁接合部内で機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関するものであり、既報^{1),2)}では梁曲げ降伏型となる十字形部分架構の加力実験結果について報告した。本年度は、梁曲げ降伏後の架構の変形能力を把握するために、梁曲げ降伏時の柱梁接合部のせん断応力および柱梁接合部内の梁主筋の付着応力の両者が、それぞれせん断強度³⁾、付着強度³⁾とほぼ等しくなるような試験体を計画し、同様な加力実験を行った。また継手位置の違いが構造性能に与える影響を確認するために、機械式継手を接合部内に片寄せで配置した試験体も併せて計画した。

2. 実験概要

(1) 試験体計画

試験体の諸元を表-1に、試験体形状(BT-C)を図-1に

表-1 試験体諸元

試験体名		BT-C	FJ-C	FJ-E	
梁	断面寸法 [mm]	360×550			
	主筋	上端筋	4-D25+2-D25 (SD390)		
		下端筋	4-D25+2-D25 (SD390)		
	横補強筋	4-D10@100 (SD295A)			
柱	断面寸法 [mm]	550×550			
	主筋	16-D22 (SD390)			
	横補強筋	4-D10@70 (SD295A)			
接合部	断面寸法 [mm]	550×550			
	横補強筋	2-D10 (SD295A) 5組			
	横補強筋比 [%]	0.33			
	梁主筋の継手の種類・配置	種類	スリーブ	カブラー	
		外径	φ53.5	φ38	
	長さ [mm]	300	250		
	配置	中央 端部			
コンクリート設計基準強度 [N/mm ²]		42			
軸力 [kN]		782			

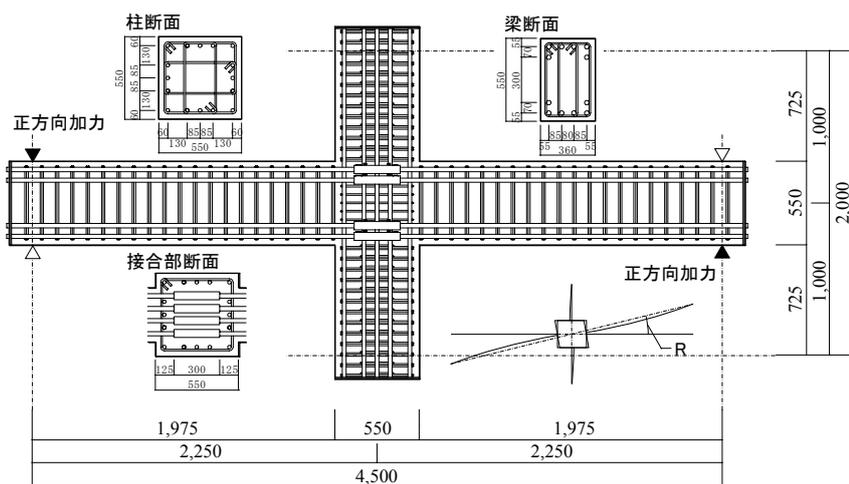


図-1 試験体形状 (BT-C)

表-2 材料試験結果

鉄筋 使用部位	呼び名 (種別)	降伏点 σ_y [N/mm ²]	引張強度 σ_u [N/mm ²]	伸び [%]	モルタル 部位	圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	弾性係数 E_c [$\times 10^4$ N/mm ²]
横補強筋	D10(SD295A)	380	532	28	BT継手	124	3.87
柱主筋	D22(SD390)	446	637	22	FJ継手	101	2.47
梁主筋	D25(SD390)	442	635	23			

コンクリート 部位	圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	圧縮強度時の ひずみ ϵ_{∞} [$\times 10^{-3}$]	ヤング係数 E_c [$\times 10^4$ N/mm ²]	割裂強度 σ_{ct} [N/mm ²]
下部柱 梁-接合部	51.7	2.59	3.03	4.02
上部柱	46.1	2.39	3.01	3.23

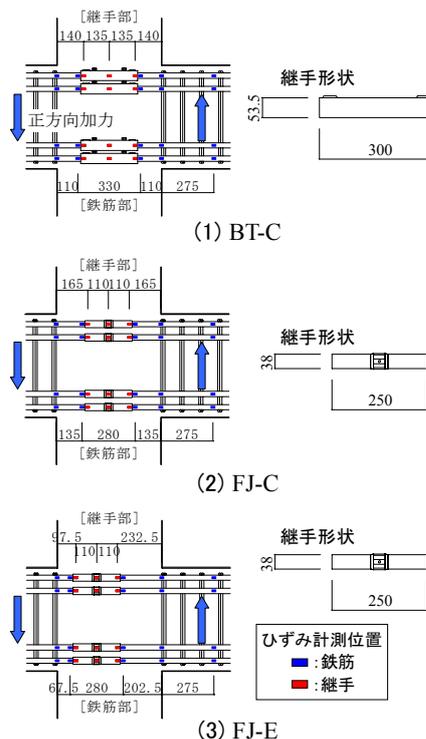


図-2 柱梁接合部内の梁主筋の状況とひずみ計測位置

各試験体の柱梁接合部内の梁主筋の状況を図-2に示す。試験体は、梁の曲げ降伏後に柱梁接合部のせん断破壊が発生することを想定した約1/1.6縮尺の十字形架構3体からなり、BT-CおよびFJ-Cは機械式継手を柱梁接合部の中央に配置した試験体、FJ-Eは端部に片寄せで配置した試験体である。

使用した機械式継手は、BT-Cはスリーブとねじふし鉄筋の隙間にモルタルを充填する方式の継手(BT継手)、FJ-CおよびFJ-Eはねじふし鉄筋を接続するカプラーにモルタルを注入する方式の継手(FJ継手)の2種類である。

試験体の製作は、あらかじめ各機械式継手によって接合した梁主筋を配筋し、下部柱、梁および柱梁接合部のコンクリートを先に打設し、その後上部柱を打設した。ひずみ計測を行う梁主筋には、付着への影響を考慮して、鉄筋の節のすき間に3mm×3mmの溝加工を行い、溝内にリード線を埋設した。使用材料の試験結果を表-2に示す。

(2) 加力方法

加力装置図を図-3に示す。加力は、柱に一定軸力(軸力比 $\eta = 0.05$)を加えた状態で、上下柱の反曲点位置をピン支持し、油圧ジャッキを用いて左右の梁端加力位置の変位量を逆対称に制御して加力する方法とした。

加力履歴は、変形角 $R = \pm 1/400$ (1回), $\pm 1/200, 1/100,$

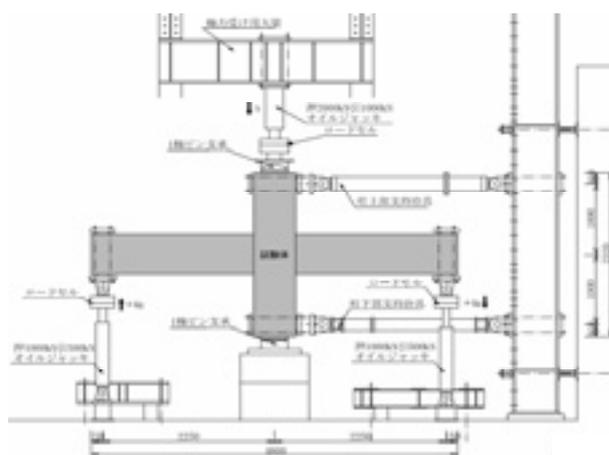


図-3 加力装置図

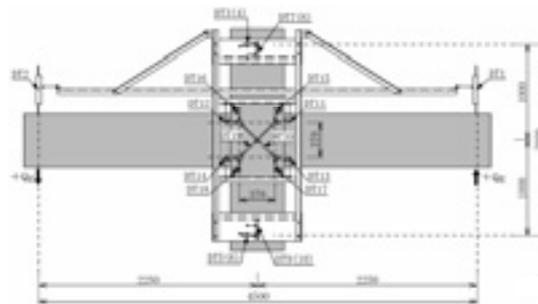


図-4 変位の計測位置

1/67, 1/50(各2回), $\pm 1/33, 1/25, 1/20$ (各1回)の正負繰り返り载荷後, +1/10 rad までの押し切りとした。

(3) 計測方法

変位の計測位置を図-4に示す。変位の計測にはひずみ

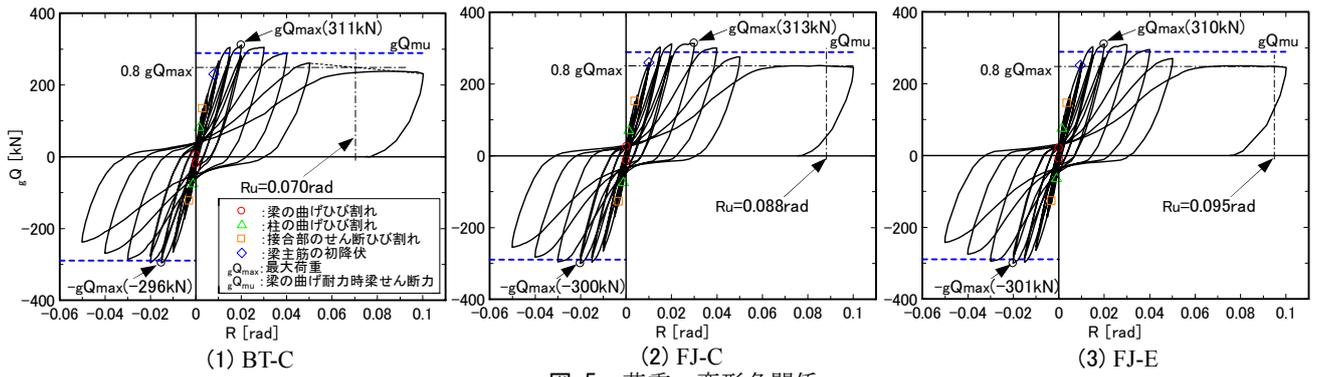


図-5 荷重-変形角関係



図-6 最終破壊状況 (R=1/10 rad)

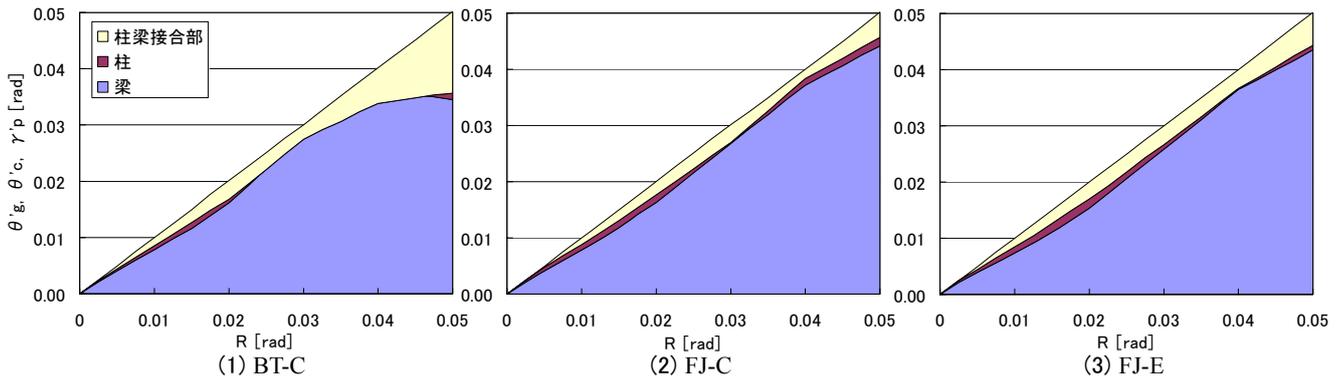


図-7 各部の変形成分

ゲージ式変位計を用い、柱反曲点位置を不動点とした計測フレームを基準とし、梁端部の加力位置の梁上面、柱上下のピン・ローラー位置、柱梁接合部の4隅の水平・鉛直変位、および柱梁接合部の対角方向の変位を計測した。また、図-2に示す梁主筋と機械式継手の各位置にひずみゲージを貼付し、ひずみを計測した。

3. 実験結果

(1) 荷重-変形関係

梁せん断力 gQ と変形角 R の関係を図-5に示す。ここで限界変形角 R_u は、荷重が最大耐力の80%に低下した時の R と定義した。

いずれの試験体もほぼ同様の履歴性状を示し逆 S 字形のループ形状であった。ループの大きさは、BT 継手を使用した BT-C が若干大きい。いずれの試験体の最大耐

力もおおむね等しく、 R_u は $1/14 \sim 1/11$ rad と大きい。最大耐力到達後の履歴性状もほとんど差異が見られない。

(2) 破壊状況

いずれの試験体も、 $R = +1/300 \sim 1/250$ rad で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し、 $R = +1/100$ rad への加力で梁上端1段目主筋が引張降伏するとともに、柱梁接合部内横補強筋の引張降伏が起こった。その後、梁端部の曲げひび割れ幅が拡大するとともに柱梁接合部のせん断ひび割れが進展し、 $R = 1/50 \sim 1/33$ rad で最大耐力に到達した。また、その前後において梁端部でコンクリートの圧壊が観察された。

最大耐力到達後、接合部せん断ひび割れが進展し、その後の加力で接合部のせん断ひび割れ幅が拡大し、最終的に図-6に示すように接合部のせん断破壊へと至った。

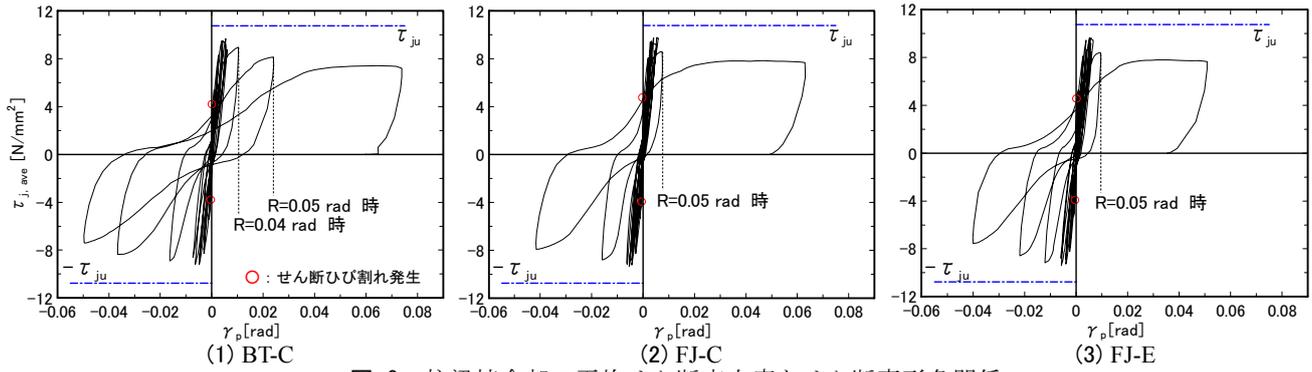


図-8 柱梁接合部の平均せん断応力度とせん断変形角関係

(3) 変形角に占める各部材の変形成分

正加力時(第1サイクル)の変形角Rに占める梁、柱および柱梁接合部の変形成分(それぞれ $\theta'_g, \theta'_c, \gamma'_p$)の推移を図-7に示す。

いずれの試験体も、 $R=1/33$ rad までは θ'_g がRの80%程度、 γ'_p が10~20%程度であったが、それ以降の変形でBT-Cは γ'_p が急激に大きくなりR=1/20 rad 時では約30%となった。FJ-CとFJ-Eでは全変形角を通して各変形成分の割合に大きな差異は見られない。

(4) 柱梁接合部のせん断変形角の推移

柱梁接合部の平均せん断応力度 $\tau_{j,ave}$ とせん断変形角 γ_p の関係を図-8に示す。図中には靱性保証型指針式³⁾によるせん断強度 τ_{ju} ($=10.8\text{N/mm}^2$)を併せて示す。ここで $\tau_{j,ave}$ は、梁の有効せいが一定であると仮定して求めた。いずれの試験体も γ_p が0.5%を超えると急激に γ_p が大きくなり $\tau_{j,ave}$ が低下している。また $\tau_{j,ave}$ の最大値が τ_{ju} より若干小さいことより、梁の降伏後の繰り返し荷重を受けて、接合部のせん断抵抗機構が低下し、最終的にせん断破壊に至ったことが推察される。

BT-Cの $\tau_{j,ave}-\gamma_p$ 関係の $\gamma_p=0\sim 0.025\text{rad}$ の部分拡大したものと耐震性能評価指針(案)⁴⁾において提案されている柱梁接合部の骨格曲線の計算値との比較を図-9に示す。実験結果と計算値は良好な対応を示しており、継手を使用した場合においても、通し配筋とした場合の評価式で、おおむね評価可能であることがわかる。

(5) 破壊耐力と塑性変形能力

a) 終局耐力

実験結果の一覧を表-3に、終局耐力の計算値を表-4に示す。すべての試験体の最大耐力 gQ_{max} は、梁の曲げ耐力時の梁せん断力 gQ_{mu} に対する比率で1.07~1.08であり、計算値とよい対応を示している。

b) 梁降伏後の接合部のせん断破壊

靱性保証型指針³⁾では、「梁降伏後の接合部のせん断

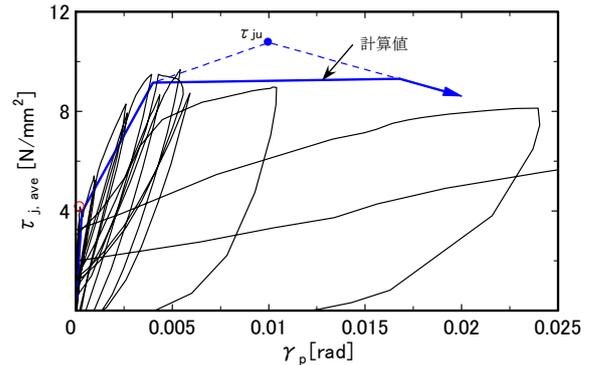


図-9 骨格曲線の計算値との比較 (BT-C)

表-3 実験結果の一覧

試験体	gQ_{max} [kN]	R_{max} [rad]	$R_u(=R_{80})$ [rad]	R_{95} [rad]	R_y [rad]	$\frac{gQ_{max}}{gQ_{mu}}$	破壊形式
BT-C	311	0.020	0.070	0.036	0.012	1.08	F→J
FJ-C	313	0.030	0.088	0.041	0.013	1.07	F→J
FJ-E	310	0.020	0.095	0.040	0.013	1.07	F→J

[1] gQ_{max} : 最大耐力時の梁せん断力
 R_{max} : 最大耐力時の変形角
 R_u : 限界変形角(=R80: 荷重が最大耐力の80%に低下したときの変形角)
 R_{95} : 荷重が最大耐力の95%に低下したときの変形角
 R_y : 梁の降伏時変形角(梁の引張側主筋が全て降伏したときの変形角)
 [2] 破壊形式 F→J: 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊

表-4 終局耐力の計算値

梁		柱		柱梁接合部									
gQ_{mu} [kN]	gQ_{su} [kN]	cQ_{gu} [kN]	cQ_{mu} [kN]	cQ_{su} [kN]	せん断				付着				
					V_j [kN]	τ_j [N/mm²]	V_{ju} [kN]	τ_{ju} [N/mm²]	$\frac{V_{ju}}{V_j}$	$b\tau_j$ [N/mm²]	$b\tau_u$ [N/mm²]	$b\tau_j$ [N/mm²]	$b\tau_u$ [N/mm²]
289	433	650	1075	1028	2252	9.0	2694	10.8	1.20	10.0	10.2	10.2	1.02

[1] gQ_{mu} : 梁曲げ耐力⁵⁾時の梁せん断力 gQ_{su} : 梁せん断耐力⁶⁾
 cQ_{gu} : 梁曲げ耐力時の柱せん断力 cQ_{su} : 柱せん断耐力⁶⁾
 cQ_{mu} : 柱曲げ耐力⁵⁾時の柱せん断力 V_{ju} : 接合部のせん断強度³⁾
 V_j : 接合部の設計用せん断力³⁾ τ_{ju} : 接合部のせん断強度時応力度³⁾
 τ_j : 接合部の設計用せん断応力度³⁾ $b\tau_u$: 付着強度³⁾
 $b\tau_j$: 設計用付着応力度³⁾

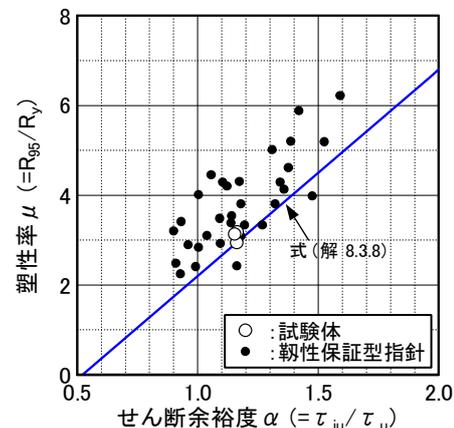


図-10 塑性率とせん断余裕度の関係

破壊を防止するために、要求される変形性能に応じ、適切なせん断余裕度を確保する」ことが規定されている。

そこで、本試験体でのせん断余裕度と変形性能の関係を靱性保証型指針と同じ方法で示す。試験体の塑性率 μ ($=R_{0.5}/R_y$) とせん断余裕度 α ($=\tau_{ju}/\tau_u$) の関係を図-10に示す。ここで τ_u は実験の最大耐力時(梁の曲げ耐力におおむね相当)の接合部せん断応力である。また同図には、靱性保証型指針の結果(解説図 8.3.6)および評価式(式(解 8.3.8))を併せて示す。

結果、本試験体の α ($=1.16 \sim 1.17$) に対する μ は3程度であること、また本工法においても在来工法と同様の方法で評価可能であることがわかる。

(6) 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数 h_{eq} と架構の塑性率 μ の関係を図-11に示す。ここで、 μ は梁の降伏時変形角 R_y を基点として求めた。同図には、等価線形化法に基づく限界耐力計算において基本的な減衰評価法である式(1)を併せて示す。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \tag{1}$$

BT 継手を用いた試験体 (BT-C) と FJ 継手を用いた試験体 (FJ-C, FJ-E) の h_{eq} は、梁降伏後の $\mu = 2$ まではほぼ同程度で、それ以降の変形角では FJ 継手を用いた試験体が小さくなっている。これは FJ-C, FJ-E の荷重-変形角関係において、BT-C よりも若干逆 S 字状の履歴性状が強く出ていることと対応している。ただし、継手の配置による違いは見られなかった。

式(1)との比較では、BT-C では $\mu = 4$ においても式(1)を上回っているが、FJ-C, FJ-E では $\mu \geq 3$ で式(1)を下回っている。

(7) 柱梁接合部のせん断ひび割れ

実験結果による最大荷重までの接合部最大せん断ひび割れ幅 p_w とせん断変形角 p_γ との関係を図-12に示す。図中には、耐震性能評価指針(案)⁴⁾に提案されている通し配筋の場合の p_w と p_γ の評価式を併せて示す。本実験においても、同指針(案)で示されるように p_w と p_γ がほぼ比例関係にあることがわかる。提案式と比較すると、本実験結果のひび割れ幅が模型試験体よりも実大試験体の結果に近くなっているが、指針(案)の結果にばらつきが大きいこと、影響を受けるとと思われる接合部内の横補強筋比(本実験の場合 $p_{jw} = 0.33\%$)が模型試験体 ($p_{jw} = 0.59 \sim 1.8\%$) よりも実大試験体 ($p_{jw} = 0.32\%$) に近いこと等によるものと考えられる。

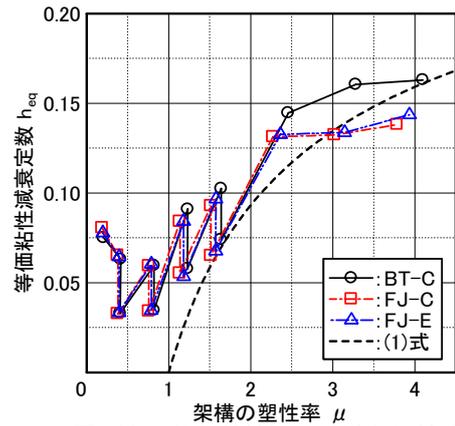


図-11 等価粘性減衰定数と塑性率

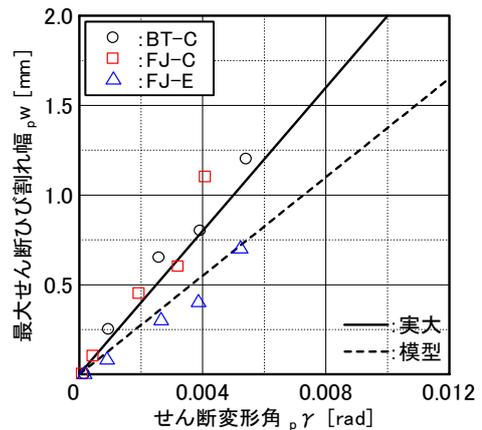


図-12 最大せん断ひび割れ幅とせん断変形角

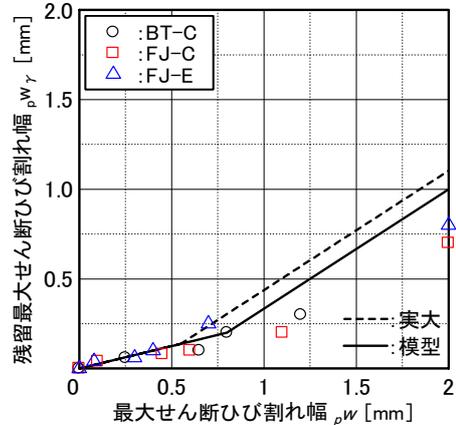


図-13 残留最大せん断ひび割れ幅と最大せん断ひび割れ幅

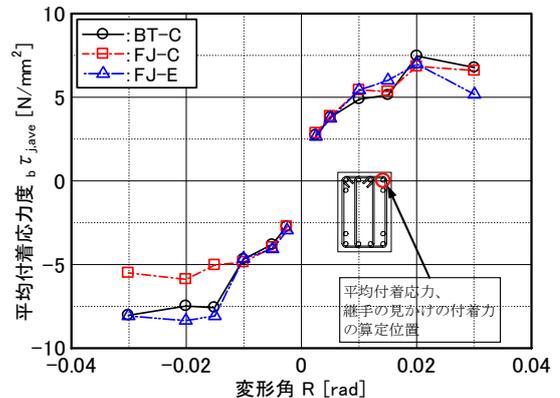


図-14 平均付着応力度の推移

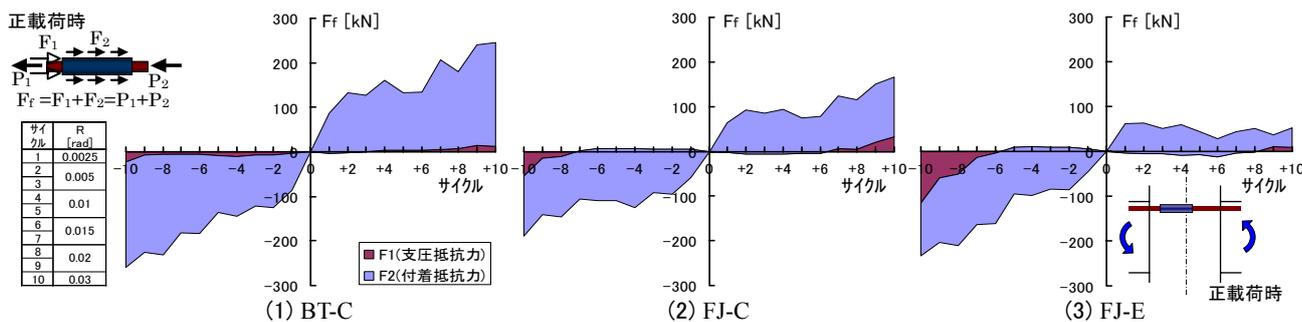


図-15 継手の見かけの付着力

除荷時の残留最大せん断ひび割れ幅 p_w と最大せん断ひび割れ幅 p_w の関係を図-13に示す。図中には図-12と同様に指針(案)の評価式を併せて示す。本関係も模型試験体よりも実大試験体に近い結果が得られ、また実大試験体の関係式がほぼ実験値の上限を示している。

以上より、本工法の場合の接合部のひび割れによる損傷も、在来工法と同様の方法でおおむね評価可能であることがわかる。

(8) 柱梁接合部内の平均付着応力

柱フェース位置での梁主筋のひずみ計測値をRamberg-Osgood型の履歴モデル関数を用いて応力に変換し、その応力差を柱せいと梁主筋の周長の積で除して、鉄筋に換算した平均付着応力 $b \tau_{j,ave}$ とした。その結果を図-14に示す。

いずれの試験体においても、架構の最大荷重時までは変形角 R の増大とともに $b \tau_{j,ave}$ が増加し、その後の R で横ばいまたは減少に転じている。また、FJ-C の $b \tau_{j,ave}$ は正方向加力時には、他の2体とほぼ同じ値であるが、負方向加力時には $R = -0.015 \text{ rad}$ 以降で他より小さな値となっている。

計算値との比較では、付着強度 $b \tau_u$ が 10.2 N/mm^2 に対して平均付着応力の最大値 $b \tau_{j,ave,max}$ が $5.9 \sim 8.6 \text{ N/mm}^2$ と下回っており、過大な付着劣化は生じていないものと推察される。

(9) 機械式継手の見かけの付着抵抗

継手の見かけの付着力 Fr を継手端部の支圧抵抗力 F1 と継手表面の付着抵抗力 F2 によるものと考え、両者の分離を試みた。算定上の仮定および方法は、既報^{1),2)}と同じである。図-15に結果を示す。

BT-C および FJ-C では、変形角 R の増大とともに Fr が大きくなるが、FJ-E では、継手の配置位置の影響により正方向と負方向の加力で性状が異なっている。すなわち、正方向加力時に引張側となる位置に偏って配置された場合、負方向加力時には BT-C, FJ-C と同様に R の増大とともに Fr が大きくなっているが、正方向加力時には Fr は

他の2体より小さく、R が增大してもほぼ一定になっている。また、負方向加力時の大変形時においては、F2 は FJ-C と同程度であるが、F1 の割合が大きくなっている。

4. まとめ

- ①各試験体ともに、最大耐力は梁の曲げ耐力により決定し、既往の評価式で評価可能である。
- ②在来工法と同様に、接合部のせん断余裕度が大きくない場合、梁降伏後の繰り返し载荷の影響により柱梁接合部のせん断破壊を起こし、その際の架構の塑性率は、在来工法と同様の方法で評価可能である。
- ③本実験の範囲においては、継手の種類、配置位置による荷重-変形角関係、最大耐力および破壊形式への影響は見られなかった。

謝辞：本実験の計画および実施に当たり、(財)日本建築総合試験所益尾潔博士、足立将人博士より貴重な御意見をいただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 新上 浩ほか：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，三井住友建設技術研究所報告，No.3, pp.105-112, 2005
- 2) 新上 浩ほか：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 —普通強度材料による架構実験—，三井住友建設技術研究所報告，No.4, pp.141-148, 2006
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 —許容応力度設計法— 1999, 1999
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007

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

Experimental Study on Bond Characteristics of Beam Reinforcement Passing through Precasted RC Beam-Column Joints

田野 健治 KENJI TANO

建築生産計画部 菅谷 和人 KAZUHITO SUGAYA

蓮尾 孝一 KOUICHI HASUO

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

本報告は、梁主筋の貫通孔を有するプレキャスト柱梁接合部における、梁通し筋の付着性状に関するものである。この新しいプレキャスト工法の実現性を検討することを目的として、柱梁接合部内の応力状態を模擬した加力実験を実施した。その結果、本プレキャスト工法の付着性状に及ぼす影響は小さく、コンクリートが一体に打設された在来工法と同等の性能を有することが確認された。

キーワード：プレキャスト、柱梁接合部、通し筋、貫通孔、シース、付着

This report describes the bond characteristics of main reinforcements of beam passing through precasted RC beam-column joint with opening. To verify the feasibility of applying this new construction method, the loading tests of the beam-column joint were conducted. As a result, it was confirmed that, there were no difference between the bond characteristics of this precasted method and that of conventional method with cast-in-placed joint.

Key Words: Precast, Beam-Column Joint, Main Reinforcement, Opening, Sheath, Bond

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、さまざまなプレキャスト工法の開発を行ってきた^{1),2)}。また、さらなる施工の合理化を目的として、図-1に示すように、梁主筋の貫通孔を有するプレキャスト柱梁接合部を用いるプレキャスト工法を考案し、十字形架構の加力実験を行っている³⁾。

本報告では、図-1に示すプレキャスト工法において、特に、柱梁接合部内梁通し筋の付着性能を確認することを目的として、藤井らの実験⁴⁾と同様に柱梁接合部内の応力状態を模擬した加力実験を実施したので、その結果を報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体

表-1に試験体一覧を、表-2に材料試験結果を示す。また、図-2に本プレキャスト工法における試験体の取り出し位置を、図-3に貫通孔の孔型枠を、図-4に試験体図を

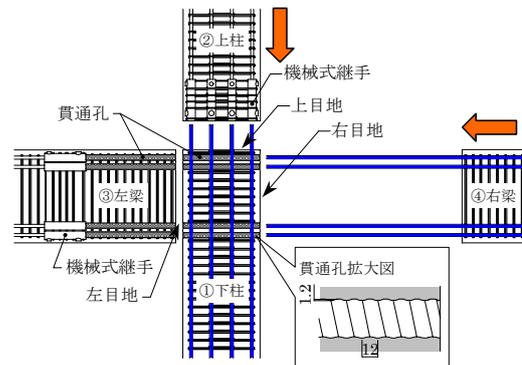


図-1 架構の組立て概要図

示す。試験体は、図-2の網掛け部分に示すように、柱梁接合部中心から上部柱の曲げモーメントの反曲点位置までを取り出したほぼ実大の形状である。試験体の幅は、梁主筋 D41 (SD490) 1本当たりの負担幅であり、柱の左右両側には、梁の曲げ圧縮部に相当するコンクリートブロックが取り付けられている。在来工法であるNo.1の梁主筋は、柱に通し配筋されており鉄筋の周囲はコンクリートであるが、プレキャスト工法のNo.2からNo.4は、図-3

表-1 試験体一覧

試験体	コンクリート設計基準強度 $F_c(N/mm^2)$	孔型枠の種類	柱軸力比 σ_0/F_c
No.1	60	—	0.2
No.2		リブ付きエア加圧式ゴムバッグ	
No.3		鋼製シース管(＃3060)	
No.4	30	リブ付きエア加圧式ゴムバッグ	

※ σ_0 : 柱軸応力度(N/mm^2)

表-2 材料試験結果

試験体	コンクリート			
	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	60	74.9	3.68	4.9
No.2	63	73.9	3.58	4.7
No.3	54	73.3	3.58	4.6
No.4	48	41.5	2.79	3.2

試験体	モルタル			
	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	—	—	—	—
No.2	43	151.8	4.12	6.3
No.3	34	150.3	4.13	5.9
No.4	28	160.9	4.20	5.7

試験体	鉄筋			
	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
D41(SD490)	532	713	1.98	2830
D25(SD390)	437	602	1.98	2290
D13(SD785)	969*	1140	1.92	7120*
D13(SD295)	350	480	1.85	1900

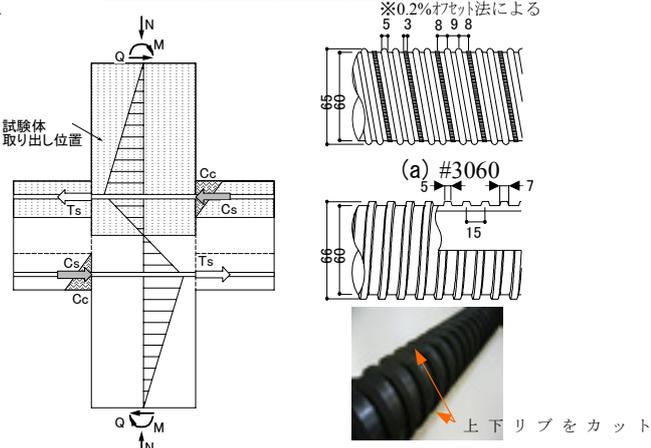


図-2 試験体の取り出し位置

図-3 貫通孔の孔型枠

に示す孔型枠により成形された貫通孔の中に鉄筋を配し、その周囲にはモルタルを充填している。No.2, No.4では図-3の(b)に示すリブ付きのエア加圧式ゴムバッグを用いて貫通孔を成形しており、試験体のコンクリート硬化後には孔型枠を除去しているので、貫通孔の内面は凹凸のあるコンクリート素地の状態となっている。一方、No.3では図-3の(a)に示す鋼製のシース管を用いており、その内部にモルタルを充填している。なお、No.1~No.3のコンクリート設計基準強度は F_c60 であり、No.2との比較のために、No.4は F_c30 とした。

(2) 加力方法

図-5に加力装置図および加力ルールを示す。加力は、柱に軸力比 0.2 相当の一定軸力を与え、梁主筋の一端に引張力 P_1 を、他端のコンクリートブロックに P_1 と同

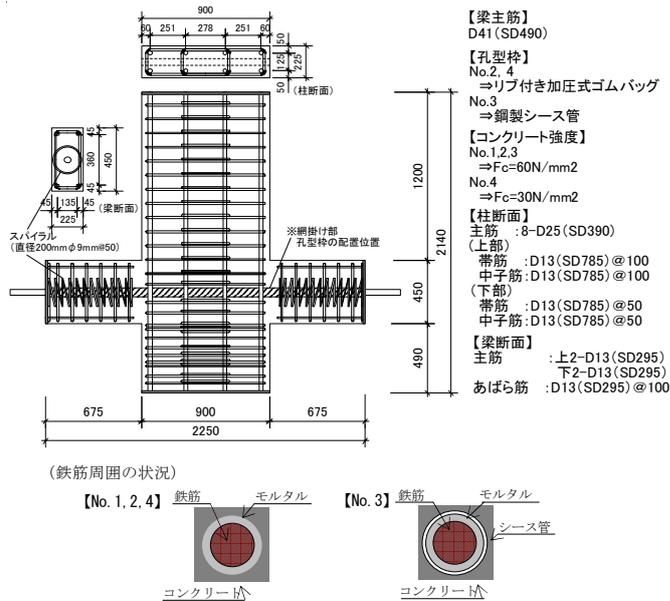


図-4 試験体図

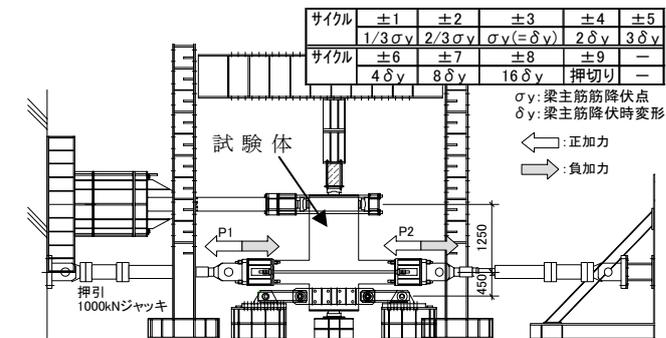


図-5 加力装置図および加力ルール

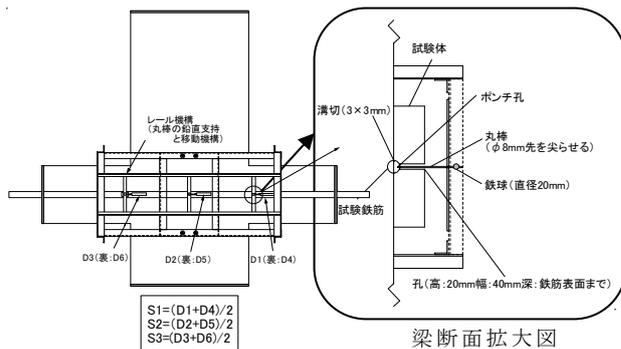


図-6 変位計測位置図

じ大きさの圧縮力 P_2 を同時に加えた。載荷履歴は、梁主筋の降伏まで荷重漸増載荷とし、降伏後は降伏時変位 (δy) を基に変形漸増載荷とした。

(3) 計測方法

図-6に变位計測位置図を示す。図に示すように、柱フェイス位置 (S_1, S_3) と柱中心位置 (S_2) のかぶりコ

変形	No.1(Fc60,一体施工)	No.2(Fc60,ゴムバッグ)	No.3(Fc60,鋼製シース管)	No.4(Fc30,ゴムバッグ)
$2/3 \delta y$				
δy				
$2 \delta y$				
$4 \delta y$				
$8 \delta y$				

図-7 各変形時での接合部ひび割れ状況



No.1

No.2

No.3

No.4

写真-1 最終破壊状況

ンクリート部に $20 \times 40 \text{mm}$ の計測孔をあらかじめ開けておき、鉄筋表面に設けたポンチ孔の動きを計測することによって、梁主筋のすべり量を計測した。

3. 実験結果

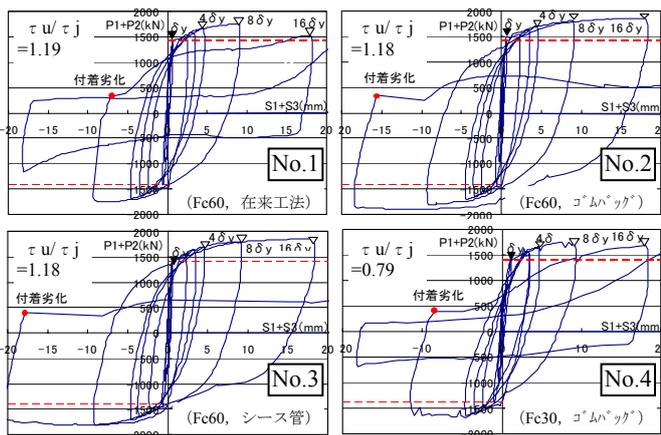
(1) ひび割れ状況

図-7に各変形時での接合部ひび割れ状況を、写真-1に最終破壊状況を示す。梁主筋が降伏していない $2/3 \delta y$ 時では、全試験体ともに柱フェイス位置に垂直なひび割れが発生しているが、柱梁接合部内にはひび割れの発生は見られない。梁主筋が降伏した δy 時では、コンクリート強度がFc60のNo.1,2,3は、柱梁接合部内に垂直なひび割れのみが発生しているが、コンクリート強度がFc30のNo.4は、垂直なひび割れとともに斜めひび割れも発生している。以降の変形では、コンクリート強度が高い

No.1,2,3は、 $6 \delta y$ 時まで斜めひび割れの発生は見られず垂直なひび割れのみが増加し、 $8 \delta y$ 時に柱梁接合部中央に斜めひび割れが発生している。一方、コンクリート強度の低いNo.4は、変形の増加とともに斜めひび割れの数が増えており、他の3試験体と比較して柱梁接合部の損傷が進んでいる様子が窺える。これらの状況より、同一なコンクリート強度では、一体打ちの試験体とプレキャスト工法試験体のひび割れ性状に大きな差異はなく、同一なプレキャスト工法では、モルタル周囲のコンクリート強度の差異により、ひび割れ性状が異なることがわかった。

(2) 荷重－変形関係

図-8に荷重－変形関係を示す。縦軸は引張側と圧縮側のジャッキ荷重の和 ($P1+P2$) であり、横軸は左右柱フェイス位置での梁主筋のすべり量の和 ($S1+S3$) であ



【付着余裕度算定式】
 τ_u : 付着強度 (N/mm²) τ_j : 設計用付着応力度 (N/mm²)
 $\tau_u = 0.7 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_y}{\sigma_B}\right) \cdot \sigma_B \cdot \tau_j$ $\tau_j = \frac{(1 + \gamma) \cdot \sigma_y \cdot d_b}{4D}$
 σ_y : 材料試験による主筋の降伏点 (N/mm²) d_b : 主筋径 (mm) D : 柱せい (mm)
 σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²) σ_a : 軸応力度 (N/mm²)

図-8 荷重-変形関係 (P1+P2 と S1+S3 の関係)

る。なお、図中には、文献5の設計用付着強度を設計用付着応力度で除した付着余裕度 (τ_u / τ_j) を合わせて示す。コンクリート強度が同一で付着余裕度が1.18～1.19のNo.1～No.3 (Fc60) は、孔型枠の種類に関わらず $\pm 8 \delta y$ 時までは、ほぼ同様な履歴形状を示している。 $\pm 8 \delta y$ 以降の変形では、在来工法のNo.1が $\pm 8 \delta y$ 終了直後に付着が劣化して剛性が大きく変化しているのに対して、孔型枠にゴムバッグを用いたNo.2、シース管を用いたNo.3は $\pm 16 \delta y$ 終了直後に付着が劣化した。

一方、コンクリート強度が低く付着余裕度が0.79のゴムバッグを用いたNo.4 (Fc30) は、コンクリート強度の高い他の3試験体と比べて梁主筋降伏後の履歴形状が若干細くなっている。本実験のプレキャスト工法においても、在来工法と同様にコンクリート強度を用いて算定した付着余裕度が大きいほど、梁主筋降伏以降の付着性状は大変形時まで安定した挙動を示すことが確認できた。

(3) 梁主筋のひずみ分布

図-9に梁主筋のひずみ分布および計測位置図を示す。ひずみ計測では、付着への影響を考慮して、鉄筋に幅3mm×深さ3mmの溝加工を行い、溝内にひずみゲージおよびリード線を埋設した。溝はゲージ貼付後、エポキシ樹脂で埋め戻している。降伏以前のひずみ分布 ($2/3 \delta y$ 時) では、コンクリート強度の低いNo.4 (Fc30) が、コンクリート強度の高い他の3試験体 (Fc60) に比べて、若干大きな値となっており、降伏時のひずみ分布 (σ_y 時)、降伏時以降のひずみ分布 ($2 \delta y$ 時) でも同様な傾向である。このことは、コンクリート強度の低いNo.4が、コンクリート強度の高い3試験体に比べて、

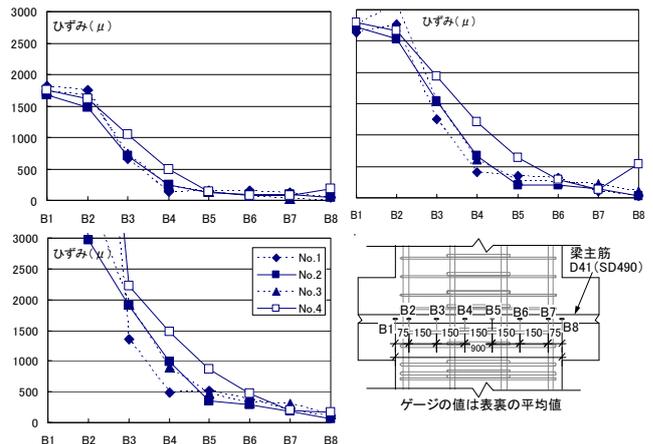


図-9 梁主筋のひずみ分布 (正加力)

梁通し筋の接合部からの抜け出しが早い段階から生じており、その後も抜け出し量が多いことを示している。その結果、No.4の荷重-変形関係の履歴形状は細くなり、付着劣化に至る変形が小さくなっている。また、No.4を除くコンクリート強度の高い3試験体は、どの変形時においてもほぼ同様なひずみ分布形状を示しており、孔型枠の違いによる大きな差異は見られなかった。

4. まとめ

新しいプレキャスト工法の実現性を検討することを目的として、柱梁接合部内の応力状態を模擬した加力実験を実施し、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工法と在来工法との比較を行った結果、本実験の範囲では、両工法による大きな差異は見られず、新しいプレキャスト工法の実現性が高いことを確認した。

参考文献

- 1) 山中久幸, 新上 浩 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1) 実験概要および破壊状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.869-870, 2004.8
- 2) 小坂英之, 新上 浩 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2) 各部の変形とシース管内の柱主筋のひずみ性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.871-872, 2004.8
- 3) 新上 浩, 山中久幸 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.871-872, 2004.8
- 4) 藤井 栄, 村上秀夫 ほか: 高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状, コンクリート工学年次論文報告集, 13-2, pp.483-488, 1991
- 5) 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

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

Development of Seismic Control System using Wall Panels with Viscoelastic Dampers

小幡 達也 TATSUYA OBATA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

第一構造デザインディビジョン 木田 英範 HIDENORI KIDA

近年、建物の地震時および強風時の応答を制御するために制震構造が広く採用されている。一般的な制震構造では、構造体の層間変形をダンパーに入力させて建物に減衰を与える方法が採られているが、本研究では非構造部材間の相対変形に着目し、外壁の PCa 版にダンパーを設置することで建物に減衰を付加する制震システムの開発を目指した。4 枚の PCa 版に粘弾性ダンパーを設置した架構の動的加力試験を実施し、その結果をもとに解析的検討を行い、本システムによって建物に数%の減衰を付加できるという結論を得た。

キーワード：制震構造，粘弾性ダンパー，非構造部材，PCa 版，解析モデル

In recent years, seismic vibration control dampers have widely applied to reduce building's response to the earthquake and the wind. In general, dampers are used to work for relative story displacement of buildings. In this study, dampers working for relative displacement of nonstructural members of PCa curtain walls are developed. As the result of dynamic loading test and response analysis of PCa curtain wall framework with developed dampers, it is confirmed that this nonstructural system is able to add a few percent of damping to the structure.

