

三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.15 2017

ごあいさつ

三井住友建設技術研究開発報告第 15 号の発刊に当たり、ご挨拶申し上げます。

昨年度より始まった第 5 期科学技術基本計画やこれに連携する形で SIP（戦略的イノベーション創造プログラム）が推進され、科学技術と人材育成の両面でイノベーションが進められようとしています。建設産業においても、国交省が進める i-Construction に代表されるように、ICT を活用した生産性向上技術の開発が推進され、人材不足の解消や魅力ある建設産業への変貌が期待されています。一方で、熊本地震での被害も記憶に新しい中、昨年 8 月には岩手県を中心に大きな被害を出した台風 10 号、さらに本年 7 月には九州北部豪雨による地盤災害が発生するなど、安心安全な社会づくりや国土強靱化に対する期待もますます高まっています。

弊社では、2016 年度より三カ年計画ではじまった第 5 次中期経営計画において、「生産システムの改革」と「人材の確保・育成」をフォーカステーマとして掲げており、技術開発部門においても、これらへの貢献が期待されています。このような背景から、技術開発テーマについては、ICT 活用など施工や管理の生産性向上技術および品質向上技術、さらにはサステナブルな社会の構築に貢献するための環境配慮技術、防災関連技術などに重点が置かれてきています。

本号では、「プレキャスト床板継手の開発」、「異種強度コンクリートを用いた耐震壁」など生産性向上技術、「液状化による地盤変状抑制のための杭式改良」や「地盤防災観測網の構築と斜面安定評価法」などの地盤防災関連技術、「ICT を活用した新しい橋梁維持管理手法」などの ICT 活用技術、「超高強度コンクリート」や「水上太陽光発電用フロート」など環境・エネルギー関連技術など合計 14 編の論文を掲載しています。

弊社では、昨年 12 月に丹下健三氏の代表作であるメタボリズムの象徴建築「山梨文化会館」の免震レトロフィット工事を竣工させ、技術開発の成果が形となって表れた年として記憶に刻まれました。これを励みとして今後も技術開発に精進してまいり所存ですので、皆様におかれましては、この技術研究開発報告をご高覧いただき、ご指導・ご助言を賜りますとともに、ご活用いただければ幸甚です。

2017 年 10 月

技術研究所長
谷垣 正治

三井住友建設技術研究開発報告 第15号

※ 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	ループ継手への短繊維補強コンクリートの適用	竹山 忠臣 石澤 正大 佐々木 亘 篠崎 裕生 樋口 正典	1	15
2	Trunc-headを用いたプレキャストPC床版継手の開発	三加 崇 有川 直貴 鈴鹿 良和 篠崎 裕生	2	23
3	ICTを活用した新しい橋梁維持管理手法の提案	玉置 一清 掛橋 孝夫 綿谷 聡 浅井 洋 山田 崇 藤原 保久	3	27
4	早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートの鉄筋拘束下での収縮変形挙動に与える混和材および骨材量の影響	佐々木 亘 石澤 正大 基 哲義 谷口 秀明	4	33
5	超高強度コンクリート中の気泡の形状と寸法の違いがフレッシュ性状および強度特性に与える影響	峯 竜一郎 松田 拓 蓮尾 孝一	5	41
6	液状化による地盤変状抑制のための杭式改良に関する遠心模型実験	瀧山 美怜 高橋 直樹 戸村 豪治 津田 和夏希	6	49
7	空孔配置が誘導する応力波干渉による爆破ひび割れ制御技術	山地 宏志 中森 純一郎	7	55
8	地盤防災観測網の構築と斜面安定性評価手法の提案	大津 慎一 山地 宏志 中森 純一郎	8	61
9	異種強度コンクリート工法を用いた滑り降伏型連層壁を有するピロティ付き立体架構の実験	松永 健太郎 江頭 寛 新上 浩 平野 秀和 松井 幸一郎 佐古 潤治 小坂 英之	9	67

※ 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
10	脚部を半固定とするRC造柱の開発	田野 健治 平田 裕一 長嶋 龍太郎 小田 稔	10	77
11	不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験	江頭 寛 原田 浩之 松永 健太郎 小坂 英之 森岡 研三 浅川 拓哉	11	87
12	TMDによる重量床衝撃音の低減効果に関する検討	小林 秀彰 岩本 毅	12	93
13	水上太陽光発電フロートシステムの開発	小林 誠 新上 浩 作田 美知子 土屋 星	13	101
14	AWJによる燃料集合体溶融模擬材の切断実証および評価	丸山 信一郎 綿谷 聡	14	107
【社外発表論文一覧】				113

ループ継手への短繊維補強コンクリートの適用

竹山 忠臣 石澤 正大 佐々木 亘 篠崎 裕生 樋口 正典

キーワード：ループ継手，繊維補強コンクリート，直交方向鉄筋，支圧力

研究の目的

高度成長期に建設された道路橋の劣化が顕在化しており、現在特に、鋼合成桁の RC 床版をプレキャスト PC 床版へ取り替える事業が全国で進められている。プレキャスト床版同士はループ継手で接合されることが多いが、ループ曲げ半径で版厚さが制限されたり、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋の配置に工夫が必要になるなど課題が多い。著者らは、実際

の諸元に近い床版継手部の静的曲げ試験により、直交方向鉄筋の機能を明らかにするとともに、その削減の可能性を検討した。

検討の結果、継手部に短繊維補強コンクリートを用いることで、直交方向鉄筋量を減らした場合に生じる付着割裂ひび割れを防止できることなどを明らかにした。

研究の概要

ループ直交方向鉄筋を規定量配置して、普通コンクリートを用いたケースを標準として、直交方向鉄筋量を減じたケースおよび継手部に短繊維補強コンクリートを用いたケースを加えた合計 6 体の試験を実施した（写真-1）。ループ継手の設計は、PC 工学会の「更新用プレキャスト PC 床版技術指針」にしたがって行ったが、ループ鉄筋の曲げ内径は 4ϕ (ϕ は鉄筋径、技術指針では 5ϕ 以上を推奨) として、より厳しい条件を設定した（図-1）。

短繊維には、繊維長 30mm 繊維径 0.62mm の鋼繊維を用いた。鋼繊維の両端は折り曲げ加工して定着力を高めている。繊維混入量は 0.75% と 1.5% の 2 ケースとした。

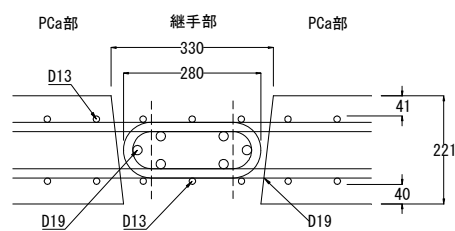


図-1 標準試験体 (B3-N) の継手構造



写真-1 試験状況

研究の成果

本研究の範囲では、直交方向鉄筋の量を減じて、継手の曲げ耐力や変形挙動に大きな差は生じなかった。しかし、鉄筋量が少ないとループ鉄筋直線部の付着応力度の増大が認められ、終局時に付着割裂ひび割れが生じるなど、直交方向鉄筋の役割をある程度把握することができた。一方、短繊維補強コンクリートを用いると、繊維の効果により、鉄筋に発生する付着応力度が低減されるとともに（図-2）、繊維の効果により付着割裂ひび割れが抑制されることが分かった。繊維量の影響については、この実験の範囲では明瞭ではなかった。

今後、短繊維補強コンクリートの引張性能と鉄筋との付着力の関係について詳細な検討を行う予定である。

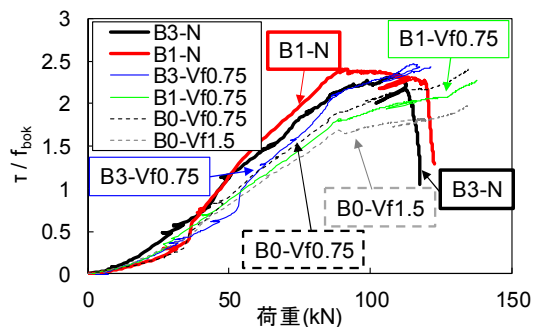


図-2 付着応力と載荷荷重の関係

Application of Fiber Reinforced Concrete to Loop Splice Joint

TADAOMI TAKEYAMA MASAHIRO KOKUZAWA WATARU SASAKI HIROO SHINOZAKI
MASANORI HIGUCHI

Key Words : Loop Splice Joint, Fiber Reinforced Concrete, Perpendicular Reinforcing, Bearing Force

Trunc-head を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発

三加 崇 有川 直貴 鈴鹿 良和 篠崎 裕生

キーワード：プレキャスト PC 床版、継手、静的曲げ試験、輪荷重走行試験

研究の目的

高度経済成長期に建設された鋼橋の RC 床版は、老朽化が進んでおり、床版取替え工事が行われている。施工性や品質の向上、高耐久化が求められることから、取替え後の床版にはプレキャスト PC 床版が用いられることが多い。プレキャスト PC 床版への取り替え工事では、継手部の施工が必要となるが、

継手長を短くでき、床版厚さの自由度も高い継手構造として、端部拡径鉄筋（以下、Trunc-head）を用いた床版の継手構造を考案した。本報告では、床版の継手部を模擬した静的曲げ試験および輪荷重走行試験を実施し、継手性能について検証を行った。

研究の概要

Trunc-head を用いたプレキャスト床版の継手の性能を確認するために、2 枚のプレキャスト RC 床版を製作し、試験体中央に所定の大きさの継手部(図-1)を設けた試験体の静的曲げ試験を実施した。また、疲労耐久性を確認するために、4 枚のプレキャスト PC 床版を製作し、継手部を設けた試験体(図-2)の輪荷重走行試験を実施した。

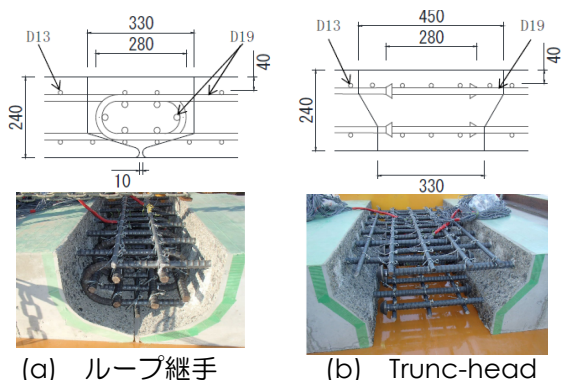


図-1 継手部形状（静的曲げ試験体）

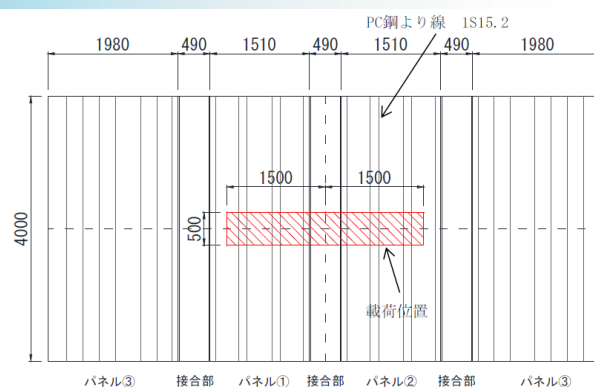


図-2 試験体形状（輪荷重走行試験体）

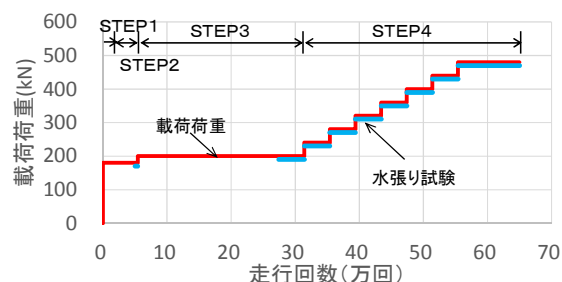


図-3 試験体形状（輪荷重走行試験体）

研究の成果

- 静的曲げ試験により、本継手構造は、ループ継手と同等程度の継手性能を有しており、突起部の形状および床版厚を小さくした場合でも、本試験内の寸法であれば、想定される耐力を有している。
- 輪荷重走行試験により、本継手構造は、ループ継手と同等の疲労耐久性を有している。

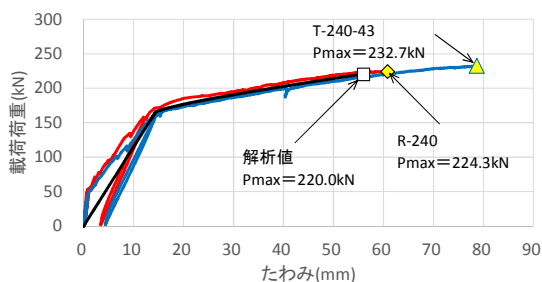


図-4 荷重—中央たわみ（静的曲げ試験）

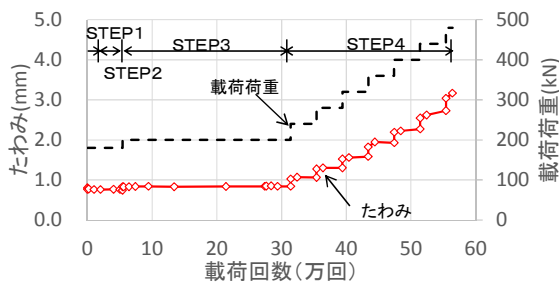


図-5 載荷回数—中央たわみ（輪荷重走行試験）

Development of the Splice Joint of Precast PC Slab Using “Trunc-head”

TAKASHI SANGA NAOKI ARIKAWA YOSHIKAZU SUZUKA HIROO SHINOZAKI

Key Words : Precast PC Slab, Joint Structure, Bending Test, Wheel Load Running Test

ICTを活用した新しい橋梁維持管理手法の提案

玉置 一清 掛橋 孝夫 綿谷 聡 浅井 洋 山田 崇 藤原 保久

キーワード：維持管理手法、橋梁点検支援システム、モニタリング

研究の目的

平成 26 年の道路法施行規則の改正に伴い、橋長 2m 以上のすべての道路橋に 5 年に 1 度の近接目視による点検が義務づけられるなど、橋梁の老朽化対策が本格始動した。今後は、いかにして効率的、効果的に橋梁の状態を把握し、適正な維持管理、更新に取り組むかが喫緊の課題となっている。現行の点検ルールである近接目視点検は、比較的規模の小さ

い橋梁で一般的に行われてきた遠望目視点検に比べ、費用が大幅に増大することや、前回点検との連続性が不明確であり、その診断には工学的判断を要する等、不明瞭となる課題も多い。そこで、本研究は、維持管理コストの縮減および診断の明解化を目的とした新しい橋梁維持管理手法について提案する。

研究の概要

本維持管理手法の全体概要を図-1 に示す。点検システムは、遠望目視点検を有効に機能させるための ICT ツールの活用と、遠望目視点検困難箇所や、劣化が顕在化し、さらに高度な診断を要する場合には、光ファイバ(写真-1)等の高耐久性センサーを併用する構造物モニタリングの2段階から構成する。

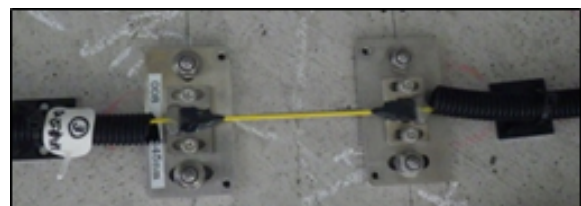


写真-1 FBG 光ファイバーひずみセンサー

新しい点検システム

1)遠望目視点検を有効に機能、効率化

- ①点検支援モバイルアプリ(GPS連動)
→点検箇所の位置特定を確実に
- ②画像解析(デジカメ、モアレカメラ等)
→変位、ひずみ等の物理量を抽出

- ・維持管理コストの縮減
- ・点検の連続性→診断を容易に
- ・客観的な評価→誰でも可能に

2)固定センサーの併用

- 重要部位、劣化進行箇所、目視困難箇所等に適用
- ①FBG光ファイバセンサモニタリング
- ②走行車重量分析(Weigh-In-Motion)等

さらに高度な診断を可能に

診断システム(開発中)

- 1)連続性 :点検結果を自動的にデータベース化
→過去の点検データとの比較検証を容易に

- 2)見える化 :ひずみ、変位等の物理量データをグラフ化
→変化点を察知 (閾値の設定は困難)

- 3)将来予測
:点検データを数値化、マルコフ劣化モデル等
→類似橋梁との比較

図-1 提案する橋梁維持管理手法

研究の成果

- ① 遠望目視点検を支援するモバイルアプリの開発により、点検の連続性を確保すると同時に、全景写真の画像解析からレベル等の手動測量と同等のデータを容易に蓄積することができ、測量技術者によることなく高頻度に変位データを蓄積していくことが可能である。
- ② FBG 光ファイバーは、長期にわたるモニタリングが可能と考えられ、その設置作業および測定作業等の運用も、従来の電気式センサーと比較すると容易であり、維持管理に適していると考ええる。
- ③ 近接目視点検で ASR の劣化進展が強く疑われる橋梁において、本点検システムの現場検証を行った結果、約半年間の経過ではあるが、特に異変は確認されず、マクロ的には十分に健全であることが確認できた。現行の近接目視点検では、変状を見逃さないことに主眼がおかれるが、モニタリングにおいては、コンセンサスのとれる数値データを基に異変がないことを確認することが重要な目的と考える。

Proposal of the New Bridge Maintenance Technique Utilizing ICT

KAZUKIYO TAMAKI TAKAO KAKEHASHI SATOSHI WATATANI
HIROSHI ASAI TAKASHI YAMADA YASUHISA FUJIWARA

Key Words : Maintenance Technique, Inspection Support System, Monitoring

早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートの 鉄筋拘束下での収縮変形挙動に与える混和材および骨材量の影響

佐々木 亘 石澤 正大 基 哲義 谷口 秀明

キーワード：混和材，単位ペースト絶対容積，有効弾性係数，クリープ係数

研究の目的

コンクリート構造物の高耐久化，高性能化を目的として，様々な性能を有するコンクリートが開発され，用いられる材料や配合の幅は広がっている。このような背景のもと，本稿では，PC 上部工で多用される早強ポルトランドセメントを用いた圧縮強度

の特性値が 40 N/mm²程度のコンクリートのひび割れ抵抗性に関する検討の一環として，混和材の使用や骨材量の変化が乾燥環境下での鉄筋拘束試験における収縮変形挙動について検討を行なった。

研究の概要

早強ポルトランドセメントを使用し，水セメント比を 40%としたコンクリートをベースとし，表-1 に示す実験要因および水準としてコンクリートを用いて材齢 7 日まで 20℃封緘，材齢 7 日以降 20℃RH60%という環境下で自由収縮ひずみの測定および鉄筋拘束による拘束応力の測定を行なった。測定結果から有効ひずみ，有効弾性係数およびクリープ係数の算出を行い，各種要因の影響について検討した。

表-1 実験要因

要因	水準
結合材	早強ポルトランドセメント単味，シリカフューム 10%置換，高炉スラグ微粉末 6000 50%置換，フライアッシュ II 種 30%置換
単位ペースト絶対容積 [m ³ /m ³]	0.30, 0.34, 0.40, 0.50
単位粗骨材絶対容積 [m ³ /m ³]	0.375, 0.300, 0.200, 0.000

研究の成果

- ①乾燥収縮が進んだ後の自由収縮ひずみでは混和材の影響はほとんど見られなくなる。
- ②ひび割れ発生時の応力強度比は，単位ペースト絶対容積が大きくなるほど小さくなり，また，シリカフュームやフライアッシュの使用によっても小さくなった。
- ③ひび割れ発生材齢は単位粗骨材絶対容積の増加によって大きくなり，有効弾性係数の経時変化が寄与している可能性がある。

- ④ひび割れ発生時のクリープ係数は単位ペースト絶対容積が大きくなるほど大きくなる傾向にあり，単位ペースト絶対容積が大きい場合に混和材の影響が生じる。
- ⑤フライアッシュを用いた場合には，圧縮強度，ひび割れ発生材齢，有効弾性係数の経時変化およびひび割れ発生時のクリープ係数に与える配合変化の影響が小さくなった。

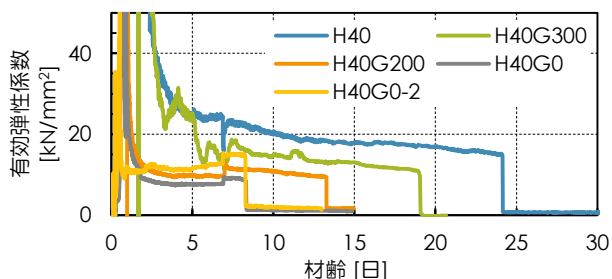


図-1 有効弾性係数の経時変化の一例

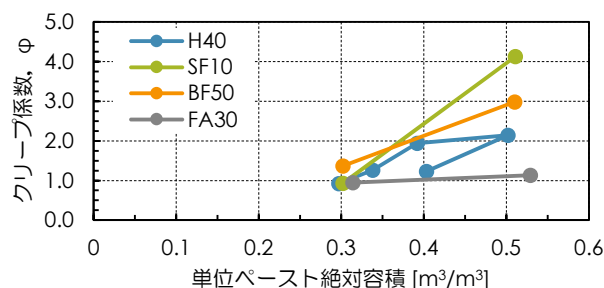


図-2 単位ペースト絶対容積とクリープ係数の関係

The Influence of Mineral Admixture or Volume of Aggregate on Shrinkage Behavior under Reinforcement Restraint of the Concrete with High-Early Strength Portland Cement

WATARU SASAKI MASAHIRO KOKUZAWA AKIYOSHI DAI HIDEAKI TANIGUCHI

Key Words : Mineral Admixture, Absolute Volume of Unit Cement Paste, Effective Elastic Modulus, Creep Coefficient