Key Words: Seismic Control System, Viscoelastic Damper, Nonstructural Member, PCa Curtain Wall, Analysis Model

1. はじめに

近年、建物の地震時および強風時の応答を制御する手段として制震構造が広く採用されている。従来の制震構造では構造体の層間変形をダンパーに入力し、建物に減衰を付加するのが一般的である。この場合、構造体でダンパーの反力を受けるため、大きな減衰力のダンパーを設置することができ、設置数も少なくすることが可能であるが、反面、そのための躯体の補強が必要となり、ダンパーのサイズが大きな場合は意匠計画との取り合いも難しくなる。

一方、従来の設計では外壁の PCa 版などの非構造部材の復元力については積極的には考慮されていない。しかし非構造部材にダンパーを設置し、その復元力を適切に評価することができれば、有効な制震の手段になり得ると考える。

以上の考えに基づき、本研究では外壁の PCa 版に小型のダンパーを多数設置して建物に数%の減衰を付加す

る制震システムを開発した。ダンパーを小型化することで、取付けが容易となるほか、ダンパー設置に伴う躯体や PCa 版取付部の補強を不要とすることができる。

2. 架構試験の概要

本システムの減衰機構を図-1 に、PCa 版ファスナー部の詳細を図-2 に示す。ロック型 PCa 版は、建物に層間変形が生じた場合に図-1 に示した変形状態となる。このとき PCa 版の目地を跨ぐように設置された粘弾性ダンパーにせん断変形が生じ、エネルギーを吸収する仕組みである。

複数枚のロック型 PCa 版に粘弾性ダンパーを設置した場合の版全体のロック挙動の把握と、PCa 版の復元力特性を考慮したダンパー性能の把握を主目的として架構試験を実施した。なお、ファスナーおよび取付金物の安全性の検討、および版間シールによる影響の確認も併せて行った。

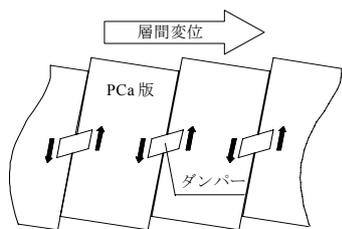


図-1 減衰機構

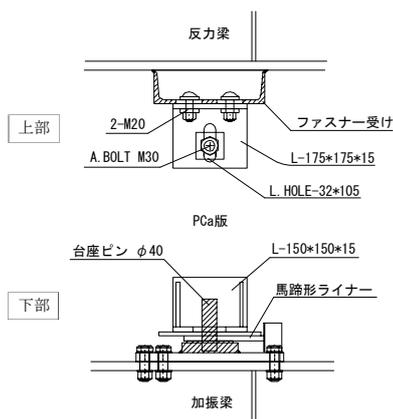


図-2 PCa版の取付部詳細

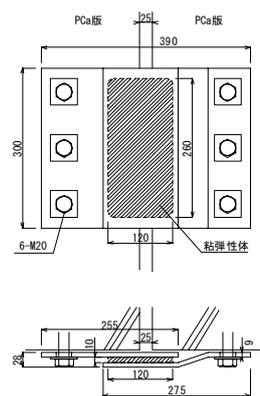


図-3 ダンパーの概要

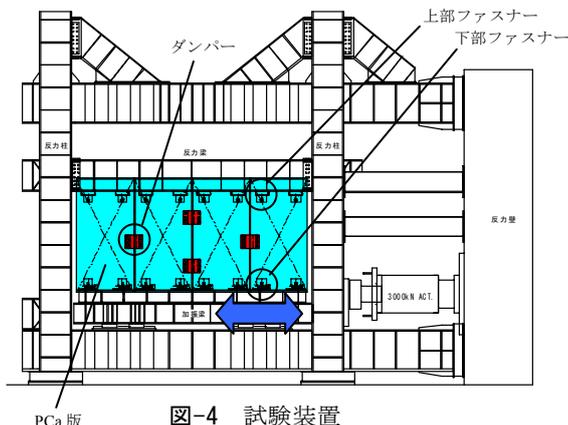


図-4 試験装置

表-1 試験体の諸元

部材	高さ	幅	厚さ	重さ	備考
	mm	mm	mm		
PCa版	2,500	1,250	160	1.2 ton	アスペクト比:0.5
ダンパー	装置全体	300	390	15 kg	-
	粘弾性体	260	120	10	406 g

表-2 試験ケースおよびパラメーター一覧

試験ケース	正弦波加振					地震応答波加振 下記地震波を10層JSSIテーマスタックチャージに入力した場合の10層の応答波形
	振動数	層間変位	層間変形角	想定ダンパー変位	想定ダンパー歪み	
	Hz	mm	rad	mm	%	
CASE1: ダンパーなし	0.1	1.4	1/1374	0.5	5	ELCENTRONS (V _{max} =50cm/sec)
		2.8	1/687	1.0	10	TAFT EW (V _{max} =50cm/sec)
CASE2: ダンパー1基	0.3	9.3	1/207	5.0	50	HACHINOHE EW (V _{max} =50cm/sec)
		17.0	1/113	10.0	100	JMA KOBE NS (V _{max} =50cm/sec)
CASE3: ダンパー4基	1.0	32.2	1/60	20.0	200	告示波(苫小牧NS位相)
		48.0	1/40	30.0	300	-

表-3 繰返し試験のパラメータ

想定外力	振動数	ダンパー歪み	繰返し回数
大地震	0.3Hz	200%	10
暴風	0.25Hz	133%	150



写真-1 試験時のダンパーの状況

(1) 試験体

試験体はダンパーを設置した PCa 版 4 枚であり、設置するダンパーの数をパラメータとした。PCa 版は幅および高さを実大の約 1/2 とし、厚さおよびファスナー部は実大とした。ダンパーは本システムのために新たに開発したもので、スチレン・オレフィン系の粘弾性体を 2 枚の鋼板で挟み込んだ構造であり、粘弾性体のせん断面積は 31,200 mm²、せん断厚さは 10mm である。試験には実機のダンパーを使用した。試験体の諸元を表-1 に、ダンパーの概要を図-3 に示す。試験体の PCa 版 4 枚に設置できるダンパーの数は、ダンパー反力とファスナー耐力との関係、およびダンパー反力と PCa 版の自重との関係から、中央の目地部で最大 2 基、両側の目地部では最大 1 基である。

(2) 試験装置および計測項目

試験装置を図-4 に示す。PCa 版を上部反力梁と下部加振梁に固定し、3,000kN アクチュエータにより動的に加振した。計測項目は、層間変位(上部反力梁と加振梁との相対変位)、アクチュエータの荷重、各ダンパーのせん断変形量、粘弾性体の温度、各 PCa 版の水平および鉛直変位とした。

(3) 試験ケースおよびパラメータ

試験はダンパー設置数の異なる 3 ケースについて、正弦波加振(4 振動数・6 振幅)と地震応答波加振(5 波)を行った。表-2 に試験ケースとパラメータの一覧を示す。入力振幅(層間変位)は、CASE1 でのダンパー設置予定位置の変位が表の想定ダンパー変位の値にな

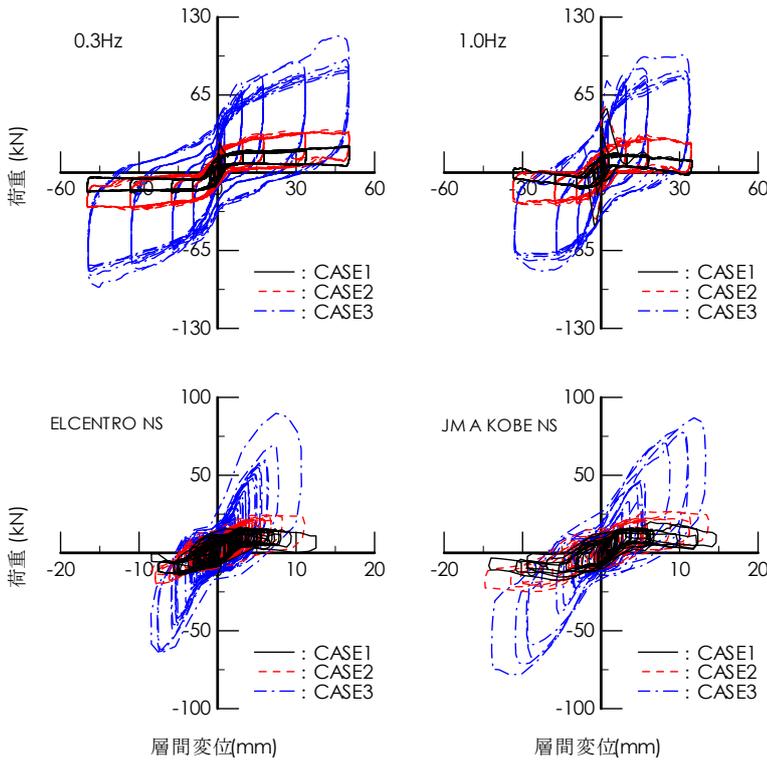


図-5 履歴曲線

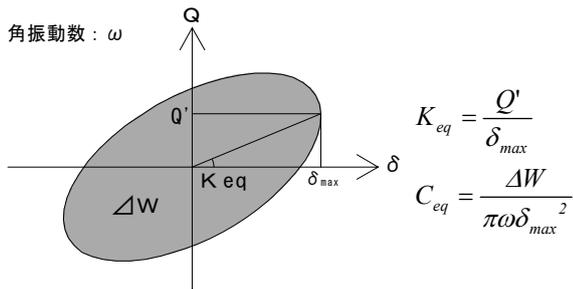


図-8 等価剛性・等価減衰係数の算出方法

るように決定した。したがって CASE2, CASE3 でのダンパー部の実変位は同表の値とは一致しない。また、試験は振動数ごとに振幅について昇順で行い、最大振幅の加振後にダンパーを新品と交換した。地震応答波加振は、表-2 に示した各地震波に対する 10 層の JSSI テーマストラクチャー¹⁾の 10 階の応答波形を入力波とした。表-2 の基本試験のほかに耐久性能確認として、表-3 に示す繰返し試験を実施した。試験時のダンパーの状況を写真-1 に示す。

3. 架構試験の結果

(1) 履歴曲線および特性値

架構試験で得られた履歴曲線のうち代表的なものを図-5 に示す。上段が正弦波加振、下段が地震応答波加振の結果である。PCa 版の復元力特性は面積を持った S

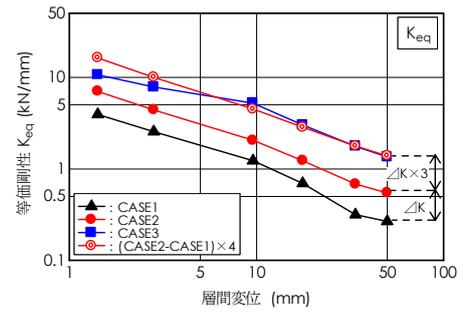


図-6 等価剛性

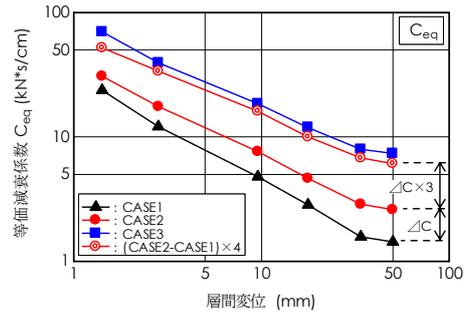


図-7 等価減衰係数

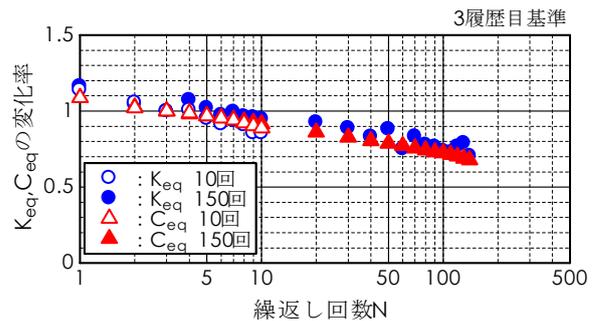


図-9 繰返しに伴う $K_{eq} \cdot C_{eq}$ の推移

字曲線 (図中 CASE1) であり、これにダンパーを設置することでバイリニアに近い履歴を示すようになり、履歴面積も飛躍的に増大している。

正弦波加振試験において、1 履歴目の荷重が 2 履歴目以降に比べて大きな値を示しているが、これはダンパーの特性 (初期硬化) によるものである。以降の実験値および実験値から算出する値は、この初期硬化の影響を排除するために、特に断らない限り 3 履歴目のものを採用している。架構試験から得られた架構全体の特性値 (等価剛性 K_{eq} と等価減衰係数 C_{eq}) を図-6、図-7 に、それぞれの算出方法を図-8 に示す。どちらの特性値も CASE3 の値は CASE1 の値のおよそ 4 倍程度となっている。また、ダンパー設置数による特性値の増加傾向を検討すると、各特性値の CASE1 (ダンパーなし) から CASE3 (ダンパー 4 基) への増分は CASE1 から CASE2 (ダンパー 1 基) への増分のほぼ 4 倍となっており、こ

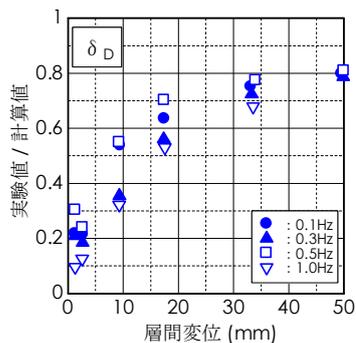


図-10 ダンパーへの入力せん断変形量

れらはダンパーの設置数に比例して増加すると考えられる。

(2) 繰返し耐久性

繰返し耐久試験の結果を図-9に示す。同図は繰返しに伴う等価剛性と等価減衰係数の変化率を3履歴目の値を基準として表している。どちらも加振開始直後の10サイクル程度でおよそ8割に減少し、150サイクル終了時には7割程度となった。この現象は、繰返し加振に伴うダンパーの粘弾性体温度の上昇に起因すると考えられる。後述するように本ダンパーには温度依存性があり、ダンパー単体の等価剛性、減衰係数は高温になるほど低下するが、このことと上記繰返し試験の結果が対応している。復元力のモデル化にあたっては、繰返しに伴う性能の低下を適切に評価する必要がある。

(3) ダンパーへの入力せん断変形量

層間変形量とPCa版のアスペクト比、およびファスナー位置から幾何学的に求めることができるダンパーへの入力せん断変形量の計算値を $D \delta_{CUL}$ とし、実験において実際にダンパーに入力したせん断変形量を $D \delta_{EXP}$ として、入力効率 $D \delta_{EXP} / D \delta_{CUL}$ と層間変形量の関係を図-10に示す。入力効率は大変形時ほど大きな値となっているが、最大でも0.8程度である。ダンパーに計算どおりのせん断変形が入力しない原因として考えられるのは、PCa版のファスナー部やダンパー取付部のクリアランスの影響である。PCa版のファスナー部には上下それぞれ2mmの水平方向のクリアランスがあるため、ある領域ではPCa版が層間変位に追従してスウェイしてしまい、ロッキングしない。また、ダンパーの取付ボルトとボルト孔のクリアランス(試験体では0.5mm)により、PCa版のロッキングに対してダンパーが回転してしまい、せん断変形しない領域がある。これらの影響で、ダンパーには計算どおりの変形が入力せず、特に微小変形領域ではその影響が相対的に大きくなるため、効率が

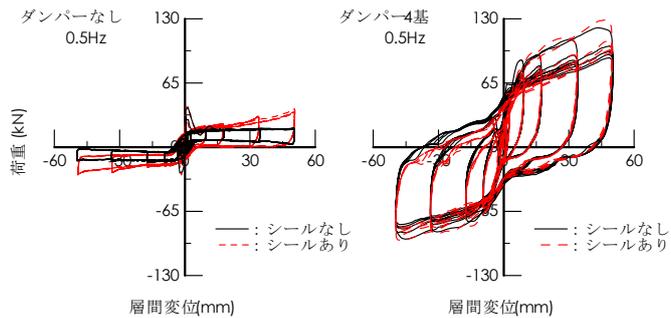


図-11 シールの有無による履歴曲線の比較

悪くなっていると考えられる。ただし、ファスナーおよびダンパー取付部のクリアランスを小さくすることで、入力効率を上げることができると思われる。

(4) 版間のシールの影響

版間にシールを施した場合の履歴曲線とシールなしの場合とを比較したものを図-11に示す。PCa版の場合にはシールの有無による差異が認められるが、ダンパーを設置した場合の両者はほとんど変わらない。よって以下の検討においては、シールの影響は無視することとする。

(5) ファスナーおよび取付金物の強度

実験に用いたPCa版のファスナーおよび取付金物はすべて一般的に使用されているものであり、特別な加工や補強は施していない。ダンパーの反力に対する安全性は事前の検討で確認しているが、実験後の目視においても有害な変形等は認められなかった。

4. 復元力特性のモデル化

(1) ダンパーの復元力モデル

本研究で開発したダンパーの単体試験を架構試験に先立って実施した。試験は3温度、6歪振幅、4振動数について正弦波入力により行った。従来の粘弾性ダンパーと同様に本ダンパーも温度・振動数・ひずみ依存性を有する。また、履歴曲線はひずみが大きくなるに従って、徐々に楕円型からバイリニア型へと移行していく。図-12、図-13にダンパーの単体試験から得られた特性値を示す。図中の実線は実験値の回帰式である式(1)、式(2)を表している。

$$G' = 19.9 \cdot \alpha_1(T) \cdot f^{0.14} \cdot \gamma_{\max}^{-0.80 \cdot \beta_1(T)} \quad (1)$$

$$C' = 0.74 \cdot \alpha_2(T) \cdot f^{-0.92} \cdot \gamma_{\max}^{-0.59 \cdot \beta_2(T)} \quad (2)$$

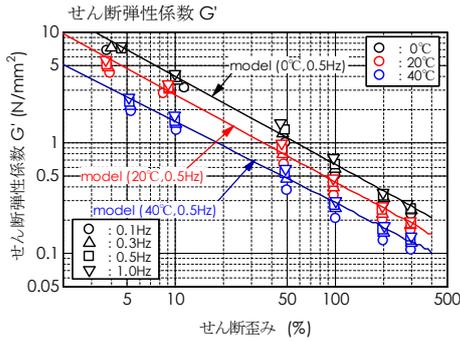


図-12 ダンパー単体の G' - γ_{\max} 関係

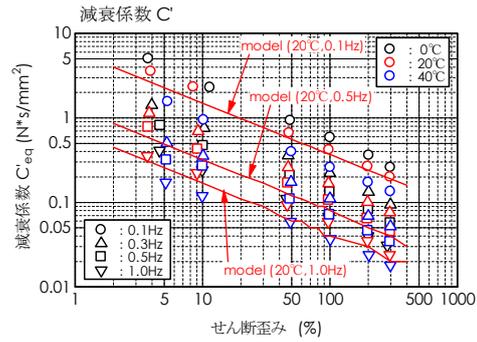


図-13 ダンパー単体の C' - γ_{\max} 関係

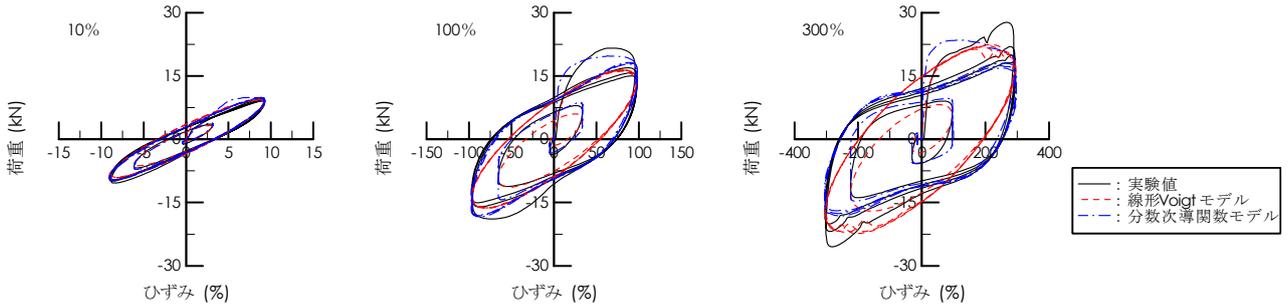


図-14 ダンパー単体の履歴曲線 (20°C・0.5Hz)

ただし,

G' [N/mm²]: セン断弾性係数

C' [N・s/mm²]: 等価減衰係数

f [Hz]: 振動数, γ_{\max} [%]: 最大ひずみ

$\alpha_1(T)$, $\alpha_2(T)$, $\beta_1(T)$, $\beta_2(T)$: 温度依存係数

$$\alpha_1(T) = -0.025 \cdot T + 1.51$$

$$\beta_1(T) = -0.000074 \cdot T^2 + 0.001 \cdot T + 1.009$$

$$\alpha_2(T) = -0.00043 \cdot T^2 + 0.00047 \cdot T + 1.16$$

$$\beta_2(T) = -0.00019 \cdot T^2 + 0.0057 \cdot T + 0.96$$

T [°C]: 環境温度

ダンパー単体のモデル化は、線形 Voigt モデルと分数次導関数モデル²⁾について行った。図-14 にダンパーの履歴曲線の一例と、線形 Voigt モデルおよび分数次導関数モデルによる履歴曲線を示す。線形 Voigt モデルには式(1)、式(2)の G' と C' を用い、分数次導関数モデルの作成は文献^{2),3),4),5)}によった。分数次導関数モデルにおける主要な係数は本報末尾の補足に記す。どちらも実験値をおおむね捉えているが、ひずみが大きくなるに従い、線形 Voigt モデルではダンパーの非線形性に追従できなくなる。しかし線形 Voigt モデルは扱いが簡便であり、後述するように市販のプログラムによる時刻歴応答解析などを行う場合には有用である。なお、Voigt モデルにおける G' 、 C' と等価剛性 K [N/mm]、等価減衰係数 C [N・s/mm] との関係は式(4)で表される。

$$K = \frac{A}{d} G', \quad C = \frac{A}{d} C' \quad (4)$$

ここで、 A : セン断面積, d : セン断厚さ

(2) PCa 版の復元力モデル

実験結果をもとに PCa 版に粘弾性ダンパーを設置した場合の復元力特性をモデル化する。ダンパーを設置した PCa 版 1 枚の変形および応力状態を図-15 のように仮定すると、支点まわりのモーメントの釣り合いから式(5)が成り立つ。式中の記号は図-15 に対応している。

$$F = \frac{I}{h - \mu \cdot b} \cdot \left(\frac{W}{2} \cdot b + Q_1 \cdot \frac{B+b}{2} + Q_2 \cdot \frac{B-b}{2} \right) \quad (5)$$

(ただし、 $\delta \geq 0$, $\dot{\delta} \geq 0$ の場合。以降も同じ。)

ここで、 F : ファスナー部における水平方向反力

B : PCa 版の幅, W : PCa 版の自重

b, h : 左右および上下のファスナー間距離

Q_1, Q_2 : 左右のダンパーの鉛直方向減衰力

μ : ファスナー部における摩擦係数

同様にして、複数枚の PCa 版に任意の数のダンパーが設置された系がロッキング運動を行う場合の系全体の復元力 $F_{(N,n)}$ は、式(6)で与えられる。

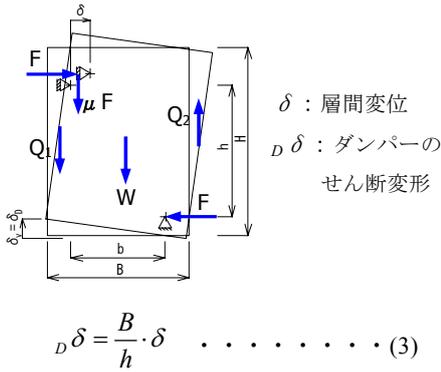


図-15 PCa版の変形および応力状態

$$F_{(N,n)} = \frac{W/2 \cdot b}{h - \mu \cdot b} \cdot N + Z \cdot Q_V({}_D \delta) \cdot n + N \cdot F_m \quad (6)$$

$$Z = \frac{B}{h - \mu \cdot b}$$

ここで、 N : PCa版の枚数、 n : ダンパー設置数
 $Q_V({}_D \delta)$: ダンパー1基の鉛直方向減衰力
 ${}_D \delta$: ダンパーのせん断変形量
 F_m : PCa版1枚に働く慣性力

式(6)の ${}_D \delta$ を実験で計測したダンパー部の実変位 ${}_D \delta_{EXP}$ として分数次導関数モデルにより $Q_V({}_D \delta)$ を算出した場合に得られる履歴曲線と、実験値との比較を代表的なものについて図-16に示す。なお、式(6)において $n=0$ とした場合とCASE1(ダンパーなし)の実験値との対応から、摩擦係数 μ は式(7)により層間変位 δ [mm]に依存する変数とした。

$$\mu = \begin{cases} 0.01 \cdot \delta + 0.4 & (|\delta| \geq 20) \\ 0.6 & (|\delta| \leq 20) \end{cases} \quad (7)$$

図-16ではモデルによる計算値は実験値をよく捉えており、式(6)の妥当性が確認できた。また式(6)は、系の復元力が、PCa版の傾斜復元力(第1項)と、ダンパーの鉛直方向減衰力に係数 Z を乗じて水平方向に変換したもの、およびPCa版の慣性力(第3項)の和で評価できることを表している。

次に、市販の応答解析プログラムを用いた解析を行うために、ダンパーの復元力を線形Voigtモデルとした場合について検討する。線形Voigtモデルにおいては式(6)の第2項の $Z \cdot Q_V({}_D \delta)$ は、図-15中の式(3)の関係を考慮して式(8)のように変形できる。

$$Z \cdot Q_V({}_D \delta) = Z \cdot (K \cdot {}_D \delta + C \cdot \dot{{}_D \delta}) = Z \cdot \left(K \cdot \frac{B}{h} \cdot \delta + C \cdot \frac{B}{h} \cdot \dot{\delta} \right) = {}_D K \cdot \delta + {}_D C \cdot \dot{\delta} \quad (8)$$

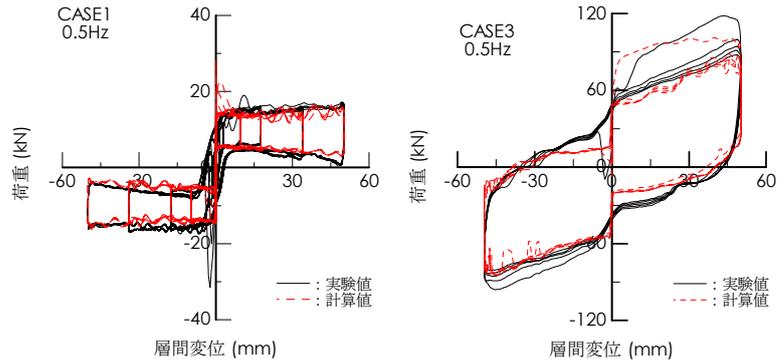


図-16 架構の履歴曲線(分数次導関数モデル)

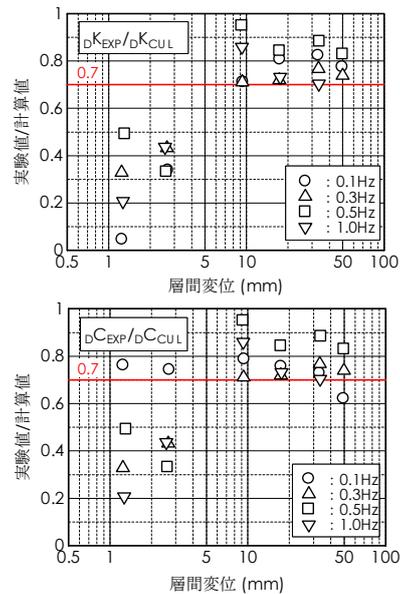


図-17 ${}_D K \cdot {}_D C$ の計算値と実験値の比較

ただし、 ${}_D K = Z \cdot \frac{B}{h} \cdot K$, ${}_D C = Z \cdot \frac{B}{h} \cdot C$

ここで、 ${}_D K$, ${}_D C$ は層間変位に対するダンパーの水平方向の剛性および減衰係数とみなせる。したがって、これらの値を応答解析プログラムの制震要素に対して適用すればよいことになるが、ここで注意を要するのは、式(8)の誘導に用いた式(3)が厳密には成り立たないということである。つまり3章(3)で述べたように、実験におけるダンパー変位は計算値よりも小さな値になることを考慮しなければならない。しかし応答解析プログラムにおいてダンパーへの入力変位を低減するのは簡単ではないため、 ${}_D K$, ${}_D C$ を低減させることで上記の影響を考慮することを考える。 ${}_D K$, ${}_D C$ の計算値に対する実験値の比率を図-17に示す。なお、架構試験での層間変位と荷重から求めた系全体の K_{eq} (図-6)、 C_{eq} (図-7)それぞれについて、CASE3の値からCASE1の値を差し引いたものを、ダンパー4基による実験値 ${}_D K_{EXP}$, ${}_D C_{EXP}$ とし

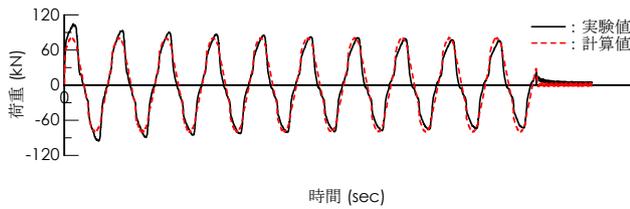
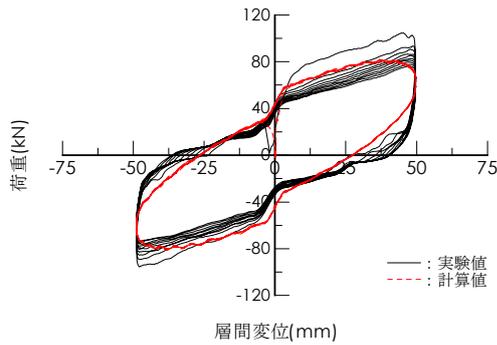


図-18 履歴曲線および荷重の時刻歴の実験値と計算値 (線形 Voigt モデル) の比較 (繰返し 10 回試験)

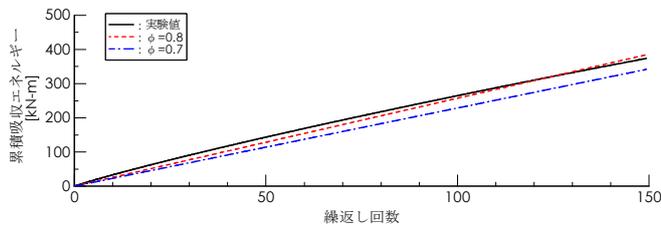


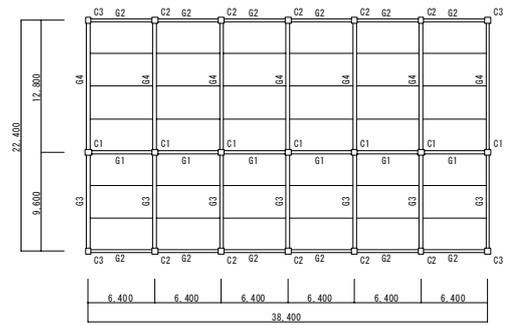
図-19 累積エネルギー吸収量の実験値と計算値 (線形 Voigt モデル) の比較 (繰返し 150 回試験)

た。図-17 と図-10 はよく似た傾向を示しており、両者に因果関係が存在することが推測され、 DK 、 DC の低減をもって、ダンパーへの入力変位の低減に代えることは妥当であると考えられる。図-17 では層間変位 10mm 以上の領域ではほぼ 0.7~0.9 の値をとっており、したがって線形 Voigt モデルにおいては、 DK 、 DC に低減係数 $\phi = 0.8$ を乗じることとする。なお、層間変位 10mm は、試験体では層間変形角 1/192、実大架構に換算すると約 1/350 に相当する。これより小さな変形領域では、 $\phi = 0.8$ とした場合にダンパーの性能を過大評価することになるが、解析では建物の応答が上記層間変形角を上回るレベルの外力を想定するのが一般的であると思われるので、問題ないものとする。

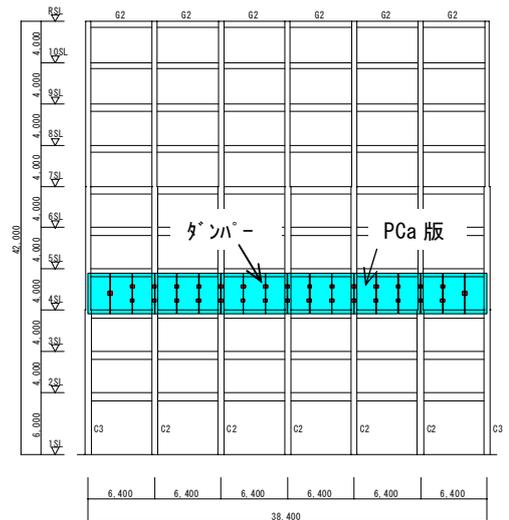
また、プログラム上の扱いを簡単にするという同様の理由により、摩擦係数 μ の値は 0.6 で一定とする。

以上より、線形 Voigt モデルによる系の復元力は式(9)となる。

$$F_{(N,m)} = \frac{W/2 \cdot b}{h - \mu \cdot b} \cdot N + \phi \cdot (D K \cdot \delta + D C \cdot \dot{\delta}) \cdot n + N \cdot F_m \quad (9)$$



(a) 伏図



(b) 軸組図

図-20 建物概要およびダンパーの配置

式(9)による履歴曲線および荷重の時刻歴を実験値と比較したものを図-18 に示す。また、繰返し 150 回試験時の累積吸収エネルギーの実験値と計算値の比較を図-19 に示す。図-18 によると、線形 Voigt モデルを用いた計算値は十分な精度で実験値を捉えている。また、図-19 によると、繰返し 100 回程度まではエネルギー吸収量の計算値は妥当な値であり、繰返しによる粘弾性体の温度上昇による性能低下についても低減係数 ϕ によって評価できるものとする。一方、繰返し回数がある程度大きくなると計算値はエネルギー吸収量を過大に評価してしまう。したがって、特に継続時間の長い繰返し荷重を想定する場合には、図-19 に示すように低減係数 ϕ を 0.7 とするなどして適宜調整する必要がある。

5. 応答解析による効果の検証

(1) 適用建物の概要およびダンパーの配置

本システムの効果を検証するために、10 層の JSSI テーマストラクチャー (在来タイプ)¹⁾ に PCa 版およびダンパーを組み込んだモデルを作成し、固有値解析および

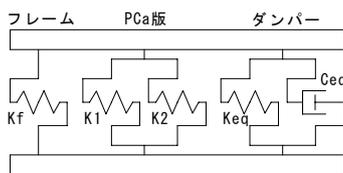


図-21 解析モデル

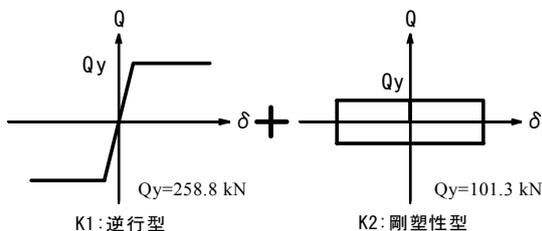


図-22 PCa版の復元力特性

表-4 制震要素の K_{pro} , C_{pro} (1フロア64基分)

層間変形角	K_{pro}	C_{pro}
rad	kN/cm	kN·s/cm
1/400	608.5	77.9
1/200	349.6	51.4
1/100	200.9	34.5

表-5 固有値解析結果

解析ケース	層間変形角	1次固有周期	1次固有振動数	等価減衰定数
		T (sec)	f (Hz)	h
1 基準	-	1.422	0.703	0.02
2 ダンパー64基	1/400	1.357	0.737	0.046
	1/200	1.383	0.723	0.037
	1/100	1.399	0.715	0.032
3 PCa版考慮+ダンパー64基	1/400	1.349	0.741	0.045
	1/200	1.376	0.727	0.037
	1/100	1.391	0.719	0.032

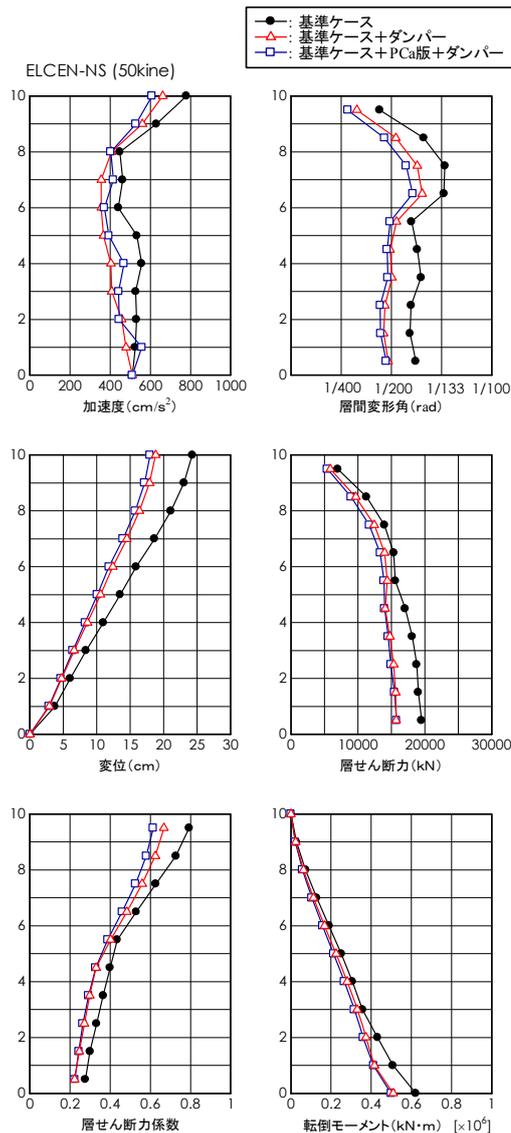


図-23 時刻歴応答解析の最大応答値

時刻歴応答解析を実施した。JSSI テーマストラクチャーの概要と PCa 版およびダンパーの設置例を図-21 に示す。建物は鉄骨造 10 階建、基準階高 4m であり、各階の X 方向に、コーナーを除いて 4m×2m の PCa 版が 36 枚、ダンパーが 64 基設置されるものとした。なお、解析は X 方向についてのみ行い、解析プログラムは構造計画研究所の RESP-M/II を用いた。

(2) 解析モデル

解析モデルは図-21 に示すように、フレームの等価せん断ばねに対して、PCa 版の等価せん断ばねとダンパーの制震要素を並列に配置したものとした。そのうち、PCa 版の復元力特性は逆行型と剛塑性型の並列でモデル化し (図-22)、それぞれの Q_y は式(9)において $N=36$, $\mu=0.6$ としたときの第 1 項の値と等しくなるように定

めた。また、ダンパーの材料値である K , C を求める際の温度は 20°C、振動数は建物の 1 次固有振動数、最大ひずみは、固有値解析時には想定した 3 つの層間変形角に対応するひずみとし、応答解析時には各層ごとの最大層間変位に対応したひずみとした。このようにして求めた K , C を式(8)により DK , DC に変換し、低減係数 ϕ を乗じて制震要素の K_{pro} , C_{pro} とした。これらの値を表-4 に示す。

(3) 解析結果

解析はダンパーおよび PCa 版を設置しない基準ケース、基準ケースにダンパーの復元力のみを考慮した場合、基準ケースにダンパーと PCa 版両方の復元力を考慮した場合の 3 パターンについて行った。固有値解析の結果を表-5 に示す。ダンパーの特性上、変形が大きくなる

につれて効果が小さくなる傾向が見られる。層間変形角1/200の場合で基準ケースと比較すると、ダンパーのみ考慮した場合、ダンパーとPCa版を考慮した場合ともに1.7%の減衰を上乗せできている。また、時刻歴応答解析結果の一例を図-23に示す。図はELCENTRO NS(最大速度50cm/sec)を入力地震動とした場合の最大応答値である。すべての項目について一定の低減効果が認められる。一方、PCa版の復元力を考慮した場合と考慮しない場合では応答に大きな差は認められないことから、解析上これを無視しても差し支えないと考えられる。

6. まとめ

本研究では、非構造部材であるPCa版にダンパーを組み込んだものを建物の制震要素とする制震システムの開発を目的として、ダンパーの開発および単体性能試験、PCa版にダンパーを組み込んだ架構の動的加力実験を行った。実験結果をもとに、PCa版にダンパーを組み込んだ系の復元力特性をモデル化した。さらに、構築したモデルを用いて実際の建物に本システムを適用した場合の効果を解析によって確認した。本研究から得られた知見を以下に記す。

- ① PCa版にダンパーを設置した場合の架構の復元力は、PCa版の傾斜復元力とダンパーの減衰力、およびPCa版の慣性力を足し合わせたものとなり、式(6)で評価できることを確認した。
- ② ダンパーに入力するせん断変形は計算値よりも小さな値となる。
- ③ 解析上、ダンパーは水平方向に置換したVoigtモデルの K および C に低減係数を乗じることで評価できる。
- ④ 本報の解析例では建物に2%前後の減衰を付加することができ、最大応答値にも低減効果が認められた。
- ⑤ 応答解析時には、PCa版の剛性の影響は小さいため、これを無視してもよいと思われる。

謝辞：本研究は(株)免制震デバイス、並びに東海ゴム工業(株)との共同研究として実施した。また、実験に当たりSMCコンクリート(株)より多大なご助言を頂いた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 関谷英一, 森裕重, 大淵敏行, 吉江慶祐, 原博, 有馬史子, 竹内百合, 斉藤芳人, 石井正人, 笠井和彦: 制震設計に用いた4層,10層,20層JSSIテーマストラクチャーの詳細, 2004パッシブ制震構造シンポジウム論文集,pp263-278,2004.11
- 2) 笠井和彦, 寺本道彦, 大熊潔, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則(その1線形領域における温度・振動数依存のモデル化), 日本建築学会構造系論文集, 第543号,pp77-86,2001.5
- 3) 笠井和彦, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則(その2 温度上昇および歪・歪速度がもたらす非線形性のモデル化), 日本建築学会構造系論文集, 第561号,pp55-63,2002.11
- 4) 笠井和彦, 大木洋司, 所健: アクリル系粘弾性ダンパーの解析アルゴリズムとサブルーチン, 2001パッシブ制震構造シンポジウム論文集,pp127-140,2001.12
- 5) 笠井和彦, 大木洋司, 雨宮健吾, 木村勝彦: イソブチレン系粘弾性体の温度・振動数・振幅依存性を考慮した非線形力学モデルの構築, 2002パッシブ制震構造シンポジウム論文集,pp181-194,2002.12

補足：本研究で開発した粘弾性ダンパーの分数次導関数モデルにおける主要な係数を以下に記す。

時刻 t におけるダンパーのひずみを $\gamma(t)$ 、応力を $\tau(t)$ として、分数次導関数モデルの線形領域における構成則は式(10)で表すことができる。

$$\tau(t) + aD^\alpha \tau(t) = G \left[\gamma(t) + bD^\alpha \gamma(t) \right] \quad (10)$$

$$a = a_{ref} \lambda^\alpha, \quad b = b_{ref} \lambda^\alpha$$

$$\lambda = \exp \left[-p_1 (\theta - \theta_{ref}) / (p_2 + \theta - \theta_{ref}) \right]$$

ここで、 D^α は分数微分演算子、 α は分数微分の次数を表す。また、 a_{ref}, b_{ref} はそれぞれ基準温度 θ_{ref} での a, b の値であり、 λ はシフトファクターと呼ばれる。

本文中の図-14では、式(10)の各係数を下記に示す値とし、さらに非線形性を考慮して算出したものを示した。

$$a_{ref}=0.40, \quad b_{ref}=13.0, \quad \theta_{ref}=20, \quad p_1=-10.97, \quad p_2=-76.01, \\ G=43.22, \quad \alpha=0.2800$$

実測資料に基づく制振建築物の減衰性能調査

Damping Properties of Response Controlled Structures Based on Observed Data for Actual Building

平田 裕一 YUICHI HIRATA

日本建築学会の大会論文梗概集を調査し、制振建築物の実測減衰データベースの作成を行った。主として制振装置の有無に対する特性の変化をまとめている。またその結果に基づいて、制振建築物の固有周期、減衰定数の傾向分析を行った。パッシブ制振、アクティブ制振ともに大きな減衰性能を付与しているもののその値にばらつきが見られることが示されている。

キーワード：制振建築物、実測データ、固有周期、減衰定数

The author have built up the damping factor database of response controlled structures based on the papers of the annual convention of AIJ. In this paper, differences of the damping characteristics between the structures with vibration control devices and without them are compiled and natural period and damping factor are also analyzed. It is shown that both passive response control system and active one add higher damping to the structures, but the values have some variation.