超高強度コンクリート中の気泡の形状と寸法の違いがフレッシュ性状および強度特性に与える影響

峯 竜一郎 松田 拓 蓮尾 孝一

キーワード：超高強度コンクリート, 空気量, 流動性, 圧縮強度, いびつな気泡

研究の目的

本研究は水結合材比が W/B=12%のコンクリートを対象に、AE 剤と消泡剤の添加量がフレッシュ性状および圧縮強度に与える影響を確認することを目的とし、添加量を変え、空気量を変化させたコンクリートとモルタルのフレッシュ性状および圧縮強度の

確認を行った。その結果、空気量が同程度でも添加量の違いで圧縮強度は同等な一方、流動性が異なる傾向となった。そこで硬化モルタル断面の画像解析を行い、気泡の形状と寸法の違いが流動性に与える影響について考察した。

研究の概要

AE 剤と消泡剤の添加量を変化させ、空気量の異なるコンクリートとモルタル試料を作製し、フレッシュ性状と圧縮強度を測定した。実験の結果、AE 剤と消泡剤を添加した試料は AE 剤と消泡剤を添加していない試料に比べ、圧縮強度は同等だったが流動性が低下した。

流動性低下と気泡の形状と寸法の間接関係を確認するため、光学顕微鏡で硬化モルタル試料の断面を観察し、画像解析を行い各気泡データの定量化を試みた。検討の結果、気泡形状のいびつさの度合いを表す R' (1 に近づくほど形状が丸い) を指標とし、気泡の形状が流動性に与える影響を考察した。

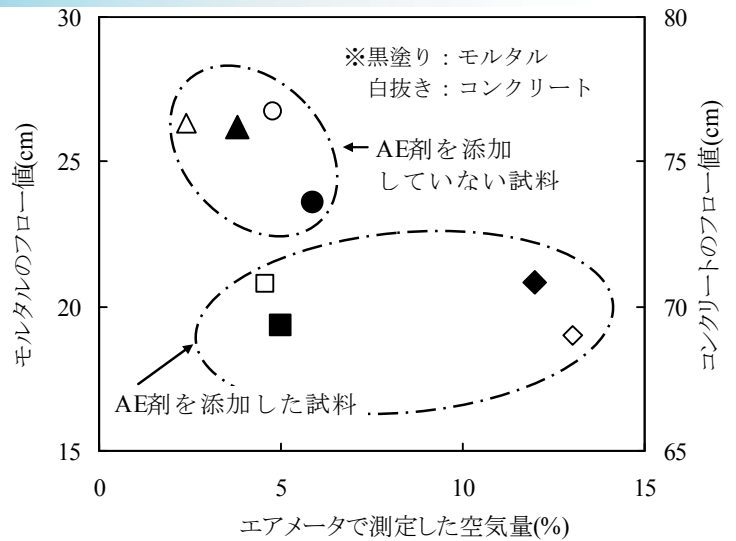


図-1 空気量と各フロー値の関係

研究の成果

- 1) AE 剤と消泡剤を両方添加することで、空気量が同等でもフロー値が小さくなった。この傾向はコンクリートとモルタルのどちらも同様だった。
- 2) 気泡の形状と寸法の違いが圧縮強度に与える影響は小さく、空気量の絶対量が圧縮強度に与える影響が大きい。
- 3) 圧縮強度は空気量が 1%増加すると約 3~4%低下した。普通強度のコンクリートと同様だった。
- 4) 画像解析から得られた各気泡のデータを整理し、気泡形状のいびつさを評価する R' を定義し、気泡形状の流動性への影響の評価を試みた。
- 5) AE 剤の添加により微細な気泡は増加するが、形状のいびつな気泡も増加する。形状のいびつな気泡の増加は流動性低下の要因の一つと考えられた。

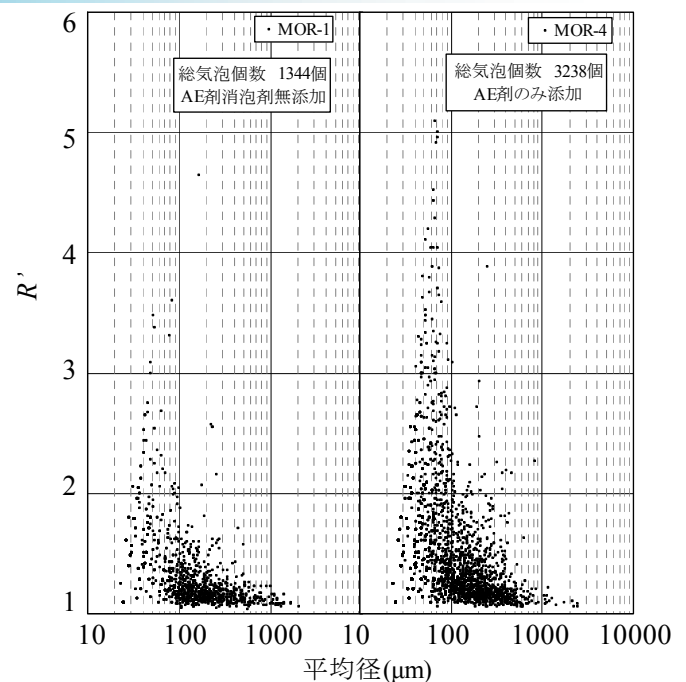


図-2 平均径と R' の関係

Effect of Differences Shape and Dimension of Bubbles on Fresh Properties and Strength Characteristics of Ultra-high-strength Concrete

RYUICHIRO MINE TAKU MATSUDA KOICHI HASUO

Key Words : Ultra-high-strength Concrete, Air Content, Fluidity, Compressive Strength, Distorted Air

液状化による地盤変状抑制のための杭式改良に関する遠心模型実験

澁山 美怜 高橋 直樹 戸村 豪治 津田 和夏希

キーワード：液状化，側方流動，深層混合処理工法，遠心模型実験

研究の目的

筆者らは、液状化に伴う側方流動を杭式の改良体で抑制する工法に関する検討を行ってきた。これまでに、その配置方法を工夫した流動閉塞杭（図-1）を提案し、傾斜地盤を対象とした遠心模型実験によりその効果を検証した。本稿では、自立式矢板護岸の背後地への適用性を検討する。

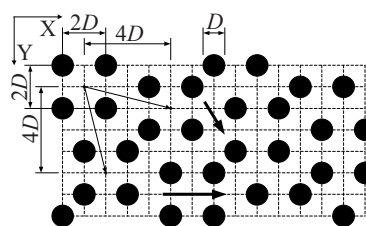
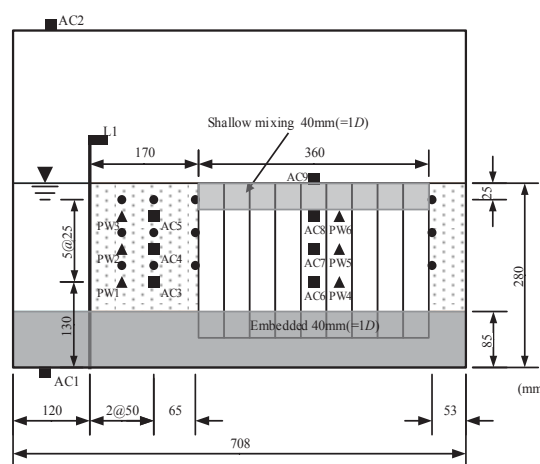


図-1 流動閉塞杭配置の概要 (D:杭径)

研究の概要

遠心模型実験は港湾空港技術研究所所有の遠心模型実験装置 Mark II を用いて行った。図-2 に実験模型の一例を示す。模型は縮尺比 1/50 であり、50g の遠心加速場で加振を行った。改良杭模型には、アクリルパイプまたは固化改良杭を用いて実験を行った。固化改良杭は筆者らが提案する構造設計法に基づき作製した。模型地盤は非液状化層と液状化層の二層構造とし、杭の下端は杭径分非液状化層に根入れさせ、上端は表層改良層で固定した。地盤の側方流動量と沈下量は色砂を用いて計測した。入力波は実物換算で周波数 2 Hz の正弦波とし、目標加速度 200 Gal で 25 秒間加振した後、側方流動を持続させるため振幅を 1/3 にしてさらに 25 秒間加振した。



側面図

図-2 実験模型と計測器配置

研究の成果

図-3 に平均側方流動量を、図-4 に地表面で計測した沈下量を実物スケールで示す。流動閉塞杭の平均側方流動量は、改良範囲の下流側の 15 m 付近において無対策の約 23% に低減されており、改良範囲の沈下量は、無対策（UN）では約 0.4 m 生じているのに対して流動閉塞杭（I2d-a, I2d-c）ではほとんど認められなかった。これにより、流動閉塞杭によって側方流動が抑制されること、ならびに表層改良部は流動閉塞杭によって支えられ、地表面沈下が低減できることが確認された。

計測された曲げモーメントと固化改良杭、表層改良の健全性観察結果から、提案する構造設計法の妥当性が確認された。

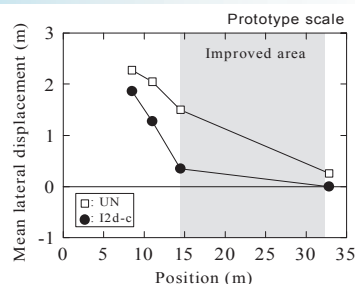


図-3 平均側方流動量の分布

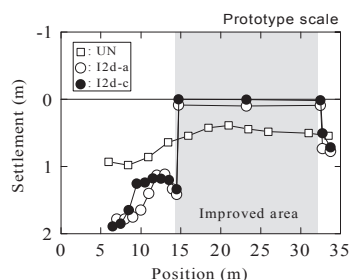


図-4 沈下量の分布

Centrifuge Model Tests on Mitigation against Liquefied-Soil Deformation by Pile Type Improvement

MISATO FUCHIYAMA NAOKI TAKAHASHI GOJI TOMURA WAKAKI TSUDA

Key Words : Liquefaction, Lateral Flow, Deep Mixing Method, Centrifuge Model Test

空孔配置が誘導する応力波干渉による爆破ひび割れ制御技術

山地 宏志 中森 純一郎

キーワード : Smart-BD, 空孔群, 応力波誘導技術, 爆破ひび割れ制御

研究の目的

爆破による構造物解体において、躯体の一部領域を爆破損傷から保護したい場合、保存領域を細い溝等で囲い隔離する工法がしばしば採用される。しかしながら、この隔離工法は RC 構造物等に適用することが難しく、またその施工コストや施工期間の面

でも問題がある。本報は、RC 構造物でも容易に施工できる $\phi = 20 \text{ mm}$ 程度の空孔群を配置することで、爆破による引張の応力波伝播を遮断することのできる新しい爆破損傷隔離技術の開発と、そのメカニズムの解明を目的とする。

研究の概要

起爆法として放電破碎技術を採用し、その応力波の波長から、起爆孔間隔、起爆孔-空孔離間距離、ならびに起爆孔-空孔配置パターン等をいくつかを試設計し、床版コンクリート試験体の放電爆破実験により、最もひび割れ・損傷域を適切に制御し得る起爆孔・空孔配置を選定した。