Key Words: Response Controlled Structure, Observed Data, Natural Period, Damping Factor

1. はじめに

建築物が持つ減衰性能の評価は、地震や風に対する建築物の応答を把握するために必要不可欠なものである。建築物の減衰性能は、構造躯体や仕上げ材等の複合的な要因によって定まるため、減衰性能の評価を解析的に行うことは難しいと考えられている。建築物の減衰を適切に把握するためには減衰の実測データの収集が必要であり、日本建築学会ではこれまでに数多くの減衰実測データが収集されている¹⁾。

一方、近年、性能設計の流れのなかで、著しく普及している制振建築物は、屋上や構造架構の中に制振装置(制振ダンパー)やエネルギー吸収部材等を組み込んだ形式の構造物であり、これらの装置により建築物の減衰特性の改善が図られている。制振建築物では、減衰性能は設計者によって積極的に加えられるものであるため、所定の減衰性能が確保できているかどうかを把握することは一般建築物以上に重要である。

本論では、制振建築物に着目し、制振装置やエネルギー吸収部材による付加減衰を含めた制振建築物の減衰性能の現状を、日本建築学会大会梗概集²⁾に基づいて調査している。収集した主たるデータは、制振建築物で用いられている制振装置の種類と制振建築物の固有

周期および減衰定数である。またその実測データに基づいて、固有周期と減衰定数の傾向分析を行った。

2. 制振建築物の推移

制振建築物は、一般にパッシブ型の制振(以下、パッシブ制振と記す)とアクティブ型の制振(以下、アクティブ制振と記す)に分類される。パッシブ制振は、さらに、制振装置の抵抗力が装置の変形によって変化する変位依存型、制振装置の抵抗力が装置の変形速度に応じて変わる速度依存型、建物と制振装置との連成振動によって応答を減衰させる同調質量型等に分類される。

これに対して、アクティブ制振は、建物頂部に設置した付加質量を建物応答に応じて自動制御で運動させる AMD(Active Mass Damper)を利用するもの、パッシブ制振の同調質量型である TMD(Tuned Mass Damper)をベースにして、エネルギー効率の改善を目的としてその付加質量の運動を自動制御する HMD(Hybrid Mass Damper)を利用するもの、建物に組み込まれた制振装置の剛性、減衰を建物応答に応じて変化させる可変剛性、可変減衰等の分類がある。

文献³⁾によれば、1984年から2001年までの制振建築物数は295件であり、相当数の制振建築物がすでに国内

に存在している。各制振装置の割合の推移を図-1に示す。図の縦軸はその年までに竣工した累積の制振建築物数に占める各制振方式の割合を示している。ただし、2001年は竣工予定建物のデータが用いられている。なお、この図は、文献³⁾に記載された制振実施例のデータから作成したものである。

図より、1980年代中頃の初期の制振建築物は、主に同調質量型や変位依存型の装置を用いるパッシブ制振が多いことがわかる。また、1990年頃より速度依存型のパッシブ制振やアクティブ制振の適用が始まっている。1995年の兵庫県南部地震以後は、変位依存型や速度依存型のパッシブ制振が著しい増加傾向を示しているのに対して、アクティブ制振の割合は相対的に少なくなっている傾向が見られる。

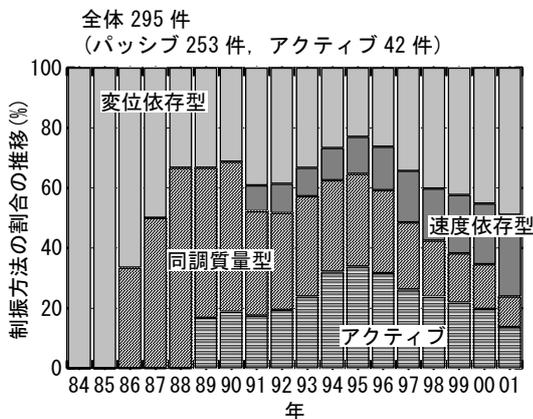


図-1 制振方法の割合の推移

3. 制振建築物の減衰データベース

制振建築物の減衰データベース一覧を本論末尾の付録に表-1～表-3として示す。本減衰実測データ調査の調査対象とした文献は、日本建築学会大会梗概集²⁾である。

今回の調査範囲は、制振建築物の竣工年度を参考にして、1987～2007年度までの21年間とした。なお、建築物の実施例やその際に行われた強制振動実験等の報告は、大会梗概集の振動分野に集中していることから、今回の調査は、1987年～1994年：B(構造I)、1995年～2007年：B-1(構造I)、B-2(構造II)に掲載された論文に限定している。

調査項目は、制振建築物の階数、軒高、構造種別、固有周期、減衰定数、制振装置、制振装置の状態、実験方法、減衰評価法等である。調査対象制振建築物の総数は71棟であり、その内訳は、一般建築物59棟、塔状建築物12棟である。新築物件66棟、耐震改修物件5

棟である。また、鉄骨造(S,CFT)64棟、鉄筋コンクリート造(RC)5棟、木造(W)2棟である。以下に、データベースにおいて使用している調査項目および使用した略記号等をまとめる。

●調査範囲

- 日本建築学会大会梗概集(21年間)
- 1987年～1994年：B(構造I)
- 1995年～2007年：B-1(構造I)、B-2(構造II)

●調査項目

- 1)所在地,2)竣工年,3)階数,4)軒高,5)用途
- 6)制振方法,7)基礎情報,8)設計情報,9)実測方法
- 10)実測年,11)制振装置の状態,12)固有周期
- 13)減衰評価方法,14)減衰定数,15)振幅レベル

●制振建築物の分類と表中の略記号

- V-**：制振建築物の番号
- V-**K：耐震改修物件
- S：鉄骨造
- RC：鉄筋コンクリート造
- CFT：柱CFT構造
- W：木造
- タワー：塔状の制振構造物
- ビル：一般の制振建築物

●制振装置の分類と表中の略記号

(パッシブ制振)

- 1)同調質量型：
 - TMD(同調質量ダンパー)
 - TLD(液体を利用したTMD)
- 2)速度依存型：
 - 粘性(使用材料の粘性抵抗力を利用したダンパー)
 - オイル(流体の流れを利用したシリンダー状のダンパー)
 - VEM(粘弾性ダンパー),
- 3)変位依存型：
 - 鋼材,鉛,座屈拘束ブレース,低降伏点鋼,極軟鋼,超塑性

(アクティブ制振)

- 1)アクティブ型：
 - AMD(アクティブタイプ),
 - HMD(TMDを用いたハイブリッドタイプ)
- 2)セミアクティブ型：
 - セミアクティブオイル(オイルダンパーの制御)
 - 可変剛性

4. 制振建築物の傾向分析

今回調査した制振建築物のうち、構造種別が明示されているものは約 90%が鉄骨造(S,CFT)であった。本章では、付録に示した表-1～表-3 のデータベースを用いて、制振建築物の固有周期、減衰定数に関する傾向分析を行う。

なお、データベースのなかで固有周期、減衰定数が幅を持って示されている場合は、中間値で代表させている。また実験方法や減衰評価方法によりデータ値が異なる場合は、振幅レベルの大きいものを優先的に選択している。このような条件で区別できない場合は、さらに論文発表年の新しいほうを用いることとした。

このような絞込みにより、制振建築物 1 棟に対して短辺方向と長辺方向の 2 データを抽出することとし、同一建築物に対するプロットの重複を避けている。

(1) 固有周期

制振建築物の軒高と固有周期の関係を一般制振建築物、塔状制振建築物についてそれぞれ図-2、図-3 に示す。図より、軒高と 1 次固有周期の関係は、一般制振建築物の場合、軒高に対して約 0.022 倍、塔状制振建築物

の場合、軒高に対して約 0.018 倍の比例定数を持つ線型関係で精度よく表されており、文献¹⁾に示されている制振構造ではない鉄骨造の一般建築物や塔状建築物の関係とほぼ同等の値となっている。

また制振建築物における制振装置の有無をパラメータとした実測結果では、制振建築物の固有周期の変動が小さいことがわかる。

これは、同調質量型のパッシブ制振やアクティブ制振では、制振装置により構造躯体が直接的には拘束されないため、制振装置が構造物の剛性に及ぼす影響が小さいためと思われる。

これに対して、変位依存型のパッシブ制振では、制振装置が各階の層間に設置されることが多く、構造躯体を拘束するので、制振装置の有無により大きな剛性変動が考えられる。しかしながら、このタイプの装置の場合、建築物の施工計画上の理由からダンパーの有無をパラメータとした実測が計画し難く、測定データが非常に少ない。このため、図-2、図-3 にその影響が表れていないものと考えられる。

(2) 減衰定数

一般制振建築物の軒高と 1 次減衰定数 h_1 の関係および

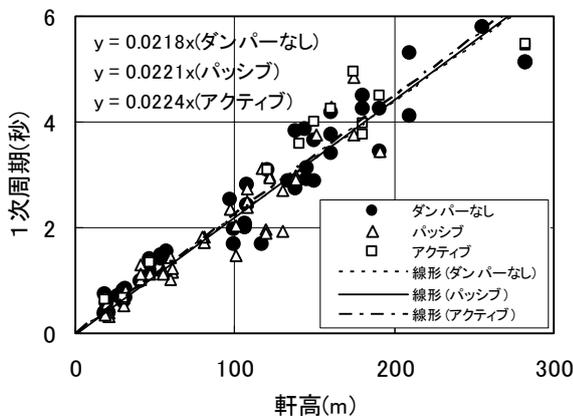


図-2 一般制振建築物の軒高と固有周期の関係

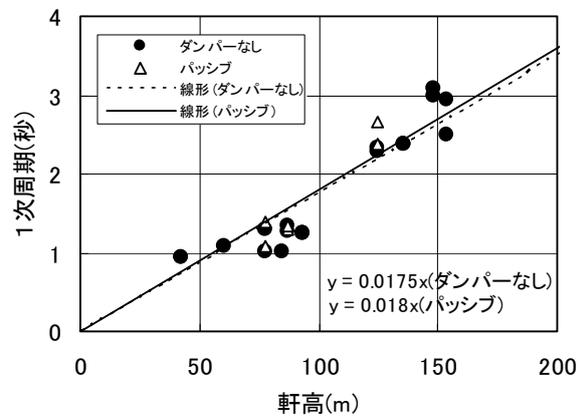
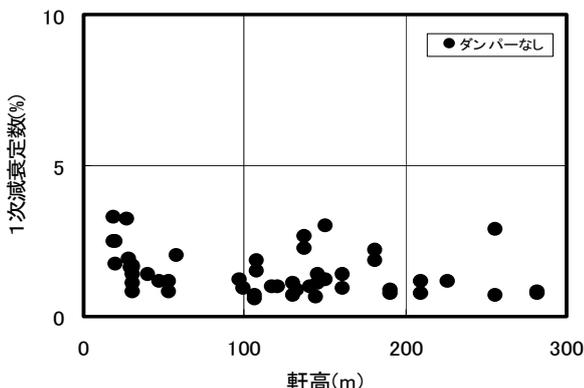
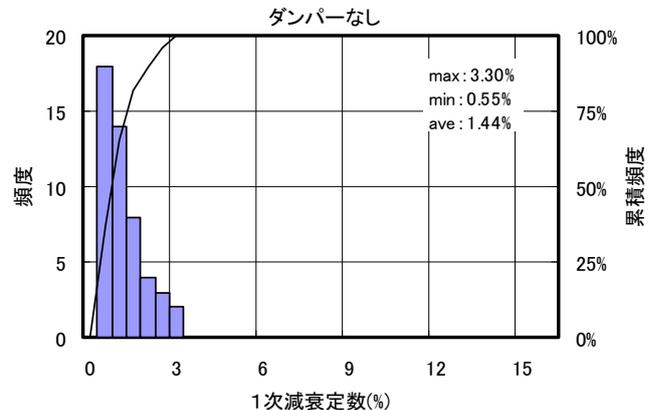


図-3 塔状制振建築物の軒高と固有周期の関係



(a) 軒高と減衰定数の関係



(b) ヒストグラム

図-4 一般制振建築物(ダンパーなし)

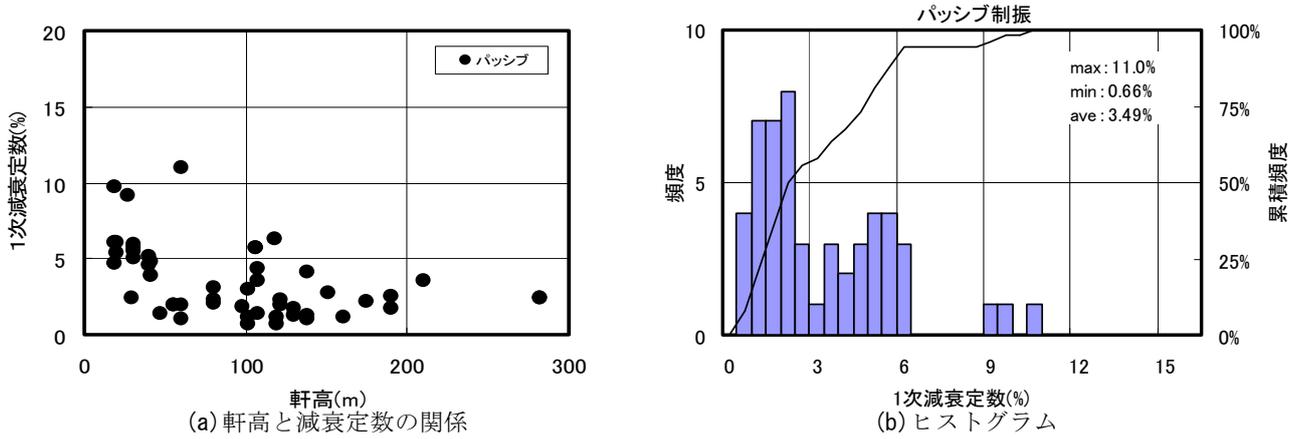


図-5 一般制振建築物(パッシブ制振)

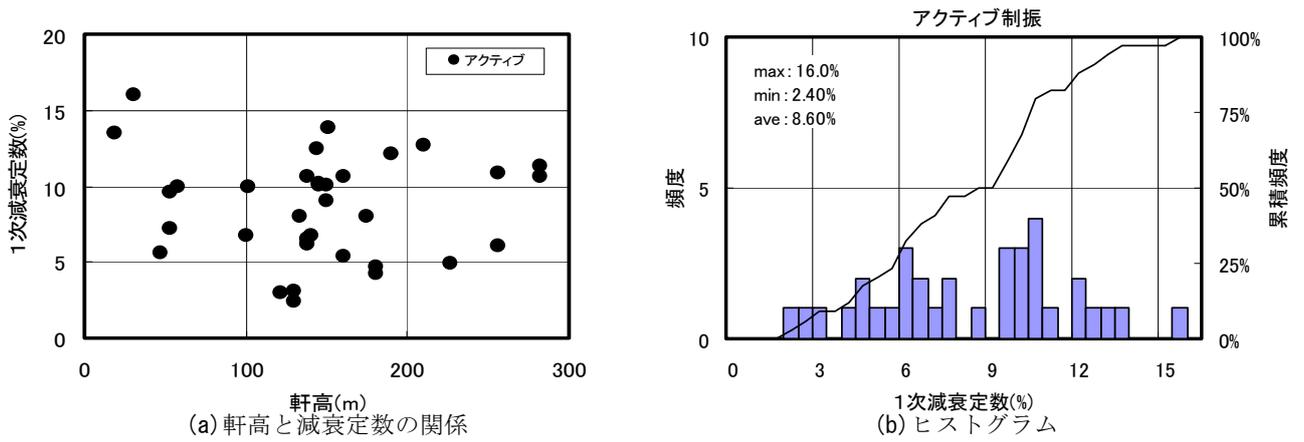


図-6 一般制振建築物(アクティブ制振)

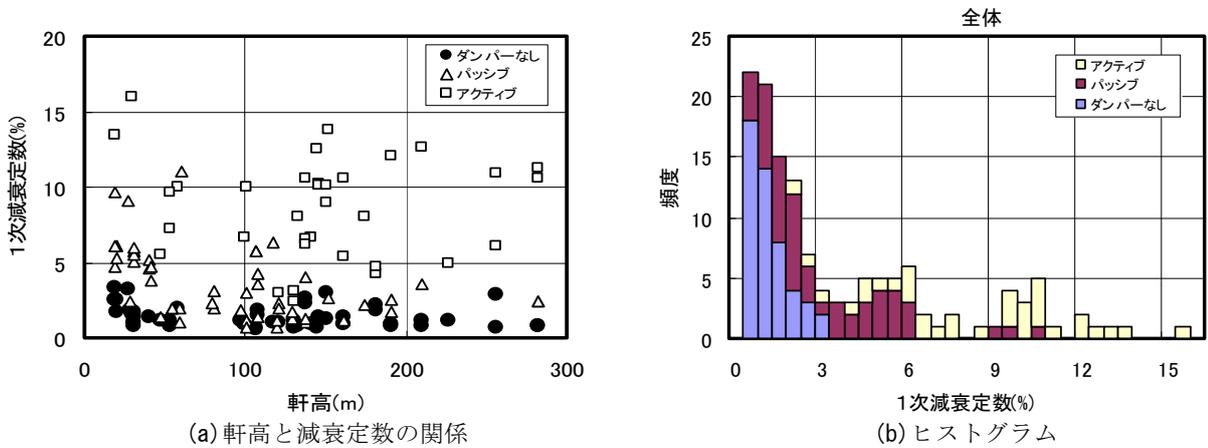


図-7 一般制振建築物(全体)

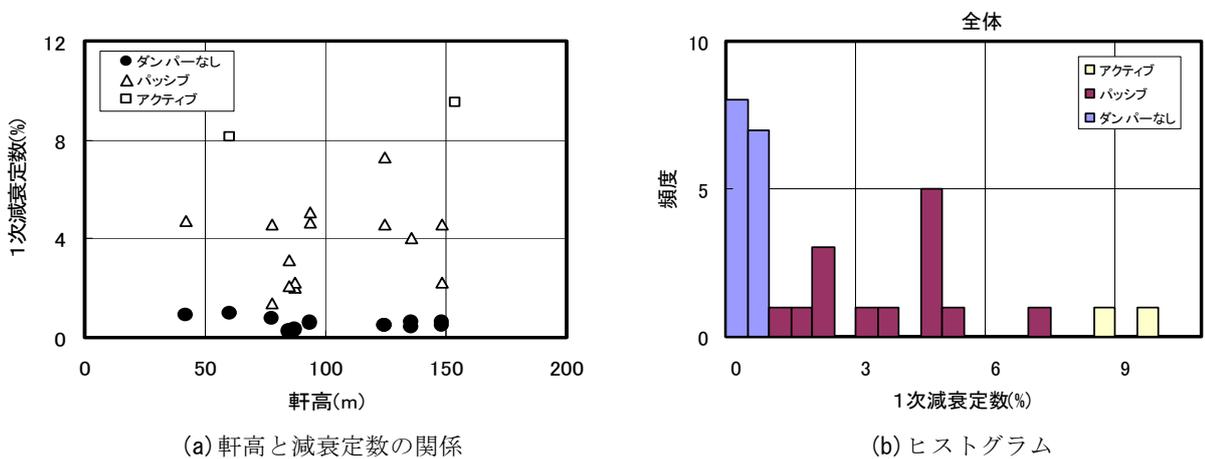


図-8 塔状制振建築物(全体)

びヒストグラムを図-4～図-8に示す。

図-4は制振装置の影響がない場合、図-5はパッシブ制振の場合、図-6はアクティブ制振の場合であり、図-7はそれらを重ねて示したものである。また図-8は塔状制振建築物の場合である。

図-4より、制振装置の影響がない場合の制振建築物の減衰定数 h_1 は、最大値 3.30%、最小値 0.55%、平均値 1.44%である。減衰定数 h_1 は、軒高に関わらずほぼ一定値を示している。またヒストグラムより、減衰定数のばらつきは小さく、約 85%の建築物が $h_1=2\%$ 以下の値を示している。この値は、鉄骨造で時刻歴応答解析をする場合の一般的な減衰定数 $h_1=1\sim 2\%$ とよい対応を示している。

図-5より、パッシブ制振の減衰定数 h_1 は、最大値 11.0%、最小値 0.66%、平均値 3.49%である。パッシブ制振の場合、軒高の増加に伴い減衰定数がやや低下する傾向が認められる。パッシブ制振のなかで最も多いタイプである層間設置型は、制振装置が層のせん断変形に対して設計されることが一般的である。このため、高層化に伴い層間変形に占める曲げ変形の割合が大きくなると相対的に制振装置の効率が低下すると考えられる。軒高の増加による減衰定数の低下は、このことと対応しているものと思われる。

パッシブ制振の平均減衰定数 3.49%と制振装置の影響がない場合の平均減衰定数 1.44%の差から、平均的な付加減衰は約 2%である。付加減衰で約 8%以上を報告した例は少なく、減衰定数 $h_1=6.5\%$ までの累積頻度が 90%を超えている。現在国内で建設されている約 90%のパッシブ制振の付加減衰は、約 5%以下と考えられる。なお、この値は、実測データに基づいたものであるため、動的設計において極めて稀に発生する大地震として想定されている設計値としての減衰定数とは直接的には対応しないことに留意する必要がある。

また、本論の図化では、減衰定数が複数回測定されている場合には、平均的な値で代表させた。このため、個々の測定結果では、パッシブ制振の場合、最大 11%を超過する減衰定数も報告されている。これらについては、付録の表-1～表-3の備考欄を参照されたい。

図-6より、アクティブ制振の減衰定数 h_1 は、最大値 16.0%、最小値 2.40%、平均値 8.60%である。アクティブ制振の場合、軒高に関わらず、減衰定数が一定の幅の中にばらつく傾向が見られる。また、減衰定数のばらつきが、 $h_1=2\%\sim 16\%$ という幅広い範囲に分布する点も特徴的であり、 $h_1=5\sim 6\%$ と $h_1=10\sim 11\%$ にそれぞれ頻度の小さなピークが見られる。アクティブ制振では、制振装置が建築物の頂部に設置されることが多く、建

築物の曲げ変形の増加に対して制振装置の効率が低下しない。このため軒高の影響が小さいものと思われる。また、減衰定数のばらつきは、アクティブ制振の性能のばらつきというよりも、設計目標としている減衰定数の違いを反映していると思われる。アクティブ制振の平均的付加減衰は、全体的には、約 7%であるが、この2つのピークを別に評価すると、約 5%と約 10%の2段階の値があると思われる。

図-7より、 $h_1=6\sim 7\%$ を境にしてパッシブ制振からアクティブ制振の頻度が大きくなっていることが分かる。微小振動レベルの減衰定数として $h_1=約 10\%$ を設定する場合、アクティブ制振が採用されていることが多くなっているものと思われる。図-8の塔状制振建築物も同様の傾向が見られる。

5. まとめ

1987～2007年度までの21年間の日本建築学会大会論文から、制振建築物の実測減衰データベースを作成した。また、それに基づいて制振建築物の減衰性能の簡単な傾向分析を行った。パッシブ制振、アクティブ制振ともに大きな減衰性能を付与しているものの、その値のばらつきはかなり大きい。制振装置がその性能を発揮するためには、設計、施工上の十分な配慮が必要と思われる。また、今回の分析では比較的大きな振幅レベルの減衰定数を採用することとしたが、振幅レベルによっては必ずしも十分な減衰性能が得られていない場合もあるようである。振幅レベルごとの減衰定数の分析や減衰評価方法の違い等に関する影響の整理を今後進めていく必要があるものと考えられる。

謝辞：本研究は、日本建築学会荷重運営委員会のもとに設置された「建築物の減衰と性能設計小委員会」の活動を通じて実施したものである。本研究をまとめるにあたり、多大なご協力をいただいた早稲田大学 曾田五月也 教授、応用地震計測(株) 佐武直紀委員に心より感謝申し上げます。また同小委員会の関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の減衰，2000
- 2) 日本建築学会：学術講演梗概集(1987～1994: B, 1995～2007：B-1, B-2)
- 3) 日本建築構造技術者協会：応答制御設計法，付：免震・制振(震)建築の設計例/装置・部材データ集，2000

表-1 つづき

建物No.	減衰評価手法 TF:伝達関数 PS:パワースペクトル	減衰定数実測値(%)									1次モード振幅値 *はRMS値,他は最大値(加速度 cm/s ² ,速度×10 ⁻³ cm/s,変位×10 ⁻⁶ cm)			備考	論文 発表 年			
		短辺			長辺			ねじれ			変位	速度	加速度					
		1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次	3次								
V-1 (Sタワー)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.93 4.70											変位 79000.0 44000.0			TLD水量1t×25基,管制塔重量の0.59%,2方向制振	1987	
V-2 (Sタワー)	1/√2法 自由振動波形より	0.40 4.00	1.10		0.60	1.30		1.20	5.20				変位 760000.0 450.0			TLD水量0.6t×16基,建物1次モード重量の約1% のTLD自由水,短辺方向のみ制振	1988	
V-3 (Sタワー)	自由振動波形より 伝達関数より 伝達関数より	0.50 4.60 7.10			0.50 7.30 6.70								加速度 413.7 41.5			建物重量の1%のTMD重量,2方向制振	1988	
V-4 (Sタワー)	対数減衰率 対数減衰率	0.50 4.60			0.60 2.20								変位 1800000.0			タワー地上部重量4000t,TMD重量X方向30t,Y方向 25t,減衰定数h=15%,X方向は壁面の一つと平行方向,Y 方向はX方向と直交する方向,2方向制振	1989	
V-5 (ビル)	1/√2法(PS) 自由振動波形より 自由振動波形より	2.00 3.20 9.10											変位 500000.0 400000.0			振り子式TMD,建物地上部重量1100t,TMD重量 5t,有効質量比約1%,短辺方向のみ制振	1989	
V-6 (ビル)	1/√2法(PS) カーブフィット(PS) RD法	2.35 2.01 1.92	1.52 2.21	3.86	3.99 3.06 2.25	1.57 1.08 2.57	2.76						加速度 10~40			1~16階に鉛ダンパー設置	1990	
V-7 (ビル)	1/√2法 1/√2法	13.00 3.00											変位 4.0			制振時ではなく,システムの固定時と非固定時の比較,短辺方向のみ制振	1991	
V-8 (Sタワー)	自由振動波形より 1/√2法 自由振動波形より 1/√2法 RD法 RD法	0.96 1.60 8.10 7.60 0.3~0.9 6~10											加速度 4.0 4.0			ジャイロタイプ,建物重量300t,ロータ重量408kgf	1992	
V-9 (ビル)	常時微動より システム同定 システム同定 システム同定	0.81 1.13 1.45 1.86	0.91 1.76 2.83 4.19	1.61 1.96 2.83 3.90	0.91 0.98 1.29 1.20	0.90 1.88 1.74 2.58	1.29 2.50 3.03 3.24						変位 60000.0 35~82 35~82 35~82			制振方向はX方向(短辺方向として表示),システム 同定は時刻応答解析による	1992	
V-10 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より				2.50 5.5~6.6								変位 50000~ 750000 250000~ 320000			建設中に実験実施,1階~5階に粘性体ダンパー設置,粘性体面積(1階:10800cm ² ,5階:7200cm ²),2方向制振	1992	
V-11 (Sタワー)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.55 4.66			0.65 5.06								加速度 30.0 30.0	30.0 30.0		TMD質量1.2t,一般化質量比2%,2方向制振	1992	
V-12 (ビル)	共振曲線より	1.40	1.43	1.75	1.86	1.24	1.65									短辺方向のみ制振	1993	
V-13 (ビル)	1/√2法 1/√2法	2.50 6.10			(3.9) 4.70								変位 50000.0 48000.0	60000.0 90000.0		2方向制振,()内の減衰は参考値	1993	
V-14 (Sタワー)	自由振動波形より 自由振動波形より FDD法 カーブフィット(自由振動波形)	0.37 2.00 0.46 1.26	1.16	2.64	0.60 1.69	0.71	1.03	0.41	0.79	1.04			速度 75.0 150.0	75.0 200.0		建物一般化質量とTLD内容物の質量比 X2.5%,Y2.1%,X方向を短辺として表示,2方向制振	1993	
V-15 (Sタワー)	自由振動波形より 自由振動波形より RD法 RD法 RD法 RD法 カーブフィット(自由振動波形) FDD法 カーブフィット(自由振動波形)	0.77 3.90 4~7 1.5~7 1.60 4.55 1.52 4.34	0.88	0.85	1.10 1.56	1.07	0.75	1.52	1.49	1.35			速度 120.0 50.0 0.6*~1.4* 0.1*~1.0*	0.4*~0.8* 0.1*~1.0*		建物一般化質量とTLD内容物の質量比短辺3.2%, 長辺2.0%,2方向制振	1993	
V-16 (ビル)	カーブフィット(自由振動振幅) カーブフィット(自由振動振幅)	1.87 2.39	1.94 2.11					2.13 2.18					変位 250000.0			1階~10階の各階に4箇所ずつ設置,てこによる増 幅機構,2方向制振	1993	
V-17 (ビル)	RD法 RD法	2.00 5~15														建物1次等価重量3280t,AMDマス重量36t×2基, 短辺方向とねじれの制振	1994	
V-18 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より RD法 RD法	1.40 10.60 2.00 6~15											加速度 5.0 5.0 1.0 1.0			TMDマス重量480t,建物1次等価質量の3.4%(短 辺),3.9%(長辺),2方向制振	1994	
V-19 (ビル)	共振曲線より 自由振動波形より	0.85 8.00	1.20	1.48									加速度 3.0			建物重量52000t,AMDマス重量15t×2基,短辺方 向2次~3次の制振	1994	
V-20 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.92 6.70											加速度 3.5 3.5			1次モード質量比0.47%,HMD1基の重量22t×2基,2 方向制振	1994	
V-21 (ビル)	対数減衰率 対数減衰率 RD法 RD法 RD法 RD法 RD法	0.80 2.40 10.60 1.08 4.69 1.00 5.84 1.17 6.45	1.30	1.50	0.76 11.30 1.03 4.34 0.91 5.84 1.04 6.27	1.25 1.34	0.85	0.95 1.09 0.86 1.23 0.86 1.30						速度 10000.0 10.0 10.0 200.0 200.0 500.0 500.0 1000.0 1000.0			多段階振り子方式のHMD(TAD),付加振動体質量比 0.74%,付加振動体重量170t×2基,2方向制振	1998
V-22 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より	1.14 2.38 3.76 4.94											変位 2000000.0 2000000.0 2000000.0 2000000.0			付加振動体重量110t×3基,39階に設置,2方向制 振	1994	
V-23 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.83 7.23			1.15 9.65								変位 200000.0 200000.0			TMD上にAMDを設けたHMD,TMD重量20t,建物重量の 0.77%,AMD重量2t,建物重量の0.08%,2方向制振	1994	
V-24 (ビル)	対数減衰率 TF	1.60 16.00 10~13	3.00 3.00										加速度 9.0 9.0 20.0			HMD可動部重量2.11t,1次有効質量比1.7%,短辺 方向1次,2次の制振	1994	
V-25 (ビル)	対数減衰率 1/√2法	10.00 11.00											変位 30000.0 50000.0			躯体工事終了時測定,衝撃加振の減衰は約2.5%~ 18%に分布,1/√2法の値は下限値,2方向制振	1994	
V-26 (ビル)	対数減衰率 対数減衰率 1/√2法 対数減衰率 対数減衰率 1/√2法	1.13 1.23 1.68 3.55 3.22 5.05			1.60 1.37		1.21 1.24 3.00			2.00			加速度 4~7 1~2 >6 4~7 1~2 >3	4~7 1~2 >6 4~7 >3		建物全体重量729t,1次用TMD(1.0t),3次用 TMD(1.75t),短辺方向とねじれの制振	1994	
V-27 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.55 5.5~6.0			0.68 5.5~6.0								変位 55000.0 30000.0			2方向回型水槽,質量比2.28%,装置有効重量 26.5t,建物1次有効重量1160t,2方向制振	1994	
V-28 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.81 5.70			1.07 5.47								変位 2.50 7.50			質量比0.9%,はり間方向より時計回りに約20度の方 向を短辺,直交方向を長辺と表示,2方向制振	1995	
V-29 (ビル)	RD法 RD法	1.00 3.00					2.50 7.50						速度 1000.0* 200.0*			建物1次等価重量10150t,ATMDマス重量50t×2 基,短辺方向とねじれの制振	1995	
V-30 (ビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	1.10 10.20			1.40 10.10								変位 1000000.0 1000000.0	1000000.0 1000000.0		TMD上にAMDを設けたタイプのHMD,TMD重量 30t,AMD重量6t×2基,HMD設置数2基,2方向制振	1995	
V-31 (ビル)	対数減衰率 対数減衰率	0.70 6.10			2.90 10.90								加速度 9.0 7.0	5.0 5.0		装置重量50t×2基,2方向制振	1995	
V-32 (ビル)	PS PS						1.13 4.50						加速度 1~4			振り子式TMD,TMD重量112~132t(高架水槽),建 物有効回転質量の2~2.5%,ねじれの制振	1996	

表-2 つづき

建物No.	減衰評価手法 TF:伝達関数 PS:パワースペクトル	減衰定数実測値(%)									1次モード振幅値 *はRMS値,他は最大値(加速度 cm/s ² ,速度×10 ⁻³ cm/s,変位×10 ⁻⁶ cm)			備考	論文 発表 年		
		短辺			長辺			ねじれ			変位	変位	変位				
		1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次	3次							
V-33 (Sビル)	対数減衰率 対数減衰率	4.30			1.50								800000.0 700000.0			1階~16階に計80台設置,最大減衰力100t,2方向制振	1996
V-34 (Sビル)	自由振動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より RD法	0.84 2.50 10~11.8 0.75 12.10	0.82 1.12 1.30		0.88 1.02 1.76 1.54								10.0 10.0 10.0			多段振り子方式のHMD(TAD),振動体重量90t/基,建物重量の0.17%,有効質量比0.61%,2基設置,短辺方向とねじれはアクティブで長辺方向はパッシブ	1996
V-35 (Sビル)	システム同定 システム同定	2.20 4.20			1.85 4.70								290.0 150.0			HMD2基設置,システム同定(ARMAX,AR),2方向制振	1997
V-36 (Sビル)	PS	6.30			1.00					1.50			9.0 4.0			振り子式TMD,TMD重量(短辺180t,振れ:90t),建物重量27000t,短辺方向とねじれの制振	1997
V-37 (Sビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	1.40 6.00											10.0 3.0			転がり振り子式TMD(2方向),TMD重量8.5t,建物重量の1%,2方向制振	1997
V-38 (Sビル)	微動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より	2.20 8.00							3.50 9.50				2500.0 2500.0			水蓄熱槽を利用したAMDを38階に2基設置,両側の低層棟との間に超塑性ゴムを計8箇所設置,長辺方向は超塑性ゴム,短辺方向とねじれはアクティブと超塑性ゴム	1998
V-39 (スタワー)	カーブフィット(自由振動波形)	8~11											1600.0			HMD可動部重量(短辺:34.5t,長辺:26.8),有効質量比(短辺:1.73%,長辺:1.41%),2方向制振	1998
V-40 (Sビル)	共振曲線より 対数減衰率 システム同定	1.21 10.10 9.00	1.70		1.05 3.00 1.50				1.73 3.40 1.60				4.0 4.0	4.0 2.0		ギヤ振り子とリアモータのHMD,HMD重量30t×2基,建物総重量の約0.12%,システム同定はARXモデル,短辺方向とねじれの制振	1998
V-41 (W)	自由振動波形より 自由振動波形より	2.65 3.83											50.0 25.0			木造2階建住宅,設置枚数(1階12枚,2階8枚),ダンパー1枚約1.7tの抵抗力,2方向制振	1998
V-42 (Sビル)	PS 共振曲線より 自由振動波形より 自由振動波形より	0.63 0.72 3.00 10.00	1.50 3.00		1.14 0.86 1.00 4.50				0.89 0.86 1.00 4.50				8.0 5.0	0.1 0.1		リアモーターを用いたHMD,HMD重量24.7t×2基,短辺1次,2次,ねじれの制振	1998
V-43 (スタワー)	対数減衰率 対数減衰率 RD法 RD法	0.25 2.10 0.50 2.30			0.23 3.10 0.32 2.00											TMD質量12t,有効質量比約2.8%,タワーの中間部に3本のステーあり,2方向制振	1999
V-44 (Sビル)	1/√2法 1/√2法 対数減衰率 対数減衰率 PS TF FDD法 1/√2法	1.40 3.90 4.50 4.41 4.31 1.01 1.14 4.62 6.20	2.30 6.10										348000.0 118000.0 1.0 1.8 2.5 20.6 19.7		21.5	起振機実験は竣工引渡し前に実施,オイルダンパー最大径φ200,最大減衰力50t,72基設置,2方向制振	1999 2002
V-45 (スタワー)	RD法 RD法 RD法 RD法	0.3~0.4 3~4.5 0.1~0.3 2.9~4.3								2.37 8.90						屋上鉄塔(高さ20.5mのSRC建物の屋上に高さ62.5mの鉄塔),TMD重量1t,2方向制振	1999
V-46 (Sビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.65 12.50	0.78 4.90										8.0 9.0	2.0 2.0		HMD(パッシブ)部質量68t,アクティブ部質量7.5t×2基,建物総質量50000t,短辺1次,2次,ねじれの制振	2000
V-47 (Sビル)	1/√2法 1/√2法 1/√2法	3.30 9.70 13.50														最大減衰力100tの可変オイルダンパー,1階~4階に2基ずつ設置,短辺方向はセミアクティブ,長辺方向は鋼材ダンパー設置	2000
V-48 (Sビル)	対数減衰率 対数減衰率	1.70 5.34 6.68	1.96 6.68													オイルダンパー設計減衰力196kN,限界減衰力392kN,各階8基計40基設置,2方向制振	2000
V-49 (Sビル)	カーブフィット(自由振動振幅ピーク) カーブフィット(自由振動振幅ピーク)	1.70 1.30	0.90 0.50	1.00 0.90	0.40								3400.0 92700.0	2200.0 40600.0	159200.0	粘性制震壁453枚設置,2方向制振	2000
V-50 (Sビル)	対数減衰率 対数減衰率 対数減衰率 対数減衰率	1.15 1.42 1.19 5.57											500000.0 500000.0 500000.0 500000.0			オイルダンパー22台,セミアクティブオイルダンパー42台,オイル,セミアクティブオイル共に2方向配置,1階~6階にセミアクティブ,7階~10階にオイル配置,セミアクティブダンパーの最大荷重1500kN,リリーフ荷重1300kN	2001
V-51 (Sビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	2.26 10.58	3.85 6.24		2.63 4.08				2.55 9.76				7.5 7.5	5.0 5.0	3.0 3.0	HMD(TMD)有効質量54.5t,AMD有効質量11t×2基,短辺1,2次,ねじれアクティブ,長辺パッシブ	2002
V-52 (Sビル)	1/√2法 RD法 TF	0.66 0.45 0.5~1	0.92 1.47	1.13 1.10 1.5~2	0.95 1.31				0.64 0.47 0.74							1999年1月~2001年11月まで2ヶ月ビッチで測定した値より評価	2002
V-53 (CFTビル)	RD法	2.30			2.00											1階~19階:8台/階,20階~38階:4台/階,2方向制振	2002
V-54 (CFTビル)	自由振動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より 自由振動波形より モード分解法 モード分解法	0.90 1.10 3.00 4.00 2.30 4.50											4000.0 3500.0			TMD上にAMDを設けたHMD,セミアクティブオイル最大荷重1500kN,リリーフ荷重1300kN,TMD質量30t,AMD質量10t,セミアクティブオイルダンパーは短辺方向に88基,HMDは屋上に2基で2方向制振,システム同定(ARXモデル)を用いた閉ループ直接同定法	2003 2004 2005
V-55 (CFTビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	0.77 12.70	0.85 3.17		1.15 3.59				0.92 9.14	0.83 2.99			9.0 9.0	5.0 5.0		HMD(TMD)有効質量200t,AMD有効質量20t×2基,短辺1次~4次アクティブ,長辺はパッシブ	2003
V-56 (CFTビル)	RD法 RD法 TF	0.97 4.20 6.70	3.50													短辺方向にセミアクティブオイルダンパー(72台),長辺方向にオイルダンパー(40台)	2004 2005
V-57 (Sビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	2.70 13.80							1.90 10.90							テコ&レール式リアモーター,振動体重量31t×2基,ダンパー減衰力1500kN,HMD:短辺,ねじれ,オイル短辺	2004
V-58 (CFTビル)	自由振動波形より	1.5~3														粘性制震壁,基準粘度9000poise,3F~20F:各階6基,極軟鋼LY100,3F~20F:各階8基,2方向制振	2004
V-59K (SRCビル)	システム同定	1.2~3.5														耐震改修,2階~5階に設置,システム同定(ARMAMAモデル),2方向制振	2004
V-60 (CFTビル)	1/√2法	3~4.7			3~6.5											極低降伏点鋼(LY100),2方向制振	2005
V-61K (RCビル)	RD法 RD法 RD法 RD法				1.90 2.90 2.69 2.28	1.50 3.00 4.59 3.63										耐震改修,ジェン系減衰体,最大減衰力400kN,設置数(長辺:16台,短辺:8台),2方向制振	2005
V-62 (CFTビル)	RD法 システム同定1 カーブフィット(自由振動振幅ピーク) 応答モデル システム同定1 システム同定2	0.97 0.85 1.07 1.80 1.6~1.92 1.00	1.91 1.81		0.77 0.81 2.69 1.8~2.2	2.74 1.57							0.11~0.18 0.11~0.18 0.30~0.89 0.6~41.0	0.12~0.18 0.13~0.18 0.62~1.43 0.7~64.0		床屈拘束ブレース(LY100),粘性体制振壁,両ダンパー共に2方向配置,応答モデル(等価せん断モデル)による地震応答解析,システム同定1(ARXモデル),システム同定2(部分空同定)	2005 2006
V-63 (Sビル)	自由振動波形より 自由振動波形より	1.00 6.50			1.30 6.20				1.40				4.0 4.0	4.0 4.0		HMD質量50t×2基,有効質量比(1次:0.41%,2次:0.4%),建物有効質量(1次:24200t,2次:24700t),2方向制振	2005
V-64 (Sビル)	RD法+ARMAモデル RD法+対数減衰率 ARMAモデル RD法+ARMAモデル RD法+対数減衰率 ARMAモデル	1.00 0.90 0.70 1.30 4.60 3.10			1.50 1.00 1.10 2.80 0.90 2.40								0.2*~0.7* 0.2*~0.7* 0.2*~0.7* 0.3*~0.5* 0.3*~0.5* 0.3*~0.5*	0.2*~0.5* 0.2*~0.5* 0.2*~0.5* 0.15*~0.4* 0.15*~0.4*	長辺方向立面が8階以上で両端部が約20m張り出すT字型形状,2方向制振	2006	

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

Response Control Method of Multi-Tuning Viscous Mass Dampers with Spring Based on Fixed Points Theory

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

第一構造デザインディビジョン 木田 英範 HIDENORI KIDA

平田 裕一 YUICHI HIRATA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

(株)免制震デバイス 田中 久也 HISAYA TANAKA

筆者らは、これまでに層間加速度に依存して慣性質量効果を有する要素と粘性要素およびバネ要素からなる同調質量系ダンパーを制御対象の系に組み込んだダンパーシステムを提案している。これら同調質量系ダンパーを単一に用いる場合の問題点は、制振効果が制御対象やダンパー構成要素のパラメータ変動の影響を受けやすく、実用面での信頼性に難点があることがあげられる。本報では、この問題点を改善するために3要素からなるダンパーを多段に配置した定点理論に基づく応答制御法を提案し、多段調整することにより単一型より応答倍率を小さくできること、ある想定した変動域で安定した制振効果が得られることを示した。

キーワード：定点理論，パッシブ制振，多段調整，慣性質量，バネ要素

The authors proposed the multi-tuning viscous mass dampers with spring and its optimum design method based on fixed points theory. Vibration control effects of single-tuning type dynamic absorber are very sensitive to changes of parameters such as the natural frequency of the controlled object and the damping coefficient of the absorber itself. This paper shows this damper system improve the robustness of vibration control performance by multi-tuning and this damper system can reduce magnification factor than conventional single-tuning type dynamic absorber.