その起爆孔・空孔配置をモデルとして、3次元波動解析を実施したところ、起爆により発生する応力波は、空孔群周りで反射・干渉するため、空孔より外部にコンクリート破壊の発生要因となる引張ひずみが発生しないことが明らかとなった。

研究の成果

提案する起爆孔-空孔配置に従う爆破解体実験により想定通りのひび割れ制御が実施できることを確認した。さらに、その爆破過程を数値シミュレーションしたところ、上記のように応力波は、空孔群周りで反射・干渉するため、空孔より外部に引張ひずみが発生しないメカニズムが明らかとなった。

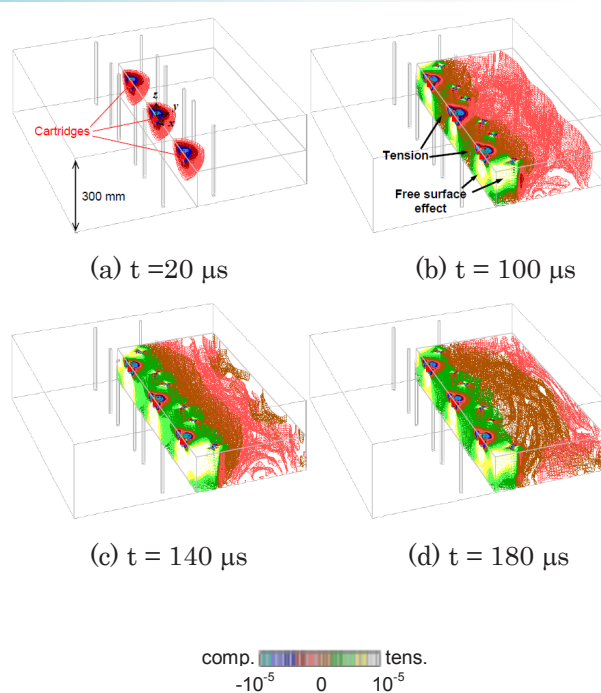


図-1 放電衝撃に誘導される体積ひずみ ϵ_{kk} の経時変化

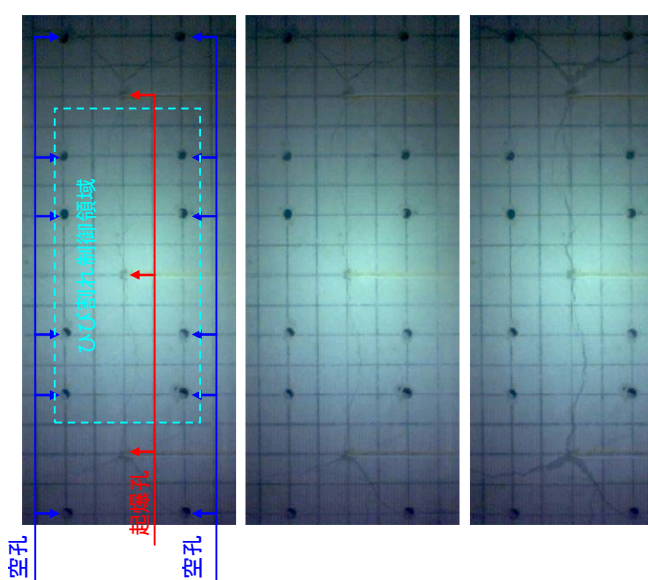


写真-1 ハイスピードカメラによるひび割れの発生・成長

Blasting Fracture Controlling Technique

Using Stress Wave Interference Induced by Disposition of Blank Dummy Holes

HIROSHI YAMACHI JUNICHIRO NAKAMORI

Key Words : SMart-BD, Empty Dummy Holes, Stress Wave Guidance Technique, Fracture Control

地盤防災観測網の構築と斜面安定性評価手法の提案

大津 慎一 山地 宏志 中森 純一郎

キーワード：地盤防災, 安全管理, 斜面安定性評価, クリギング補間, 自立型観測網

研究の目的

土工事では、地すべりなどの災害危険箇所周辺での施工機会も多く、施工時の安全確保を図るうえで十分な監視体制を構築する必要がある。地盤災害の監視では計測機器を効果的に設置して観測網を構築し斜面挙動を観測する方法が有効であるが、コストなどから十分な観測点数を確保するのが難しい。

研究の概要

本研究で構築した地盤防災観測網では、安価かつ設置が容易な地盤傾斜計を効果的に配置することで斜面全体の巨視的な地盤挙動の観測を可能としている。

地盤防災観測網における観測データは、当社独自技術である自立型地盤監視局によりデータベースに送られ蓄積されるとともに、クラウドシステムを介して図-1に示すような傾斜変位量ベクトル図として施工現場等に提供される。また本研究で提案する斜面安定性評価手法による分析結果をもとに、傾斜量変位を示すメッシュ図や三次元モデル等の成果物の提供も可能である。

本研究では、近年注目されている地盤傾斜計を用いることで、これら従来計測機器の課題を解決した地盤防災観測網の構築を行うとともに、その観測データを用いた斜面安定性の評価およびフィードバックを行う地盤災害の防災・減災に資するシステムの開発を目指す。

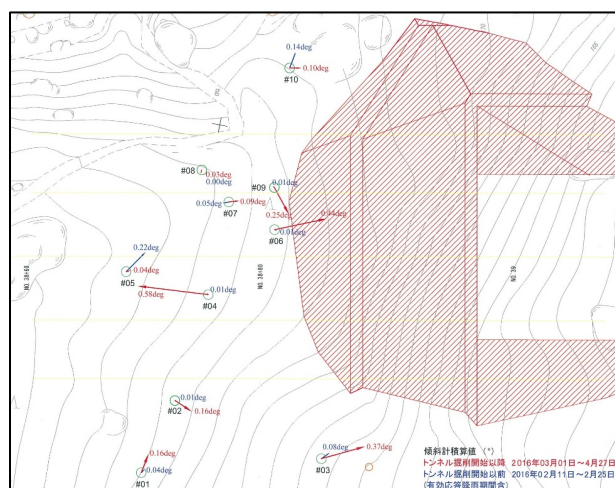


図-1 傾斜変位量ベクトル図

研究の成果

以下に示す現場において本研究の成果となる地盤防災観測網の試験適用を行うとともに、その観測データを用いた斜面安定性の評価手法の検討を行った。

内空断面：A=84.7 m²(DI-b)
機械掘削方式(NATM)
地質：砂岩・泥岩互層

工事名称：中部横断道塩沢トンネル工事

工期：平成27年1月28日

～平成30年3月30日

発注者：国土交通省 関東地方整備局

工事内容：トンネル延長：L=649.0m

Building the Observation Network for Prevention of Ground Disasters
And the Proposal of the Method for Evaluation of Slope Stability

SHUNICHI OOTSU HIROSHI YAMACHI JUNICHIRO NAKAMORI

Key Words : Ground Disaster Prevention, Safety Management, Stability Evaluation of Slope, Self-Supporting,

Kriging Method, Observation Network

異種強度コンクリート工法を用いた滑り降伏型連層壁を有する ピロティ付き立体架構の実験

松永 健太郎 江頭 寛 新上 浩 平野 秀和 松井 幸一郎 佐古 潤治 小坂 英之

キーワード：連層耐震壁，ピロティ，立体架構，滑り破壊，曲げ降伏

研究の目的

耐震壁は面積が大きく、重量が重いことから PCa 化に際しては適宜分割する必要があるため、分割位置や部材間の接合方法の選択が課題である。

そこで筆者らは横筋を柱に定着しない RC 耐震壁構法を開発し、柱一壁板間の鉛直接合部の滑りを許容することで優れた変形性能を示すことを確認した。本構法を板状集合住宅の戸境壁に適用することによって耐震壁方向の架構を靱性型で設計することが可

能となるが、板状集合住宅では1階にエントランスホール等を計画するために一部に壁を設けないことや、連層耐震壁の高さが構面ごとに異なることも多く、地震時に建物全体にねじれが伴う。

本報告は、そのようなねじれが連成する建物に本構法を適用した場合の建物全体の破壊形式、終局耐力および変形性能を把握することを目的とするものである。

研究の概要

試験体は2構面で構成される4層の立体架構であり、1~4階まで柱と壁板で構成されるW構面と、1階にピロティを有し、2~4階までを連層耐震壁としたP構面で構成される。連層耐震壁の異種強度コンクリート工法を想定し、壁板とスラブの接合部にもスラブのコンクリートを打設した。各 PCa 部材の両側断面にはコッターが設けられており、PCa 部材間は目地モルタルで一体化されている。

試験体の破壊形式は、W構面は鉛直接合部の滑り破壊を伴った壁板の曲げ破壊とし、P構面は2~4階の鉛直接合部で滑り破壊させずに1階の柱頭・柱脚の曲げ降伏となることを想定した。

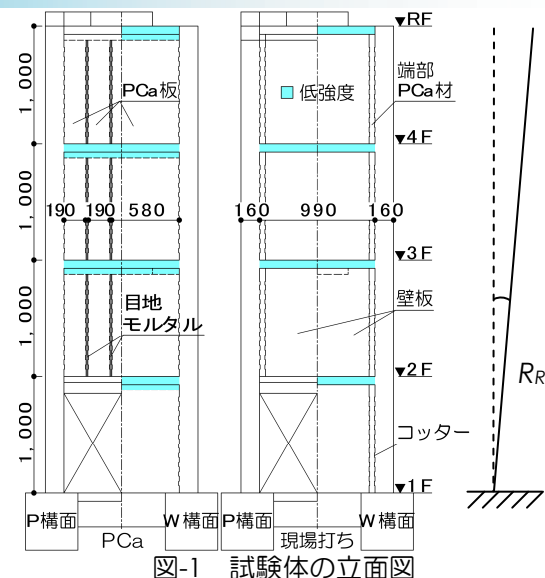


図-1 試験体の立面図

研究の成果

立体架構の破壊形式は想定通りとなり、R階中央の全体変形角で+20/1000rad までの変形性能を確認した。最大荷重（1階層せん断力）はW構面とP構面の終局強度計算値の和の1.2~1.3倍の荷重を示した。スラブと同じ低強度コンクリートを用いた壁-スラブ接合部に顕著なひび割れは見られなかった。P構面2階の梁を、壁板のトラス・アーチ機構に基づく抵抗機構による反力として設計することで、梁の損傷は想定通り抑えられることが確認された。

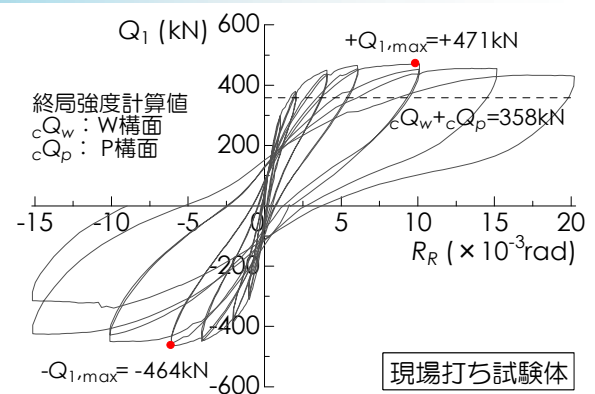


図-2 1階層せん断力 Q_1 と全体変形角 R_R の関係

Experiment of Three-dimensional Frame with Soft First Story and Sliding Yield Type Multi-story Shear Wall Using Different Concrete in Strength