Key Words: Fixed Points Theory, Passive Control, Multi-Tuning, Inertial Mass, Spring

1. はじめに

建築構造物の耐震設計は、その剛性や耐力を調整するか、あるいは人為的に減衰を付加することで行われるのが一般的である。これは、運動方程式において剛性項や粘性項、あるいは両項を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。剛性項を操作する方法としては、変位に依存して減衰力を発揮する低降伏点鋼などの履歴系ダンパーが、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オイルダンパーなどの粘性系ダンパーが知られている。

一方、質量項を操作することで応答を制御しようとする方法^{例えは¹⁾}がある。これは慣性接続要素¹⁾と呼ばれる層間加速度に応じて慣性力を発生させる質量要素を構造物の層間に配置することにより、剛性項、粘性項の制御では得られなかった構造物の特性変動を誘導しようとする

ものである。

筆者らは、すでに提案されている運動方程式における質量項を操作する応答制御法とは異なる慣性接続要素をより効果的に利用する新しい応答制御法^{2) ~ 5)}を提案している。本制御法は、慣性接続要素と粘性要素およびバネ要素の3要素からなる振動系（「バネ付き粘性マスダンパー」または「付加系」と呼ぶ）を形成して制御対象の系に組み込み、この振動系の固有振動数とフレームの固有振動数を適切に同調させることにより、バネ要素と粘性要素のみ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ものである。

これら同調質量系ダンパーを単一で用いる場合の問題点は、制御対象となるフレームの固有振動数などの変動やダンパーを構成する3要素のパラメータ変動の影響を受けやすく制振効果が減少してしまうなど実用面での信頼性に難点があることがあげられる。

本報では、この問題点を改善するための方法として、3要素からなる振動系を多段に配置した定点理論に基づく応答制御法を提案する^{6),7)}。多段調整することにより単一型より応答倍率を小さくすることができること、ある想定した変動域ではほぼ一定の安定した制振効果を発揮することができることを示す。なお、制御対象は系の基盤に入力される調和加振系とする。

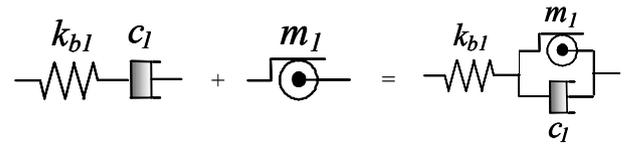
2. 本システムの構成要素と原理

バネ付き粘性マスダンパーは、バネ要素 k_{b1} と粘性要素 c_1 からなるマクスウェルモデル (図-1(a)) の粘性要素と並列に慣性接続要素 m_1 (図-1(b)) を接続したものである。バネ要素は、一般的な粘性ダンパーで期待される高剛性の支持部材として用いるのではなく、振動系を構成する1要素として用いるため、適度な剛性を持たせている。そのため、付加系自体で固有円振動数 ω_1 の振動系 (図-1(c)) を形成している。

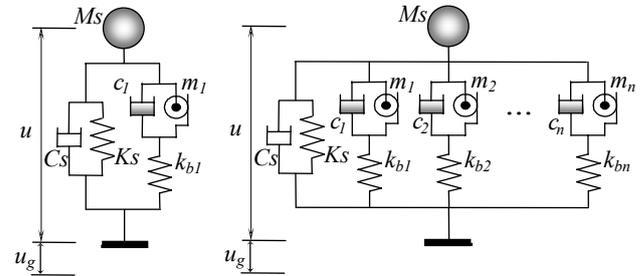
システムはこの付加系をフレームに組み込むことにより形成される。図-2に単一型システムと多段調整型システムを示す。多段調整型の付加系は、単一型の付加系を単に n 個並列に接続したのではなく、それぞれが異なる固有円振動数 $\omega_j (j=1 \sim n)$ をもつ系を多段に配置することにより構成される。付加系を構成するバネ要素の剛性や粘性要素の減衰は、全体系の共振点のピークを最小化するように調整する。この最適化手法には定点理論を用いる。定点理論⁸⁾とは、TMD(Tuned Mass Damper)のような動吸振器の設計に用いられる設計法でDen Hartogによって1924年に提案されたものである。これは、動吸振器を含む振動系の共振曲線において動吸振器の減衰の大きさに関係なく定まる2つの特定の固定点を利用して装置の設計を行おうとするものである。具体的には、まずこれら2つの固定点の高さを揃えるための条件、つまり動吸振器と主系との最適同調振動数比を求める。次に、これら2つの固定点で共振曲線が最大値を取るための条件、つまり動吸振器の最適減衰定数を求める。

以上の手順により、動吸振器の最適固有円振動数と減衰係数を決定することができる。フレームと付加系の固有円振動数を同調させることは、付加系の粘性要素部分の相対変位を動的に拡大してダンパーによる振動の吸収効果を高めることになる。

さらに既往の論文⁹⁾において、最適化された2個の動吸振器のバネ剛性の高振動数域にグループ分けされるものはさらに高振動数側に、低振動数域にグループ分けされるものはさらに低振動数側にそれぞれの動吸振器の固有円振動数を少しずつずらすことによりロバスト性を



(a) Maxwell モデル (b) 慣性接続要素 (c) 付加系
図-1 バネ付き粘性マスダンパー (付加系) の構成要素



(a) 単一型 (b) 多段調整型
図-2 単一型システムと多段調整型システム

高めることができることも知られている。

次章以降では、以上のような多重動吸振器の応答性状を利用して、慣性接続要素を利用した付加系を多段配置した応答性状について報告する。慣性接続要素を利用した多段調整型の代表的な例として、主に付加系を2個並列に接続した場合を例に、最適調整条件、応答性状および設計仕様変動に対する調整法について述べる。

3. 多段調整型システムの最適応答制御解

(1) 多段調整型システムの応答倍率

図-2(b)に示す多段調整型システムが地動加速度 $\ddot{u}_g(t)$ を受けるときの変位応答倍率および加速度応答倍率を求める。運動方程式は次式で表される。

$$M_s \cdot \ddot{u} + C_s \cdot \dot{u} + K_s \cdot u + \sum_{j=1}^n f_j = -M_s \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

$$f_j = c_j \cdot \dot{u}_d + m_j \cdot \ddot{u}_d = k_{bj} \cdot u_b \quad (2)$$

ここで、 M_s と m_j は、それぞれ主系の主質量と慣性接続要素の質量を、 K_s と k_{bj} はそれぞれ主系の剛性と直列バネ要素の剛性を、 C_s と c_j はそれぞれ主系の粘性減衰係数と付加系粘性要素の減衰係数を表す。また、 \dot{u}_d 、 \ddot{u}_d は、それぞれ粘性要素部の速度と加速度を表す。上記の運動方程式を解くにあたり以下の関係式を定義する。

$$\omega_j^2 = k_{bj}/m_j, \quad \omega_s^2 = K_s/M_s, \quad C_s/M_s = 2h_s\omega_s, \quad c_j/m_j = 2h_j\omega_j$$

ここで、 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 は慣性接続要素の質量 m_j とバネ要素の剛性 k_{bj} で決まる固有円振動数を表している。

式 (1) に $u_g(t) = \delta \cdot e^{i\omega t}$ を代入し、地動調和加振を行う

場合の変位応答倍率と加速度応答倍率を求めると、それぞれ式 (3), 式 (4) となる。

$$\frac{u(t)}{u_g(t)} = \frac{g_s^2}{1 - g_s^2 + 2h_s g_s i + \sum_{j=1}^n \left(\frac{-g_s^2 + 2h_j \gamma_j g_s i}{\gamma_j^2 - g_s^2 + 2h_j \gamma_j g_s i} \cdot \mu_j \gamma_j^2 \right)} \quad (3)$$

$$\frac{\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_g(t)} = \frac{1 + 2h_s g_s i + \sum_{j=1}^n \left(\frac{-g_s^2 + 2h_j \gamma_j g_s i}{\gamma_j^2 - g_s^2 + 2h_j \gamma_j g_s i} \cdot \mu_j \gamma_j^2 \right)}{1 - g_s^2 + 2h_s g_s i + \sum_{j=1}^n \left(\frac{-g_s^2 + 2h_j \gamma_j g_s i}{\gamma_j^2 - g_s^2 + 2h_j \gamma_j g_s i} \cdot \mu_j \gamma_j^2 \right)} \quad (4)$$

ここで $g_s = p/\omega_s$, $\gamma_j = \omega_j/\omega_s$, $\mu_j = m_j/M_s$ であり, 2段調整 ($n=2$) の場合, 式 (3), 式 (4) は以下のようになる。

$$\frac{u(t)}{u_g(t)} = \frac{R_N + i \cdot I_N}{R_D + i \cdot I_D} = \delta_d \cdot e^{i\alpha} \quad (5)$$

$$\frac{\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_g(t)} = \frac{(R_N + R_D) + i \cdot (I_N + I_D)}{R_D + i \cdot I_D} = \delta_a \cdot e^{i\beta} \quad (6)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \delta_d &= \frac{\sqrt{R_N^2 + I_N^2}}{\sqrt{R_D^2 + I_D^2}}, \quad \alpha = \tan^{-1} \frac{I_N}{R_N} - \tan^{-1} \frac{I_D}{R_D} = \phi_N - \phi_D \\ \delta_a &= \frac{\sqrt{(R_N + R_D)^2 + (I_N + I_D)^2}}{\sqrt{R_D^2 + I_D^2}}, \quad \beta = \tan^{-1} \frac{I_N + I_D}{R_N + R_D} - \tan^{-1} \frac{I_D}{R_D} = \phi_{N+D} - \phi_D \\ R_N &= g_s^2 \times \left\{ (1 - g_s^2/\gamma_1^2)(1 - g_s^2/\gamma_2^2) - (4h_1 \cdot h_2 \cdot g_s^2)/(\gamma_1 \gamma_2) \right\} \\ I_N &= g_s^2 \times \left\{ 2h_1 \cdot (g_s/\gamma_1)(1 - g_s^2/\gamma_2^2) + 2h_2 \cdot (g_s/\gamma_2)(1 - g_s^2/\gamma_1^2) \right\} \\ R_D &= A \cdot C - B \cdot D + \sum_{j=1}^2 E_j, \quad I_D = A \cdot D + B \cdot C + \sum_{j=1}^2 F_j \\ \left[\begin{aligned} A &= 1 - g_s^2/\gamma_1^2 - g_s^2 + g_s^4/\gamma_1^2 - 4h_1 \cdot h_2 \cdot g_s^2/\gamma_1 \\ B &= 2h_1 \cdot (g_s/\gamma_1)(1 - g_s^2) + 2h_2 \cdot g_s(1 - g_s^2/\gamma_1^2) \\ C &= 1 - g_s^2/\gamma_2^2 \\ D &= 2h_2 \cdot g_s/\gamma_2 \\ E_1 &= \mu_1 \cdot \gamma_1^2 \left\{ (g_s^2/\gamma_1^2)(-1 + g_s^2/\gamma_2^2) - (4h_1 \cdot h_2 \cdot g_s^2)/(\gamma_1 \gamma_2) \right\} \\ E_2 &= \mu_2 \cdot \gamma_2^2 \left\{ (g_s^2/\gamma_2^2)(-1 + g_s^2/\gamma_1^2) - (4h_1 \cdot h_2 \cdot g_s^2)/(\gamma_1 \gamma_2) \right\} \\ F_1 &= \mu_1 \cdot \gamma_1^2 \left\{ 2h_1 \cdot (g_s/\gamma_1)(1 - g_s^2/\gamma_2^2) - (2h_2 \cdot g_s^3)/(\gamma_1 \gamma_2) \right\} \\ F_2 &= \mu_2 \cdot \gamma_2^2 \left\{ 2h_2 \cdot (g_s/\gamma_2)(1 - g_s^2/\gamma_1^2) - (2h_1 \cdot g_s^3)/(\gamma_1 \gamma_2) \right\} \end{aligned} \right. \end{aligned} \right.$$

(2) 2段調整型システムの最適調整条件

既往の論文⁹⁾と同様の方法で, 2段調整型の最適調整条件を求めるにあたり, 式(5), 式(6)の $h_s=0, \mu_1=\mu_2=\mu'$ とし h_1, h_2 をそれぞれ 0, ∞ とした 3組の条件を定め, 各々の条件における応答倍率を求めると, 以下のようになる。

(i) 変位応答倍率 (3組の条件)

(i-1) $h_1=0, h_2=\infty$ のとき

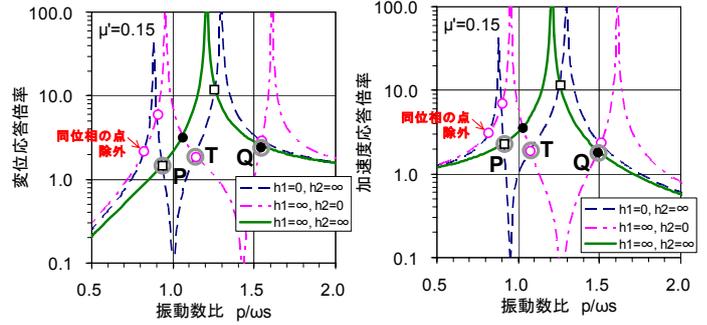
$$\left| \frac{u(t)}{u_g(t)} \right|_{h_1=0, h_2=\infty} = \left| \frac{g_s^2(\gamma_1^2 - g_s^2)}{\gamma_1^2(1 + \mu'\gamma_2^2) - g_s^2(1 - g_s^2 + \gamma_1^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2))} \right| \quad (7)$$

(i-2) $h_1=\infty, h_2=0$ のとき

$$\left| \frac{u(t)}{u_g(t)} \right|_{h_1=\infty, h_2=0} = \left| \frac{g_s^2(\gamma_2^2 - g_s^2)}{\gamma_2^2(1 + \mu'\gamma_1^2) - g_s^2(1 - g_s^2 + \gamma_2^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2))} \right| \quad (8)$$

(i-3) $h_1=\infty, h_2=\infty$ のとき

$$\left| \frac{u(t)}{u_g(t)} \right|_{h_1=\infty, h_2=\infty} = \left| \frac{g_s^2}{1 - g_s^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} \right| \quad (9)$$



(a) 変位応答倍率 (b) 加速度応答倍率
図-3 3つの特性点 P,T,Q (2段調整型)

(ii) 加速度応答倍率 (3組の条件)

(ii-1) $h_1=0, h_2=\infty$ のとき

$$\left| \frac{\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_g(t)} \right|_{h_1=0, h_2=\infty} = \left| \frac{\gamma_1^2(1 + \mu'\gamma_2^2) - g_s^2(1 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2))}{\gamma_1^2(1 + \mu'\gamma_2^2) - g_s^2(1 - g_s^2 + \gamma_1^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2))} \right| \quad (10)$$

(ii-2) $h_1=\infty, h_2=0$ のとき

$$\left| \frac{\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_g(t)} \right|_{h_1=\infty, h_2=0} = \left| \frac{\gamma_2^2(1 + \mu'\gamma_1^2) - g_s^2(1 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2))}{\gamma_2^2(1 + \mu'\gamma_1^2) - g_s^2(1 - g_s^2 + \gamma_2^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2))} \right| \quad (11)$$

(ii-3) $h_1=\infty, h_2=\infty$ のとき

$$\left| \frac{\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_g(t)} \right|_{h_1=\infty, h_2=\infty} = \left| \frac{1 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)}{1 - g_s^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} \right| \quad (12)$$

式 (7) ~ 式(12)より応答倍率曲線を図-3に示す。

既往の論文⁹⁾では, すべて逆位相の7交点であったが本報では, 逆位相7交点+同位相1交点の計8交点存在していることがわかる。この同位相1交点を除外し, 3交点 P,T,Q を図-3のように定義し, 定点理論に基づく条件「①3つの交点 P,T,Q の高さを等しくする」, 「②応答倍率曲線が3交点の高さと同じ付近で極大値を持つようにする」を2段調整型の最適調整条件とし, 解を導くものとする。

—①の条件—

表-1に交点 P,T,Q の解を示し, 交点 P,Q の高さを等しくする条件を式 (13), 式(15)に, 交点 P,T の高さを等しくする条件を式 (14), 式(16)に示す。

表-1 交点 P,T,Q の解

	変位応答倍率	加速度応答倍率
交点 P	式 (7), 式 (9) の2つの解の小さい方	式(10), 式(12)の2つの解の小さい方
交点 T	式 (7), 式 (8) の逆位相の3つの解の中間	式(10), 式(11)の逆位相の3つの解の中間
交点 Q	式 (8), 式 (9) の2つの解の大きい方	式(11), 式(12)の2つの解の大きい方

(i) 変位応答倍率 (高さを等しくする条件)

$$\frac{g_s^2(\text{交点P})}{1 - g_s^2(\text{交点P}) + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} = -\frac{g_s^2(\text{交点Q})}{1 - g_s^2(\text{交点Q}) + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} \quad (13)$$

$$\frac{g_s^2(\text{交点P})}{1 - g_s^2(\text{交点P}) + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} = \frac{g_s^2(\text{交点T})(\gamma_1^2 - g_s^2(\text{交点T}))}{-g_s^2(\text{交点T})(1 - g_s^2(\text{交点T}) + \gamma_1^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)) + \gamma_1^2(1 + \mu'\gamma_2^2)} \quad (14)$$

(ii) 加速度応答倍率 (高さを等しくする条件)

$$\frac{1 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)}{1 - g_s^2(\text{交点P}) + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} = -\frac{1 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)}{1 - g_s^2(\text{交点Q}) + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} \quad (15)$$

$$\frac{1 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)}{1 - g_s^2(\text{交点P}) + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)} = \frac{\gamma_1^2(1 + \mu'\gamma_2^2) - g_s^2(\text{交点T})^2(1 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2))}{-g_s^2(\text{交点T})^2(1 - g_s^2(\text{交点T}) + \gamma_1^2 + \mu'(\gamma_1^2 + \gamma_2^2)) + \gamma_1^2(1 + \mu'\gamma_2^2)} \quad (16)$$

以上により、P,T,Q の高さを等しくする条件式は、式(13)と式(14)または式(15)と式(16)の連立式にて与えられる。すなわちこれらの条件式は、 μ', γ_1, γ_2 のみの関数として表されており、2つの付加系の最適同調振動数比 $\beta_{opt1}, \beta_{opt2}$ は μ' のみの関数で表現されることがわかる。

②の条件-

式(5), 式(6) を g_s について微分を行い、極値を求めれば良いが、本論文では h_1, h_2 のパラメータスタディーにより、最適調整条件を満たす付加系の h_1, h_2 の解の算出を行うものとした(次節「(3) 多段調整型システムの最適調整条件」で示す各評価関数を最小にするようパラメータスタディーにより h_1, h_2 の解の算出を行う)。

(3) 多段調整型システムの最適調整条件

主系に付加系が n 個 ($n > 2$) 並列に取り付く場合、応答倍率曲線上には多くて $(n+1)$ 個の極大値が存在し、これらの極値を $P_{max}(1) \sim P_{max}(n+1)$ とした場合、既往の論文¹⁰⁾と同様、応答倍率曲線の各ピークのばらつきを小さくするための評価関数 G と共振ピークを抑えるための評価関数 H を、

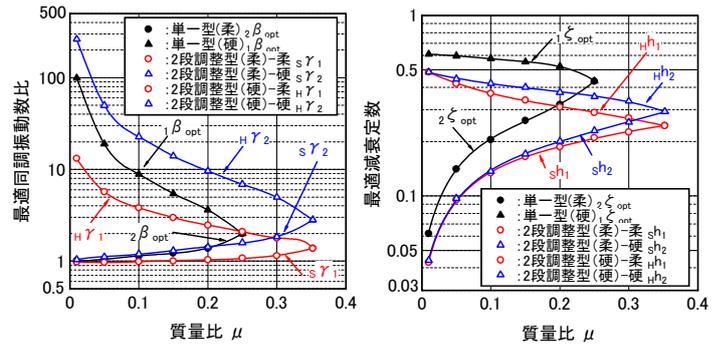
$$G = \sum_{l=1}^{n+1} \left\{ \frac{\sum_{k=1}^{n+1} P_{max}(k)}{n+1} - P_{max}(l) \right\}^2, \quad H = \sum_{k=1}^{n+1} \frac{P_{max}(k)}{n+1}$$

と定義し、各評価関数を最小にするようパラメータスタディーにより最適調整条件解の算出を行うものとする。

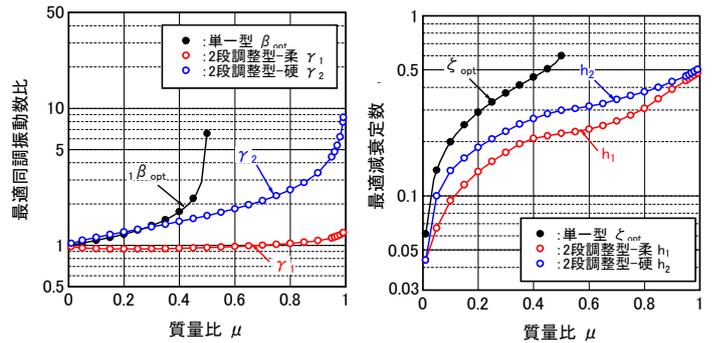
4. 多段調整型システムの応答性状

(1) 最適調整条件

図-4左図に2段調整型の地動調和加振による変位応答



(a) 変位応答倍率に対する最適調整時



(b) 加速度応答倍率に対する最適調整時

図-4 最適調整条件

倍率および加速度応答倍率に対する最適調整時(それぞれ「変位最適調整」, 「加速度最適調整」と呼ぶ)の最適同調振動数比 $\beta_j (j=1 \sim 2)$ を、図-4右図に付加系の最適減衰定数 $h_j (j=1 \sim 2)$ をそれぞれ単一型の最適応答制御解^{2),3)}と併せて示す。2段調整型の質量比 μ' は、単一型と比較するために $\mu' = \mu/2$ とした。ここで、最適同調振動数比とは、交点P,T,Qの高さを等しくする条件であり、最適減衰定数とは、3つの極大値の応答倍率をほぼ等しくかつ最小にする条件である。2段調整型の変位応答倍率の最適同調振動数比および最適減衰定数には、単一型と同様に2つの解が存在している。(単一型では質量比 $\mu = 0.25$, 2段調整型で $\mu = 0.352$ までの範囲で解が存在する) 加速度応答倍率においては、単一型では、質量比 $\mu = 0.5$, 2段調整型で $\mu = 1.0$ までの範囲で解が存在する。2つの解のうち、最適同調振動数比の低い方 $s\beta_j (j=1 \sim 2)$ で決まる付加系のバネを柔らかい方のバネ(以下、「柔バネ」), 高い方 $H\beta_j (j=1 \sim 2)$ で決まる付加系のバネを硬い方のバネ(以下、「硬バネ」と呼ぶ。

(2) 変位応答倍率曲線

図-5(a)右図に2段調整型の変位最適調整条件より求めた調和加振に対する変位応答倍率曲線を示す。左図には比較のために単一型の結果も示している。また、図-5(b)は単一型と2段調整型の変位応答倍率曲線の最大値

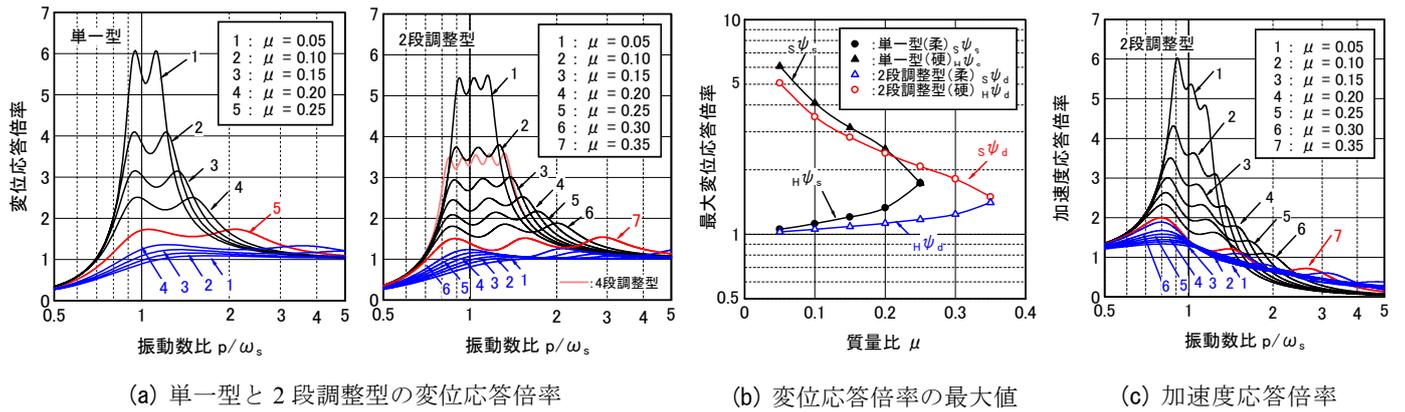


図-5 変位応答倍率最適調整時の応答倍率

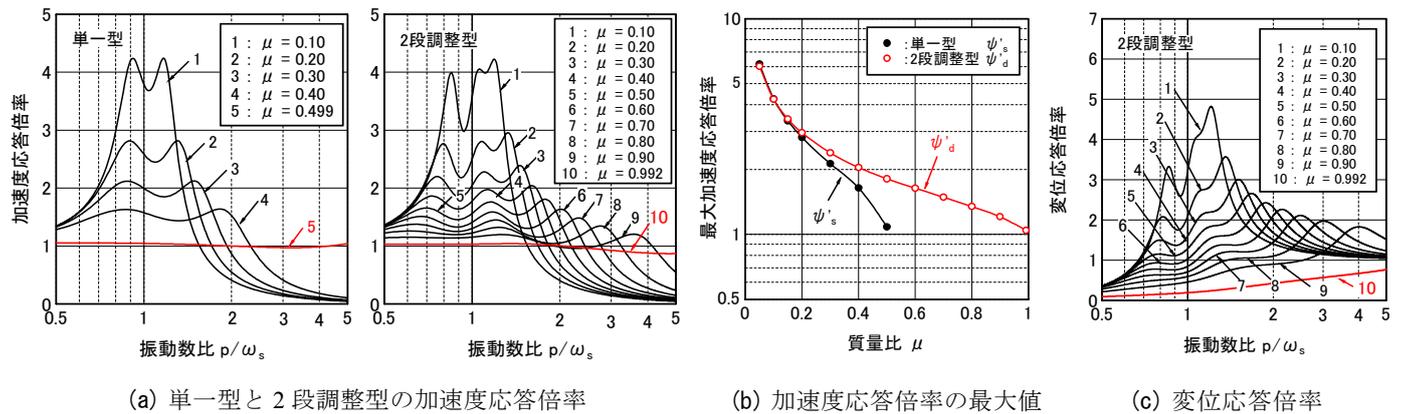


図-6 加速度応答倍率最適調整時の応答倍率

と質量比の関係を示す図-5(c)には2段調整型の加速度応答倍率を示している。

単一型で $\mu=0.25$ 、2段調整型で $\mu=0.352$ の変位応答倍率曲線を境に上側に柔バネを用いた場合、下側に硬バネを用いた場合の応答倍率曲線が示されている。柔バネでは質量比が大きいほうが、硬バネでは質量比が小さいほうが応答低減効果の大きいことがわかる。2段調整型の制振効果の特徴として、柔バネを用いた場合は $\mu=0.20$ 以下の条件で質量比が同じ場合でも単一型より少ない減衰量(減衰係数比で0.35~0.70)で変位応答倍率を0.84~0.96小さく抑えられること、硬バネを用いた場合は単一型より減衰量(減衰係数比で1.25~1.75)は多くなるが、全質量比にわたって変位応答倍率を0.68~0.98小さく抑えることができることがあげられる。

図-6(c)には加速度最適調整時の変位応答倍率曲線を示している。変位最適調整時の変位応答倍率曲線と応答倍率を比較すると、変位最適調整時の変位応答倍率のほうが加速度最適調整時の変位応答倍率より小さくなっており、定点理論に基づく変位最適調整時の条件は変位応答倍率を最小化する条件を満たしているのがわかる。

なお、4段、6段とより多くの付加系を用いた多段調整型にすることにより、一般的なTMDと同様¹⁰⁾、2

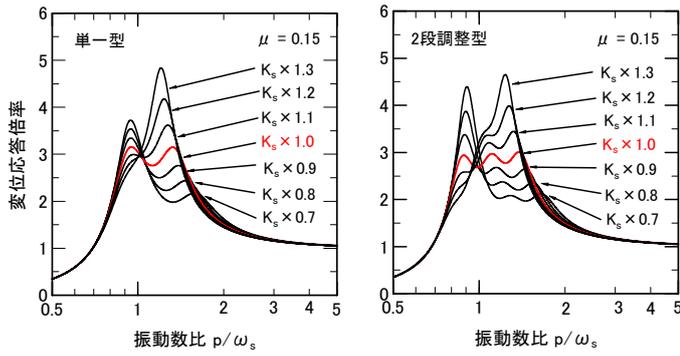
段調整型より大きな制振効果が得られる。図-5(b)には代表的な例として $\mu=0.10$ ($\mu'=\mu/4$)のときの4段調整型の変位応答倍率を示している。

(3) 加速度応答倍率曲線

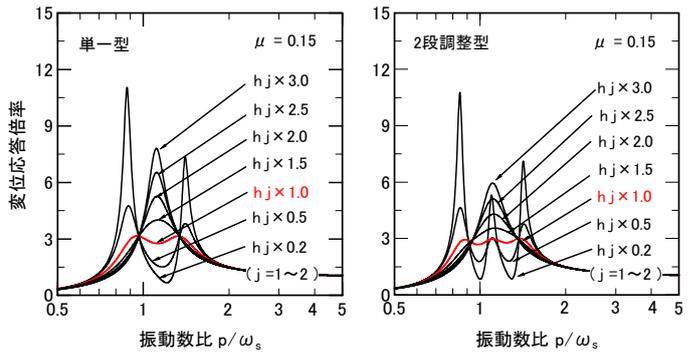
図-6(a)右図に2段調整型の加速度最適調整条件より求めた地動調和加振に対する加速度応答倍率曲線を示す。左図には比較のために単一型の結果も示している。また、図-6(b)は単一型と2段調整型の加速度応答倍率曲線の最大値と質量比の関係を示す図、図-6(c)には2段調整型の変位応答倍率を示している。

制御対象を加速度応答倍率にした場合、同質量比で単一型より多段調整型のほうが応答倍率が小さい条件は質量比 $\mu=0.10$ 以下であり、その他の条件では応答倍率が大きくなっているのがわかる。また、図-5(c)に示す変位最適調整時の加速度応答倍率と加速度最適調整時の加速度応答倍率を比較すると変位最適調整時でも加速度最適調整時とほぼ同等かそれ以下の応答倍率となっている。

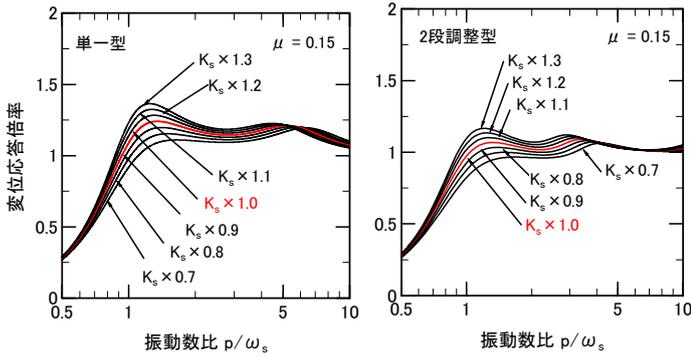
このように加速度応答倍率を対象に定点理論を本システムに適用した場合、定点理論によって導き出される多段調整型の最適解は、必ずしも加速度応答を最小化する条件になっていないことがわかる。これは、単一型で見



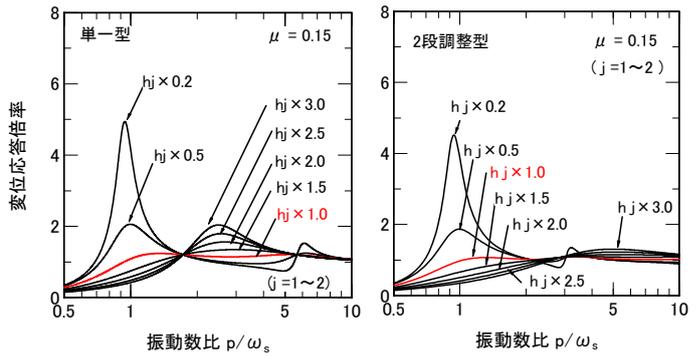
(a) バネ要素が柔バネの場合



(a) バネ要素が柔バネの場合



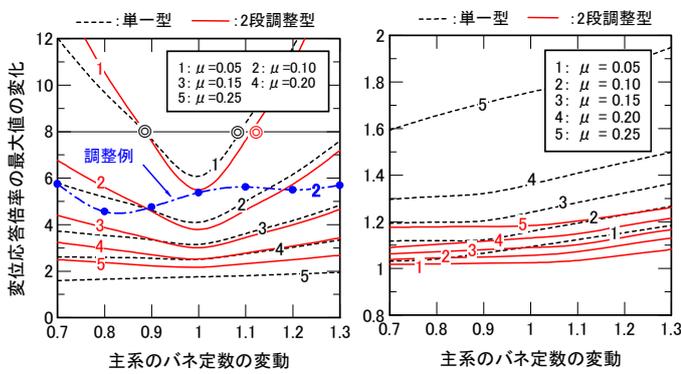
(b) バネ要素が硬バネの場合



(b) バネ要素が硬バネの場合

図-7 主系の固有振動数の変動に対する影響例
(変位応答倍率最適調整時)

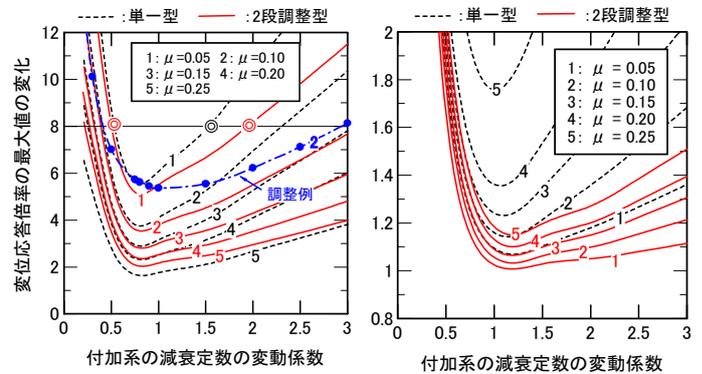
図-9 付加系減衰定数の変動に対する影響例
(変位応答倍率最適調整時)



(a) 柔バネの場合

(b) 硬バネの場合

図-8 最大変位応答倍率と主系のバネ定数変動との関係
(変位応答倍率最適調整時)



(a) 柔バネの場合

(b) 硬バネの場合

図-10 最大変位応答倍率と付加系の減衰定数変動との関係
(変位応答倍率最適調整時)

られた傾向と同様⁴⁾であり、定点理論に基づいて加速度応答を制御する場合でも、変位最適調整条件を満たすように設計の方が効果的であると言える。

5. 設計仕様変動に対する影響

同調質量系ダンパーを単一で用いる場合の問題点は、使用条件や経年変化などにより主系の固有振動数や付加系の減衰定数が変動した場合に、最適調整条件がずれて制振効果が小さくなることである。

ここでは、主系の固有振動数と付加系の減衰定数を変動パラメータに2段調整型の制振効果に対する影響の考察を行う

(1) 変位応答倍率最適調整時

a) 主系の固有振動数の影響

図-7に变位最適調整されているシステムで主系のバネ定数 K_s を0.1ピッチで $K_s \times 0.7 \sim K_s \times 1.3$ 倍に変動させた場合の代表的な変位応答倍率曲線(柔バネ, 硬バネ)を、図-8に変位応答倍率の最大値の変化と主系のバネ定

数の変動との関係を示す。硬バネを用いた場合は全質量比・全変動域で、柔バネを用いた場合は $\mu = 0.20$ 以下の条件かつ $K_S \times 0.9 \sim K_S \times 1.3$ のバネ定数の変動域で、ある変位応答倍率の最大値を許容する変動幅が大きいことから、単一型より固有振動数の変動の影響を受けにくいことがわかる。

例えば、柔バネを用いた場合、変位応答倍率の最大値を 8 以下にするバネ定数の変動幅は $\mu = 0.05$ の場合、単一型で $0.88 \sim 1.08$ 、2 段調整型で $0.88 \sim 1.11$ である (図-8中に◎で表示)。

b) 付加系の減衰定数の変動

図-9に変位最適調整されているシステムで 2 基の付加系の減衰定数を $h_j (j=1 \sim 2) \times 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ と変動させた場合の代表的な変位応答倍率曲線 (柔バネ, 硬バネ) を、図-10には変位応答倍率の最大値の変化と付加系の減衰定数の変動との関係を示す。硬バネを用いた場合は全質量比・全変動域で、柔バネを用いた場合は $\mu = 0.20$ 以下の条件かつ減衰定数の全変動域で、単一型より減衰定数の変動の影響を受けにくいことがわかる。

例えば、変位応答倍率の最大値を 8 以下にする減衰定数の変動幅は $\mu = 0.05$ の場合、単一型で $0.55 \sim 1.52$ 、2 段調整型で $0.50 \sim 1.94$ である (図-10 中に◎で表示)。

このことは、環境温度の影響を受けやすい粘性要素の温度依存性の観点からは有利な点と言える。

(2) 加速度応答倍率最適調整時

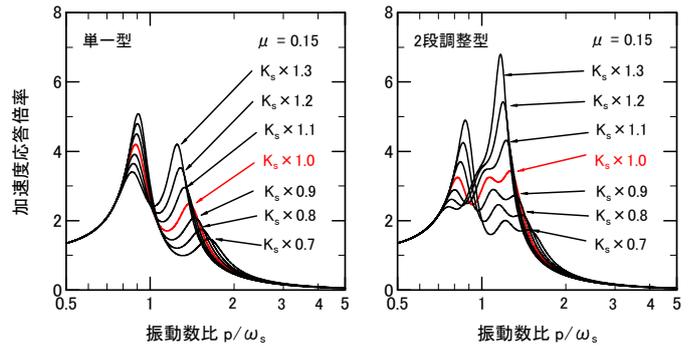
a) 主系の固有振動数の影響

図-11に加速度最適調整されているシステムで主系のバネ定数 K_S を 0.1 ピッチで $K_S \times 0.7 \sim K_S \times 1.3$ 倍に変動させた場合の代表的な加速度応答倍率曲線を、図-12(a)に加速度応答倍率の最大値の変化と主系のバネ定数の変動との関係を示す。加速度応答倍率と同様に、全質量比全変動域で、単一型より 2 段調整型のほうが固有振動数の変動の影響を受けやすいことがわかる。

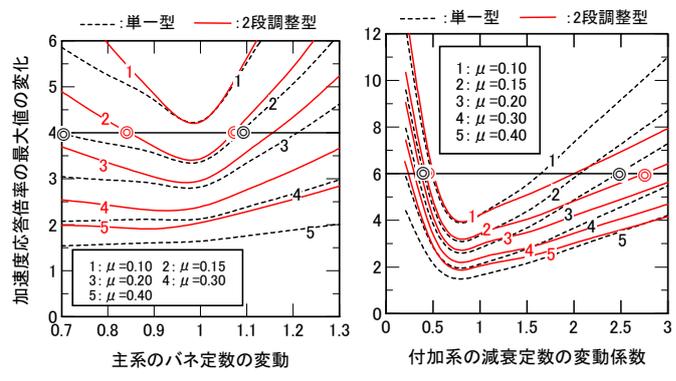
例えば、加速度応答倍率の最大値を 4 以下にするバネ定数の変動幅は $\mu = 0.15$ の場合、単一型で $0.70 \sim 1.08$ 、2 段調整型で $0.84 \sim 1.05$ である (図-12(a)中に◎で表示)。

b) 付加系の減衰定数の変動

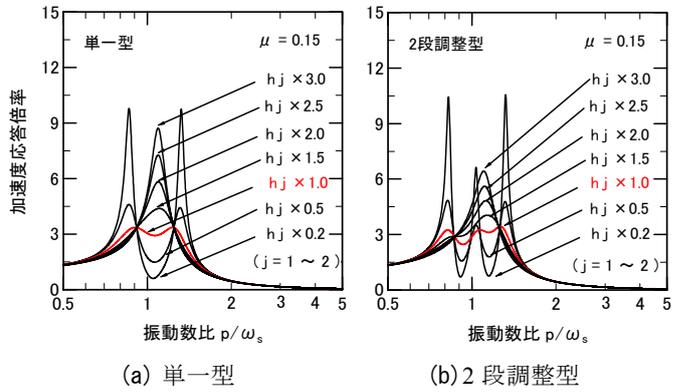
図-13に加速度最適調整されているシステムで 2 個の付加系の減衰定数を $h_j (j=1 \sim 2) \times 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ と変動させた場合の代表的な加速度応答倍率曲線を、図-12(b)には加速度応答倍率の最大値の変化と付加系の減衰定数の変動との関係を示す。 $\mu = 0.15$ 以下の条件では減衰定数の全変動域で、単一型より 2 段調整型のほうが付加系の減衰定数の変動の影響を受けにくいこと