KENTARO MATSUNAGA HIROSHI EGASHIRA HIROSHI SHINJO HIDEKAZU HIRANO
KOICHIRO MATSUI JUNJI SAKO HIDEYUKI KOSAKA

Key Words : Multi-story Shear Wall, Soft First Story, Three-dimensional Frame, Sliding Failure, Flexural Yielding

脚部を半固定とする RC 造柱の開発

田野 健治 平田 裕一 長嶋 龍太郎 小田 稔

キーワード：柱, 半固定, 応力分配, アスペクト比, 柱縮小部, テーパー部, 有限要素法解析

研究の目的

本開発は、RC 造 1 階の柱脚部の固定度を低減することで柱の曲げモーメントの応力分配を制御し、2 階柱梁接合部内の過密な配筋状況を緩和することによって、施工上の簡便さと合理性を併せ持つ RC 造

建物を実現することを目的としている。そのために、応力解析、構造実験、有限要素法解析などの方法を用いて検討を行った。本報では、その結果を報告する。

研究の概要

本報は、以下4つの章からなる。

1 章：開発構法の概要

応力解析の結果等から、開発構法の概要説明および有効な適用に関する諸条件について論じている。

2 章：柱縮小部を有する柱の構造実験

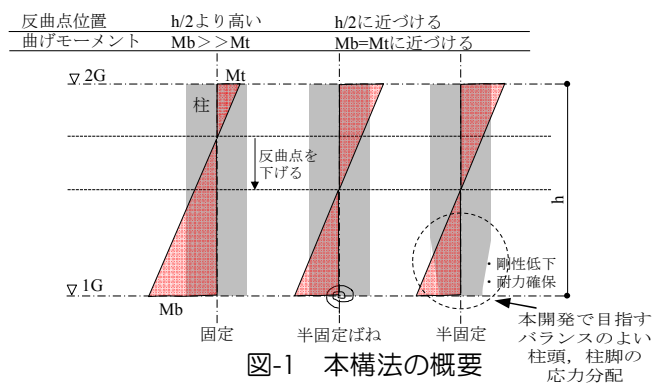
柱脚部での剛性低下が期待できるディテールを選択するために様々な形状の柱縮小部を設けた RC 柱の構造実験を実施し、その構造特性を報告している。

3 章：内部応力の解析的検討

2 章の構造実験結果で確認された軸変形の進展の一因である縦ひび割れの原因把握とその抑制対策について、有限要素法解析結果を用いて検討している。

4 章：テーパー部を有する柱の構造実験

3 章の解析結果から導かれた、縦ひび割れ対策に有用なテーパー部を設けた RC 柱の構造実験を実施し、その構造性能を報告している。



研究の成果

応力解析、構造実験、有限要素法解析等の結果から以下のことがわかった。

- ①本構法の適用は、アスペクト比が大きく、建物全体に曲げ変形の影響を受ける建物に有効である。
- ②柱脚部に縮小部を設けることで、柱の剛性を小さくすることは可能であるが、急激な断面サイズの変更は過度な応力変化もたらし、構造性能に悪影響を与える場合がある。
- ③過度な応力変化を抑制するには、柱縮小部にテーパーを設けることが有効であり、その角度は 4/12 以下とすることが望ましい。
- ④柱脚部にテーパー部を設けることによって、剛性の低減と構造性能の確保を同時に成立させることが可能である。

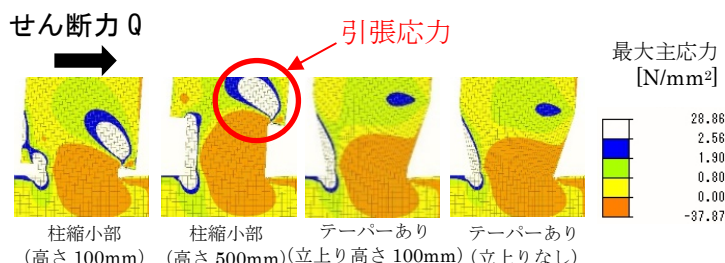


図-2 FEM 解析による最大主応力分布の比較

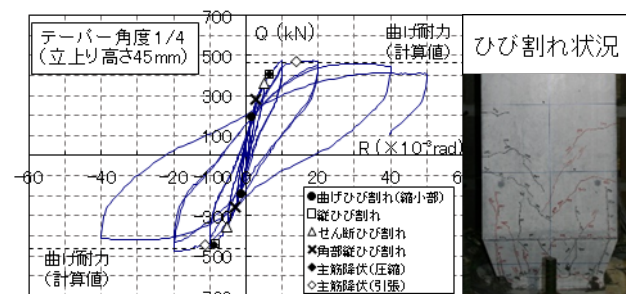


図-3 せん断力-部材角関係の一例 (R=1/50rad)

Development of RC Columns with Semi-Rigid Base

KENJI TANO YUICHI HIRATA RYUTAROU NAGASHIMA MINORU ODA

Key Words : Column, Semi-Rigid, Stress Distribution, Aspect Ratio, Reduced Part, Tapered Part, Finite Element Method Analysis

Finite Element Method Analysis

不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験

江頭 寛 原田 浩之 松永 健太郎 小坂 英之 森岡 研三 浅川 拓哉

キーワード：不完全合成梁, 床スラブ, H形鋼梁, 横座屈, 横補剛, 塑性変形倍率

研究の目的

鋼構造塑性設計指針では、床スラブ付き梁の耐力は、横補剛材が付いていない場合でも鉄骨梁の全塑性曲げモーメントまで確保できることが示されているが、この床スラブの横補剛効果は完全合成梁を対象にされており、不完全合成梁については対象外とされている。本報では、不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果を確認するために実施した、コンクリート床スラブ付きH形鋼梁を有する部分架構の加力実験について報告する。

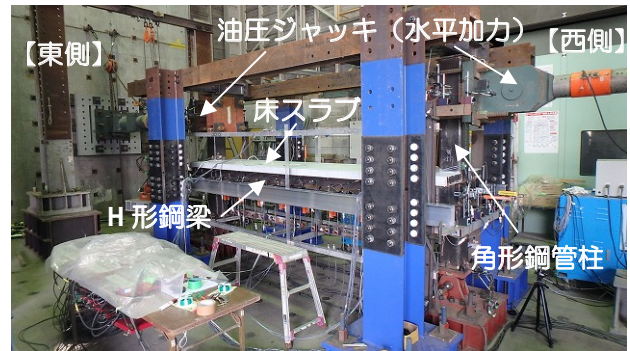


図-1 試験体の加力状況

研究の概要

試験体は、床スラブ付きのH形鋼梁とその両端の角形鋼管柱、および床スラブを支持するために直交方向に取り付けたH形鋼梁で構成される。梁は不完全合成梁であり、柱芯間のスパンは $L=3,500\text{mm}$ 、コンクリート床スラブの断面は厚さ 65mm 、幅 800mm である。試験体数はS100, S65, S65Sの3体であり、実験要因はH形鋼梁の断面とスチフナの有無である。H形鋼梁の断面は、S100ではH-200x100x5.5x8(SS400)、S65とS65Sでは、H-200x65x5.5x8(SS400)である。S65Sの梁にはスチフナ5枚を梁両面に均等配置した。

試験体の柱脚部に、反力床に固定したピン支承を接合し、東西の柱頭部に取り付けた2本の1,000kN油圧ジャッキで加力を行った。加力方法は、梁に逆対称曲げモーメントを作用させる、正負交番の水平漸増加力とした。

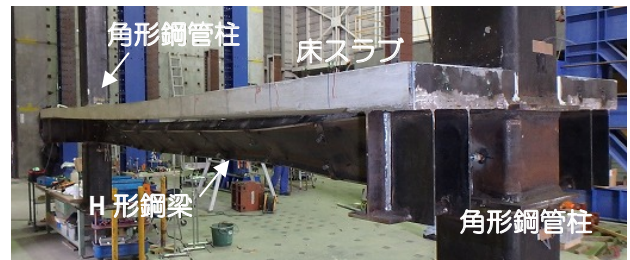


図-2 S65の横座屈状況

研究の成果

本実験結果より得られた主な知見を示す。

- 全ての試験体のH形鋼梁には、梁全長にわたって一方向にねじれ変形した横座屈が生じた。ねじれ変形はS100よりもS65とS65Sで顕著であった。また、加力終了後の全ての試験体で頭付きスタッドの破断が確認された。
- S65とS65Sは座屈性状に有意な差は認められず、スチフナによる梁の耐力や塑性変形能力の向上は特に見られなかった。
- 東西梁端部の塑性変形倍率 R は、 M_{\max} 時では全試験体で2~3、 M_p 劣化時ではS100が4.7

以上、S65とS65Sが2.3以上であった。

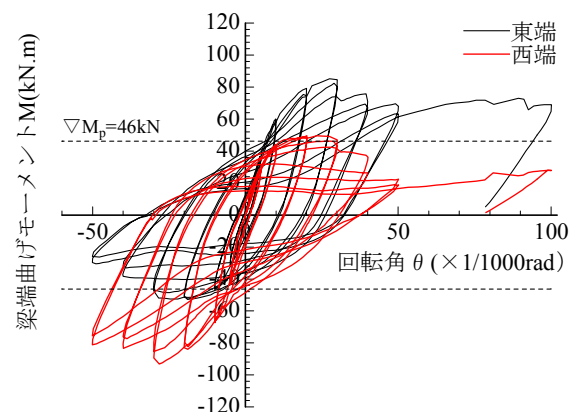


図-3 梁端の曲げモーメント-回転角関係 (S65)

Experiment of Lateral Bracing Effect of Concrete Floor Slab in Partial Composite Beam

HIROSHI EGASHIRA HIROYUKI HARADA KENTARO MATSUNAGA HIDEYUKI KOSAKA
KENZO MORIOKA TAKUYA ASAKAWA

Key Words : Partial Composite Beam, Floor Slab, Wide Flange Shapes Beam, Lateral Buckling, Lateral Bracing, Plastic Deformation Ratio

TMDによる重量床衝撃音の低減効果に関する検討

小林 秀彰 岩本 毅

キーワード：TMD, 重量床衝撃音, 実大スラブ, 縮尺模型実験, インピーダンス, 振動モード

研究の目的

集合住宅で特に問題視される生活音の1つに、上下階における人の飛び跳ねや歩行により生じる重量床衝撃音がある。その低減対策の1つに、同調質量ダンパー(以下、TMD: Tuned Mass Damper)を用いる方法があるが、効果的に低減させるには最適な配置条件を把握することが重要である。

研究の概要

図-1の大スパンスラブの実験では、スラブ上に設置したTMDの固有振動数を重量床衝撃音の一般的な決定周波数帯域内のスラブのモード振動数付近に調整し、実験住戸と測定室の中央付近にTMDを配置した際の重量床衝撃音への低減効果を確認した。