(a) 単一型 (b) 2 段調整型
 図-11 主系の固有振動数の変動に対する影響例 (加速度応答倍率最適調整時)



(a) 主系のバネ定数変動 (b) 付加系の減衰定数変動
 図-12 最大加速度応答倍率と設計仕様変動との関係 (加速度応答倍率最適調整時)



(a) 単一型 (b) 2 段調整型
 図-13 付加系の減衰定数の変動に対する影響例 (加速度応答倍率最適調整時)

がわかる。また、減衰定数の変動が大きくなる側の領域については $\mu = 0.30$ 程度までは 2 段調整型が有利な領域である。

例えば、加速度応答倍率の最大値を 6 以下にする減衰定数の変動幅は $\mu = 0.15$ の場合、単一型で $0.39 \sim 2.45$ 、2 段調整型で $0.40 \sim 2.75$ である (図-12(b)中に◎で表示)。

(3) 固有振動数の変動を見込んだ調整法

主系の固有振動数の影響に関しては、柔バネを用いた場合に、 $K_S=0.9$ 以下にバネ定数が変動する際に2段調整型のほうが影響を受けやすいという特性があった。ここでは、その対処法として2つの最適同調振動数を上下に少しずつ変動させて制振効果の安定性を高める調整法について述べる。図-8に $\mu=0.10$ の例を一点斜線で示す。

この例では、減衰定数は最適減衰定数のままとし、最適同調振動数 s_{y1} を -7.0% 、 s_{y2} を $+3.5\%$ だけ変化させた。調整状態における変位応答倍率は、 s_{y1} 、 s_{y2} を最適同調振動数比よりずらしたため、中央のピークが少し高くなり、制振効果はやや低下するが、例えば、変位応答倍率の最大値を6以下にするバネ定数は $K_S \times 0.7 \sim K_S \times 1.3$ まで許容することができ調整前と比較し、より広範囲にわたって安定した制振効果が得られる。調整前では制振効果が減少していた $K_S \times 0.9$ 以下のバネ定数の変動域に対しても応答効果が改善されているのがわかる。また、付加系の減衰定数の変動に対しても平均的に応答倍率の最大値の変化が小さくなっているのがわかる(図-10に一点斜線で表示)。これらの効果は、変位応答倍率の硬バネを用いた場合や加速度応答倍率に対しても同様である。

本調整法は、単一型では行うことができない多段調整型の大きな特徴であり、本ダンパーシステムのさらなるロバスト性の向上が見込める可能性を示唆している。

6. まとめ

本報では、定点理論に基づき慣性接続要素と粘性要素およびバネ要素の3要素からなる振動系を制御対象の系に多段配置するときの応答制御方法を検討した。以下に得られた知見を示す。

- ① 定点理論に基づき2段調整型の最適調整条件を導くとともに、N段調整型の評価規範を示した。
- ② 多段調整型は、単一型より少ない減衰量で変位応答倍率を小さくできるとともに一定した制振効果が得られる振動数幅が広がることがわかった。その効果が有効な質量比は $\mu=0.20$ 以下である。
- ③ 加速度応答倍率については、質量比 $\mu=0.10$ 以下の条件で単一型より応答倍率を小さくすることがわかった。定点理論に基づいて加速度応答を制御する場合でも、変位最適調整条件を満たすように設計するほうが効果的であることがわかった。
- ④ 2段調整型の質量比の適用範囲は変位最適調整時で $\mu=0.352$ 、加速度最適調整時で $\mu \approx 1.00$ と単一型(変位最適調整時で $\mu=0.25$ 、加速度最適調整時で μ

≈ 0.5)の適用範囲より広がることがわかった。

- ⑤ 主系の固有振動数が変動に対する影響に対して、多段調整型は硬バネを用いた場合は全質量比・全変動域で、柔バネを用いた場合は質量比 $\mu=0.20$ 以下の条件かつ $K_S \times 0.9 \sim K_S \times 1.3$ のバネ定数の変動域で単一型より主系の固有振動数の変動の影響を受けにくいことがわかった。
- ⑥ 付加系の減衰定数が変動に対する影響に対して、多段調整型は硬バネを用いた場合は全質量比・全変動域で、柔バネを用いた場合は質量比 $\mu=0.20$ 以下の条件かつ減衰定数の全変動域で、単一型より減衰定数の変動の影響を受けにくいことがわかった。
- ⑦ 定点理論に基づき導いた最適調整条件を低振動数側の条件はさらに低振動数側に、高振動数側の条件はさらに低振動数側に少しずつずらすことにより、⑤、⑥で示したように単一型より応答倍率が大きくなる変動域でも改善できるとともにさらなるロバスト性の改善が見込めることがわかった。

参考文献

- 1) 古橋剛, 石丸辰治: 慣性接続要素によるモード分離, 日本建築学会論文報告集, 第576号, PP55-62, 2004.2
- 2) 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, 構造工学論文集, Vol.53B, 日本建築学会, pp.53-66, 2007.3
- 3) 斉藤賢二, 井上範夫: 慣性接続要素を利用した粘性ダンパーをもつ制振構造の最適応答制御に関する一考察—最適設計システムにおける線形粘性要素の等価非線形粘性要素への置換法—, 日本建築学会技術報告集, 第26号, 2007.12
- 4) 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, 構造工学論文集, Vol.54B, 日本建築学会, pp.623-634, 2008.3
- 5) 斉藤賢二, 杉村義文, 井上範夫: 慣性接続要素を利用した粘性ダンパーによる制振構造の応答制御に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.54B, 日本建築学会, pp.635-648, 2008.3
- 6) 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
- 7) 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
- 8) J.P.Den Hartog: Mechanical Vibrations, 4th ed., over, New York, 1985
- 9) 岩波孝一, 背戸一登: 2個の複合動的吸振器の最適設計法とその効果, 日本機械学会論文集(C編), 50巻, 449号, pp.44-52, 1984.1
- 10) 神谷圭二, 鎌形健太郎, 松本進, 背戸一登: 多重動的吸振器の最適設計法, 日本機械学会論文集(C編), 62巻, 601号, pp.22-27, 1996.9

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

Strength-Developing Properties of Ultrahigh Strength Concrete Subjected to a Temperature History at Early Age

松田 拓 TAKU MATSUDA
河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI
蓮尾 孝一 KOICHI HASUO
西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

設計基準強度 $100\sim 150\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを対象とし、実構造物の温度履歴を模擬してその最高温度を変化させた温度条件下で円柱供試体を養生し、強度発現を確認した。その結果、強度発現特性が最高温度で $45^\circ\text{C}\sim 60^\circ\text{C}$ を境として大きく変化することを明らかとした。また、高強度コンクリートの強度発現の従来予測式について、最高温度を考慮することにより、初期材齢から長期材齢まで、より高い精度で予測可能となった。

キーワード：超高強度コンクリート、強度発現、初期高温履歴

Strength development of ultrahigh strength concrete was examined through the test on cylindrical specimens with design strength of 100 to 150 N/mm^2 which are cured under temperature conditions simulating the temperature histories of actual structures with different maximum temperatures. As a result of tests, strength development changes considerably over the range of maximum temperature of 45 to 60°C . By incorporating the maximum temperature in a conventional prediction equation, a higher accuracy of the strength development prediction was achieved for later ages as well as early ages.

Key Words: Ultrahigh Strength Concrete, Strength Development, Temperature History at Early Age

1. はじめに

構造体コンクリートの力学特性発現を精度良く予測することは、初期材齢での温度応力評価や施工時荷重の検討、さらに長期クリープ変形の予測など、さまざまな場面で求められる。一方、高強度コンクリートは単位結合材量が多いため、自らの水和発熱による初期高温履歴にその力学特性発現が大きく影響される。一般に、異なる温度条件下でのコンクリートの力学特性発現は、その終局値や発現速度を反映可能なさまざまな関数式に、養生温度条件の違いを考慮すべく、積算温度や有効材齢などのマチュリティを適用して予測される。JCI 研究委員会では、このような関数式として、CEB-FIP model code 90 式¹⁾(以下、MC90 式)に着目し、同式を修正して初期材齢での適用性を高めた高強度コンクリートの圧縮強度発現予測式²⁾(以下、JCI 研究委員会式)を提案している。ただし、JCI 研究委員会式は28日圧縮強度の範囲が $89.7\sim 127\text{N/mm}^2$ のデータで検証されたもので、また材齢28日を越えた長期材齢への適用性については検証されてい

ない。現状では、実用化されている設計基準強度(以下、 F_c)で 150N/mm^2 クラスの超高強度コンクリートとなると、構造体コンクリート強度補正值に初期高温履歴を考慮した強度管理手法は提案されているものの³⁾、その圧縮強度発現の予測式はほとんど提案されていない。

これまで筆者らは、低熱ポルトランドセメントにシリカフュームを混入した結合材(以下、LSF)を使用した $F_{c100}\sim 150\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを対象に、初期高温履歴の構造体コンクリート強度への影響を検討してきた。そのなかで、水結合材比がおおむね20%以下の超高強度コンクリートでは、 60°C 程度の初期高温履歴を受けた場合に初期材齢での強度発現が著しく大きく、その後の強度増加が非常に小さくなることや、初期高温履歴条件と 20°C 封かん養生条件の強度の積算温度による統一の評価が難しいこと⁴⁾、などを確認してきた。また、施工時期が異なる模擬柱部材の構造体コンクリート強度について、初期高温履歴の最高温度(以下、 $T_{\text{max}}[^\circ\text{C}]$)に着目した整理を行っている³⁾。その中で、 $T_{\text{max}}\geq 50^\circ\text{C}$ の場合の構造体コンクリート強度増進が $T_{\text{max}} < 50^\circ\text{C}$ の場合に

比べ極めて大きく、かつ水結合材比が14%ないし13%では材齢91日時点でも両者の強度差が解消されない結果を得ている。このことより、 T_{max} を考慮した構造体コンクリート強度補正値を提案するとともに、 $T_{max} \geq 50^{\circ}\text{C}$ を確保することが構造体強度の確保に有効であることと、冬期施工での断熱型枠使用の効果をj確認している³⁾。

こうした背景を踏まえ、本研究では、既報^{3),4)}と同様の超高強度コンクリートを対象とし、実構造物の温度履歴を模擬して T_{max} を変化させた温度条件下で円柱供試体を養生し、圧縮強度の発現を確認した。その結果、 T_{max} と圧縮強度発現特性(以下、強度発現特性)との関係より、JCI研究委員会式を修正し、初期材齢より材齢91日程度までの範囲で、初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの圧縮強度予測手法を提案した。ただし、本研究は、比較的断面が大きく、乾燥の影響を受けにくい部材を対象としている。

2. 試験概要

(1) 使用材料および調合と試験水準

使用材料を表-1に、コンクリート調合を表-2に示す。表中の調合記号は、結合材の種類とW/Bとの組み

合わせを表している。調合条件として、単位水量と単位粗骨材量を統一し、目標空気量を2.0%，目標スランブフローをLSF14およびLSF16では $70 \pm 10\text{cm}$ ，LSF20では $65 \pm 10\text{cm}$ とした。LSF14, 16, 20は、それぞれ $\text{Fc}150, 120, 100\text{N/mm}^2$ を想定した調合である。図-1は、既報^{3),5)}に示すLSFを用いた超高強度コンクリート部材中心および外側部分の初期温度履歴実測値である。温度履歴は調合や施工時期、型枠条件、および部材寸法や箇所により異なっている。これらを勘案し定めた試験水準を、表-3に示す。練上がり温度(以下、 $T_0[^\circ\text{C}]$)は 20°C と 30°C の2水準とし、 T_{max} はLSF16で7水準とした。また、LSF14と16の $T_0=20^{\circ}\text{C}$ のシリーズは2回に分けて実施した。

(2) 試験体作製および圧縮強度試験

コンクリートの練混ぜには容量100Lの強制2軸練りミキサを使用し、練混ぜ前に各使用材料の温度を調整して目標とした練上がり温度を確保した。各調合とも、練上がり後にフレッシュ性状を確認し、 $\phi 100\text{mm} \times \text{H}200\text{mm}$ の、標準水中養生条件の円柱供試体(以下、標準TP)と、初期高温履歴を与える封かん条件の円柱供試体(以下、封かんTP)を作製した。封かんTPは、初期高温履

表-1 使用材料

材料	記号	諸物性
低熱ポルトランドセメント	C	密度: 3.24g/cm^3 , 比表面積: $3310\text{cm}^2/\text{g}$
シリカフェューム	SF	
細骨材	S	千葉県万田野山砂, 密度: 2.63g/cm^3 , FM:2.53
粗骨材	G	茨城県岩瀬産硬質砂岩砕石, 密度: 2.65g/cm^3
化学混和剤	SP	ポリカルボン酸系高性能AE減水剤

表-2 コンクリート調合

調合記号	W/B [%]	単位容積質量 $[\text{kg/m}^3]$				
		W	B=(C+SF)		S	G
			C	SF		
LSF14	14	150	964	107	386	888
LSF16	16	150	844	94	499	888
LSF20	20	150	675	75	658	888

表-3 試験水準

調合記号	練上がり温度 $T_0[^\circ\text{C}]$	最高温度 $T_{max}[^\circ\text{C}]$						
		20	35	45	55	60	70	90
LSF14	20	○ ₁	○ ₁	○ ₂		○ ₁		○ ₁
	30				○			○
LSF16	20	○ ₁	○ ₁	○ ₂	○ ₁	○ ₁	○ ₁	○ ₁
	30				○			○
LSF20	20	○		○				○
	30				○			○

末尾の数字はLSF14, 16練上がり温度 20°C のケースの試験シリーズ

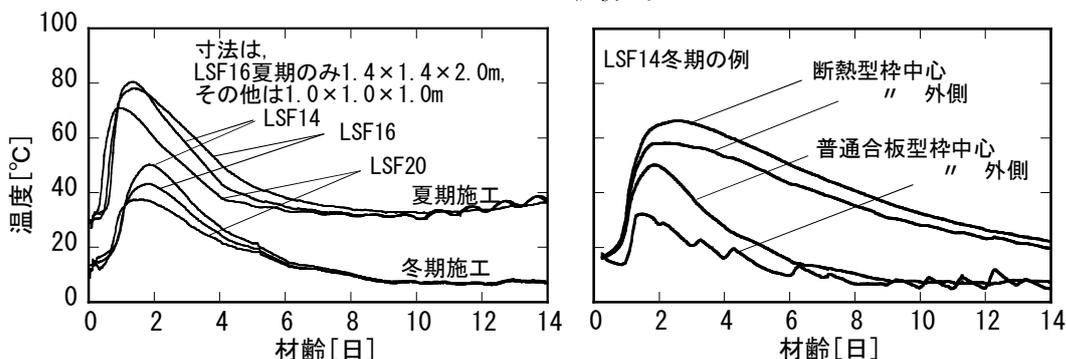


図-1 LSFを用いた構造体コンクリートの初期高温履歴

歴を模擬した温度条件下で養生し、所定材齢で圧縮強度を確認した。試験材齢は、 $T_0=20^\circ\text{C}$ の試験ケースでは 1, 1.2 ~ 1.7, 2, 3, 4, 7, 14, 28, 91日とし、 $T_0=30^\circ\text{C}$ の試験ケースでは、より初期材齢での強度発現も併せて確認すべく、試験材齢を 0.3 ~ 0.5, 0.4 ~ 0.6, 1.0, 7.0, 28日とした。また、円柱供試体と同じコンクリートを用いて、雰囲気温度を T_0 に制御した室内にて凝結試験を実施した。

(3) 試験体への初期高温履歴の与え方

封かん TP の養生には温度可変制御槽を用いた。あらかじめ槽内の温度を目標 T_0 に制御しておき、すべての封かん TP を試験室で作製後に速やかに槽内に移設した。その後、同時に実施した凝結試験において、始発時刻を確認後に温度上昇を開始した。温度上昇速度は $2.92^\circ\text{C}/\text{Hr}$ とし、各封かん TP は所定の温度に達した時点で6面周囲を断熱材で覆った養生箱に移設し温度を降下させた。また、断熱型枠の使用を想定した封かん TP については槽内に存置し、 $T_{\text{max}}=90^\circ\text{C}$ 到達後に温度を $0.25^\circ\text{C}/\text{Hr}$ の速度で非常に緩やかに降下させた。

コンクリートの温度は、同じコンクリートで作製した供試体を封かん TP と同一条件で養生し確認した。温度可変制御槽と養生箱の概観を写真-1に示す。



写真-1 温度可変制御槽と養生箱の概観

LSF14の $T_0=20^\circ\text{C}$ の試験ケースで得られた試験時のコンクリート温度の実測値を、図-2に示す。各コンクリートの最高温度は計画どおりの差がついたものとなった。

3. 試験結果

フレッシュ性状と標準 TP の材齢28日圧縮強度 (以下、 $F(28)[\text{N}/\text{mm}^2]$)の試験結果を表-4に示す。 T_0 は目標値の $-2.0 \sim +2.5^\circ\text{C}$ 、空気量は $1.0 \sim 2.1\%$ 、スランブフロー値は目標値の $-5.0 \sim +10\text{cm}$ の範囲にあった。

$F(28)$ は、バッチ間や練上がり温度による差異がない結果であった。

凝結試験結果について、始発および終結の時刻と、化学混和剤添加量 (以下、 $\text{SP} / \text{B}[\%]$)との関係を、表-5に示す。表中には、筆者らが同様のコンクリートを対象に実施した既報の結果⁶⁾を併記している。LSF14の既報 $T_0=20^\circ\text{C}$ の結果において異なる結果があったものの、全体として、結合材水比 (以下、 B / W) が大きくなると必要な SP / B は多くなり、また SP / B が多くなるほど凝結時間は長くなる傾向にあった。

材齢 t 日での封かんTPの圧縮強度 (以下、 $f(t)[\text{N}/\text{mm}^2]$)の結果とコンクリート温度 (以下、 $T(t)[^\circ\text{C}]$)の実測値を、図-3に示す。材齢の起点は注水時刻である。

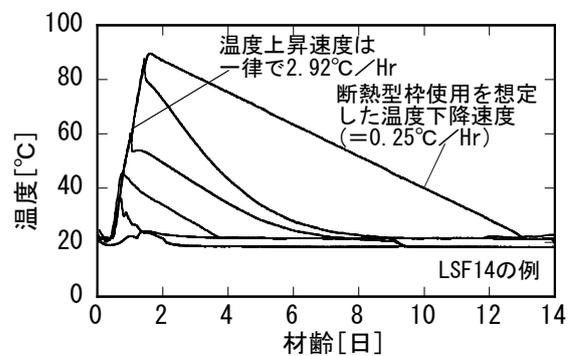


図-2 小型試験体の温度実測結果例

表-4 フレッシュ性状と標準養生28日強度試験結果

調査記号	目標練上がり温度[°C]	フレッシュ性状				F(28)		備考
		練上がり温度[°C]	空気量[%]	スランブフロー値[cm]	室温[°C]	各値[N/mm ²]	平均値[N/mm ²]	
LSF 14	20	22.5	1.5	74.0	18	158	158	1回目
		21.7	2.1	77.5	20	160		2回目
	30	32.0	1.7	80.0	20	156		
LSF 16	20	18.0	1.0	77.0	17	153	147	1回目
		22.0	1.5	78.5	22	145		2回目
	30	30.5	1.9	74.0	20	144		
LSF 20	20	20.0	2.1	60.0	20	109	111	
	30	29.0	1.8	70.0	20	112		

$F(t)$: 標準養生円柱供試体の材齢 t 日の圧縮強度[N/mm²]

$f(t)$: 初期高温履歴を与えた封かん円柱供試体の材齢 t 日の圧縮強度[N/mm²]

表-5 凝結試験結果

調査記号	練上りおよび試験時の雰囲気温度[°C]	始発時間[日]	終結時間[日]	化学混和剤SP/B[%]	備考
LSF 14	20	0.56	0.65	2.30	1回目
		0.49	0.57	2.25	2回目
	30	0.53	0.58	2.45	
LSF 16	20	0.53	-	1.80	既報 ⁶⁾
		0.49	0.56	1.50	1回目
	30	0.42	0.48	1.45	2回目
LSF 20	20	0.31	0.37	1.40	
		0.40	-	1.35	既報 ⁶⁾
	30	0.31	0.37	1.15	

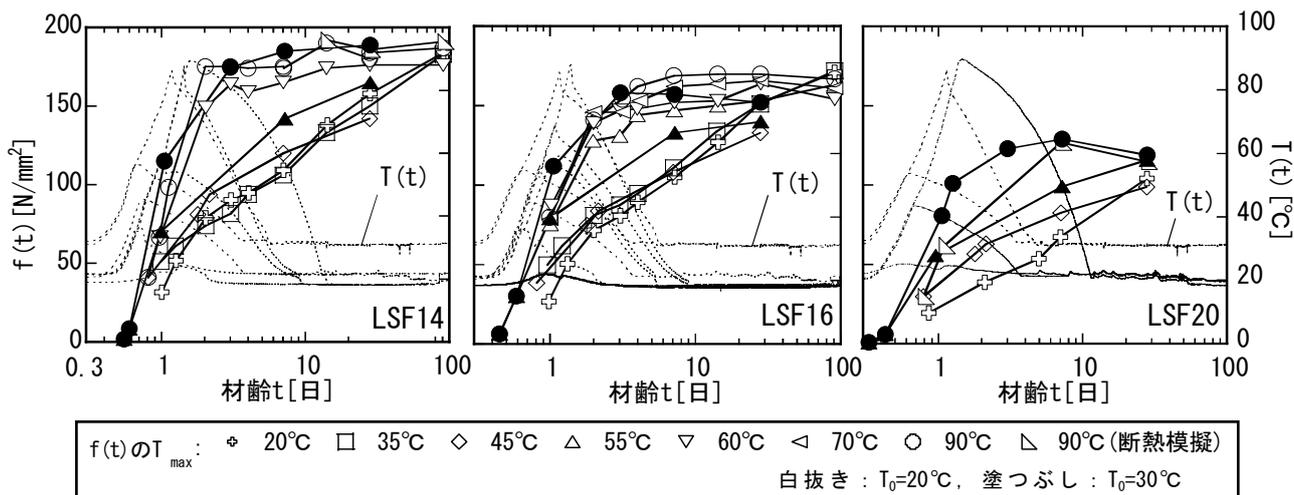


図-3 材齢と封かん養生円柱供試体の圧縮強度との関係

各調査とも、 $T_0=30^\circ\text{C}$ の試験ケース（塗つぶしたプロット）における $f(t)$ の最初の試験材齢は、凝結始発時刻と終結時刻の間であり、その時点で $0.8 \sim 6.3\text{N/mm}^2$ の強度発現が確認された。 T_0 の差異は凝結時間に影響するため、初期材齢での圧縮強度発現に若干の影響を及ぼすことが考えられるが、 $f(28)$ と $f(91)$ の試験結果をみる限り、表-4中の $F(28)$ と同様に、長期強度への顕著な影響はない。また、LSF14 と LSF20 において実施した、断熱型枠を模擬して温度下降速度を緩やかにした試験ケース (∇) の $f(28)$ および $f(91)$ は、他の試験ケースと同等であった。

$f(t)$ はこの時点までの T_{max} が高い試験ケースほど大きく、各調査の強度範囲は、LSF14で $31.5 \sim 115\text{N/mm}^2$ 、LSF16で $27.0 \sim 112\text{N/mm}^2$ 、LSF20で $19.4 \sim 80.6\text{N/mm}^2$ と幅広い結果となった。試験期間を通じ、圧縮強度発現の傾向は、 $T_{\text{max}} \leq 45^\circ\text{C}$ の試験ケース（以下、CASE-1）と $T_{\text{max}} \geq 60^\circ\text{C}$ の試験ケース（以下、CASE-2）に大別された。CASE-1 の $f(t)$ は初期材齢から材齢91日にかけて材齢の対数にほぼ比例する形で単調に増進した。一方、CASE-2 の $f(t)$ は、おおむね材齢3日までに急激に発現し、その後の増進が非常に小さくなった。また、CASE-1 および CASE-2 それぞれの温度履歴の範囲内では、 T_{max} が高い試験ケースほど、 $f(t)$ の発現は大きかった。今回は LSF20 の $f(91)$ を確認していないが、LSF16 と LSF14 において、CASE-2 では $f(28)$ は $f(91)$ と同等の値が得られている。そして、材齢91日時点で LSF16 では CASE-1 の結果が CASE-2 の結果を上回ったのに対し、LSF14 では CASE-1 の結果が CASE-2 の結果と同等もしくはそれ以下となり、筆者らがこれまでに確認してきた傾向^{3),4)}と同様な結果であった。また $T_{\text{max}} = 55^\circ\text{C}$ の場合、 $f(t)$ の傾向は、 $T_0=20^\circ\text{C}$ の場合 (\triangle) で CASE-2、 $T_0=30^\circ\text{C}$ の場合 (\blacktriangle) で CASE-1 にそれぞれ近いものであった。

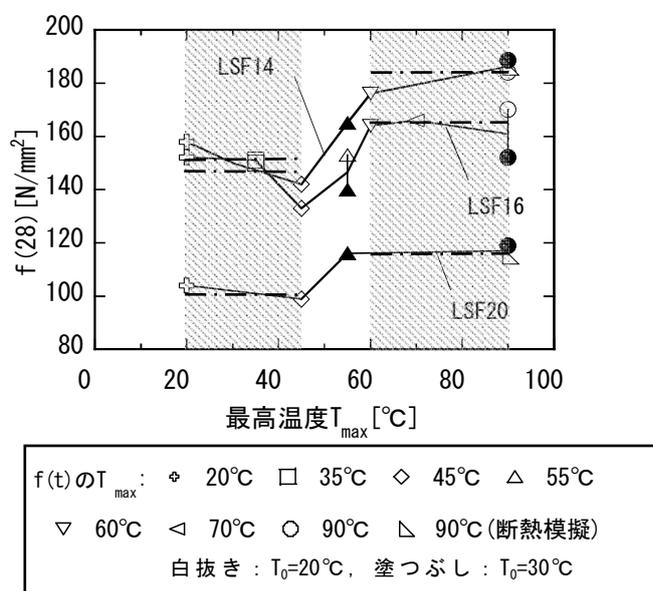


図-4 T_{max} と $f(28)$ との関係

T_{max} と $f(28)$ との関係を示す。図中には、CASE-1 と CASE-2 それぞれの試験ケースでの $f(28)$ の平均値を一点鎖線で示している。各調査の $f(28)$ は、それぞれの範囲では同等であったが、CASE-1 に比べ CASE-2 のほうが高かった。また $T_{\text{max}} = 55^\circ\text{C}$ の結果が CASE-1 と CASE-2 の中間的な値であることから、 $f(28)$ は初期高温履歴の強度発現への影響を評価する有効な指標と考えられる。CASE-1 と CASE-2 の $f(28)$ の差は、平均値で見ると、LSF14, 16, 20でそれぞれ $33.7, 17.7, 15.6\text{N/mm}^2$ であり、特に LSF14 の値が大きい結果となったことから、 $F_c150\text{N/mm}^2$ クラス以上の強度領域では圧縮強度に初期高温履歴の及ぼす影響が非常に大きくなると考えられる。また、CASE-1 の $f(28)$ と標準養生条件の結果である $F(28)$ の値は、各調査でおおむね一致していた。筆者らは、圧縮強度が 150N/mm^2 にいたる高強度コンクリートで

は、標準養生であっても外部からの水の浸透が少なく、20℃封かん養生の圧縮強度と大差ないことを確認している⁴⁾。今回の結果はそれと同様であり、LSF20すなわちFc100N/mm²クラス以上の強度領域のコンクリートでは、最高温度で45℃程度までの初期高温履歴を受けた場合を含め、こうした傾向が見られるものと考えられる。

4. 強度発現特性の評価

試験結果について、 $f(t)$ とCEB-FIP model code 90¹⁾における有効材齢 t_e との関係に着目し、 T_{max} が強度発現に及ぼす影響について考察した。また、JCI研究委員会式の実測値への適用性を検証し、その結果よりFc100～150N/mm²クラスの超高強度コンクリートを対象とした圧縮強度予測式の提案を行う。

(1) 有効材齢と強度発現との関係

図-5のプロットは、 t_e と $f(t)$ との関係について、実験結果を調査ごとに示したものである。温度履歴による強度発現の差異は、CASE-1とCASE-2それぞれの範囲内で、図-3に示した $f(t)$ と t との関係に比べ小さくなった。そして、CASE-1とCASE-2の強度発現の差異はB/Wの増加に伴い大きくなった。また、 $T_{max}=55℃$ の場合、 $f(t)$ の傾向は、 $T_0=20℃$ の場合(△)でCASE-2、 $T_0=30℃$ の場合(▲)でCASE-1にそれぞれ近いものであった。

以上のことより、圧縮強度と有効材齢との関係は、 $T_{max}=45\sim 60℃$ を境として2つの傾向に大別され、圧縮強度はそれぞれの温度履歴の範囲で、有効材齢によりおおむね統一的に評価できることが確認された。

(2) JCI研究委員会式²⁾の適用性の検討

JCI研究委員会式は、MC90式¹⁾について、凝結時間

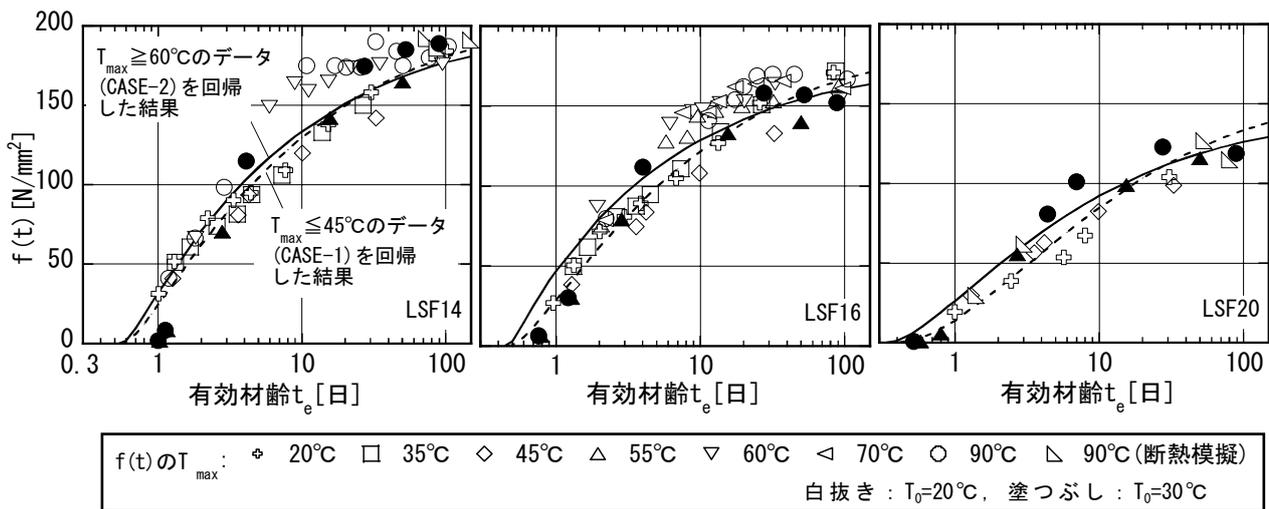


図-5 有効材齢と圧縮強度との関係 (JCI研究委員会式による評価)

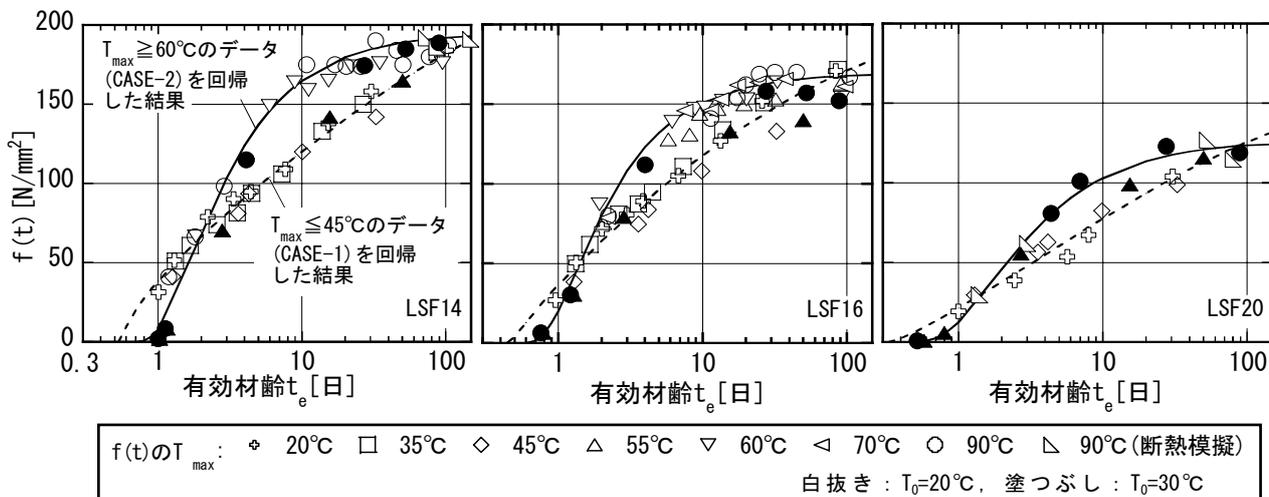


図-6 有効材齢と圧縮強度との関係 (JCI研究委員会式を修正しての評価)

の影響による係数 t_{e0} [日] により、強度発現の起点とみなされる時間を考慮したもので、式 (1) で表される。

$$f(t) = F(28) \cdot \exp \left\{ s_f \left[1 - \left(\frac{28 - t_{e0}}{t_e - t_{e0}} \right)^a \right] \right\} \quad (1)$$

ここに、 s_f : セメントの種類の影響による係数、
 $a = 0.5$

式 (1) は、係数 s_f についてデータ蓄積により一般的な値を設定し、 t_{e0} と組み合わせることにより、材齢28日を越えた長期材齢まで予測が可能と考えられている²⁾。

式 (1) により、CASE-1 と CASE-2 それぞれのデータ範囲を回帰した結果および使用したパラメータについて、表-6および図-5に示す。F(28) には各バッチの実測値の平均値を用い、 t_{e0} には、各調合において20°C条件で確認した凝結始発時間の平均値を用いた。CASE-1 では、 s_f は LSF14 と16が MC90 式¹⁾で定める普通・早強系の値である0.25に近く、LSF20が低発熱系の値である0.38に近い結果となり、JCI 研究委員会式による予測がおおむね可能な結果であった。一方、CASE-2 については、 s_f の設定のみでは適当な回帰線が得られず、JCI 研究委員会式による予測が難しい結果となった。

(3) 初期高温履歴の影響を考慮した予測式の提案

a) JCI 研究委員会式の修正検討

JCI 研究委員会式は、有効材齢28日の算定結果が、標準養生材齢28日圧縮強度である F(28) を通過する形である。3章で示したように、CASE-1 では $f(28)$ と F(28) の値は各調合でおおむね一致しているものの、CASE-2 では両者の値には差があり、 $f(28)$ は F(28) に比べ大きい。

表-6 実験データの回帰結果

調合		LSF14		LSF16		LSF20	
温度履歴の範囲 CASE-1 : $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ CASE-2 : $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$		CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2
t_{e0} [日]		0.53		0.44		0.31	
式(1)により s_f を回帰した結果	F(28) [N/mm ²]	158		147		111	
	s_f	0.28	0.24	0.27	0.19	0.39	0.27
	R^2	0.96	0.87	0.97	0.84	0.89	0.96
式(1)のF(28)に $f(28)$ を適用し、 s_f と a を回帰した結果	$f(28)$ [N/mm ²]	150	184	145	163	101	117
	s_f	0.64	0.06	0.45	0.04	0.62	0.08
	a	0.28	0.98	0.36	1.02	0.34	0.91
	R^2	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.99

このため、CASE-1 に比べ CASE-2 は有効材齢28日付近の適用性が低くなることが考えられる。また、結合材の種類によっては、 a に MC90 式で定める 0.5 以外の値を用いることで適用性が高まるとする報告⁷⁾が見られる。そこで、CASE-1 と CASE-2 それぞれのデータ範囲を、式 (1) において F(28) に $f(28)$ を適用して回帰し s_f と a を求めた。ただし、 t_{e0} には4章(2)と同じ値を用いた。検討結果を表-6および図-6に示す。得られた回帰曲線は、CASE-1、CASE-2 ともに4章(2)で得られた結果よりも相関が高かった。また、 s_f 、 a ともに、CASE-1 と CASE-2 とで値が大きく異なったが、それぞれの温度履歴の範囲内では、調合による明確な傾向は認められなかった。それぞれの試験ケースの回帰結果を比較すると、 a の値は CASE-1 では 0.5 より小さく、CASE-2 では 0.5 よりも大きくなった。 s_f の値は、CASE-2 の結果が CASE-1 の結果および MC90 式で他の結合材について用いられる範囲である 0.2 ~ 0.38 に比べ非常に小さい値となった。また、CASE-1 と CASE-2 それぞれの回帰曲線は、おおむね $t_e = 1.65 \sim 1.70$ 日付近で交点をもつが、その時点での T(t) は温度上昇過程での 50°C ~ 60°C 付近であり、強度発現傾向が変化する T_{max} として本研究で着目した範囲と符合するものであった。

以上より、JCI 研究委員会式に T_{max} を考慮しての修正を施すことにより、特に初期高温履歴の影響の大きい CASE-2 の結果に対しての適用性が高まることが判った。

b) 圧縮強度予測式の提案

s_f 、 a 、 $f(28)$ 、 t_{e0} と、 T_{max} および B/W との関係より、式 (1) を修正しての圧縮強度予測式を提案する。

図-7に、4章(3) a) での検討に用いた CASE-1、CASE-2 それぞれの B/W と、 $f(28)$ および t_{e0} との関係を示す。これより、B/W と $f(28)$ および t_{e0} との関係式として式 (2)、式 (3)、式 (4) を得た。

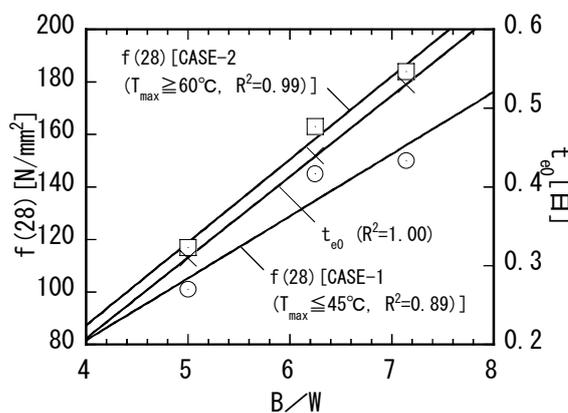


図-7 B/W と $f(28)$ および t_{e0} との関係

$$t_{e0} = 0.103 \times B/W - 0.203 \quad (2)$$

CASE-1($T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$) :

$$f(28) = 23.7 \times B/W - 13.1 \quad (3)$$

CASE-2($T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$) :

$$f(28) = 31.6 \times B/W - 39.2 \quad (4)$$

また、 s_f と a については、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ の場合でそれぞれ、CASE-1 と CASE-2 で得られた値の平均値を適用することとした。

以上の検討より、式 (5) を基本とした圧縮強度予測手法を提案する。

$$f(t) = f(28) \cdot \exp \left\{ s_f \left[1 - \left(\frac{28 - t_{e0}}{t_e - t_{e0}} \right)^a \right] \right\} \quad (5)$$

ここで、式 (5) における各係数は表-7より求める。

提案手法は、JCI 研究委員会式を基に、初期高温履歴の影響をより厳密に評価したものであり、 $F(28)$ に代え

て $f(28)$ を適用する点や、JCI 研究委員会式のなかの各係数を、 T_{max} に関連付ける点に特徴がある。また、係数の一部を B/W の関数として、 $W/B = 14 \sim 20\%$ すなわち $F_c 100 \sim 150 \text{N/mm}^2$ の範囲で汎用性を持たせている。

実験結果について、提案手法による推定値と実測値との関係を、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ の場合に分けて図-8に示す。図中には推定値 $\pm 20\%$ の線を破線で示している。実測値は初期材齢から有効材齢で 100 日を越える範囲まで、推定値のおおむね $\pm 20\%$ 内にプロットされた。図-8には $T_{max} = 55^\circ\text{C}$ の結果もプロットしており、 $T_0 =$

表-7 提案式における各係数の設定方法

		T_{max} の範囲 [$^\circ\text{C}$]	
		$T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$	$T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$
各係数の 設定方法	s_f	0.57	0.06
	a	0.33	0.97
	t_{e0}	式(2)による	
	$f(28)$	式(3)による	式(4)による

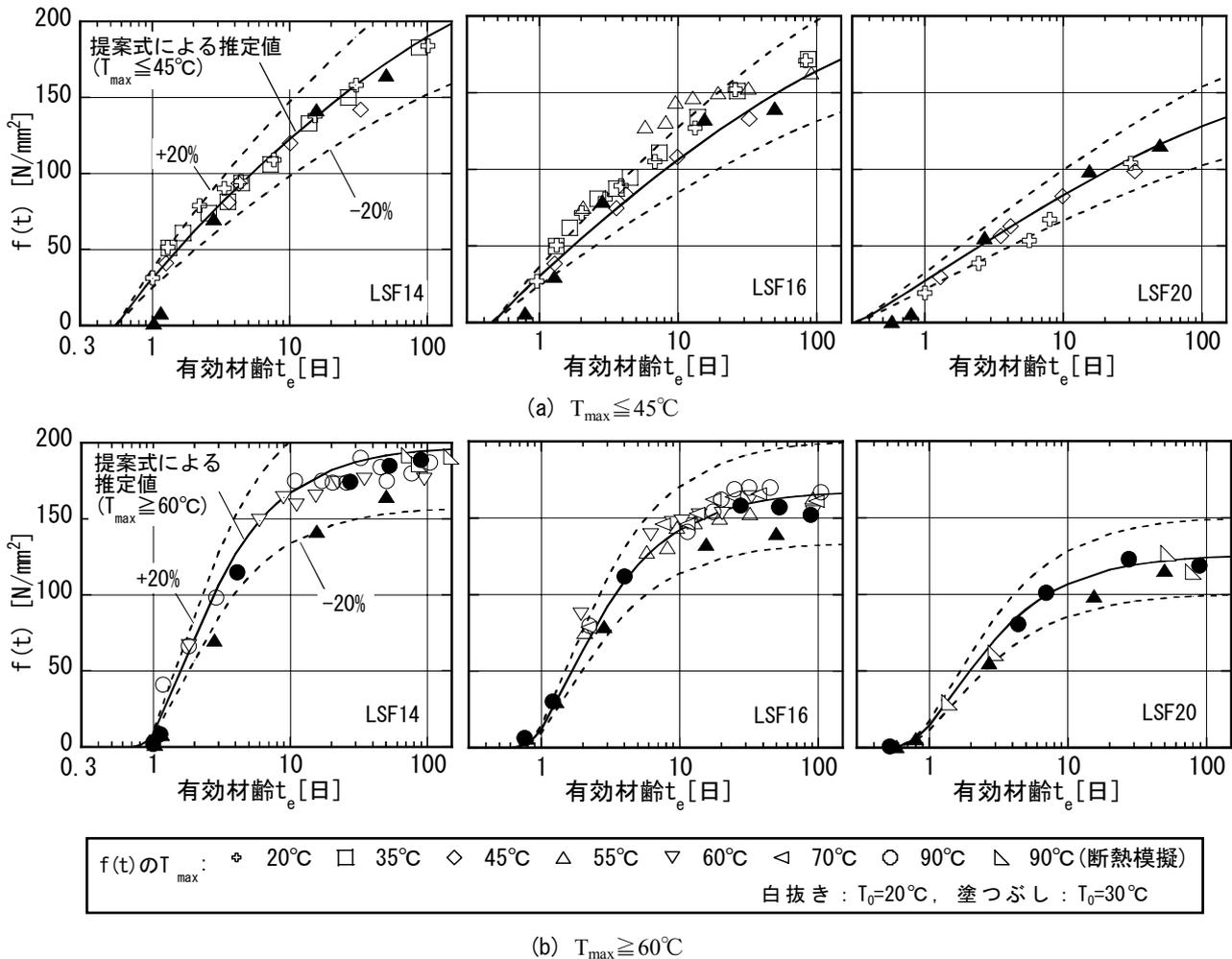


図-8 提案式による推定値と実測値との比較

20°Cの場合(△)で $T_{\max} \geq 60^\circ\text{C}$ 、 $T_0=30^\circ\text{C}$ の場合(▲)で $T_{\max} \leq 45^\circ\text{C}$ の推定値の適用性が高かった。現段階では、 $45^\circ\text{C} < T_{\max} < 60^\circ\text{C}$ の場合の強度を予測するためには、目的に応じての安全等を見込み、式(5)における係数を使い分けることが必要である。また、提案手法は限られた調合条件の範囲より導かれた結果であり、調合条件や結合材、および混和剤の銘柄や種類が異なる場合などは、各係数について別途試験し確認することが望ましい。

$45^\circ\text{C} < T_{\max} < 60^\circ\text{C}$ の領域では、例えば T_{\max} の保持時間⁴⁾や練上がりからの温度上昇量など、 T_{\max} 以外の温度条件が強度発現特性へ大きく影響していることも考えられる。このような温度条件下の強度発現を精度良く予測するためには、この付近で起こる強度発現特性の変化を、温度条件とシリカフェームの活性との関係⁸⁾などさまざまな観点より検討し、そのメカニズムと関連づけることも有効と考える。また、本来ならば、 $T_{\max} \leq 45^\circ\text{C}$ と $T_{\max} \geq 60^\circ\text{C}$ それぞれの曲線は交点までは同一であるはずである。このことは、凝結時間と T_0 や SP/B の関係などのデータを蓄積し式(5)を修正することで、予測式としての精度向上が期待できると考えられる。本提案手法は、こうした観点も加味したより多くのデータや知見の蓄積により、一般性が高まると考えられる。

5. まとめ

本研究において得た知見を以下にまとめる。

- ①強度発現特性は、初期高温履歴時における最高温度 T_{\max} で $45^\circ\text{C} \sim 60^\circ\text{C}$ を境とし、大きく変化する。
- ②圧縮強度と有効材齢との関係は、 T_{\max} で $45 \sim 60^\circ\text{C}$ を境として2つの傾向に大別され、圧縮強度はそれぞれの温度履歴の範囲で、有効材齢によりおおむね統一的に評価できる。
- ③ JCI 研究委員会式の各係数を、 T_{\max} に関連付けることにより、初期高温履歴を受ける圧縮強度をより精度良く、材齢91日程度の範囲まで予測できる。

謝辞：本研究を行うに当たり、住友大阪セメント(株)の鈴木康範氏、長岡誠一氏、小出貴夫氏、嶋毅氏に貴重なアドバイスを頂きました。また、サンプル提供および実機試験でご協力頂きました、東京エスオーシー(株)の金塚美喜男氏、伊藤司氏をはじめとする関係諸氏、サンプルを提供頂きました日本シーカ(株)の関係諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Comite Euro-international du Beton : CEB-FIP MODEL
- 2) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書，pp.93-95，1996.11
- 3) 河上浩司，松田 拓，西本好克，小出貴夫：150N/mm²級高強度コンクリートの強度発現に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.1，pp.1235-1240，2006.7
- 4) 河上浩司・西本好克・榊田佳寛：低熱ポルトランドクリートの強度発現に与える初期温度履歴の影響，日本建築学会構造系論文集，No.601,pp.15-21,2006.3
- 5) 嶋 毅・松田 拓・西本好克・小出貴夫：水和発熱モデルの低水セメント比コンクリート模擬柱への適用性に関する検討，セメント・コンクリート論文集，No.60，pp.447-453，2006
- 6) 松田 拓・嶋 毅・河上浩司・西本好克：初期高温履歴を受けた超高強度コンクリートの自己収縮特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1247-1252，2006.7
- 7) 橋田 浩・山崎庸行：初期高温履歴を受ける高強度コンクリートの自己収縮応力とその算定に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1，pp.771-772，1998.9
- 8) 菅俣 匠・杉山知己・梅沢健一・岡沢 智：セメント・シリカフェーム系結合材の水和反応と強度発現の関係に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.1，pp.1287-1292，2004.7

逆解析による高強度コンクリートの発熱特性値の評価

Evaluation of Heat Generation Characteristic Values of High Strength Concrete with Inverse Analysis

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI
 蓮尾 孝一 KOICHI HASUO
 松田 拓 TAKU MATSUDA
 西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた高強度コンクリートの発熱特性を評価し、温度解析へ適用するため、周囲を断熱した小型試験体の打ち込み直後からの温度履歴を測定した。その後、小型試験体の温度履歴を逆解析して再現し、最終断熱温度上昇量であるK値と温度上昇速度の係数である α 値を求め、それぞれ単位結合材量とコンクリート温度をパラメータとする算出式を提案した。さらに、この提案式により求めたK値と α 値を用いて模擬柱試験体の温度解析を行い、実測結果との比較により提案式の妥当性を検証した。
 キーワード：高強度コンクリート、低熱ポルトランドセメント、シリカフューム、温度解析

The purpose of this study is to evaluate the heat generation characteristic of high strength concrete using low heat Portland cement and silica fume, and to apply to temperature analysis. Small models with thermal insulation were made of high strength concrete and temperature histories of the models were measured. Moreover, the temperature history was reproduced by the inverse analysis, and a formula calculating coefficient of temperature rise was proposed. Finally, comparing the analytical result using the proposed formula with the observed one for the model column, verification of the formula was demonstrated.