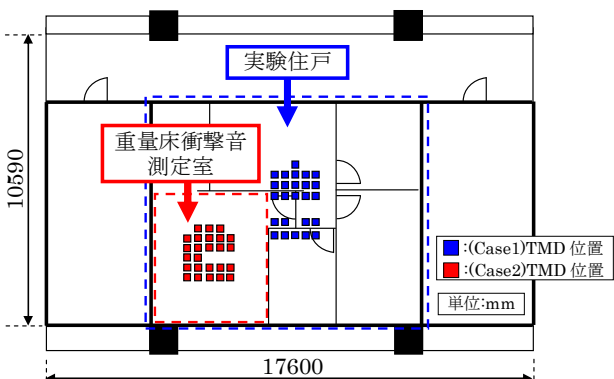


図-1 実物大の大スパンスラブにおける実験

本研究では、まず重量床衝撃音に対するTMDの有効性を確認するため、集合住宅を想定した実物大の大スパンスラブを用いてTMDの低減効果を確認した。次に一般的な集合住宅の構造形式を模擬したコンクリート製の1/3縮尺模型を用いて、TMDの種々の配置条件での低減効果に関する検討を行った。

図-2の1/3縮尺模型実験では、スラブ下面に吊り下げて固定したTMDの固有振動数を重量床衝撃音の一般的な決定周波数帯域内に調整し、TMDのスラブ対全質量比や配置パターンを変えた種々の配置条件でTMDの低減効果に関する検討を行った。

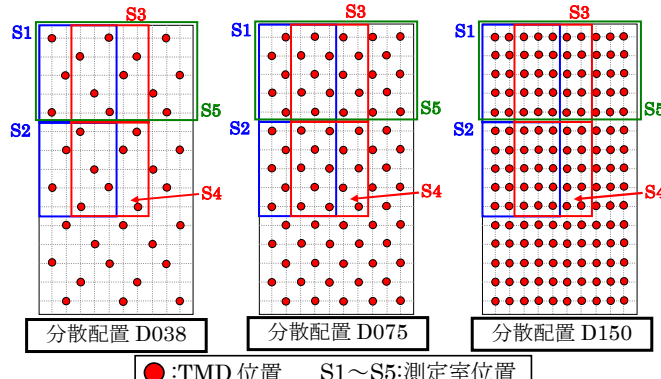


図-2 1/3縮尺模型実験のTMD配置(一例)

研究の成果

大スパンスラブにおける実験の結果、TMDの測定室スラブ対全質量比を5.8%として測定室中央に集中的に配置した場合、TMDにより重量床衝撃音レベルは5dB程度の低減量が得られた。

図-3に1/3縮尺模型における実験結果(一例)を示す。TMDの固有振動数50~63Hz帯域(実大換算)を中心にスラブ対全質量比が大きくなれば低減量は大きくなるが、5%以上では大きく変化しなかった。また同質量比でも測定室位置で低減量が異なり、振動モードの腹付近であるスラブ中央の測定室の方が低減量は大きかった。全測定室を平均すれば質量比5%で約5dB程度の低減量が得られることがわかった。

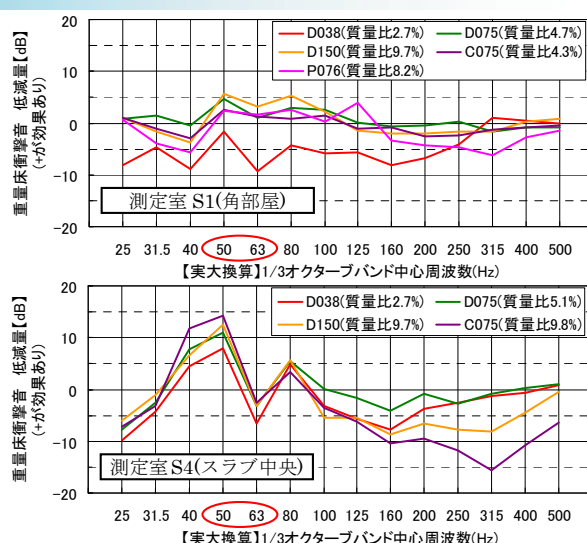


図-3 1/3縮尺模型における実験結果(一例)

Study on Reduction Effect of Heavy Weight Floor Impact Sound Using TMD

HIDEAKI KOBAYASHI TAKESHI IWAMOTO

Key Words : Tuned Mass Damper, Heavy Weight Floor Impact Sound, Full Scale Slab,

1/3 Scale Model Experiment, Driving-point Impedance, Vibration Mode

水上太陽光発電フロートシステムの開発

小林 誠 新上 浩 作田 美知子 土屋 星

キーワード：水上設置型、水上太陽光フロートシステム、強度実験

研究の目的

近年、水上設置型の太陽光発電が国内外で注目されている。本研究で開発を進めている水上設置型の太陽光発電システム(以下、水上太陽光フロートシステム、図-1)が短期荷重を受けた場合を想定し、各部位の載荷実験を行った。結果、システムを構成する本体フロート、ブリッジの各連結部、太陽光パネルの固定部および係留索取付け部の強度を把握することができた。

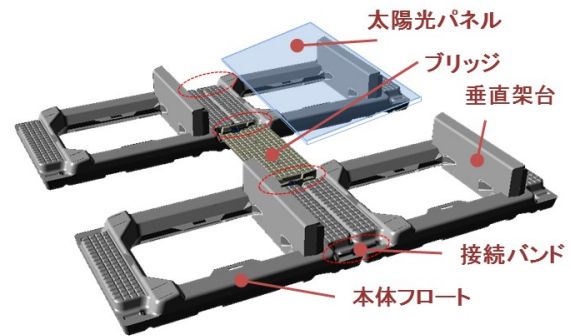


図-1 水上太陽光フロートシステムイメージ

研究の概要

水上太陽光フロートシステムの連結部の実験では、本体フロート4台からなる最小ユニットを組上げた試験体を3体製作し、引張実験を行い、強度を把握した(写真-1)。

フロートシステムを水上に係留する際には、図-2に示すように本体フロートに係留索を取り付ける。そこで係留索取付け部の実験では、万能試験機により写真-2に示すような引張実験を行った。

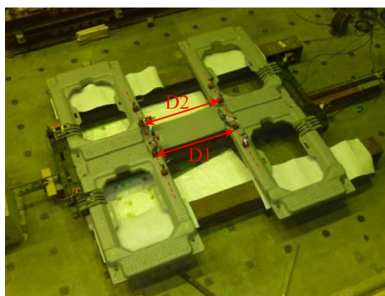


写真-1 システム連結部強度実験

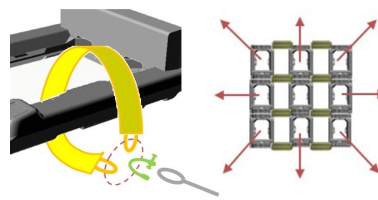


図-2 係留イメージ



写真-2 係留索取付け部強度実験

研究の成果

システム連結部の強度は、3体の平均値で6.7kN、最大荷重時の変位は平均159mmであった。

係留索取付け部の強度は、3体の平均値で9.1kN、最大荷重時の変位は平均261mmであった。

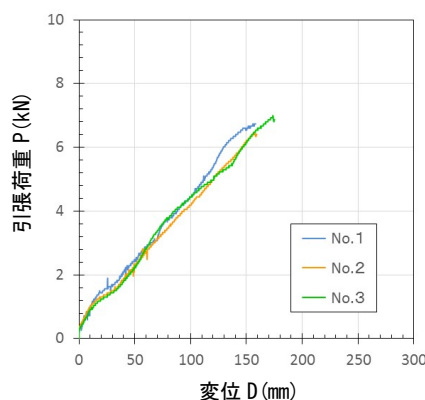


図-3 システム連結部の実験結果

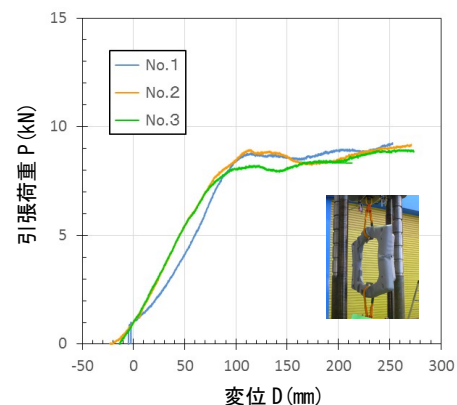


図-4 係留索取付け部の実験結果

Development of a Floating Solar Power System

MAKOTO KOBAYASHI HIROSHI SHINJO MICHIKO SAKUTA SEI TSUCHIYA

Key Words : Floating, Floating Solar Power System, Load Testing

AWJによる燃料集合体溶融模擬材の切断実証および評価

丸山 信一郎 綿谷 聡

キーワード：福島第一原子力発電所，燃料集合体，溶融模擬材，切断，AWJ

研究の目的

福島第一原子力発電所の廃止措置において、安全で確実な燃料デブリの取出しを行うためには、燃料デブリの形態や特性を推定することが不可欠となる。そのため、事故時の燃料集合体の溶融移行挙動調査が行われている。調査にあたり、炉内構造物模擬材の切断が必要となるが、切断にはジルコニウム合金とステンレスの溶融混合材料やセラミックの切断実績のあるアブレイシブウォータージェット（AWJ）を適用した。

なお、本成果は、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構より委託の「AWJによる模擬燃料加熱試験体切断」によるものである。

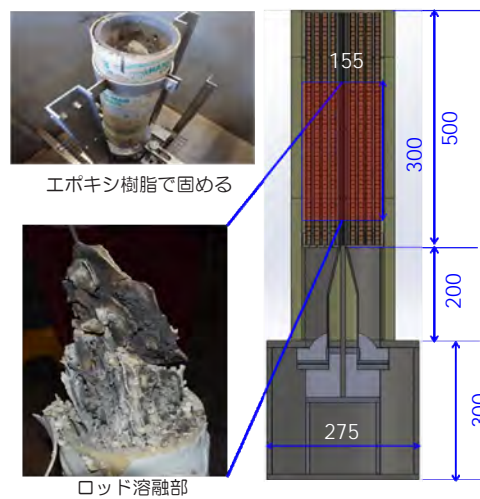


図-1 燃料集合体溶融模擬材

研究の概要

試験では、AWJ工法のアブレイシブ・インジェクションジェット（AIJ）およびアブレイシブ・サスペンションジェット（ASJ）の双方の方式を用いて、水中にて本試験体の切断を行い、以下のデータ取得より、切断手法を確認した。

- ① 切断時の切断条件および状況(写真-1)
- ② 切断時の周波数帯域毎の音圧レベル



写真-1 燃料集合体溶融模擬材の切断断面

研究の成果

- ① 5~10mm/min の速度で本試験体を切断可能であることを確認した。また、ASJにより切断時間を2割程度短縮できる可能性を確認した。
- ② 切断状況(写真-2)を音圧レベルの変化として確