Key Words: High Strength Concrete, Low Heat Portland Cement, Silica Fume, Temperature Analysis

1. はじめに

近年では、設計基準強度が 100N/mm^2 以上の高強度コンクリートの強度発現に関する研究が数多くなされている。特に、 150N/mm^2 級の高強度コンクリートでは、水和初期に 60°C 以上に到達するような温度履歴を受けると若材齢から非常に高い強度が得られる反面、初期の養生温度が 20°C だと比較的長期に渡って得られる強度が低くなる傾向が示唆されている^{2,3,4)}。すなわち、正確に温度履歴を予測することは、温度ひび割れ解析の実施だけでなく、コンクリート強度発現の推定や初期の養生計画を策定するうえでも非常に重要と考えられる。

一方、コンクリート部材の温度履歴の推定は式 (1) で表されるコンクリートの断熱温度上昇曲線とコンクリートの比熱や熱容量等の諸物性、外気温、部材形状そして境界条件などの諸条件を考慮した FEM 温度解析によって行われている。

$$Q(t) = K \left(1 - e^{-\alpha(t-DI)^\beta} \right) \quad (1)$$

ここに、 $Q(t)$ ：断熱温度上昇量 ($^\circ\text{C}$)
 K ：最終断熱温度上昇量 ($^\circ\text{C}$)
 t ：材齢 (h)
 α ：温度上昇速度に関する係数
 β ：セメントの特性に関する係数
 DI ：遅延剤の効果を表す係数

式 (1) 中の最終断熱温度上昇量 (以下、 K 値と称す) や温度上昇速度に関する係数 (以下、 α 値と称す) は、結合材が早強ポルトランドセメントや普通ポルトランドセメントあるいは高炉セメント B 種の場合で、かつ単位結合材量が 400kg/m^3 程度までであれば、過去に多くの研究成果があり標準値や算定式が示されている¹⁾。しかし、結合材が低熱ポルトランドセメントの場合や各種の混和材を混合した場合、あるいは単位結合材量が極端に多い高強度コンクリートの場合、断熱温度上昇に関す

表-1 使用材料

材料名	材料名	諸物性	記号
結合材	低熱ポルトランドセメント	密度:3.24g/cm ³ , 比表面積:3300cm ² /g, C ₃ S:24%, C ₂ S:57%	C
	シリカフェーム	密度:2.20g/cm ³ , 比表面積:22.6m ² /g, SiO ₂ :95.6%, Ig loss:1.3%	SF
細骨材	栃木鬼怒川産川砂	表乾密度:2.60g/cm ³ , 吸水率:2.29%, FM:2.60	S1
	千葉君津産山砂	表乾密度:2.59g/cm ³ , 吸水率:2.41%	混合後 FM:2.62
	高知鳥形山産石灰石砕砂	表乾密度:2.66g/cm ³ , 吸水率:0.60%	
粗骨材	栃木葛生産硬質砂岩砕石	表乾密度:2.67g/cm ³ , 吸水率:0.97%, FM:6.47	G1
	茨城岩瀬産硬質砂岩砕石	表乾密度:2.65g/cm ³ , 吸水率:0.81%, FM:6.76	G2
化学混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸系	SP

表-2 コンクリート調合

シリーズ	調合	W/B (%)	B/W	s/a (%)	空気量 (%)	使用骨材		単位量(kg/m ³)				
						S	G	W	C	SF	S	G
室内試験 100L強制二軸ミキサ	A-30	30.0	3.33	52.8	2.0	S1	G1	150	450	50	907	842
	A-25	25.0	4.00	50.4	2.0	S1	G1	150	540	60	824	842
	A-20	20.0	5.00	46.3	2.0	S1	G1	150	675	75	699	842
	A-16.7	16.7	6.00	40.8	2.0	S1	G1	150	810	90	558	842
	A-14.3	14.3	7.00	35.7	2.0	S1	G1	150	945	105	450	842
実機試験 6m ³ 強制二軸ミキサ	B-24	24.0	4.17	51.5	2.0	S2+S3	G2	140	525	58	521+356	837
	B-20	20.0	5.00	48.6	2.0	S2+S3	G2	140	630	70	462+317	837
	B-16	16.0	6.25	43.3	2.0	S2+S3	G2	140	788	88	374+255	837
	B-16'	16.0	6.25	44.0	2.0	S2+S3	G2	145	816	91	359+245	827
	B-14	14.0	7.14	35.4	2.0	S2+S3	G2	150	966	107	273+182	827
	B-13	13.0	7.69	26.1	2.0	S2+S3	G2	160	1108	123	172+117	827

る研究報告が少なく標準値や算定式は示されていない。

本研究では、結合材として低熱ポルトランドセメントとシリカフェームを用い、圧縮強度が100～180N/mm²級のコンクリートを練り混ぜ、周囲を断熱した小型ブロック試験体（以下、小型試験体と称す）に打ち込み、打ち込み直後からの温度履歴を測定した。そして、この測定結果を再現するように、式(1)に入力するK値とα値を調整して温度解析を実施し、K値とα値を算定した（以下、逆解析と称す）。その後、この逆解析により得られたK値とα値を単位結合材量やコンクリート温度で整理することでK値とα値の算出式を提案した。さらに模擬柱試験体の温度測定結果を対象に、提案式により算出されるK値やα値を式(1)に代入した断熱温度上昇曲線を用いて温度解析を行い、その妥当性を検証した。なお、本研究の一連の検討に際し、β値は1.0の一定値とし、DI値は温度の上昇開始が合うように調整した。

2. 検討方法

(1) 概要

検討フローを図-1に示す。はじめに、コンクリートの各種物性や断熱材の熱伝達率を既往の文献^{1),5)}などを参考に設定した。続いて、周囲を断熱した20体の小型試験体のうち5体の温度データを対象に逆解析を行い、コンクリートの温度降下曲線が一致するように断熱材の熱伝達率を決定した。その後、全小型試験体を対象に逆解析

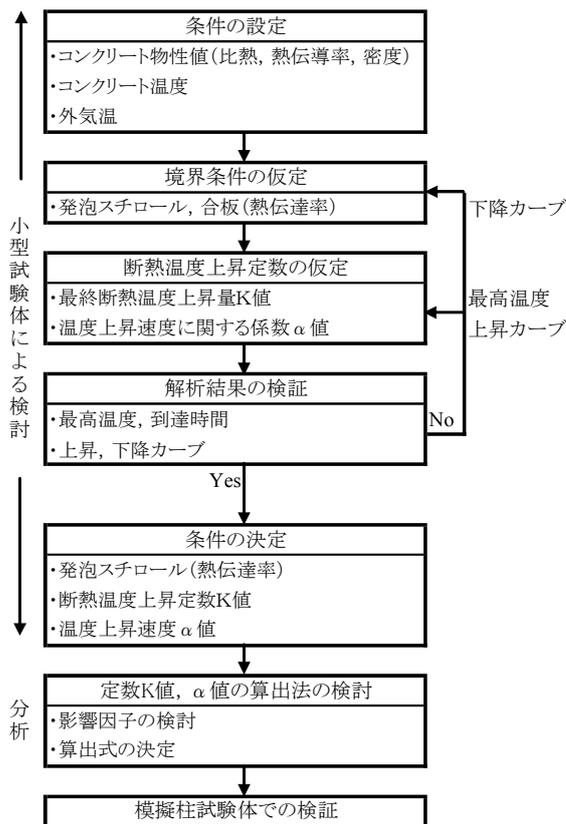


図-1 検討フロー

を行い、温度履歴がほぼ一致するまでK値とα値を調整しながら繰り返し逆解析を行うことでK値とα値を算出し、それぞれ単位結合材量やコンクリート温度で整理して算出式を提案した。最終的に模擬柱試験体を対象に温

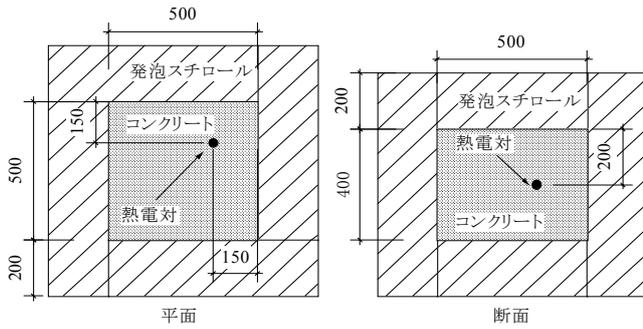


図-2 小型試験体

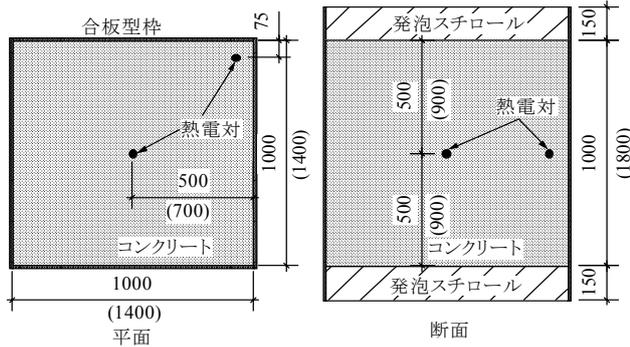


図-3 普通柱試験体（括弧内は1,400mm断面柱の寸法）
※断熱柱では側面にも50mmの断熱材を配置

度解析を実施し、提案式の妥当性を検証した。なお、小型試験体は室内試験で製作し、模擬柱試験体は実機試験にて製作したものである。

温度解析は、(社)日本コンクリート工学協会によるマスコンクリートの温度応力解析プログラムを使用し、二次元有限要素法 (FEM) で行った。

(2) コンクリート

使用材料とその代表的な物性値を表-1に示す。結合材は、室内試験と実機試験ともに低熱ポルトランドセメントとシリカフェームの組合せとし、シリカフェームの置換率は内割りで10%とした。シリカフェームの混合方法は、室内試験では粉体のシリカフェームを練混ぜ時に混合し、実機試験ではあらかじめ水で溶いたシリカフェームスラリーを混合した。また、使用骨材は、細骨材は室内試験では川砂を単独で使用し、実機試験では山砂と石灰石砕砂を混合して使用した。粗骨材は、産地は異なるがどちらも硬質砂岩砕砂を使用した。

使用した骨材の組合せとコンクリート調合を表-2に示す。水結合材比 (W/B) の範囲は30~13%に設定した。その他の調合条件として、単位水量は室内試験では150kg/m³の一定値とし、実機試験では140~160kg/m³の範囲で水結合材比が小さくなるにつれ若干増加させた。なお、材齢91日において得られたコンクリート強度は、室内試験と実機試験ともに標準養生供試体で100~

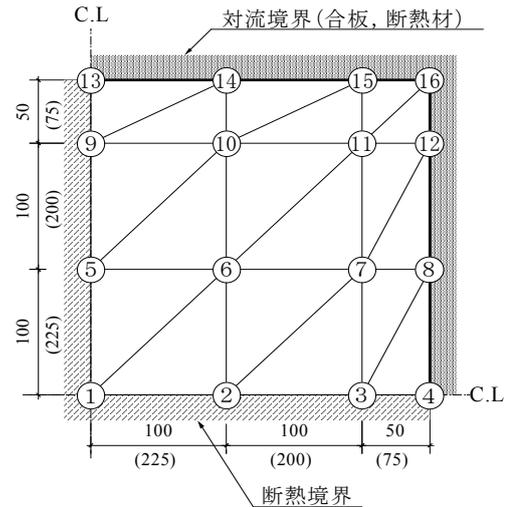


図-4 解析モデル
(括弧内は模擬柱試験体の寸法)

180N/mm²程度、小型試験体や模擬柱試験体より採取したコア供試体では最高で180N/mm²を超える強度が得られた²⁾。

(3) 小型試験体

K値と α 値の検討に使用した小型試験体の形状を図-2に示す。小型試験体は、コア供試体を採取し強度確認²⁾を行うため内寸500×500×400mmのブロック状とし、試験体の周囲6面を発泡スチロールで断熱した。温度測定は、コア供試体の採取に支障がないよう中心から若干ずれた位置に熱電対を設置して行った。なお、この小型試験体では、最高温度は実大柱部材と同等程度まで上昇するが、温度の降下は実大柱部材より緩やかとなる。K値と α 値の検討に小型試験体を用いた理由は、発泡スチロールによる高い断熱性のため、気温変動や日射あるいは風などの外的要因による温度変化の影響を受けにくく、また試験体内における温度差が小さいためである。

(4) 模擬柱試験体

K値と α 値に関する算出式の最終的な検証に用いた模擬柱試験体の形状を図-3に示す。模擬柱試験体は、寸法が1,000×1,000×1,000mmないし1,400×1,400×1,800mmで、上下のみを150mm厚以上の発泡スチロールで断熱した普通柱試験体(以下、普通柱と称す)と、1,000×1,000×1,000mmの寸法で側面4面も厚さ50mmの発泡スチロールで断熱した断熱柱試験体(以下、断熱柱と称す)の2種類を製作した。模擬柱試験体の温度測定は、試験体中心と角部の2箇所に熱電対を設置して行った。

表-3 物性値

材料	物性	単位	入力値
コンクリート	比熱	J/kg・℃	942
	熱伝導率	W/m・℃	2.67
	密度	kg/m ³	2450
発泡スチロール(EPS:200mm厚)	熱伝達率	W/m ² ・℃	0.50
化粧合板	熱伝達率	W/m ² ・℃	4.64
断熱型枠(合板+EPS50mm)	熱伝達率	W/m ² ・℃	0.90

表-4 温度実測値と逆解析による算出係数³⁾

B/W	単位結合材量(kg/m ³)	実測値					逆解析により求めた係数	
		練上がり温度(℃)	最高温度(℃)	温度上昇量(℃)	最高温度到達時間(h)	平均外気温(℃)	K	α
7.0	1050	23.0	72.0	49.0	50.4	23.1	58.0	2.40
7.0	1050	25.5	78.2	52.7	43.4	24.4	59.0	2.50
6.0	900	22.0	68.7	46.7	43.1	23.1	55.0	2.40
6.0	900	29.0	76.5	47.5	41.8	24.7	55.0	2.50
6.0	900	23.5	73.3	49.8	44.6	24.4	57.0	2.40
6.0	900	29.5	76.3	46.8	41.5	20.8	50.0	2.55
6.0	900	11.5	57.6	46.1	41.0	2.3	51.0	2.40
5.5	825	22.0	64.8	42.8	40.6	24.4	54.0	2.30
5.5	825	22.5	70.4	47.9	52.3	23.1	54.0	2.20
5.0	750	23.0	65.7	42.7	27.7	23.1	50.0	2.20
5.0	750	29.0	71.1	42.1	40.8	24.7	50.0	2.25
5.0	750	23.0	65.7	42.7	53.5	24.4	50.0	2.20
5.0	750	8.5	54.5	46.0	37.0	20.8	50.0	2.20
5.0	750	21.5	65.8	44.3	51.5	20.8	42.0	2.25
5.0	750	30.5	75.2	44.7	39.4	20.8	49.0	2.55
5.0	750	8.0	51.0	43.0	53.9	2.3	47.0	1.75
4.0	600	19.0	59.6	40.6	35.8	20.8	46.0	1.90
4.0	600	29.5	66.5	37.0	46.8	20.8	42.0	2.10
4.0	600	8.0	43.8	35.8	57.9	2.3	40.0	1.40
3.3	495	19.0	55.0	36.0	35.5	16.4	37.0	1.80

(5) 温度解析

温度解析に使用した要素モデルを図-4に示す。モデルは、各試験体断面の1/4を切り出したモデルとした。なお、温度測定結果と解析結果の比較は、温度測定位置に対応するように小型試験体ではNo.6の位置の温度、模擬柱試験体ではNo.1とNo.11の位置の温度を用いた。

小型試験体の逆解析を行う場合、断熱材により外気温の短期的な変化の影響は小さくなることから、温度測定期間である20日間の平均外気温を入力した。K値、α値の算出は、温度上昇勾配、最高温度ならびに最高温度到達時間の3要素が小型試験体の測定結果に一致するまで、K値は1.0刻み、α値は0.05刻みで変化させて温度解析を繰り返し計算した。この計算をするに際してβ値は1.0の一定値、DI値は温度上昇の開始時刻が一致するよう調整した。なお、模擬柱試験体の温度解析の場合は、外気温の変動の影響が大きいため、試験ヤード近傍での実測値を入力した。

小型試験体において、今回の検討ではK値を1.0刻みとしα値を0.05刻みで調整したが、最高温度到達時間が50時間を超える場合などは、最高温度と到達時間の両者を一致させることは不可能であった。ここで、K値とα値の調整幅を細かくしても、最終的な目標であるK値と

α値の回帰式の算出には大きな影響を与えないと考えられた。そこで、K値とα値が算定されたと判断する基準として、最高温度を優先させて±3℃以内とし、最高温度到達時間は±4時間をはずれないことを目安とした。

最終的に入力した物性値の一覧を表-3に示す。断熱柱試験体の側面に配置した断熱型枠の熱伝達率は、小型試験体の発泡スチロールの値をもとに厚さで補正し、合板の値と組み合わせて決定した。

3. 小型試験体の検討結果

(1) 逆解析結果

小型試験体20体分について、コンクリート温度履歴に関する主要な実測値、材齢20日までの平均外気温そして逆解析により算出したコンクリートのK値ならびにα値の一覧を表-4に示す。また、小型試験体を逆解析した温度履歴の例を、実際の測定結果とともに図-5に示す。逆解析結果は、ピーク近辺で測定結果と多少ずれる事例もあったが、試験時期や調査にかかわらず測定結果をおおむね再現できた。コンクリートの練上がり温度は8～30℃程度、最高温度は40～80℃程度そして到達時間は30～60時間程度であった。この条件のもと、逆解析により

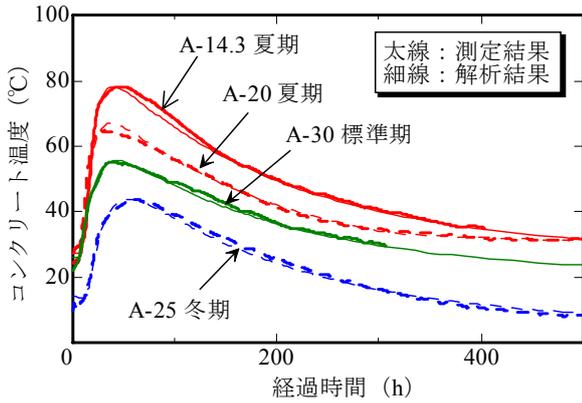


図-5 温度解析の一例

算出されたK値は40～60程度、 α 値は1.5～2.5程度となった。普通ポルトランドセメントで単位セメント量が 400kg/m^3 のときには、K値が約62、 α 値が1.36程度と算出される⁶⁾が、それと比較するとK値は小さい反面、 α 値は大きく評価された。低熱ポルトランドセメントをベースにすることで発熱量は抑えられるが、高強度コンクリートでは、一度反応が始まると自らの水和熱により反応が加速的に進行すると推察される。

(2) K値と α 値の評価

単位結合材量と逆解析により算出された係数K値ならびに α 値の関係を図-6に示す。今回、検討対象とした範囲内では、K値と α 値はどちらも単位結合材量の増加に伴い線形的に大きくなる傾向が確認できる。

次に、データ数が最も多い結合材水比5.0について、算出されたK値と α 値をコンクリート温度で整理した結果を図-7に示す。同一結合材量で比較した場合、 α 値はコンクリート温度の上昇とともに直線的に大きくなっていく傾向が見られるが、K値はコンクリート温度への依存性は認められない。そこで、K値については単位結合材量のみで回帰分析を行い、 α 値については単位結合材量とコンクリート温度を変数として回帰分析を行った。その結果、K値と α 値について、式(2)ならびに式(3)という算出式が得られた。

$$K = 0.037 \times B + 20.16 \quad (2)$$

$$\alpha = 0.00126 \times B + 0.0213 \times CT + 0.773 \quad (3)$$

ここに、K：最終断熱温度上昇量（°C）
 α ：温度上昇速度に関する係数
 B：単位結合材量（ kg/m^3 ）
 CT：コンクリート温度（°C）

4. 模擬柱試験体による検証

前章において、K値と α 値の算出式として提案した式

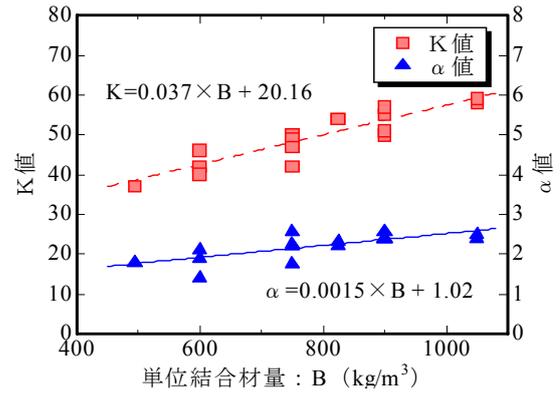


図-6 単位結合材量と係数

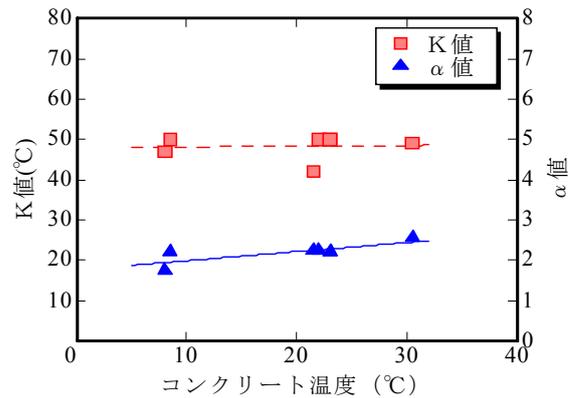


図-7 コンクリート温度と係数（B/W 5.0）

(2) ならびに式(3)を用いてK値と α 値を算出して温度解析を行い、実機試験にて製作した模擬柱試験体の温度実測値と比較して提案式の妥当性について検証を行った。なお、コンクリート温度は試験体への打込み直前のフレッシュコンクリート試験結果を用い、入力した外気温は日陰部分における実測値を使用した。なお、測定期間中の平均外気温は冬期が 6.8°C 、標準期が 20.7°C そして夏期が 32.2°C であった。

模擬柱試験体の温度履歴実測結果と温度解析結果の数を、普通柱については図-8に、断熱柱については図-9に示す。図はそれぞれ左側が試験体中心部の結果で、右側が角部の結果である。解析結果をみると、最高温度やその到達時間については、実測値を比較的精度良く再現できた。このうち、普通柱については一部で解析結果と実測値の温度カーブが異なる部分が見られたが、これは日射や風の影響とともに、試験体をシート養生していた点などが、その原因と考えられた。一方、外的要因の影響を比較的受けにくい断熱柱については、図-10に示すように解析結果は実測値とほとんど一致した。

以上の検証結果より、小型試験体の温度履歴を逆解析して得られたK値と α 値を、単位結合材量やコンクリート温度で整理した提案式は、模擬柱試験体の温度解析を行ううえで、十分な精度を持つことが確認された。

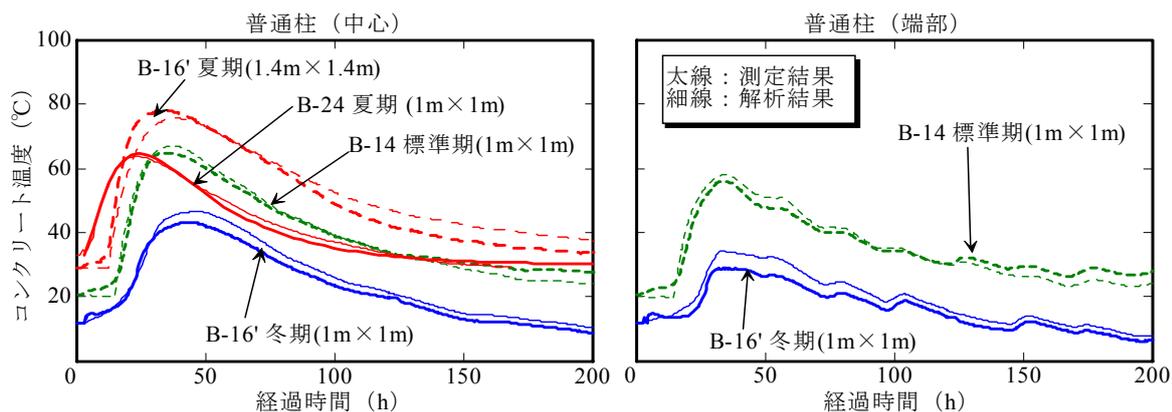


図-8 模擬柱試験体 (普通柱) の温度解析結果と実測値 (左: 中心部, 右: 角部)

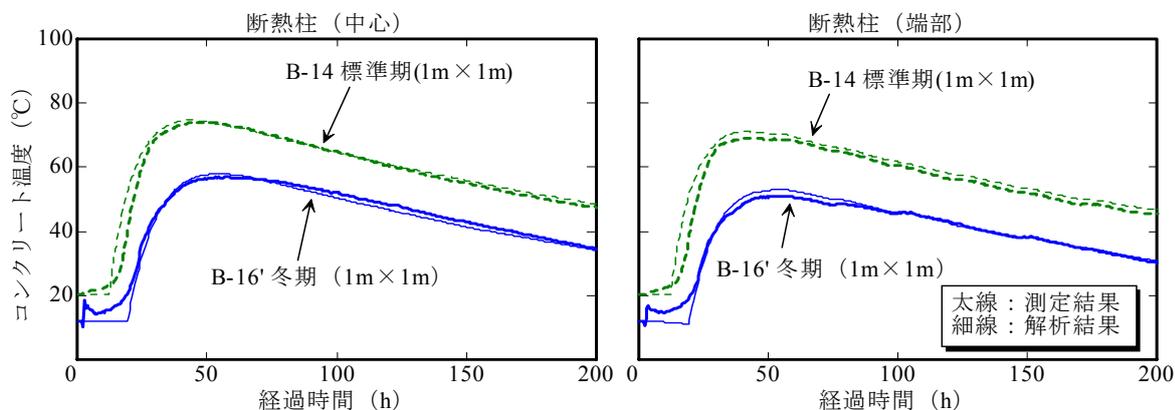


図-9 模擬柱試験体 (断熱柱) の温度解析結果と実測値 (左: 中心部, 右: 角部)

5. まとめ

本研究では、低熱ポルトランドセメントとシリカフェームの混合した結合材について、温度解析の計算条件として必要な最終断熱温度上昇量K値と、温度上昇速度に関する係数 α 値の検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- ① 周囲を断熱した小型試験体の温度測定データを逆解析することでK値と α 値を評価し、それぞれの算出式を提案した。
- ② K値は単位結合材量のみで、 α 値は単位結合材量とコンクリート温度により評価が可能であった。
- ③ 提案式により算出したK値ならびに α 値を用いて温度解析を行い、1.0～1.4m角程度の寸法を持つ部材の温度履歴を推定できることを確認した。

謝辞：本研究に当たり、住友大阪セメント(株)、東京エスオーシー(株)、日本シーカ(株)ならびに BASF ポゾリス(株)の関係諸氏にご助力いただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひび割れ制御指針，1986
- 2) 河上浩司ほか：150N/mm²級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報告集，Vol.28，No.1，pp.1235-1240，2006
- 3) 河上浩司・西本好克：Fc100N/mm²級の高強度コンクリートの強度発現性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.1，pp.369-374，2002
- 4) 陣内 浩ほか：設計基準強度 150N/mm²クラスの高強度コンクリートによる実大 RC 柱の施工性と構造体強度発現性状の検討，日本建築学会技術報告集，Vol.17，pp.1-5，2003.6
- 5) 村上祐次ほか：コンクリートの保温養生に関する養生材料について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.2，pp.1333-1338，1999
- 6) 日本建築学会：マスコンクリートの温度ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説，pp.7-8，2008

機能性建材比較検証システム

Comparison Verification System of Functional Construction Materials

酒井 英二 EIZI SAKAI
 プロジェクト推進部 紺野 康彦 YASUHIKO KONNO
 プロジェクト推進部 吉田 昌司 MASASHI YOSHIDA
 建築技術部 岩野 秀之 HIDEYUKI IWANO
 設備デザインディビジョン 島田 潔 KIYOSHI SHIMADA

機能性建材は近年増え続ける傾向にあるが、その情報は十分には集まっておらず、設計・施工現場等での比較検証による選定が難しい。一方、効果検証結果や実績等があるにもかかわらず、情報を共有する手段が整備されていないために、有用な情報が埋もれている状況にある。そこで、機能性建材を比較検証しながら選定でき、かつ埋もれている有用な情報の共有化も可能なシステムを開発した。

キーワード：機能性建材，比較検証，データベース，どこでも検索，どこでも入力

Although the functional construction materials tend to keep increasing in recent years, suitable information has not gathered enough. Therefore, the selection of the material in designing and construction site etc. is difficult. On the other hand, nevertheless there are many effective verification results, they have not been used sufficiently. The system that has high availability in selecting the functional construction materials with comparison of database and in sharing information among users was developed.

Key Words: Functional Construction Materials, Comparison Verification, Data Base, Retrieval Anywhere, Input Anywhere

1. はじめに

「新しい機能が付加された建材」あるいは「著しく高性能な建材」とされている機能性建材は、近年増え続ける傾向にあるが、その情報は十分には集まっておらず、建材としての基本的な性能についても不明なものが多い。また、多数のメーカーが似たような機能を謳っているが、市場原理による淘汰が行われておらず選定が難しい。さらに、それらの評価方法についても、確立されていないものが多く、JIS・ISOなどで現在検討中のものも多い。

現状では各メーカーが独自の手法により評価しており、実環境に合ったものとはなっていないことが多く、設計・施工現場等で建材を選択する際、容易に比較検証を行うことが困難な状況である。一方、効果検証結果や実績等があるにもかかわらず、情報を共有する手段が整備されていないために、有用な情報が埋もれている状況にある。

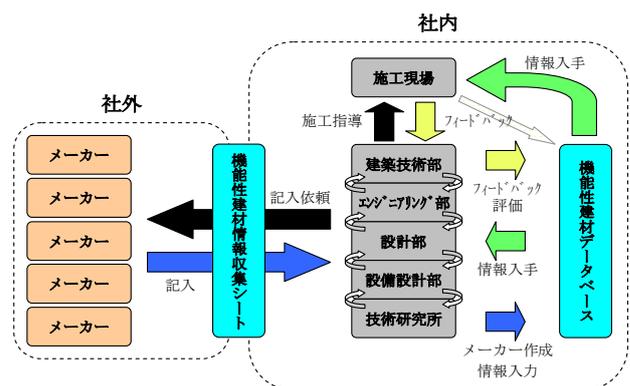


図-1 機能性建材比較検証システムの概要

そこで、機能性建材を比較検証でき、かつ埋もれている有用な情報の共有化も可能なシステムを開発した。

図-1に機能性建材比較検証システムの概要を示す。

機能性建材の比較検証に関しては、情報の書式を統一することにより比較検証を可能にしようと考え、機能性建材情報収集シートを作成した。その後、図-1の左側に

示すように、建材を取り扱っているメーカーに機能性建材情報収集シートへの記入を依頼し、機能性建材情報を記入してもらった。しかしながら、機能性建材情報収集シートに記入されたメーカーの建材に関する情報のみでは、比較検証を行うのは難しく、実績等の考慮が必要であった。

情報の共有化では、比較検証を補うために、図-1の右側に示すように、機能性建材データベースを、どこからでも機能性建材情報収集シートの情報検索、閲覧および入力可能なシステムとし、実績等の収集（フィードバック）に努め、埋もれている機能性建材に関する有用な情報の共有化も可能とした。その収集情報を基に、可能な限りの範囲で比較検証を試み、評価を下せるようにした。

本報では、機能性建材情報収集シート、社外からの情報収集方法および機能性建材データベースについて報告する。

2. 情報収集

(1) 機能性建材情報収集シート

情報を収集するに当たり、建材の情報を記入し易く、漏れのないような書式が必要と考え、数種類の建材を対象に記入例の検討を行い、図-2に示す機能性建材情報収集シートを作成した。なお、機能性建材情報収集シートは、データベースに情報の受け渡しをする際のことを考え、エクセルで作成した。

項目は、製品名や会社名等の基本情報以外に、機能名称、製品概要、施工部位、材工区分、工種分類、特色、長所、使用上の注意、他社製品との違い、実績・件数、参考価格等とした。特に、項目としてはないが記入例において、製品概要では「製品機能のメカニズム」、特色では「耐用年数」、長所では「特許や各種受賞歴」、他社製品との違いでは「製品選択のポイント」、実績・件数では「当社での実績があれば、その時の建材メーカー等の担当者名および当社の担当者名」の記入を依頼した。

合わせて、カタログ、サンプル、施工要領書、性能試験等の技術資料等の情報収集も行った。特に、性能試験等の技術資料については、機能の性能を示す資料として重視した。

(2) 社外からの情報収集方法

最初に、優先的に収集したい建材の機能を選定し、以下に示す7種類の機能を有する建材の情報収集を行った。

- ①調湿：調湿機能（湿気の吸収・排出）を有するもの
- ②光触媒：光触媒を用い防汚・空気浄化・抗菌機能を有するもの
- ③多機能ボード：調湿・脱臭・VOC分解・耐熱機能を有するボード
- ④特殊塗料：遮熱・防汚・低汚染・防カビ機能を有する塗料
- ⑤特殊断熱材：不燃・耐火・防湿機能を有する断熱材、または、外断熱に適した断熱材
- ⑥低化学物質：化学物質をほとんど放散しないもの、シックハウス対策品
- ⑦緑化：屋上・壁面を緑化する資材およびシステム、または、緑化を維持する技術

次に、関連する建材を取り扱っているメーカーをインターネットや展示会等の資料を基に調査し、各メーカーに対して機能性建材情報収集シートおよび記入例をFAXで送信し、記入を依頼した。また、依頼書には、機能性建材情報収集シートや記入例をダウンロード可能なホームページのアドレスおよび情報の送信先のアドレスを記載することにより、建材メーカー等の記入者の利便性と情報収集の迅速化を図った。

記入依頼は、建材メーカー等計238社に対して行った。回答があったのは、126社（回答率53%）であったが、複数の建材を有するメーカーもあり、建材数は全部で300を超えた。

機能性建材情報収集シート				記入日	/	/
製品名						
機能名称						
製品概要	<input type="checkbox"/> グリーン調達 <input type="checkbox"/> エコマーク(認定番号:) <input type="checkbox"/> その他()					
施工部位	<input type="checkbox"/> 内装 <input type="checkbox"/> 外装 <input type="checkbox"/> その他() <input type="checkbox"/> 屋根 <input type="checkbox"/> 天井 <input type="checkbox"/> 壁 <input type="checkbox"/> 床 <input type="checkbox"/> その他()					
材工区分	<input type="checkbox"/> 材工 <input type="checkbox"/> 材料のみ <input type="checkbox"/> 工種分類					
会社名	取扱い目					
担当者	eメール					
Tel	会社HP					
Fax	製品HP					
所在地	〒					
製造会社	会社名:	部署名:	Tel:			
	会社名:	部署名:	Fax:			
施工会社	会社名:	部署名:	Tel:			
	会社名:	部署名:	Tel:			
特色						
長所					使用上の注意	
他社製品との違い						
実績・件数 (特に弊社実績)						
参考価格	材工	設計価格:	実勢価格:			
	材料のみ	設計価格:	実勢価格:			
その他						

送って頂きたい資料一覧です。送付して頂ける資料にチェックをお願いします。
カタログ サンプル 施工要領書 性能試験等の技術資料 実績表 価格表 名刺

図-2 機能性建材情報収集シート

3. 機能性建材データベース

(1) 概要

機能性建材データベースは、社員が通常使う業務システム内にリンクを貼っており、いつでも業務システム内から入り、検索、閲覧や入力を行うことが可能である。基本的な操作の流れは、図-3の機能性建材データベースの検索概要に示すように、HOME画面から検索画面や一覧表示画面に行き、検索と一覧表示を繰り返しながら、建材の絞り込みを行い、望む建材の詳細表示を確認するという流れである。次から各画面の詳細について示す。

(2) HOME画面

HOME画面（図-4）は、機能性建材データベースのトップページであり、機能性建材データベースの趣旨（機能性建材の意味と建材情報の公開および収集）を示した。また、現在登録されている建材の機能名およびその機能の定義についての説明も記した。

(3) 検索画面

検索画面（図-5）では、フリーワード検索やキーワード検索を可能とした。キーワード検索のキーワードは、大きく「機能」、「建材分類」、「施工部位」の3つに分けており、それぞれに「熱、水、空気質・におい等」、「建築構造部材、石材・タイル、建具・ガラス等」、「屋根、天井、壁等」の詳細なキーワードを配置した。大きく分けた3つのうち、「機能」に関しては、機能性建材情報収集シートの記入内容を基に、データベース作成時に選定を行い、詳細表示画面（図-7）の機能および機能詳細欄に入力した。また、グリーン調達やエコマークによる検索も可能とした。

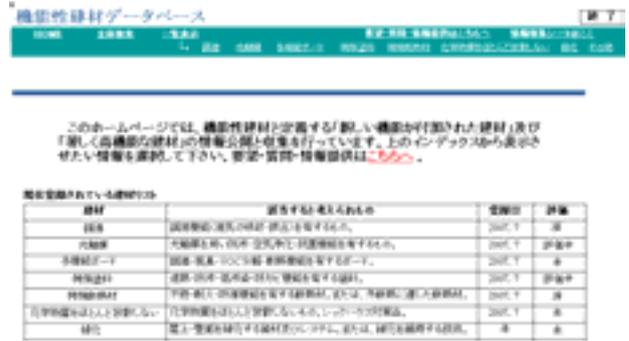


図-4 HOME画面



図-5 検索画面



図-3 機能性建材データベースの検索概要

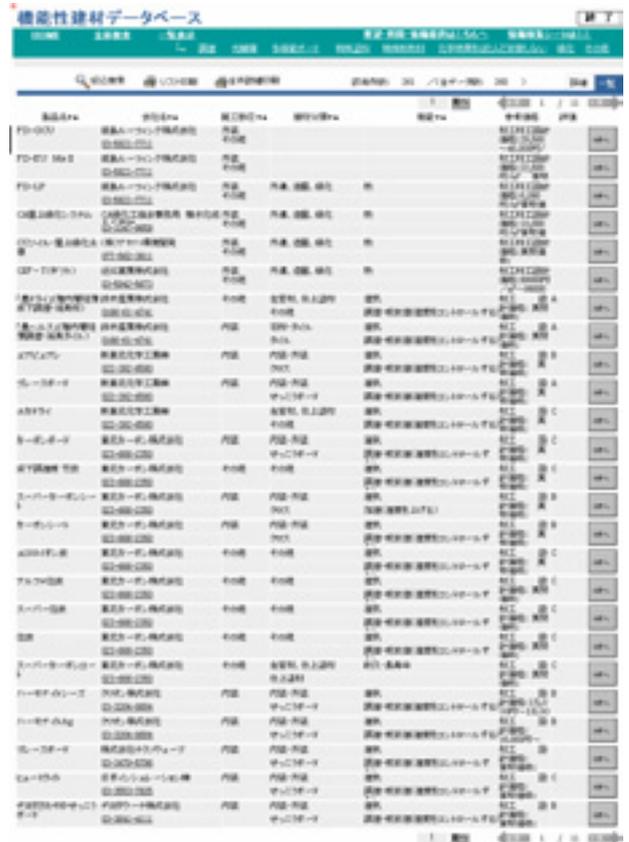


図-6 一覧表示画面

(4) 一覧表示画面

一覧表示画面(図-6)では、左から、製品名、会社名、施工部位、建材分類、機能、参考価格、評価を示し、右端にはメーカーのホームページへのリンクを貼った。メーカーのホームページへのリンクにより、最新のメーカー情報を入手可能にした。

(5) 詳細表示画面

詳細表示画面(図-7)では、閲覧以外に入力も可能であり、社内での効果検証結果や実績等の施工現場における生の情報を入力することで、より実施に即した情報を共有可能とした。また、登録日や登録者、更新日や更新者欄を設け、建材に関する更なる詳細を知りたい場合には、登録者や更新者への確認を可能にした。さらに、メーカーから提供いただいた、ホームページでは入手できない詳細な情報の載ったカタログ、施工要領書、性能試験等の技術資料等をPDF化し、表示ボタンを押すだけで参照可能にした。

(6) 共通仕様

図-8にHOME、検索、一覧表示、詳細表示の各画面の上部にあるサービスメニューを示す。ここには、各画面に移動可能なボタンおよび各機能を有する建材の一覧を表示するボタンを納めた。また、「要望・質問・情報提供はこちらへ」や「情報収集シートはこちら(機能性建材情報収集シート記入のお願いHP)」へのリンクを貼り、可能な限り多くの情報を収集しようと考えた。「要望・質問・情報提供はこちらへ」は、図-9に示す「機能性建材フォーラム」にリンクされており、このフォーラムは、データベースに関する要望・質問や建材情報の収集および情報の共有を目的とする掲示板である。

4. おわりに

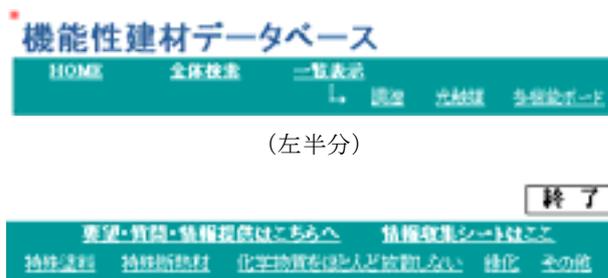
機能性建材を比較検証でき、かつ埋もれている有用な情報の共有化も可能な機能性建材比較検証システムを開発した。本システムにより、情報の共有化および集約化が図られ、適切な機能性建材の選定が可能となった。

今後は、運用段階での検証を行い、問題点を洗い出しつつ、継続的な運用を推進する。

謝辞：機能性建材データベースの情報収集に当たっては、建材メーカー等の各社担当者様に多大なご協力を頂いた。ここに記して深く感謝の意を表する。



図-7 詳細表示画面



(左半分)

(右半分)

図-8 HOME, 検索, 一覧表示, 詳細表示画面の上部サービスメニュー



図-9 機能性建材フォーラム

施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」の開発

Development of the Construction Management Platform "Foreman.net"

大鐘 大介 DAISUKE OGANE

手塚 慎一 SHINICHI TEZUKA

建築生産計画部 戸倉 健太郎 KENTARO TOKURA

建築生産計画部 長谷 芳春 YOSHIHARU NAGATANI

首都圏を中心に、工事が大規模化、短工期化し、さらに設計仕様も多種多様化するなかにあっても、品質の高安定化を図りつつ、施工の合理化によるコストダウンを進めなければならない。そこで、“施工プロセスこそ商品”との考えのもと、さまざまな施工プロセス情報を「見える化」し、継続的・効率的な改善活動と施工管理体制のさらなる高度化を図る仕組みとして、施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」を開発し、実務展開を通して「質の管理」体制への転換を図っている。

キーワード： 品質の高安定化、施工プロセス、見える化、施工管理プラットフォーム、質の管理

Especially in a metropolitan area, construction work is in the tendency of large-scale, short time necessary for completion, and complicated design specification. Nevertheless, high stabilization of quality of construction is still needed with rationality and minimizing cost. The authors have developed the construction management platform "Foreman.net" as a mechanism of visualizing the information of various construction process, carrying out continuous and efficient improvement for the process, and are trying to covert to more advanced construction quality management through the actual application of the platform.