認し、本試験体の切断判定への寄与を確認した。(図-2) 以上により、燃料集合体溶融模擬材の切断手法の確認や切断可能な条件のデータ取得は、今後の燃料デブリの取出しの検討に役立つことができる。

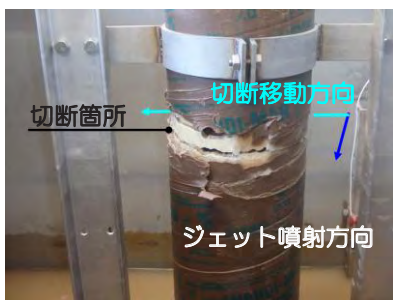


写真-2 試験体切断状態

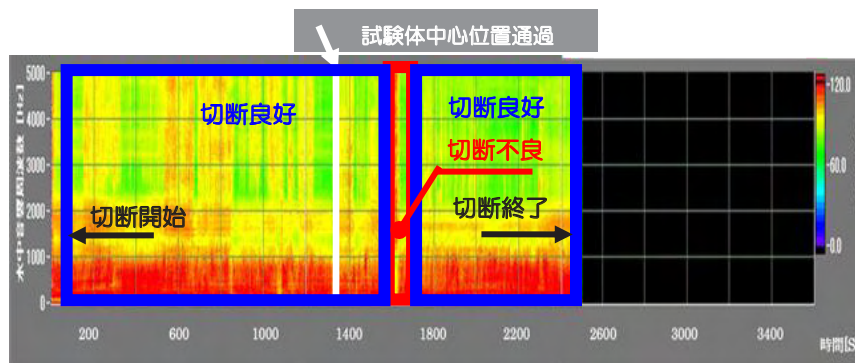


図-2 特定周波数帯域の音圧レベルの変化

Evaluation and Demonstration of Cutting the Fuel Assembly Heating Examination by AWJ

SHIN-ICHIRO MARUYAMA SATOSHI WATATANI

Key Words : Fukushima-Daiichi NPP, Fuel Assembly, Heating Examination, Cutting, AWJ

ループ継手への短繊維補強コンクリートの適用

Application of Fiber Reinforced Concrete to Loop Splice Joint

技術研究所 竹山 忠臣 TAKEYAMA TADAOMI
 技術研究所 石澤 正大 KOKUZAWA MASAHIRO
 技術研究所 佐々木 亘 SASAKI WATARU
 技術研究所 篠崎 裕生 SHINOZAKI HIROO
 技術研究所 樋口 正典 HIGUCHI MASANORI

本研究では、ループ継手を用いた部材の曲げ挙動に与えるループ継手内部のループ鉄筋と直交方向の鉄筋量および継手部に短繊維補強コンクリートを適用した影響について検討を行った。継手部材の曲げ試験の結果、ループ鉄筋の直交方向の鉄筋量を減らすと、耐力や変形状態などに大きな変化は生じないが、終局時にループ鉄筋の直線部に付着割裂ひび割れが生じ、ループ鉄筋内側に発生する支圧力が大きくなる傾向が見られた。継手部に短繊維補強コンクリートを用いると、これらの現象が改善され、ループ鉄筋の直交方向の鉄筋の配筋を省略することができる可能性が示された。

キーワード：ループ継手，繊維補強コンクリート，直交方向鉄筋，支圧力

This paper describes the influences of the amount of the perpendicular reinforcing bars and of usage of fiber reinforced concrete to the joint position on the flexural properties of loop splice joint. The result of bending test of joint member showed that there was little effect of decreasing amount of perpendicular reinforcing bars in loop bars on proof strength and on deformation behavior. But, if those reinforcing bars were decreased, some splitting cracks along the straight position of loop bars were appeared in the ultimate force level and bearing stress in the loop bars tended to increase. On the other hand, using fiber reinforced concrete at joint position, that phenomenon was improved and it's showed the possibility of omission of those perpendicular reinforcing bars in loop splice joint.

Key Words: Loop Splice Joint, Fiber Reinforced Concrete, Perpendicular Reinforcing, Bearing Force

1. はじめに

近年、鋼桁と RC 床版からなる道路橋の RC 床版の劣化が顕在化しており、プレキャスト PC 床版への取替え工事が各地で進められている。プレストレストコンクリート工学会の更新用プレキャスト PC 床版技術指針¹⁾（以下、技術指針）では、プレキャスト PC 床版同士の接合部には、直鉄筋の重ね継手よりも重ね継手長を短くすることのできる、ループ継手²⁾を用いることを標準としている。ループ継手は、図-1 に示すように、ループ鉄筋の直線部の付着力とループ鉄筋の曲線部の支圧力で定着する構造となる。これまで、ループ継手の重ね継手長に関する検討³⁾等は多くなされているが、ループ鉄筋内側に配置するループ鉄筋と直交する鉄筋の機能や、継手部のコンクリートに要求される性能などは十分に明らかにされていないのが現状である。

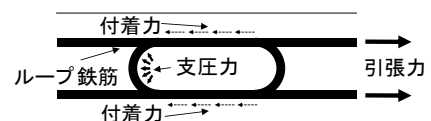


図-1 ループ継手の定着メカニズム

施工上、ループ鉄筋内側に配置するループ鉄筋の直交方向の鉄筋（以下、直交方向鉄筋）は、継手部を組み立てた後に挿入する必要があるため、施工性が悪い。このため、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋を削減することができれば、実工事における施工の合理化が期待できる。

本検討では、プレキャスト床版継手の曲げ試験により、ループ鉄筋内側に配置する直交方向鉄筋量の影響と、継手部に短繊維補強コンクリートを用いることの効果について検討を行い、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋の削減の可能性を検討した。

2. 実験概要

(1) 試験体

本検討で使用した試験体の形状寸法を図-2に、一覧を表-1に示す。試験体は、プレキャスト床版およびプレキャスト床版同士のループ継手による接合部を模擬したものである。以下、プレキャスト床版を模擬した部分をプレキャスト部、接合部を模擬した部分を継手部と称する。

試験体の継手部の詳細図を図-3に示す。本研究では、ループ鉄筋の曲げ内径を全て 4ϕ ($=76\text{mm}$) で一定とした。技術指針¹⁾では、 5ϕ 以上との規定があるが、筆者らの実験⁴⁾により、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋が標準量であれば、 4ϕ でも継手部の耐力が、所要の性能を満足することを確認している。本検討では、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋に対する条件がより厳しくなる 4ϕ を用いることで、その影響を検討した。

ループ鉄筋は全て D19 (SD345) を用いた。全ての試験体の厚さ (221mm)、かぶり (40mm) と重ね継手長 (280mm) は同一とした。試験体数は各 1 体とした。継手部のコンクリートを普通コンクリートとした場合は、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋の D19 を 6 本 (片側 3 本 \times 2, B3-N) と、2 本 (片側 1 本 \times 2, B1-N) に減らしたケースを設定した。継手部のコンクリートに短繊維補強コンクリートを用いた場合は、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋を 6 本 (B3-Vf0.75)、2 本 (B1-Vf0.75)、0 本 (B0-Vf0.75, B0-Vf1.5) に減らしたケースを設定した。

プレキャスト部のコンクリートは、打込み後 3 日間の湿布養生を行った後に脱枠をし、継手部と接する面の目粗しを行い、継手部のコンクリートを打設した。打込み後 3 日間の湿布養生を行った後、試験体齢まで型枠を残置した。試験体製作と荷重試験は 2 つの時期に分けて実施した。荷重試験は、継手部のコンクリートの材齢が 27~35 日の間になるように実施した。

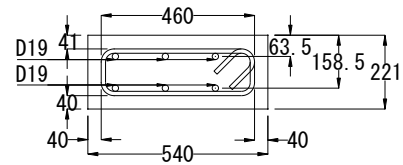
プレキャスト部に用いるコンクリートは荷重試験時の目標圧縮強度を $50\sim 60\text{N/mm}^2$ とし、レディーミクスト

コンクリート (42-15-20H) を用いた。

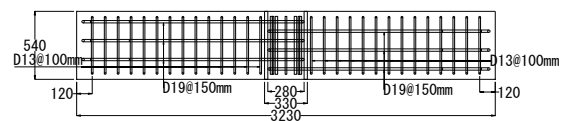
継手部のコンクリートの配合を表-2に示す。荷重試験時の目標圧縮強度を 50N/mm^2 とし、水セメント比を 50.0%とした。セメントは早強ポルトランドセメント (密度 3.13g/cm^3) を用いた。スランブおよび空気量は打込み時の目標値をそれぞれ 15.0cm および 4.5%として、

表-1 試験体一覧

試験体名	直交方向鉄筋量 ※ループ鉄筋内	継手部	
		種類	繊維混入量 (vol.%)
B3-N	D19 \times 6本 (3本 \times 2)	普通コンクリート	-
B1-N	D19 \times 2本 (1本 \times 2)		
B3-Vf0.75	D19 \times 6本 (3本 \times 2)	短繊維補強コンクリート	0.75
B1-Vf0.75	D19 \times 2本 (1本 \times 2)		
B0-Vf0.75	-		
B0-Vf1.5	-		



a) 断面図 (プレキャスト部)



b) 試験体平面図

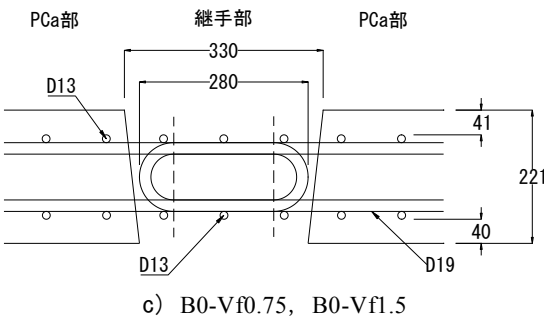
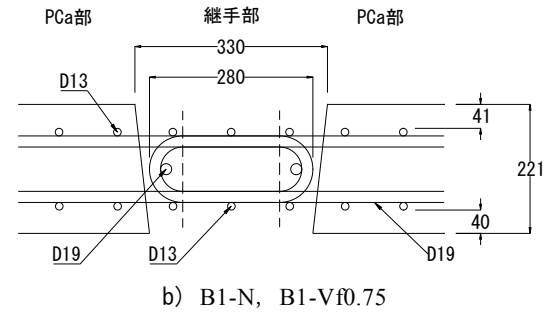
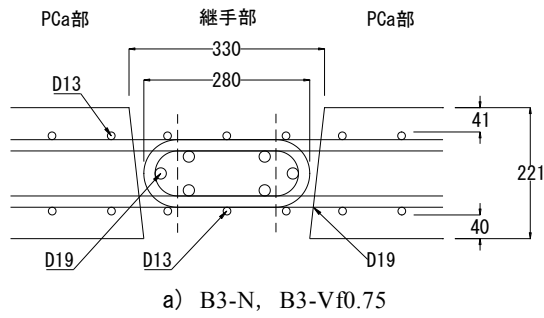
単位 : mm