Key Words: High Stabilization of Quality, Construction Process, Visualization, Construction Management Platform, Quality Management

1. はじめに

受注から売上げ計上までの期間が長く、もともとインフレ局面には弱い建設業界だが、未曾有の原油高と資材の高騰、さらには職人不足による労務費の上昇が収益を圧迫し、建設各社は、体力勝負の単純な価格競争や、量の確保と管理だけでは生き残れない局面にきている。

建設各社では今、受注単価引き上げにつながる高機能化・高付加価値化を追求する一方で、大規模・短工期でかつ多種多様な設計仕様下においても、品質の高安定化を図りつつ、施工の合理化によるコストダウンを進めなければならない。

高機能化・高付加価値化は、技術開発による“知恵比べ”であるのに対し、多種多様な設計仕様下における品質の高安定化には、技術だけではなく、“仕組みと意識の改革・改善”が求められてくる。そこでは、常識や慣習に囚われず、現場にある事実をとことん掘り起こす「ファクツファインディング（事実の発見）」に基づく仮説、

実行、検証の繰り返しが大切になる。

そこで、“施工プロセスこそ商品”との考えのもと、さまざまな施工プロセス情報を「見える化」し、継続的・効率的な改善活動と施工管理体制のさらなる高度化を図る仕組みとして、施工管理プラットフォーム「Foreman.net®（フォアマン・ドット・ネット）」を開発し、首都圏の大規模現場を中心に実務展開中である。

2. なぜプラットフォームなのか

(1) ファクツファインディング・ツールとして

なぜ施工管理プラットフォームか。建設現場は今、多くの問題を抱えている。これらの問題は複雑に絡み合っており、また、業態、慣習が問題を見えにくくしている。だからこそ、事実を科学的に「見える化」し、改善へ向けた仮説を立て、実行し、そして検証するための場が大切となる。その“場”こそが、施工管理プラットフォームであり、施工管理上有用なさまざまなシステムをプラ

ットフォームに組み込み、各システム間の情報の連動性を図ることで、今まで見えなかったものや見えにくかった関係性が見えるようになってくる。

施工管理プラットフォームの役割イメージを図-1に示す。プラットフォームをシーソー(①)に例えるならば、課題の山(②)を、意識改革・改善の力(③)で、現状レベル(④)から目標レベル(⑤)まで引き上げるための装置である。展開初期である現在(⑥)は大きな意識改革・改善エネルギーを要するが、水平展開が進むほどに(⑦)、より少ないエネルギー量で多くの課題を解決できるようになる。いわば、隠れた事実を掘り起こす「ファクツファインディング・ツール(事実発見器)」としての側面を持つ。

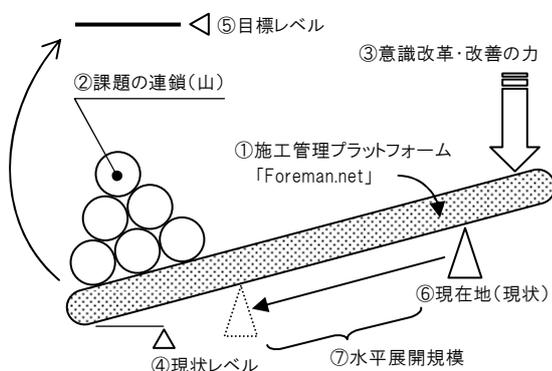


図-1 施工管理プラットフォームの役割イメージ

(2) 「現場経営」というプロジェクトマネジメント

ここでは、着工～竣工までの「現場経営」において、コスト、タイム(工期)、品質、リスクの目標を達成するうえで、どういった問題を抱えているかを考えてみる。

まず、「コスト」については、未曾有の原油高と資材の高騰、そして職人不足による労務費高騰といった問題を抱えている。次に「タイム(工期)」については、大規模化、短工期化、設計仕様の複雑化のなかでの工程管理が求められる。「品質」については、耐震偽装、施工不良発覚報道等、建設会社の品質管理体制が問われている。そして「リスク」については、熟練作業員ばかりではない環境下での施工当事者(職人)の管理というリスクがあげられる。

以上のように、「現場経営」というプロジェクトマネジメントには、解決すべき多くの課題の山があり、見えにくいリスクが潜んでいる。

(3) 建設現場の抱える課題の山

建設現場の抱える課題の例をつぎに示す。

a) 少ない社員で膨大な数の職人を管理

首都圏を中心に、建設工事は大規模化、短工期化する

傾向にある。各現場では膨大な数の職人を要するとともに、ゼネコン社員が日々の作業指示、仕上りのチェックを怠ると、大量のクレームに繋がるリスクが増大している。

b) 熟練作業員ばかりではない施工環境

職人の不足により労務費が上昇する一方で、熟練作業員ばかりではない施工環境において、建設会社は少ない社員で膨大な人数の職人を日々正確に管理し、安定した品質を確保しなければならない。

加えて、顧客の嗜好の多様化に伴い、設計仕様が多種多様化するなか、一方で耐震偽装問題等を契機に、施工会社の品質管理体制が問われている。より複雑なものをより高い品質で速く安く造ることを求められている。

c) 職人は多かれ少なかれ日々入れ替わる

モノ作りの当事者である職人は、多かれ少なかれ日々入れ替わる。そして、建設現場の人員配置は“一発勝負”となる。新規入場した職人に対し、朝一番に所定の教育を施した後、“その職人のスキルを信じて、本番のラインへ配置する”ことになる。これは、製造業の工場ラインでは考えられないことであるが、ゼネコン社員は職人が日々入れ替わっても同じ品質を確保しなければならない。

職人自身もまた、職場が極めて流動的な業態であるため、その就労履歴は、協力会社でも本人でも管理しきれていない場合があり、退職金や保険制度を利用できていないケースも存在している。

d) 重層化された施工体制下での指示伝達の難しさ

協力会社の重層化された施工体制は、経費の積み上げによる建設コストアップの要因でもあるばかりか、品質管理の側面においても、末端の職人こそモノ作りの当事者であるにも関わらず、指示伝達が末端まで正確に伝わらないリスクを常に抱えている。

e) ダメならやり直す「結果の管理」体質

建設現場での慣習的な品質管理は、チェックしてダメならやり直すという“結果の管理”であるが、大規模化、短工期化、社員の不足のなかにあつては、“失敗を未然に防ぐ”方策を模索する局面にきている。

以上のような建設現場の抱える課題を解決するためには、①職人の質に依存しない造り方の追求(技術開発)と、②“量の管理から質の管理”への転換(仕組み開発)の2つのアプローチが必要と考える。特に、モノ作りの当事者である職人一人ひとりの質を管理できなければ、昨今の事業環境のなかで高い品質を維持し続けることは困難である。だからこそ、課題の連鎖を科学的に「見える化」しなければ、慣習からの脱却へ向けた真の意識改革は図れない。管理すべき情報を関係者間で共有し、管

理の目を増やししながら、“量の管理から質の管理”への転換を目指す。それこそが施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」である。

3. プラットフォームの概要

施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」は、「協力会社管理」、「入退場管理」、「工区内セキュリティ管理」、「労務・安全管理」、「労務実績管理」そして「物流管理」の6つの機能から構成されている（図-2）。

インターネットに接続可能な環境であれば、社員、協力会社、派遣社員・共同企業体（JV）社員が、与えられたアクセス権限の範囲において、いつでも、誰でも、どこからでも、同じシステム、情報を共有・利活用できる仕組みで、社内教育、技術継承の効率化や管理水準の平準化を図るうえでも有効となる。

現在は展開初期のため、6つの機能構成としているが、今後は品質管理、仕上げ（内装）管理など、適宜施工管理に必要なシステムを組み込んでいく計画である。また、独立して稼働している各種社内システムについても順次組み込み、連動させる計画である。

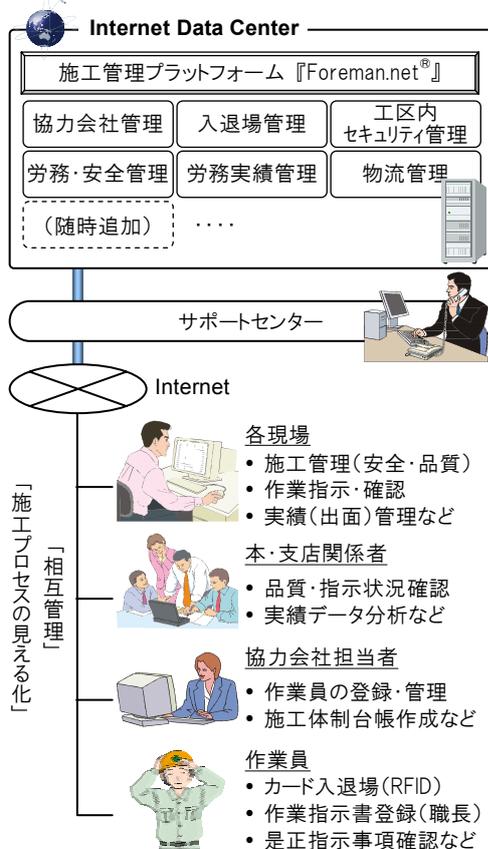


図-2 施工管理プラットフォーム「Foreman.net®」

(1) 協力会社管理

質の高い施工管理を実践するうえでは、モノ作りの当事者である職人と、職人が所属する協力会社の情報を正確に把握・管理することが大前提となる。

「協力会社管理」では、ゼネコン社員が施工管理上把握しなければならない協力会社の会社情報、職人情報を一元管理する一方、職人の資格情報、健康診断受診状況や過去の現場就労実績なども検索できる（図-3）。

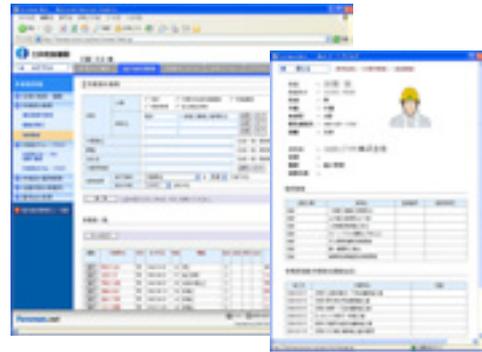


図-3 作業員検索画面と抽出された個人情報画面（個人情報画面には保有資格、現場実績情報等表示）

各種期限切れが発生している職人については、本人および所属会社へその旨が自動的にアナウンスされる。また、情報をいったん登録しておけば、各現場へ提出しなければならない労務安全関係書類を、インターネット経由で簡単に登録・申請することができる。

また、工種ごとに各協力会社がどういった施工体制を編成しているかを画面上に明示し、現場内外の関係者と共有している（図-4）。



図-4 施工体制の登録画面（施工体制を明示し、現場外の関係者とも共有）

(2) RFIDカードによる入退場管理

「入退場管理」では、全現場共通の入退場カード（RFIDカード）を各職人に配布し、入退場時にゲートでのカード認証を義務付けることで、“いつ、誰が、どの現場にいるのか”を現場内外にてすべての関係者が共有している。図-5に入退場カードとカード読取装置を示す。また、図

-6に入退場モニタ画面を示す。現場への入退場者情報は、全国どこからでも、いつでも表示・閲覧することが可能で、新規入場者、高齢者、女性など、安全上重点管理すべき作業員についても容易に把握できる。

入退場管理を徹底することで、職人の日々の入れ替わり状況の把握や、夜間など場内で今誰が残作業をしているかの把握など、労務・安全管理上有用な情報が一括管理できる。また、各職人にとっても、自身の就労履歴が確実に蓄積・管理できる。

なお、現在の認証方式はRFIDカードだが、他の生体認証等にも対応可能な仕様となっている。



図-5 カード認証 (RFID カードと読取装置)



図-6 入退場モニタ画面

(3) 工区内セキュリティ管理

「工区内セキュリティ管理」は、現場内の特定危険区域への立入制限や、外部不審者の侵入防止、そして完成工区への立入制限などを目的としたセキュリティ管理システムである。入退場カード認証によって開閉する電子錠付きの仮設扉を工区内の任意の箇所に設置し、工事の進捗に応じてセキュリティゾーンを確保・移設できる仕組みである (図-7)。

(4) 労務・安全管理

「労務・安全管理」では、“いつ、どこで、誰が、何の作業をするのか”といった情報(作業指示書)を、各工種の職長(施工班の長)が日々登録し、関係者間で共有している。職長等による作業指示書の入力状況を図-8に

示す。職長が登録した作業指示書内容について、ゼネコン社員からは正指示事項がある場合は、社員がその旨を登録することで、関係者へ一斉にアラート表示される。また、何人で作業したのかという人数の実績値もこの機能の中で管理する。“いつ、どこで、誰が、誰の指示で、どういった作業をしたのか”，といった施工履歴を管理・蓄積し、関係者間で共有することを目的としている。



図-7 工区内セキュリティ管理 (認証による立入制限)



図-8 職長等による作業指示書の入力状況

(5) 労務実績管理

「労務実績管理」では、労務管理に関する各種実績データを、現場全体、一次会社別、協力会社別、工種別、階別等、指定された期間、範囲で抽出することができる。また、抽出された結果はグラフ表示されるため、直感的に把握することができる。図-9に、現場全体の入退場者推移グラフを示す。



図-9 労務実績管理の一例 (入退場推移グラフ)

4. 導入実績と効果

2006年度末から試験導入を開始し、首都圏の大規模集合住宅現場を中心にすでに7物件での稼働実績がある。この間、機能の改善・追加を繰り返し、2008年度下期からは社内基幹システムの位置付けとし、段階的に全国展開する計画である。これまで登録された協力会社数は約2,500社、登録済作業員数は約30,000人にのぼっている。

(1) 現場全体での労務実績データ

ここでは、Foreman.netを導入した現場の中から、ある首都圏大規模集合住宅現場（地下1階、地上32階、RC造、総戸数約650戸）における仕上げ工事期間中の労務実績データを示す。

現場全体での入場者数と新規入場者数の推移を図-10に示す。また、前回の作業から入れ替わった作業員の割合（人員入替率）の推移を図-11に示す。さらに、初めて入場した日から7日未満の作業員の割合（新規作業員率）の推移を図-12に示す。

一日の平均入場者数は約500名で、そのうち新規入場者は平均約12名/日であった。これは全体の約2.4%にあたる。また、人員入替率は平均約4%で、新規作業員率は平均約9%であった。作業員の入れ替わりが激しい仕上げ工事期間としては、比較的安定していた現場であった。人の入れ替わりが少ないほうが、安全、品質とも管理しやすいことは言うまでもない。

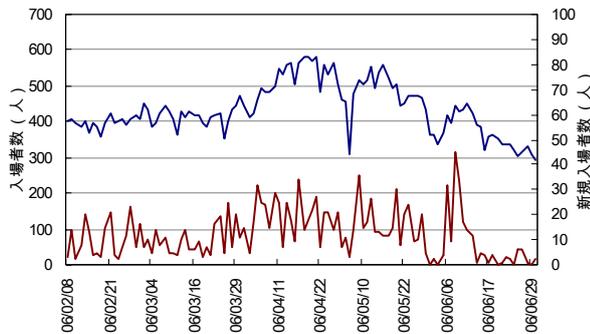


図-10 入場者数と新規入場者数推移（現場全体）

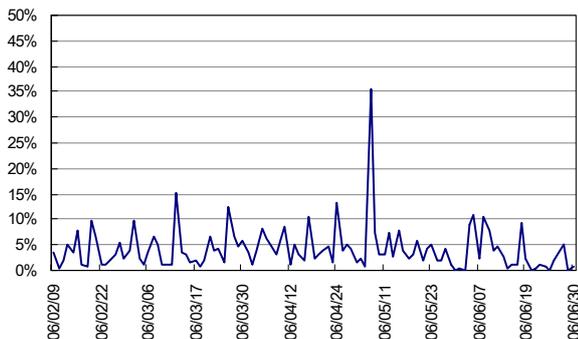


図-11 人員入替率の推移（現場全体：平均4%）

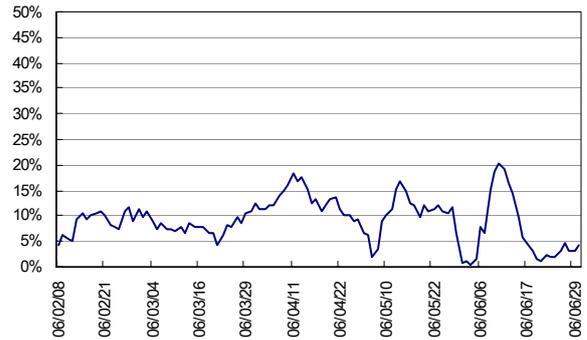


図-12 新規作業員率の推移（現場全体：平均9%）

(2) クレーム、瑕疵比率が高い工種の状況

一方、一般的にクレーム、瑕疵比率が高いとされる工種は、総じて人員入替率が高いことが分かった。工種固有の問題もあり、人の固定化は容易ではないが、「現場経営」というプロジェクトマネジメントにおいて、品質の高安定化を図るためには、人の固定化を目指すことが肝要と思われる。

図-13、図-14に造作大工工事（一次会社別）の入場者数および新規入場者数の推移と、人員入替率推移を示す。

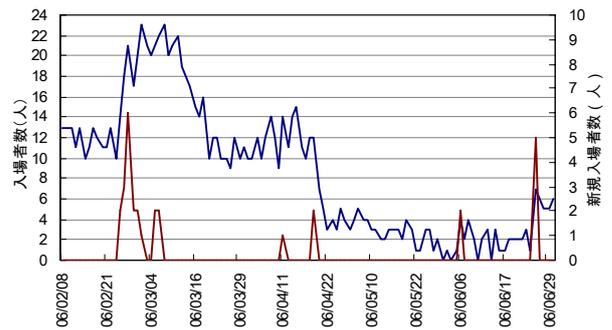


図-13 入場者数と新規入場者数推移（造作大工工事 A）

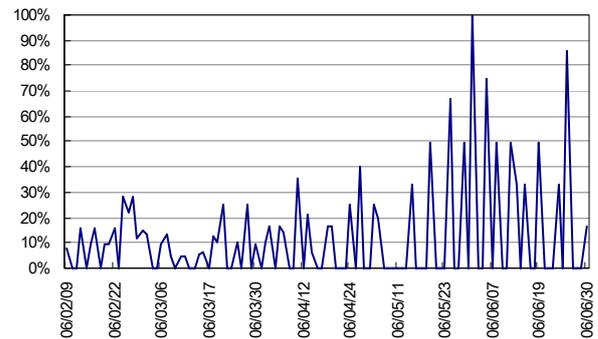


図-14 人員入替率の推移（造作大工工事 A）

図-15、図-16にタイル工事（一次会社別）の入場者数および新規入場者数の推移と、人員入替率推移を示す。

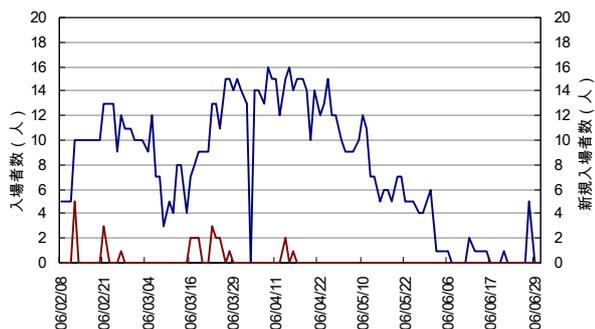


図-15 入場者数と新規入場者数推移 (タイル工事 B)

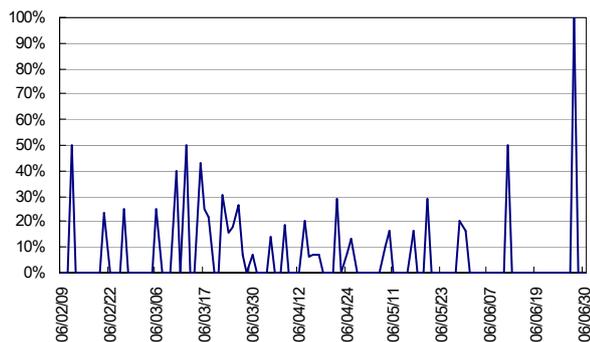


図-16 人員入替率の推移 (タイル工事 B)

図-17, 図-18 に防水・シール工事 (一次会社別) の入場者数および新規入場者数の推移と, 人員入替率推移を示す。

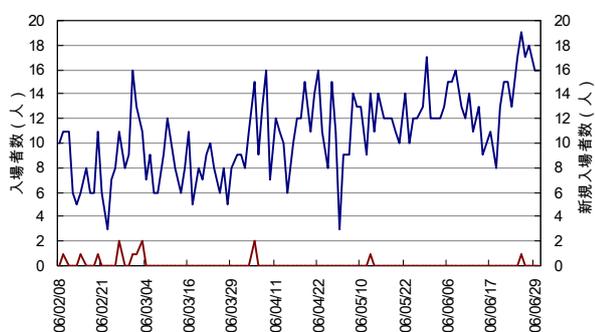


図-17 入場者数と新規入場者数推移 (防水・シール工事 C)

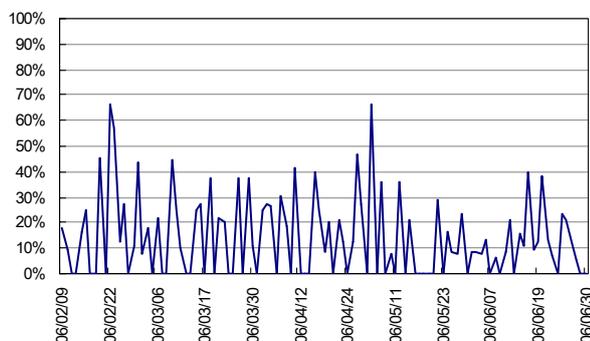


図-18 人員入替率の推移 (防水・シール工事 C)

(3) 導入効果

実務展開する過程では, 多くの課題に直面する。しかし, 運用上の壁は, 理想と現実とのギャップの証であり, このギャップを関係者間で協議しながら埋める作業が, 仕組み改善の基本となる。現時点での導入効果としては次のような事項があげられる。

- ① 施工に関する散在した情報が一元管理できるため, ゼネコン, 協力会社双方にとって, 書類作成・管理業務等の負荷が軽減される。
- ② 職人検索機能を利用することで, 過去の就労実績, 保有資格の把握等が容易となる。
- ③ 従来は経験的に把握していた協力会社別, 工種別等の労務量を, 正確なデータとして把握・共有できる。
- ④ 労務実績管理から得られる各種データを活用することで, 品質・コスト・安全等に起因するデータを現場ごとに収集・分析, 共有できる。

5. まとめ (今後の展開)

利益の根源, 信用度の確保・維持は, 基本的に現場の生産管理のなかにある。この生産管理の仕組みを継続的に見直し, 改善していかななくては, 技術開発成果 (構法開発等) を現場に適用しても, その効果が簡単に消滅しかねない。

施工管理プラットフォームは, 当社の基幹システムとして運用できるよう, 現在も機能を改善している。

科学的に事実をとことん掘り起こし, 施工プロセス上の問題を「見える化」して合理的な手を打つ。「理」が「利」を生む管理体制へのシフトを目指すための仕組み, それこそが施工管理プラットフォームの狙いである。

今後も, 現場規模の大小に関わらず, 段階的に全国展開を図る予定である。

参考文献

- 1) 大鐘大介: 施工管理プラットフォームの開発と今後の展開—量の管理から質の管理への転換を目指して, 月刊自動認識, 日本工業出版, 第21巻第7号, pp.21-25, 2008.6

「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 －

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of Fugen
- Cutting Tests for Recycled Abrasive and Development for Cutting Monitoring Technique -

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(通称：ふげん)の原子炉は、圧力管型を特徴としている。原子炉本体解体の検討にあたり、圧力管とカランドリア管からなる二重管の同時解体技術として、アブレイシブウォータージェット(AWJ)を候補にあげ、その適用性を試験した。試験では、AWJの課題となる二次廃棄物量の低減と水中における切断監視技術の確立を目的に、切断への研掃材再利用の可能性と音および振動による切断監視技術の可能性を確認した。

キーワード：ふげん、原子炉本体解体、圧力管、二重管、アブレイシブウォータージェット

The reactor at Fugen Decommissioning Engineering Center is characterized by its tube-cluster construction. As a part of the study of the reactor dismantlement, we are considering the abrasive water jet (AWJ) technique that could be used for the dismantlement techniques of double tubes (pressure tube and calandria tube) as one of possible methods. Though the tests aiming at establishing to reduce the volume of secondary wastes and to develop the cutting monitoring technique in the water, the possibility of abrasive recycle for cutting and the cutting monitoring technique were confirmed.

Key Words: Fugen, Reactor Dismantlement, Pressure Tube, Double Tubes, Abrasive Water Jet

1. はじめに

原子炉廃止措置研究開発センター(通称：ふげん)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の解体を安全かつ合理的に行うため、解体工法の検討が進められている。「ふげん」の全景を写真-1に示す。

「ふげん」の原子炉は、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。また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。圧力管とカランドリア管の部材の特徴は、切断データの少ないジルコニウム合金であることと、長年の運転により高放射化している点である。これらを考慮すると、切断工法は、熱の影響の少ない機械式切断工法が望ましい²⁾。また、狭隘構造である



写真-1 原子炉廃止措置研究開発センター
(通称：ふげん)

二重管の解体を合理的に行うためには、管の内側から二重管を同時に切断することが望ましい。そのためには、切断装置の超小型化が可能で、かつスタンドオフが長く取れる切断工法が必要となる³⁾。以上の条件を満たす切

断工法として、アブレイシブウォータージェット工法（以下、AWJという）を選定し試験を実施した。

本報告では、AWJ切断工法の「ふげん」原子炉本体解体の適用にあたり想定される課題について、実験的に実施した試験の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結果をとりまとめたものである。

2. 「ふげん」原子炉本体解体におけるAWJ切断の課題

図-1に原子炉本体の構造を示す。この圧力管とカランドリア管を同時解体するために、世界最小クラスの超小型AWJ切断装置を開発し、試験を行っている。圧力管集合体の管内切断想定位置を図-2に、管切断イメージ想定状況を図-3に示す⁴⁾。現在までに、超小型AWJ切断装置により二重管を実用レベルで同時切断できることを確認している。しかし、今後、当該技術分野において克服しなければならない主な課題としては、①発生二次廃棄物量の低減方策の確立、②切断良否状況の確認技術の確立の2点があげられる。

発生二次廃棄物量の低減する理由は、その処理コストや処理量を減らしたいことにある。低減方策としては、切断条件の最適化による研掃材使用量の抑制や研掃材ガーネットの再利用による使用量の抑制等があげられる。

次に、切断良否状況の確認技術を確立する理由は、原子炉本体は、長年の運転により放射化されているため、水中において解体する計画となっている。解体切断時には、切断粉等で水に濁りが発生する可能性がある。したがって、水中カメラ等の目視以外で切断移動のタイミングや切断良否を判断する技術の確立が必要となる。

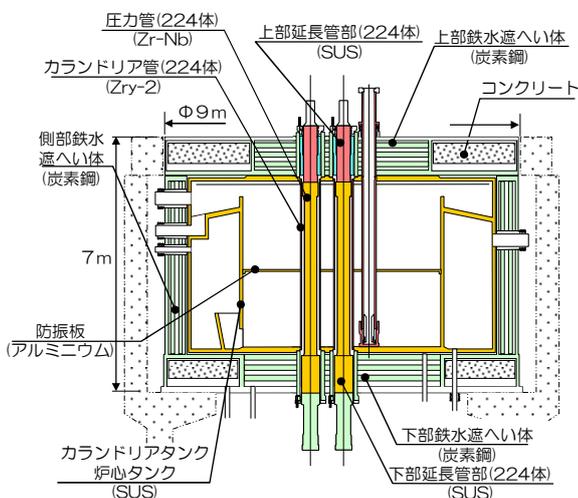
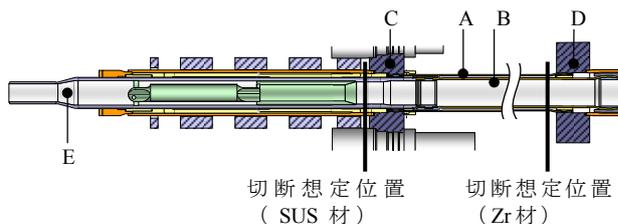


図-1 原子炉本体の構造



A: 外管（カランドリア管） B: 内管（圧力管） C: カランドリアタンク上管板（SUS） D: カランドリアタンク下管板（SUS）, E: 圧力管上部延長管

図-2 圧力管集合体の管内切断想定位置

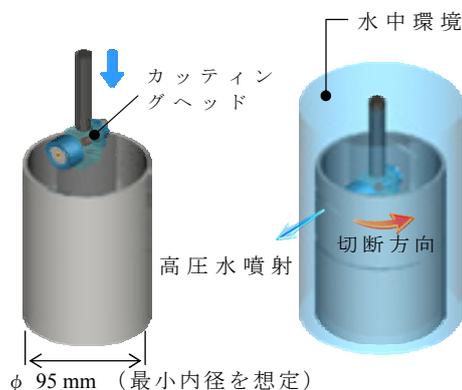


図-3 管切断イメージ

3. 超小型AWJ装置の切断性能試験

(1) 目的

開発した超小型AWJ切断装置の切断性能を把握するために切断試験を行った。試験では、各研掃材供給量における切断限界速度を把握し、切断性能のさらなる向上化方策を検討することとした。

(2) 機器構成

AWJ切断試験機器の構成を図-4に、機器仕様を表-1に示す。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カッティングヘッド付）で構成されている。超高压ポンプより高压水を、研掃材フィーダにより研掃材を超小型AWJカッティングヘッドに供給し、それらを二重管模擬材に混合噴射した。

開発した超小型AWJカッティングヘッドは、圧力管とカランドリア管からなる二重管を圧力管内部より同時切断することを想定し、最小内径 95mm の管内に挿入可能な寸法とした。

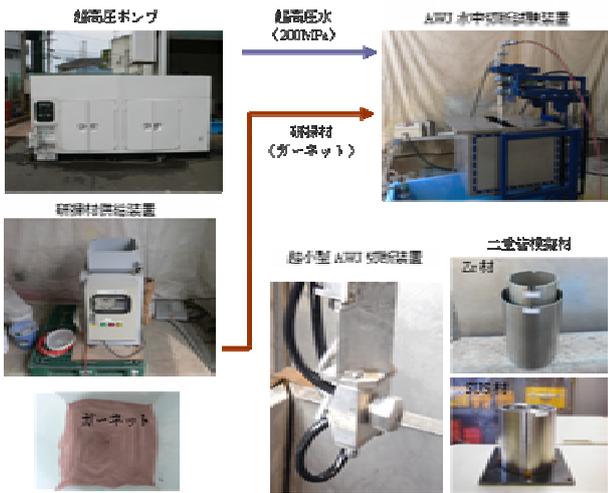


図-4 AWJ試験機器の構成

表-1 AWJ試験機器仕様

超高圧ポンプ	外形：L3,800×W1,800×H1,600 性能：最大吐出圧力 245MPa 吐出流量 18.2L/min
AWJ水中切断装置	外形：L1,742×W1,000×H550 水槽：0.2m ³ 回転機能：0～0.5rpm (0.1kW防水モーター) 昇降機能：0～30mm/min (0.2kW防水モーター)
研掃材供給装置	吐出：ローター回転制御 供給量：0～3.6kg/min
超小型AWJカッティングヘッド	対応寸法：φ80mm 挿入可 最大吐出圧力 300MPa

(3) 二重管模擬材

試験では、圧力管集合体の切断想定箇所（図-2）と同じ材質・径寸法の二重管模擬材を製作した。材質は、Zr材およびSUS材の2種類である。表-2に二重管模擬材（Zr材およびSUS材）の仕様を示す。

表-2 二重管模擬材の仕様

供試体仕様	Zr材		SUS材	
	内管	外管	内管	外管
材質	Zr-Nb	Zry-2	SUS304	SUS304
内径 (mm)	117.8	156.4	95.0	170.0
外径 (mm)	126.4	160.2	127.0	190.0
厚さ (mm)	4.3	1.9	16.0	10.0
高さ (mm)	250.0	207.0	200.0	200.0

(4) 方法

切断試験は、水中環境下で行った。超小型AWJカッティングヘッドを用いて、二重管模擬材（Zr, SUS材）を管内側より切断した。試験状況を写真-2に示す。切断では研掃材供給量と切断速度を可変パラメーターとし、各

研掃材供給量における切断速度の限界点を把握した。切断手順は以下のとおりである。

- ① 切断試験装置内に、二重管模擬材を固定し、管内の切断位置にヘッドをセットし、水槽内に水を満たす。
- ② 高圧ポンプを起動し、超小型AWJカッティングヘッドより高圧水を噴射し、200Mpaの圧力まで昇圧する。
- ③ 研掃材供給装置を起動し、設定した研掃材量を超小型AWJカッティングヘッドまで供給する。研掃材を超小型AWJカッティングヘッド内で高圧水に混合し、切断対象へ噴射する。
- ④ 外管、内管の双方をピアッシング（穴開け）した後、ヘッドの回転移動を開始し、設定した切断速度で切断を開始する。
- ⑤ 切断終了後、水を抜く。切断の良否状況を目視確認する。

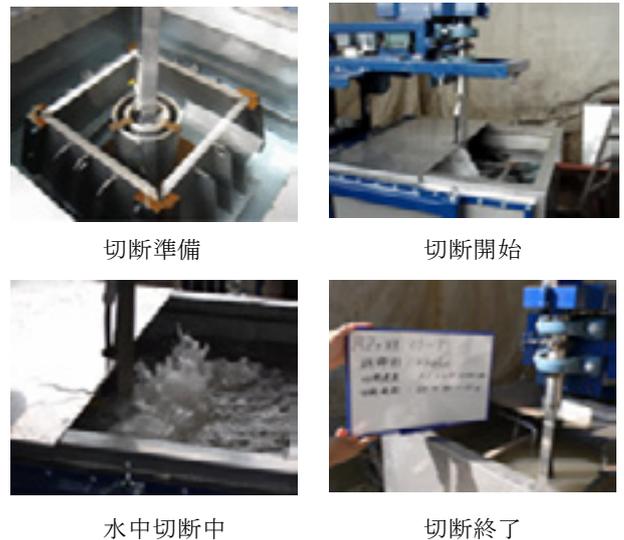


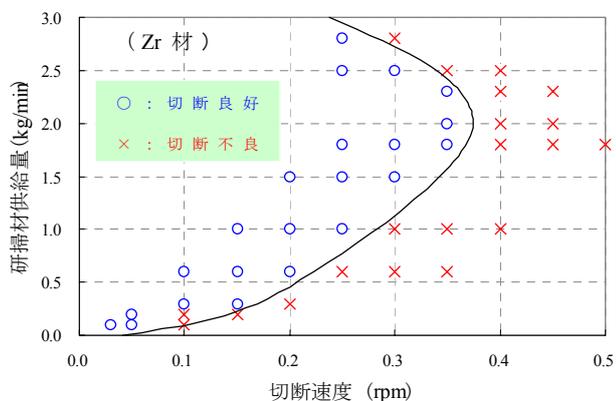
写真-2 試験状況

(5) 結果

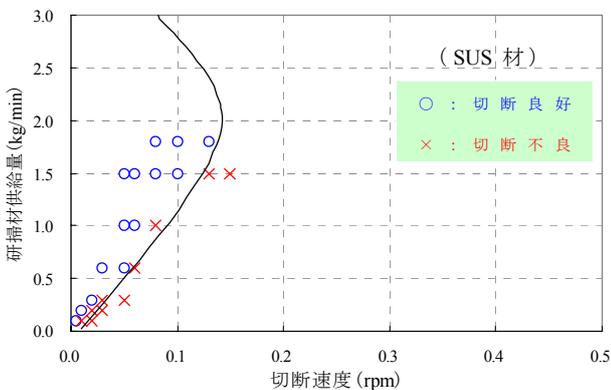
二重管模擬材（Zr材およびSUS材）切断時の切断速度と研掃材供給量との関係における切断良否を図-5に示す。研掃材供給量 1.8kg/min までは、Zr材およびSUS材ともに、研掃材供給量を増加させるとともに切断速度を伸ばすことができた。また、研掃材供給量 1.8kg/min では、Zr材の切断において切断可能な速度限界は 0.3～0.4rpm に存在することが分かった。また、SUS材では、切断速度限界は 0.1～0.2rpm であることが分かった。実機の解体工程期間を考慮すると、超小型AWJ切断装置の性能は、双方の切断材料において実用レベルである。

一方、部材の切断面においては、どの面においてもバリがなく、綺麗な切断面であった。切断カーブ幅におい

では、内管の切断カーブが細くなってくると、外管に切断不良を生じさせる傾向にあることが分かった。切断状況を写真-3に示す。



切断環境：水中，吐出圧力：200 MPa，
スタンドオフ距離：18.9 mm



切断環境：水中，吐出圧力：200 MPa，
スタンドオフ距離：7.5 mm

図-5 切断速度と研掃材供給量の関係



Zr材 SUS材
写真-3 二重管模擬材の切断状況

(6) 切断性能の予測⁵⁾

切断試験で得られた研掃材供給量と切断速度の関係を予測するために、研掃材と水ジェットを持つエネルギーについて考える。

研掃材供給前の水噴流（圧力P，流量Q，比重 γ ）の運動量が、研掃材混合後の研掃材（供給量W）と水噴流の運動量に保存され、かつ水噴流の一部（ $\alpha \cdot Q$ ， $0 < \alpha \leq 1$ ）

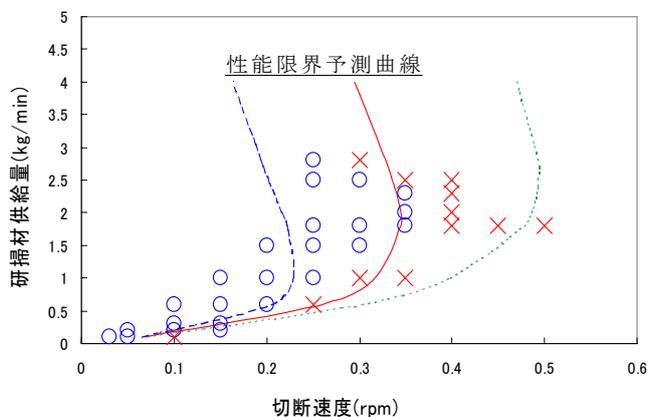
が研掃材の加速に寄与すると仮定すると（ α ：研掃材の加速に寄与する水噴流の流量の割合を示す係数），研掃材の運動エネルギーEは次のように表現できる。

$$E = (W \cdot P) / \{ \gamma(1+W/(\alpha \cdot \gamma \cdot Q))^2 \} \quad (1)$$

また、試験体の切断に必要なエネルギー $E_c = \epsilon c \cdot v \cdot t$ (ϵc : 単位面積当たりの切断エネルギー， v : 切断速度， t : 板厚（一定）)であることから， $E = E_c$ とすると (1) 式は切断速度 v に比例する。

$$v \propto (W \cdot P) / \{ \gamma(1+W/(\alpha \cdot \gamma \cdot Q))^2 \} \quad (2)$$

試験によって得られた切断可否の境界に最小二乗近似を適用し、得られた式 (2) の関係を図-6に実線で示す。式 (2) は、研掃材供給量の増加とともに切断速度が最大となりその後低下する傾向をおおむね再現している。



○：切断良好 ×：切断不良
- -：式(2) (α ：0.07)
—：式(2) (α ：0.11)
- -：式(2) (α ：0.15)

図-6 研掃材供給量における切断限界速度
(試験体：二重管Zr材)

以上より、超小型AWJ切断装置により二重管模擬材（Zr材，SUS材）の同時切断を行った場合、切断可能となる速度の限界点が見つかった。また、高圧水と研掃材粒子が持つ運動量の観点より、高圧水に対する研掃材の混合効率が切断性能に大きく影響していることが分かった。

4. 研掃材を再利用した切断性能試験

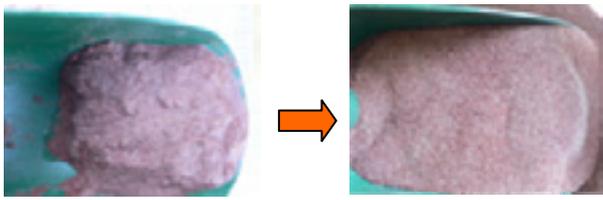
(1) 目的

研掃材（ガーネット）の再利用の可能性を見極めるため、使用済ガーネットの切断性能を検証した。

(2) 方法

切断に用いた使用済ガーネットは、二重管模擬材の切断を1度行った後に回収し乾燥させたもので、このため

切断金属屑を含んでいる。写真-4に使用済ガーネット外観を示す。



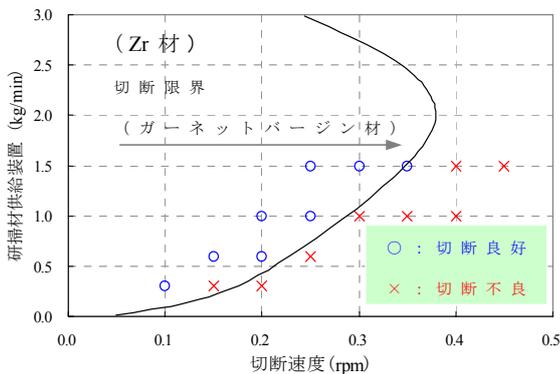
乾燥前 乾燥後

写真-4 使用済ガーネット

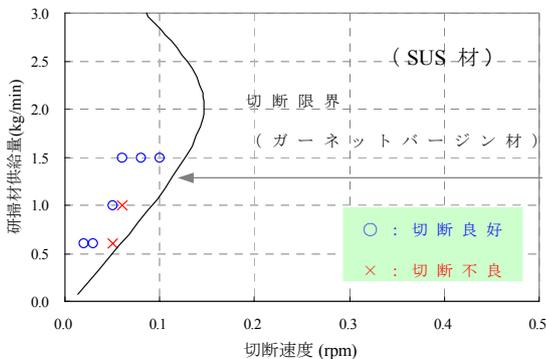
(3) 切断性能

使用済ガーネットを適用した場合の二重管模擬材 (Zr材, SUS材) 切断時の切断速度と研掃材供給量との関係における切断良否状況を図-7に示す。

Zr材およびSUS材の双方とも、切断速度限界は、バージン材と比較すると、ほぼ同等であった。使用済ガーネットは、バージン材と比較すると、粒子径が小さくなっているため、切断性能は下がると予測していたが、切断可能速度限界点に影響を及ぼす範囲ではなかったと考えられる。



切断環境：水中，吐出圧力：200 MPa，
スタンドオフ距離：18.9 mm



切断環境：水中，吐出圧力：200 MPa，
スタンドオフ距離：7.5 mm

図-7 切断速度と研掃材供給量の関係
(使用済ガーネットを用いた場合)

(4) ガーネットの粒度分析

切断前後におけるガーネットの粒度分布の変化を図-8に示す。バージン材で、最も多く存在する粒子は、300～600μmの粒子であるが、1度切断すると、150～300μmへ変化していることが分かった。さらに、2度切断後すると、粒子150～600μmの割合は減少しているが、逆に、粒子150μm未満の割合が増加していることが分かった。主に150～600μmの粒子が切断に大いに参与していると考えられる。

一方、ガーネットの粒子状態を、写真-5のSEMにより観察すると、切断後の粒子は全体的に小さくなっている傾向にあるものの、鋭角な状態で存在することが確認できた。

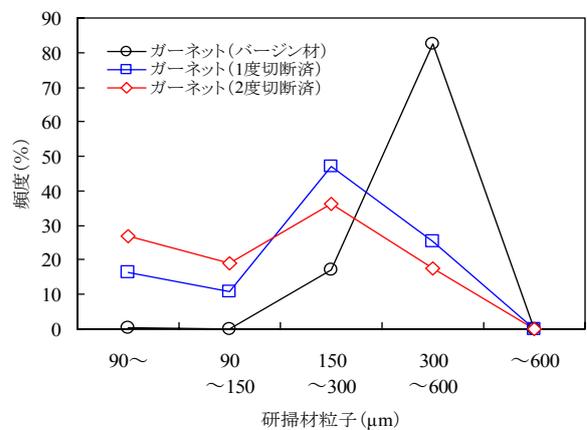
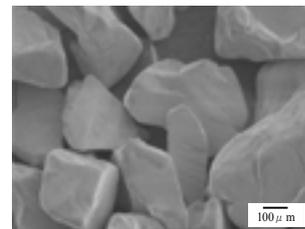
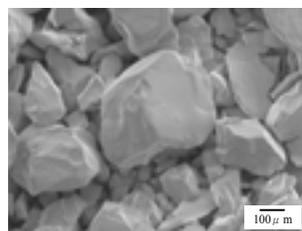


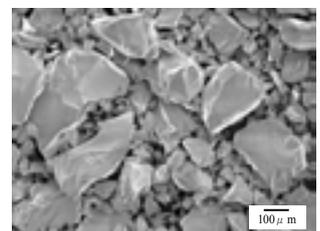
図-8 切断前後のガーネットの粒度分布



バージン材



1度切断済



2度切断済

写真-5 研掃材ガーネット SEM 観察

以上より、研掃材ガーネットは、再利用が可能でありまた、再利用できる回数は、複数回の可能性があることが分かった。

5. 水中切断音および切断母材振動の周波数計測試験

(1) 目的

AWJ切断は、高圧水を使用するため、切断時に高圧水の発する音や高圧水より受ける切断母材振動の変化を捉えることで、切断良否状況を判定できる可能性がある。この可能性を確認するため、水中切断音や切断母材振動の変化を切断試験にて計測することとした。

(2) 音響および振動解析システム⁶⁾

AWJ切断状況を判定するため、水中切断音および切断母材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。計測機器の構成を図-9に示す。また、計測機器の仕様を表-3に示す。

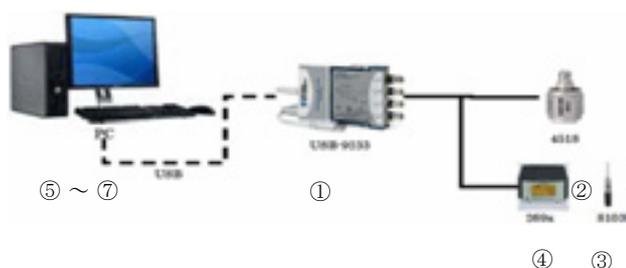


図-9 計測機器の構成

表-3 計測機器の仕様

No.	項目	仕様	数量
①	USB 信号収録モジュール	NIUSB-9233 4ch AI,24bit,50kHz	1
②	振動センサ	B&K 4518	1
③	水中マイクロホン	B&K 8103	1
④	マイクロホン用アンプ	B&K 269x	1
⑤	データ収録	PC	1
⑥	OS	WindowsXPwith SP2	1
⑦	開発言語	LabVIEW8.21	1

(3) 水中切断音の周波数計測試験

a) 方法

AWJにより、二重管模擬材（SUS材）を水中切断した場合の水中切断音の周波数を水中マイクロホンにより計測し、切断良否判定を行った。水中マイクロホンは、切断位置の水深300～400mmとほぼ同等の水深とし、切断位置からの水平距離400mmの位置にセットした。水中切断音計測試験状況を図-10に示す。切断開始から

終了までの一連の切断作業中の切断音の周波数計測を行い、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（切断良好な場合と切断不良の場合）について、周波数特性の変化を読み取った。

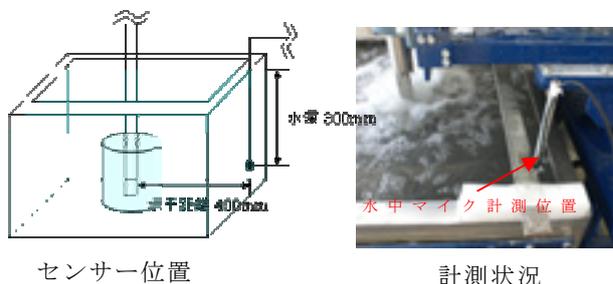
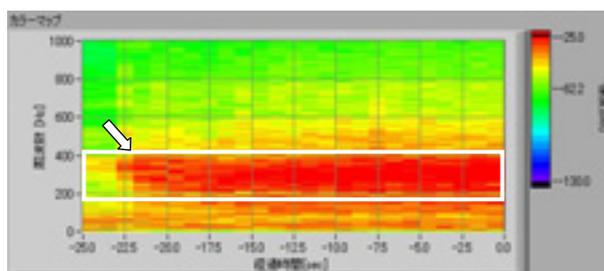


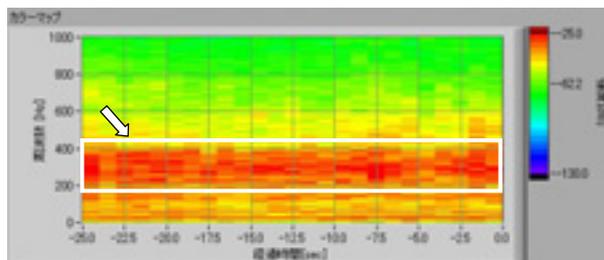
図-10 水中切断音計測試験状況

b) 結果

切断中の水中音を計測することにより、各切断状況における周波数特性の変化を確認することができた。水中切断音レベルの周波数特性変化を図-11に示す。切断中の周波数の特徴として、内管、外管とも切断良好な場合は、200～400Hzの周波数帯域において強い強度を示した。一方、外管が切断不良となる場合は、200～400Hzの周波数帯域において強度が弱くなるのが分かった。双方の切断状況において、周波数特性の変化の相違を観察することができた。切断工程における切断音の周波数特性の変化のまとめを表-4に示す。



切断良好の場合（切断回転速度0.05rpm）



外管切断不良の場合（切断回転速度0.08rpm）

図-11 水中切断音レベルの周波数特性変化
(研掃材供給量 1.0kg/min)

表-4 水中切断音の周波数特性変化の特徴

切断工程	周波数特性の変化 (相対レベル)
内管 ピアッシング	100Hz 帯域の強度レベル上昇 (-20dB ~ -35dB)
外管 ピアッシング	100Hz 帯域の強度レベル上昇 (-20dB ~ -35dB) 400Hz 帯域の強度レベル上昇 (-20dB ~ -35dB)
切断移動 (切断良好)	200 ~ 400Hz 帯域の強度レベル 上昇 (-20dB ~ -35dB)
切断移動 (切断不良)	200 ~ 400Hz 帯域の強度レベル 上昇 (-35dB ~ -65dB)

c) 考察

切断時の周波数計測において、水中マイクロホンの位置が二重管模擬材を挟んでノズルヘッドの反対側であるため、計測された周波数帯域 200 ~ 400Hz の音は AWJ が管外側まで到達した場合に発生する水流と金属を切削する音を捉えていると推測される。周波数帯域 200 ~ 400 Hz の音は、AWJ が二重管外側に到達する時（切断良好時）に最も強くなり、AWJ が二重管外側に到達する割合が減少し切断不良になると弱くなっている。このことから、特定周波数帯域の強弱の変化を読み取ることで、切断良好と不良状態の区別を把握できると考えられる。

(4) 切断母材振動の周波数計測試験

a) 方法

AWJ 水中切断中に切断母材（外管）が受ける振動の周波数計測を行い、各切断工程における周波数特性の変化を確認した。振動センサーを SUS 材の二重管模擬材外管の外面に垂直に取付け、切断箇所より周方向で 180°、軸方向で 270mm 離れた位置とした。切断振動計測試験状況を図-12 に示す。

切断母材の振動計測は、切断開始から終了までの一連の切断作業について行い、主に管ピアッシング状況と切断移動状況（切断良好な場合と切断不良の場合）の周波数特性の変化を読み取った。

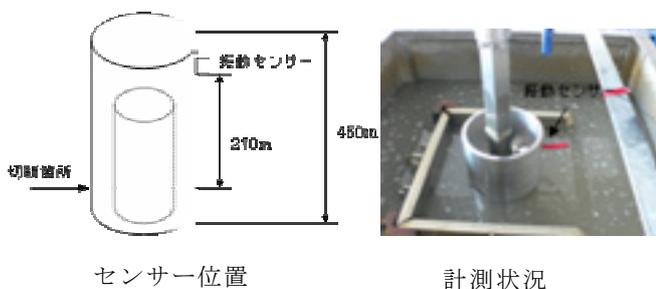
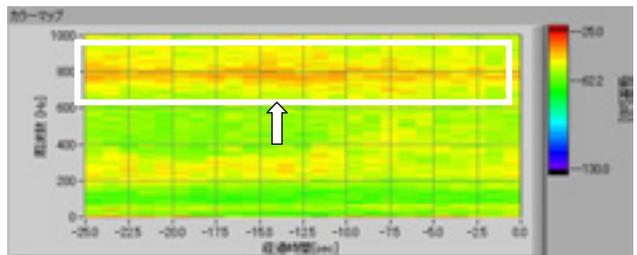


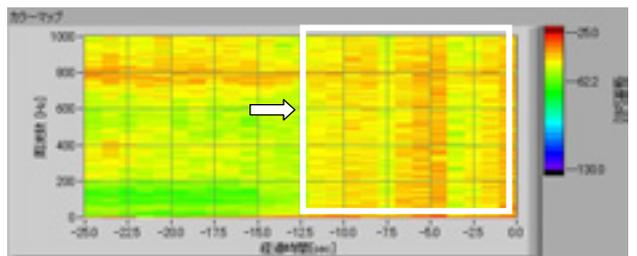
図-12 切断振動計測試験状況

b) 結果

切断中の母材（外管）振動を計測することにより、各切断状況における周波数特性の変化を確認できた。パワースペクトルによる周波数特性の時間変化を図-13 に示す。内管、外管ともに切断良好の場合の切断部材（外管）振動の周波数は、800 Hz 帯域に強い強度を示した。一方、切断不良の場合には、0 ~ 1,000Hz の間の幅広い周波数帯域で強い強度を示した。双方の切断状況において、周波数特性の変化の相違を観察することができた。切断工程における振動の周波数特性の変化のまとめを表-5 に示す。



切断良好の場合（切断回転速度 0.03rpm）



外管切断不良の場合（切断回転速度 0.06rpm）

図-13 切断母材の振動レベルの周波数特性変化
(研掃材供給量 1.0kg/min)

表-5 切断母材の振動レベルの周波数特性変化の特徴

切断工程	周波数特性の変化 (相対レベル)
内管ピアッシング	特徴なし
外管ピアッシング	0 ~ 1,000Hz 帯域の強度レベル 上昇 (-20dB ~ -35dB)
切断移動 (切断良好)	800Hz 帯域の強度レベル上昇 (-20dB ~ -35dB)
切断移動中 (切断不良)	0 ~ 1,000Hz 帯域の強度レベル 上昇 (-20dB ~ -65dB)

c) 考察

切断時の周波数計測において、振動センサーを二重管模擬材外管に設置しているため、計測された周波数帯域 0 ~ 1,000Hz の振動は AWJ が外管を通過（切削）する時に与える振動を捉えていると推測される。周波数帯域 0 ~ 1,000Hz の振動は、AWJ が二重管外側に到達する時

(切断良好時)に周波数の強度が、最も弱くなる。しかし、AWJが二重管外側に到達する割合が減少する時(切断不良時)は、外管に与える振動の影響が大きくなり、周波数の強度が、強くなっている。このことから、特定周波数帯域の強弱の変化を読み取ることで、切断良好と不良状態の区別を把握できると考えられる。

以上より、水中切断音や切断母材振動の周波数特性の変化から、AWJ切断状況の良否を判定可能であることが分かった。

6. 結論

本試験の成果と今後検討すべき課題について、以下にまとめる。

① 超小型AWJ切断装置の切断性能

超小型AWJ切断装置の二重管模擬材における切断限界性能を把握できた。また、高圧水と研掃材粒子の運動量を考察することにより、高圧水に対する研掃材の混合効率の予測を可能にした。

今後、切断時間の短縮や単位時間の研掃材使用量の低減効果を期待するためには、切断性能を向上させる必要があるが、このことを具現化するためには、超小型AWJ切断装置の研掃材と高圧水の混合部の高効率化および耐久性向上が課題となる。

② 使用済ガーネットの切断性能

使用済ガーネットを用いて、二重管の切断が可能であることが確認できた。再利用1度目において、切断速度の限界点は、バージン材を使用した時とほぼ同等であったことが分かった。また、切断前後の粒度分布で、粒度に著しい低下は見られないことが分かった。したがって、使用済ガーネットの再利用により、二次廃棄物量を低減する効果を期待できる。

今後は、使用済ガーネットの切断性能を見極めることと再利用方法の具現化が課題である。

③ 水中切断音・切断母材振動による切断良否判定

水中切断音および母材振動の周波数特性を計測することにより、切断移動のタイミングや切断良否判定などの切断状況の把握が可能であることが分かった。

このことより、本技術は、水中カメラ等による目視以外の切断監視技術として有効な手段であると言える。

今後、切断速度や研掃材供給量の変化に対応できるように、判定プログラムを確立することが課題となる。そのためには、水中音および振動による複数の周波数データの蓄積が不可欠である。

謝辞：本研究で対象とした「ふげん」原子炉本体の解体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課長、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) 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
- 2) 中村保之, 菊池孝一, 森下喜嗣, 大鐘大介, 臼井龍男 : 「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1), 日本原子力学会2006年春の年会予稿集, D44, 2006.3
- 3) 中村保之, 菊池孝一, 森下喜嗣, 大鐘大介, 丸山信一郎, 臼井龍男 : 「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2), 日本原子力学会2006年秋の大会予稿集, A64, 2006.9
- 4) 丸山信一郎, 大鐘大介 : 「ふげん」原子炉解体に向けた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
- 5) 中村保之, 大鐘大介, 丸山信一郎 : 「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3), 日本原子力学会2007年秋の年会予稿集, J07, 2007.9
- 6) 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

／ 社外発表論文一覽

社外発表論文一覧【土木】 平成19年度(2007/04/01~2008/03/31)

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
1	外ケーブル補強工法定着部に関する検討	浅井洋 長田光司, 野島 昭二 藤原保久 池田尚治	当社 中日本高速道路 当社 横浜国大名誉教授	土木学会論文集E	2007/4/1
2	矩形大断面切羽の崩壊機構と引張部材としての鏡ボルトに関する考察	山地宏志 小西康人, 海原卓也 小島芳之 吉田秀典 櫻井春輔	当社 JR北海道 鉄道総合技術研 香川大 建設工学研	土木学会論文集 C	2007/7/27
3	断面修復および外ケーブル補強を実施したPC桁に関する検討	三加崇 渡辺博志 中村定明, 中田順憲	当社 土木研究所 PC建協	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
4	実環境作用に着目したコンクリートの収縮特性に関する研究	浅本晋吾, 睦好宏史 玉置一清 大塚歩	埼玉大 大学院 当社 埼玉大	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
5	膨張材およびビニロン短繊維を用いたコンクリートのひび割れ特性に関する実験的研究	玉置一清, 三上浩 睦好宏史, 浅本晋吾	当社 埼玉大 大学院	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
6	養生中の温度履歴が超高強度繊維補強コンクリートの硬化性状におよぼす影響	松原功明, 渡邊有寿 樋口正典 山本賢司	鹿島建設 当社 電気化学工業	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
7	テストハンマーによるコンクリート強度の推定方法に関する研究	谷口秀明 山本泰彦	当社 筑波大 大学院	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
8	かぶりコンクリートの性状が電気化学的鉄筋腐食測定法に及ぼす影響	斯波明宏, 樋口正典 藤田学 辻幸和	当社 当社 群馬大	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
9	等分布荷重を受ける4辺単純支持RC板の耐力に関する実験的考察	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	2007/7/30
10	RC版の押し抜きせん断破壊に関する三次元弾塑性有限要素解析	張広鋒, 岸徳光 小室雅人 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
11	RC版の静的・衝撃押し抜きせん断性状に与える上端鉄筋の影響	三上浩 岸徳光 今野久志, 岡田慎哉	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	2007/7/30
12	PVA短繊維を混入したRC柱の正負交番載荷実験	栗橋祐介, 田口史雄 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	2007/7/30
13	AFRPシートで曲げ補強したPC梁の静載荷実験	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	2007/7/30
14	側面接着法を用いた剥離破壊型FRPシート曲げ補強RC梁の剥離制御に関する実験的研究	澤田純之, 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	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	2007/7/30
15	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	池田聡 岸徳光, 張広鋒 三上浩	ハザマ 室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
16	AFRPシートを緊張接着して曲げ補強したPC梁の静載荷実験	岸徳光, 澤田純之 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	2007/7/30
17	段落し部を2方向アラミド繊維シートで補強したRC橋脚の正負交番載荷実験	浅井洋, 三上浩 三加崇 井之上賢一	当社 当社 ファイベックス	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
18	AFRPシートで補強した鋼製ブラケット付きラーメン橋脚横梁の正負交番載荷試験	中島規道, 篠崎裕生 三上浩 睦好宏史	当社 当社 埼玉大	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
19	AFRPシートせん断補強RC梁の耐荷性状に関する実験的パラメータ研究	張広鋒, 岸徳光 三上浩 澤田純之	室蘭工大 当社 室蘭工大	構造工学論文集	2007/8/1
20	橋脚部鋼管と鋼管杭との差し込み接合部の耐力に関する実験的研究	篠崎裕生, 三上浩 山田武正, 渡辺宗樹	当社 当社	構造工学論文集	2007/8/1
21	破壊エネルギー等価の概念を用いた大型RC桁に関する衝撃応答解析手法の妥当性検討	岸徳光, Abdul Qadir Bhatti 三上浩 岡田慎哉	室蘭工大 当社 土木研 寒地土木研	構造工学論文集	2007/8/1
22	PVA短繊維を混入した軽量コンクリート製RC版の耐衝撃性に関する実験的研究	栗橋祐介 岸徳光 三上浩 竹本伸一	土木研 寒地土木研 室蘭工大 当社 ドービー建設工業	構造工学論文集	2007/8/1
23	衝撃荷重載荷時に曲げ破壊が卓越するRC梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案	岸徳光 三上浩	室蘭工大 当社	構造工学論文集	2007/8/1

社外発表論文一覧【土木】 平成19年度(2007/04/01~2008/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
24	多孔質土材料を用い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, 渡昌純 土居洋一 黒川幸彦, 高橋直樹	宇都宮大 大学院 当社 当社	環境地盤工学シンポジウム発表論文集	2007/8/23
25	離散ひび割れを考慮したRC版の押し抜きせん断破壊性状に関する数値解析	ZHANG Guangfeng, 岸徳光 三上浩 高玉郁子	室蘭工大 当社 室蘭工大 大学院	応用力学論文集	2007/8/29
26	Advancements in Retrofitting Reinforced Concrete Structures in Japan using FRP Sheets	篠崎裕生 Thiru Aravinthan Govinda Raj Pandey 睦好宏史	当社 Univ of Southern Queensland James Cook University 埼玉大	Concrete Institute of Australia 23rd Biennial Conference	2007/10/18
27	三次元形状計測における大量点群データの処理手法	大津慎一 佐田達典	当社 日本大	土木学会土木情報利用技術論文集	2007/10/25
28	精密写真測量を利用した供試体変形計測の可視化	塩崎正人, 篠崎裕生 西山哲, 大西有三	当社 京大 大学院	土木学会土木情報利用技術論文集	2007/10/25
29	PVA短繊維を混入した吹付けコンクリートの施工性向上に関する一考察	田口史雄, 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	土木研 寒地土木研 当社 室蘭工大	土木学会論文集 F Vol.64, No/1	2008/1
30	PVA短繊維および中空微小球を混入した補修・補強用吹付けコンクリートの材料特性	田口史雄, 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	土木研 寒地土木研 当社 室蘭工大	土木学会論文集 E Vol.64, No/1	2008/2
31	メタンセンサーによる幌延試錐孔内の溶存メタン濃度測定	兵動正幸 國丸貴紀 山本陽一 佐々木勝司 MASSON Michel	山口大 日本原子力研究開発機構 当社 サンコーコンサルタント CT&T	日本地球惑星科学連合 2007年大会予稿集	2007/5/23
32	地層内溶存メタン測定のためのセンサー開発とその諸特性について その2 センサー改良とその性能	兵動正幸 大賀光太郎 國丸貴紀 山本陽一 佐々木勝司 MASSON Michel	山口大 北大 大学院 日本原子力研究開発機構 当社 サンコーコンサルタント CT&T	地盤工学研究発表会 発表講演集	2007/6/11
33	真空透気試験によるトンネル掘削時の岩盤緩み域調査	萩原育夫, 佐々木勝司 山地宏志, 山田文孝 櫻井春輔 芥川真一 田中一	サンコーコンサルタント 当社 建設工学研 神戸大 中日本高速道路	地盤工学研究発表会 発表講演集	2007/6/11
34	液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その5:有効応力解析によるシミュレーション)	岸下崇裕 山本陽一, 高橋直樹 三浦房紀, 兵動正幸 吉本憲正	フジタ 当社 山口大 山口大	地盤工学研究発表会 発表講演集	2007/6/11
35	3Dレーザスキャナの大規模データ処理・表示システムについて	徐 招峰, 小幡光一 板倉賢一 山地宏志, 大津慎一 早野明, 鶴田忠彦	室蘭工大 室蘭工大 当社 日本原子力研究開発機構	資源・素材学会北海道支部春季講演会要旨集	2007/6/16
36	コンクリート自旋式吊床版橋の構造高・支間長が幾何学的非線形性に及ぼす影響	松中渉 近藤真一 前田研一, 中村一史	建設技術研 当社 首都大学東京	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
37	4辺支持RC版の重錘落下衝撃挙動に及ぼす載荷盤直径の影響	相良光利 岸徳光 三上浩 今野久志	室蘭工大 大学院 室蘭工大 当社 土木研 寒地土木研	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
38	4辺支持RC版の上端筋が耐衝撃挙動に及ぼす影響	伊勢谷真樹 岸徳光 三上浩 今野久志	熊谷組 室蘭工大 当社 土木研 寒地土木研	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
39	近接爆破による衝撃荷重を受けるAFRPシート接着コンクリート版の弾塑性衝撃応答解析	三上浩 岸徳光 大野友則 井之上賢一	当社 室蘭工大 防衛大 ファイベックス	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
40	透気特性を利用したトンネル掘削時の岩盤緩み域調査事例	東谷謙, 萩原育夫 山地宏志, 山田文孝 櫻井春輔 芥川真一 田中一	サンコーコンサルタント 当社 建設工学研 神戸大 中日本高速道路	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1

社外発表論文一覧【土木】 平成19年度(2007/04/01~2008/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
41	溶存メタンセンサーによる地層内メタン濃度測定 その3 センサー改良と孔内測定試験について	兵動正幸 大賀光太郎 國丸貴紀 山本陽一 佐々木勝司, 萩原育夫 MASSON Michel	山口大 大学院 北海道大 大学院 日本原子力研究開発機構 当社 サンコーコンサルタント CT&T	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
42	塩分浸透過程における電気化学的鉄筋腐食測定法の適用性について	斯波明宏, 樋口正典 藤田学	当社 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
43	PVA短繊維混入RC柱の水平交番載荷実験	栗橋祐介, 田口史雄 岸徳光 三上浩	土木研 寒地土木研 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
44	4辺支持RC版の押し抜きせん断破壊挙動に関する三次元弾塑性解析	高玉郁子, 岸徳光 張広鋒 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)	2007/9/1
45	鉄筋比を変化させたFRPシート下面接着RC版の押し抜きせん断性状に関する一考察	近藤雅俊 岸徳光, 澤田純之 三上浩	鹿島建設 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
46	緊張したAFRPシートのRC部材への定着法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	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
47	側面接着法を適用した剥離破壊型FRPシート曲げ補強RC梁の静載荷実験	作田大幸 岸徳光, 澤田純之 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)	2007/9/1
48	AFRPシートで曲げ補強したPC梁の耐荷性状に関する実験的研究	富田祐輔 岸徳光 三上浩, 藤田学	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)	2007/9/1
49	AFRPシートを緊張接着した曲げ補強PC梁の耐荷性状に関する実験的研究	池田聡 岸徳光 三上浩, 藤田学	ハザマ 室蘭工大 当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
50	三次元形状計測における大量点群処理システムの研究開発	大津慎一 佐田達典	当社 日本大	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
51	表面2点法による圧縮強度測定法の橋梁工事への適用	吉川雅人, 立見栄司	当社	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
52	デジタル写真解析によるPCセグメント寸法計測	掛橋孝夫, 益子博志 佐田達典	当社 日本大	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
53	トンネルなどの閉空間に特化した三次元計測の効率化の検討	村山盛行 塩崎正人 清水哲也 佐田達典	フィールドテック 当社 タクモ 日本大	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
54	コンクリート橋脚試験体を用いた載荷試験への精密写真測量の適用	塩崎正人, 篠崎裕生 河野竜之, 佐々木憲明	当社 東京理大	土木学会年次学術講演会 講演概要集(CD-ROM)	2007/9/1
55	超高強度繊維補強コンクリートを用いた新しいウェブ構造に関する研究	片健一, 玉置一清 永元直樹, 春日昭夫	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	2007/9/18
56	膨張材と収縮低減剤による各種コンクリートの収縮低減効果	谷口秀明, 浅井洋 樋口正典, 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	2007/9/18
57	プレキャスト矩形貯水槽の設計と施工-神岡亜鉛総合調整池-	内堀裕之, 内田誠二郎 柴田和則, 藤坂賢治	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	2007/9/18
58	アラミド繊維シート格子貼りによる道路橋コンクリート床版の補強	永井宏朗, 安藤直文 中島規道 金山将人	当社 当社 首都高速道路	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	2007/9/18
59	Exposure Test of HSC under Marine Environment	渡辺博志 谷口秀明, 藤田学 手塚正道	土木研究所 PC建協として PC建協として	International Seminar on Durability and Lifecycle Evaluation of Concrete Structures-2007	2007/9/20
60	震源核形成・成長に伴うAEの波形変化をとらえる試み(3)-AEの破壊形態-	川方裕則, 山本覚仁 吉光奈奈 高橋直樹 西澤修	立命館大 立命館大 当社 産業技術総合研	日本地震学会秋季大会講 演予稿集	2007/10/1
61	既設構造物の調査・計測へのLED投光器の適用	塩崎正人, 鈴木茂之 永井友康	当社 NTTインフラネット	土木学会関東支部技術研 究発表会	2008/3/10

社外発表論文一覧【建築】 平成19年度(2007/04/01~2008/03/31)

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
1	初期高温履歴養生を受けた高強度モルタルの強度発現に関する研究	河上浩司, 松田拓 西本好克	当社 当社	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
2	載荷条件が超高強度コンクリートの圧縮クリープ特性に及ぼす影響	松田拓, 河上浩司 西本好克	当社 当社	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
3	鉛直接合部滑り降伏型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度	荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 当社	コンクリート工学年次論文 集	2007/7/30
4	浮遊式ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御装置の開発	鈴木亨, 谷垣正治 中南滋樹, 野田博	当社 当社	日本建築学会技術報告集	2007/12/20
5	超高強度プレキャスト鉄筋コンクリート部材の製造実験	蓮尾孝一 小室邦博, 松丸真	当社 三井プレコン	日本コンクリート工学協会 「プレキャストコンクリート製 品の課題と展望」に関する シンポジウム論文集	2008/2/29
6	浴室からの固体音の測定方法に関するアンケート調査結果について	赤尾伸一 平松友孝	当社 大成建設	日本騒音制御工学会研究 発表会講演論文集	2007/4/26
7	種類の異なるシリカ質微粉末を用いた超高強度モルタルの特性	小出貴夫, 長岡誠一 河上浩司, 西本好克	住友大阪セメント 当社	第61回セメント技術大会	2007/5/30
8	Fc120N/mm ² ならびに100N/mm ² 級高強度コンクリートの品質管理結果(その1)概要	加納嘉, 河上浩司 菅谷泰之, 松田拓 蓮尾孝一, 西本好克	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗 概集A-0 材料施工	2007/7/31
9	Fc120N/mm ² ならびに100N/mm ² 級高強度コンクリートの品質管理結果(その2)A工場 Fc100N/mm ² 品質管理結果	松田拓, 河上浩司 加納嘉, 菅谷泰之 蓮尾孝一, 西本好克	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31
10	Fc120N/mm ² ならびに100N/mm ² 級高強度コンクリートの品質管理結果(その3)B工場 Fc100N/mm ² 品質管理結果	小出貴夫, 鈴木康範 河上浩司, 松田拓 菅谷泰之, 西本杉克	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	2007/7/31
11	Fc120N/mm ² ならびに100N/mm ² 級高強度コンクリートの品質管理結果(その4)B工場 Fc120N/mm ² 品質管理結果	河上浩司, 松田拓 菅谷泰之, 西本杉克 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	2007/7/31
12	衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究-表面の乾燥が構造体コンクリートの弾性波速度に及ぼす影響-	立見栄司 中田善久, 清水五郎 大塚秀三	当社 日本大 ものづくり大	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31
13	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その11 湿潤養生打ち切り時期がコンクリート表層部の接着性状に及ぼす影響)	藪井孫文 吉岡昌洋 安田正雪 樋渡健 松田拓 八木俊也	銭高組 長谷工コーポレーション 東洋建設 東亜建設工業 当社 大末建設	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31
14	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その12 結合水率と細孔径分布に及ぼす影響)	西本好克 唐沢智之 藪井孫文 安部弘康 山田雅裕 吉岡昌洋	当社 鉄建建設 銭高組 安藤建設 東亜建設工業 長谷工コーポレーション	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31
15	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その13 湿潤養生打ち切り時期が構造体コンクリートの中性化に及ぼす影響)	山田雅裕 安田正雪 安部弘康 西本好克 柳田淳一 大沼満	東亜建設工業 東洋建設 安藤建設 当社 大木建設 西武建設	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31
16	各種セメントを用いたコンクリートの合理的な湿潤養生期間に関する実験(その14 総合考察)	大倉真人 榎田佳寛 中根博 唐沢智之 安田正雪 西本好克	長谷工コーポレーション 宇都宮大 大木建設 鉄建建設 東洋建設 当社	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31
17	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3 文献調査結果(薄付け仕上塗材,厚付け仕上塗材,塗膜防水材)	高山勝行 都築正則 井原健史 久保田浩 金森誠治 梶田秀幸 河上浩司 竹内博幸	フジタ 大林組 竹中工務店 大成建設 熊谷組 前田建設工業 当社 五洋建設	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31
18	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4.文献調査結果(塗料,表面含浸材)	加藤淳司 安田正雪 西尾浩治 宮野和樹 河上浩司 都築正則 井原健史 河野政典	飛島建設 東洋建設 日本国土開発 前田建設工業 当社 大林組 竹中工務店 奥村組	日本建築学会学術講演梗 概集A-1 材料施工	2007/7/31

社外発表論文一覧【建築】 平成19年度(2007/04/01~2008/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発表年月日
19	限界耐力計算法を利用した地震リスク分析に基づく既存建物の耐震改修優先順位の検討(その1:手法および事例研究の概要)	村地由子 中川太郎 高橋雄司 谷垣正治 浅野美次	構造計画研 フジタ 建築研 当社 日建設計	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2007/7/31
20	限界耐力計算法を利用した地震リスク分析に基づく既存建物の耐震改修優先順位の検討(その5:事務所ビル群に対する工法別改修コスト分配の試み)	谷垣正治, 山岸邦彰 中南滋樹 高橋雄司	当社 当社 建築研	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2007/7/31
21	高層建物のボイド内の風圧特性に関する研究	作田美知子, 野田博	当社	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2007/7/31
22	超高層住宅の構造設計法の調査・分析(その1)耐震・制震構造	有松重雄, 山中久幸, 小坂英之, 山岸邦彰 小田稔 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	2007/7/31
23	超高層住宅の構造設計法の調査・分析(その2)免震構造	小田稔, 山中久幸 谷垣正治, 有松重雄 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	2007/7/31
24	沈下低減のための締固め固化杭工法の開発(その3:固化杭の材料特性)	平田裕一 八重槻光 市川寛 保井美敏	当社 ハザマ 東急建設 戸田建設	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2007/7/31
25	沈下低減のための締固め固化杭工法の開発(その6:急速載荷試験による支持力評価)	藤原達夫 三上博 金子治	鉄建建設 当社 戸田建設	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2007/7/31
26	静的締固め砂杭工法により改良された地盤に建つパイルド・ラフト基礎建屋の挙動(その4:杭軸力の計測結果)	三上博 大戸太郎 武内義夫	当社 日本放送協 西松建設	日本建築学会学術講演梗概集B-1 構造1	2007/7/31
27	現場における遮音性能の簡易測定法の検討その1-ISO10052におけるマニュアルスキャンによる室内平均音圧レベル測定-	高橋央 石渡智秋 杉江聡 宮島徹 赤尾伸一	ベターリビング 永田音響設計 小林理学研 清水建設 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2007/7/31
28	現場における遮音性能の簡易測定法の検討その2-ISO10052による実騒音を用いたサッシの現場遮音測定例-	杉江聡 石渡智秋 高橋央 宮島徹 赤尾伸一	小林理学研 永田音響設計 ベターリビング 清水建設 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2007/7/31
29	駆動点インピーダンスの測定方法に関する検討	山内崇 古賀貴士 平光厚雄 村上剛士 赤尾伸一	戸田建設 鹿島建設 建築研 日本建築総合試 当社	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2007/7/31
30	地下鉄振動を受ける基礎の入力損失の簡易評価法	山岸邦彰, 谷垣正治 岩本毅, 原田浩之 野路利幸	当社 当社 福井工大	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2007/7/31
31	実測による地下鉄振動の建物内振動伝搬特性に関する研究(その3)同一軌道近傍に建つ2建物の振動測定結果	原田浩之, 谷垣正治 岩本毅, 山岸邦彰 野路利幸	当社 当社 福井工大	日本建築学会学術講演梗概集D-1 環境工学1	2007/7/31
32	浮遊式ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御装置の開発(その1)浮遊式ネットと性能確認試験の概要	濱田嘉博 谷垣正治, 鈴木亨 野田博, 中南滋樹 立見栄司	住軽日軽エンジニアリング 当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2007/7/31
33	浮遊式ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御装置の開発(その2)試験結果	鈴木亨, 谷垣正治 野田博, 中南滋樹 立見栄司 濱田嘉博	当社 当社 当社 住軽日軽エンジニアリング	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2007/7/31
34	浮遊式ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御装置の開発(その3)CFDによるスロッシング現象と浮遊式ネットの効果の再現	野田博, 谷垣正治 鈴木亨, 中南滋樹 中山昭彦	当社 当社 神戸大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2007/7/31
35	慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーと支持部材を直列結合した一層最適設計システムの振動実験(その1:実験概要)	斉藤賢二 中南滋樹, 木田英範 井上範夫	NTTファシリティーズ 当社 東北大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2007/7/31
36	慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーと支持部材を直列結合した一層最適設計システムの振動実験(その2:調和加振に対する応答性状)	中南滋樹, 木田英範 斉藤賢二 井上範夫	当社 NTTファシリティーズ 東北大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2007/7/31
37	慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーと支持部材を直列結合した一層最適設計システムの振動実験(その3:ランダム加振に対する応答性状)	木田英範, 中南滋樹 斉藤賢二 井上範夫	当社 NTTファシリティーズ 東北大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2007/7/31

社外発表論文一覧【建築】 平成19年度(2007/04/01~2008/03/31)

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
38	テフロン(PTFE)被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発(その1:装置概要と水平性能)	高塚健 鈴木亨, 中南滋樹, 小幡達也 田中久也	三協オイルレス工業 当社 当社 免制震デバイス	日本建築学会学術講演梗概集B-2 構造2	2007/7/31
39	テフロン(PTFE)被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発(その2:基本性能)	小幡達也, 鈴木亨 中南滋樹 高塚健 田中久也	当社 当社 三協オイルレス工業 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	2007/7/31
40	リユース対応型のフルPCa床システムの開発(その1)床システムの概要と曲げ実験	小坂英之 渡邊一弘 森田隆司 白石哲也	当社 ビーエス三菱 大和ハウス工業 ジオスター	日本建築学会学術講演梗概集C-1 構造3	2007/7/31
41	リユース対応型のフルPCa床システムの開発(その2)床版接合部せん断実験および床版面内せん断実験	渡邊一弘 森田隆司 白石哲也 小坂英之	ビーエス三菱 大和ハウス工業) 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	2007/7/31
42	段差付きフルプレキャストPC床版の長期載荷実験	松本啓二 江頭寛, 小坂英之, 山中久幸, 谷垣正治	当社 当社 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
43	超高強度材料を用いたRC造短柱の耐震性能に関する実験的研究	林和也, 佐々木仁 高森直樹, 佐藤幸博 山中久幸, 小坂英之 新上浩 寺岡勝	フジタ フジタ 当社 当社 呉工高専	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
44	粗い間隔でアラミド繊維補強を施したRC柱の繰り返し載荷実験 その1 高軸力下における変形性能	日比野陽 花井伸明 市之瀬敏勝 小杉一正 谷垣正治	名古屋大 大学院 九州産業大 名古屋工大 大学院 ファイベックス 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
45	粗い間隔でアラミド繊維補強を施したRC柱の繰り返し載荷実験 その2 付着割裂柱と極短柱	花井伸明 日比野陽 市之瀬敏勝 小杉一正 谷垣正治	九州産業大 名古屋大 大学院 名古屋工大 大学院 ファイベックス 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
46	壁床架構免震集合住宅の開発(その1)架構実験の概要と破壊性状	白山貴志, 光岡勇治 山中久幸, 黒田英二 LEE Jinseop	当社 当社 免制震デバイス	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
47	壁床架構免震集合住宅の開発(その2)復元力特性の検討	新上浩, 小幡達也 鈴木亨, 小林哲之 松原善夫 西山峰広	当社 当社 構造計画研 京大 大学院	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
48	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その5.強度算定法の検討)	荒井康幸, 溝口光男 小坂英之, 山中久幸	室蘭工大 当社	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
49	圧着工法によるPCa柱-シングルTスラブ架構の加力実験	江頭寛, 小坂英之, 谷垣正治, 山中久幸 杉浦盛基 足立将人	当社 当社 NTTインフラネット 日本建築総合試	日本建築学会学術講演梗概集C-2 構造4	2007/7/31
50	コミッションングに関する英国の動向-第1報 コミッションングマネジメントの実態-	金子司元 中村慎, 岸本知子 泉山浩郎 市川哲也 川島実 栗木茂 須山喜美 西尾新一 疋田昌之, 村上正吾	大林組 竹中工務店 鹿島建設 東急建設 清水建設 戸田建設 ハザマ 当社 大成建設	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築経済・住宅問題	2007/7/31
51	コミッションングに関する英国の動向-第2報 日本での展開に向けて-	中村慎, 岸本知子 金子司元 泉山浩郎 市川哲也 川島実 栗木茂 須山喜美 西尾新一 疋田昌之, 村上正吾	竹中工務店 大林組 鹿島建設 東急建設 清水建設 戸田建設 ハザマ 当社 大成建設	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築経済・住宅問題	2007/7/31
52	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3 多分岐継手を使用した換気システムの風量計算手法の検討	清水則夫 澤地孝男, 田島昌樹 長谷川功	ベターリビング 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	2007/8/24
53	「ふげん」原子炉本体解体技術の検討評価 アプレインプウォータージェットによる2重管模擬材切断試験(その3)	中村保之 大鐘大介, 丸山信一郎	日本原子力研究開発機構 当社	日本原子力学会秋の大会予稿集(CD-ROM)	2007/9/7

社外発表論文一覧【建築】 平成19年度(2007/04/01~2008/03/31)

No.	題 名	執筆者名	所 属	発表誌名	発表年月日
54	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1 全体概要および文献調査結果(複層仕上塗材)	久保田浩, 長瀬公一 河野政典 都築正則 金森誠治 竹内博幸 井原健史 安田正雪 加藤淳司 西尾浩治 高山勝行 梶田秀幸 河上浩司	大成建設 奥村組 大林組 熊谷組 五洋建設 竹中工務店 東洋建設 飛島建設 日本国土開発 フジタ 前田建設工業 当社	日本建築工上学会大会学術講演会研究発表論文集	2007/10/18
55	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2 文献調査結果(薄付け仕上塗材,厚付け仕上塗材,塗膜防水材,塗料)*	高山勝行, 宮野和樹 都築正則 井原健史 安田正雪 加藤淳司 河野政典 金森誠治 竹内博幸 久保田浩 西尾浩治 梶田秀幸 河上浩司	フジタ 大林組 竹中工務店 東洋建設 飛島建設 奥村組 熊谷組 五洋建設 大成建設 日本国土開発 前田建設工業 当社	日本建築工上学会大会学術講演会研究発表論文集	2007/10/18
56	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4 下地調整塗材の中性化抑制効果の確認実験	古賀一八 長瀬公一 河野政典 竹内博幸 親本俊憲 大岡督尚 唐沢智之 浦川和也 板谷俊郎 安田正雪 河上浩司 加藤淳司 井上和政	長谷エコーボレーション 大成建設 奥村組 五洋建設 鹿島建設 東急建設 鉄建建設 佐藤工業 戸田建設 東洋建設 当社 飛島建設 竹中工務店	日本建築工上学会大会学術講演会研究発表論文集	2007/10/18
57	水セメント比40%以上のコンクリートにおける構造体強度補正值の一検討	河上浩司, 西本好克	当社	日本コンクリート工学協会 栃木地区研究発表会 講演概要集	2008/3/1
58	新しいコンクリートにおける品質管理の現状	松田拓 杉山英祐	当社 前田建設工業	日本建築学会関東支部 シンポジウム「建築における コンクリート品質管理の 現状」	2008/3/7
59	建築施工におけるICT技術を活用した自動化・ロボット化の現状とその傾向	時岡誠剛 柳原好孝 井上文宏 半田雅俊 宮崎康信 小栗利夫 三浦延恭 前田純一郎 岩沢成吉 森正人 吉武亮二 星野春夫 丸山信一郎	熊谷組 東急建設 大林組 戸田建設 鹿島建設 西松建設 国土館大 清水建設 長谷エコーボレーション 大成建設 フジタ 竹中工務店 当社	建築施工ロボットシンポジウム予稿集	2008/3/13

三井住友建設技術研究所報告 No.6 2008

平成 20 年 11 月 1 日発行

編集・発行

三井住友建設株式会社
技術研究開発本部 研究開発管理部

〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

Reports of Technical Research Institute of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.6 November 2008

Published and Edited by

Research & Development Administration 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