図-2 試験体形状図

表-2 配合表

種類	W/C (%)	s/a (%)	V _f ^{※1} (vol.%)	単位量(kg/m ³)					
				水 W	セメント C	細骨材 S		粗骨材 G	短繊維 Fb
						山砂 S1	砕砂 S2		
B3-N, B1-N	50.0	45.2	0	160	320	332	488	1003	-
B3-Vf0.75 B1-Vf0.75 B0-Vf0.75		52.3	0.75	175	350	366	539	832	58.9
B0-Vf1.5		60.2	1.5	175	350	417	613	686	117.8

※1 : 繊維混入量



単位：mm

図-3 継手部

高性能 AE 減水剤, AE 剤および, 消泡剤の使用量により調整した。短繊維補強コンクリートでは, 繊維長 30mm, 繊維径 0.62mm, アスペクト比 48, 引張強度 1100N/mm² で両端にフック加工が施されている鋼繊維 (写真-1) を使用した。短繊維混入量は, B3-Vf0.75, B1-Vf0.75, B0-Vf0.75 が 0.75vol.%, B0-Vf1.5 が 1.5 vol.%とした。表-3 に強度試験結果, 図-4 に継手部のコンクリートの引張軟化曲線を示す。ひび割れ発生強度は, 割裂引張強度試験で供試体の端面中心, 荷重方向と垂直になるようにひずみゲージを設置し, 計測値が不連続となった値⁵⁾とした。引張軟化曲線は, JCI 試験方法⁶⁾に準じ, 100×100×400mm の角柱供試体を用いた切欠きよりの 3 点曲げ载荷によって得られた荷重-開口変位曲線を逆解析することで算出した。プレキャスト部のコンクリートの圧縮強度は, いずれも目標値と同程度であったが, 継手部のコンクリートの圧縮強度は, B1-Vf0.75, B0-Vf0.75, B0-Vf1.5 で, 目標値に対して若干高い結果

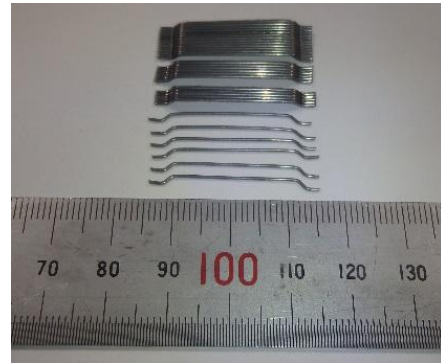


写真-1 鋼繊維

表-3 強度試験結果

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)		ひび割れ発生強度 (N/mm ²) 下段割裂引張強度	
	Pca部	継手部	Pca部	継手部	Pca部	継手部
B3-N	64.3	47.0	32.9	32.7	3.93	4.04
B1-N	54.4	53.7	33.7	33.0	3.37	3.44
B3-Vf0.75	64.3	46.2	32.9	30.1	3.93	2.62
B1-Vf0.75	54.4	58.7	33.7	33.2	3.37	4.85
B0-Vf0.75					3.45	-
B0-Vf1.5					3.37	4.85
		58.5		31.7	3.45	4.57
					3.45	-

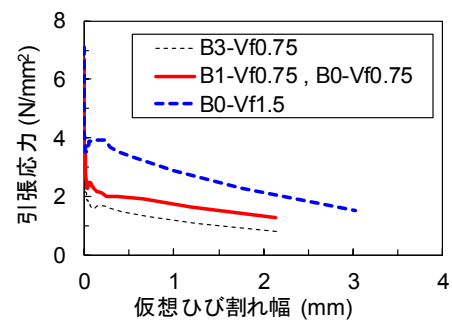


図-4 引張軟化曲線

となった。引張軟化特性は, B3-Vf0.75 と B1-Vf0.75, B0-Vf0.75 は打設時期が異なるため, 若干後者の方が引張軟化特性は上回っているが, ほぼ同程度であり, 繊維混入量が 0.75vol.%の試験体で引張軟化特性に大きな差は見られなかった。また, B0-Vf1.5 は, 同一ひび割れ幅の時, 繊維混入量が 0.75vol.%の試験体と比較して, 引張応力が 2 倍程度になっており, 本検討の範囲では, 繊維混入量に比例して引張軟化時の応力も変化した。

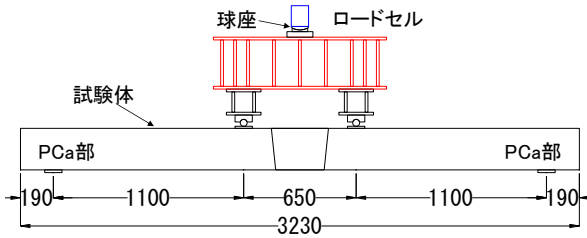
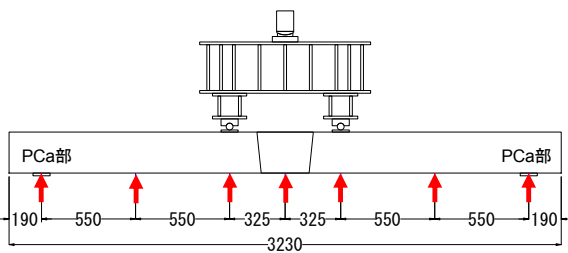
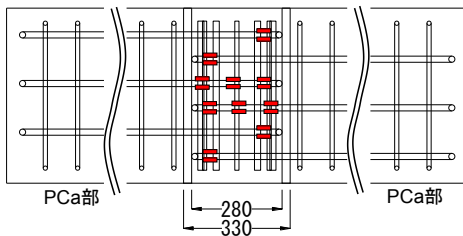


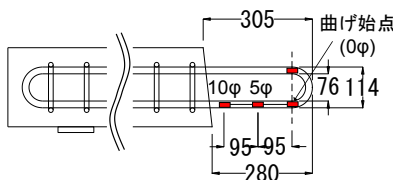
図-5 試験方法



a) たわみ測定位置



b) 鉄筋ひずみ平面図 (下端筋)



c) 鉄筋ひずみ詳細図 (側面図)

単位 : mm

図-6 計測位置図

(2) 試験方法

図-5 に試験方法を示す。試験には、容量 2000kN の万能試験機を使用し、4点曲げ載荷試験を行った。

図-6 に計測位置図を示す。荷重の測定には、ロードセルを用い、図に示す位置のたわみを測定した。軸方向の鉄筋のひずみは、ループ鉄筋の挙動を詳細に把握するため、全てのループ鉄筋の引張側の曲げ始点にひずみゲージを設置した。また、試験体幅方向の中央のループ鉄筋を対象とし、ループ鉄筋の曲げ始点から 95mm 毎 (0φ, 5φ, 10φ) にひずみゲージを設置して鉄筋ひずみを測定した。

3. 実験結果

(1) 荷重-変位関係

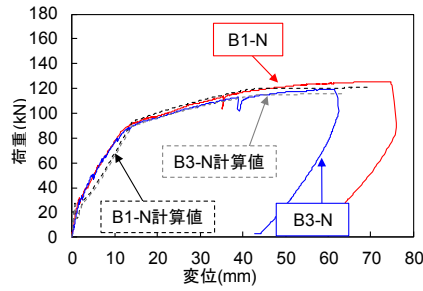
表-4 に試験結果を、図-7 に荷重-変位関係の結果を、写真-2 に載荷終了後の試験体側面の破壊状況を示す。ループ継手を用いた部材の性能は、継手部のない一様な部材の性能と同等であることが求められるが⁷⁾、計算値は、本試験体を継手のない部材と仮定し、ファイバーモデルを用いて算出した。材料モデルはコンクリート標準示方書に準じた。B1-N, B1-Vf0.75, B0-Vf0.75, B0-Vf1.5 の破壊位置はプレキャスト部, B3-N の破壊位置は継手部であったため、B1-N, B1-Vf0.75, B0-Vf0.75, B0-Vf1.5 は載荷試験時のプレキャスト部のコンクリート, B3-N は載荷試験時の継手部のコンクリートの圧縮強度の実験値を用いた。B1-N, B1-Vf0.75, B0-Vf0.75, B0-Vf1.5 の引張強度は載荷試験時のプレキャスト部のコンクリートのひび割れ発生強度, B3-N の引張強度は載荷試験時の継手部のコンクリートのひび割れ発生強度を用いた。鉄筋降伏強度は引張試験による結果を用いた。

いずれの試験体もプレキャスト部と継手部の目地部

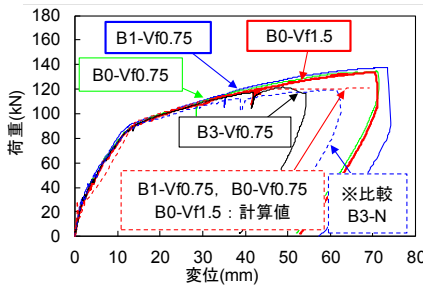
表-4 試験結果

試験体名	目開き確認荷重 ※目視 (kN)	曲げひび割れ発生荷重 P_{ck} (kN)		引張側鉄筋降伏荷重 P_{sy} (kN)		最大荷重 P_{max} (kN)		備考
		計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	
B3-N	8.9	26.7	28.9	89.3	87.0	115.5	119.7	上縁の圧壊(継手部)
B1-N	7.9	28.9	31.2	93.0	88.9	120.7	125.7	上縁の圧壊(PCa部)
B3-Vf0.75	5.0	22.7	28.1	-	86.8	-	121.6	上縁の圧壊(継手部)
B1-Vf0.75	4.9	28.9	23.0	93.0	89.1	120.7	137.9	上縁の圧壊(PCa部)
B0-Vf0.75	6.0		26.0		88.7		134.7	上縁の圧壊(PCa部)
B0-Vf1.5	8.9		19.9		89.6		134.1	上縁の圧壊(PCa部)

※下線 : プレキャスト部のコンクリートの強度試験結果より算出



a) 直交方向鉄筋の影響（普通コンクリート）



b) 直交方向鉄筋の影響（短繊維補強コンクリート）

図-7 荷重－変位関係

分に目開きが発生し、プレキャスト部にひび割れが発生し、引張側鉄筋が降伏した後、上縁が圧壊する曲げ引張破壊に至った。B3-N と B1-N は、引張側鉄筋が降伏した後、目地部に近い位置からループ鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが試験体側面に発生し、最大荷重時には、ループ鉄筋の曲線部までひび割れが進展し、破壊に至った。B1-Vf0.75、B0-Vf0.75 は、引張側鉄筋が降伏した後、ループ鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが試験体側面に発生したが、最大荷重時でも付着割裂ひび割れがループ鉄筋の曲線部まで進展することはなかった。B0-Vf1.5 は、最大荷重時でも、ループ鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが試験体側面に発生することはなかった。鋼繊維混入により、付着割裂ひび割れの進展に対する抵抗性が向上していると考えられる。

いずれの試験体も曲げひび割れ発生荷重は、実験値と計算値で若干のばらつきが見られるが、全ての試験体の鉄筋降伏荷重の実験値は、ほとんど同程度であった。継手部のコンクリートを普通コンクリートとし、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋量を変化させた B1-N と B3-N の最大荷重は、いずれも計算値とほぼ同程度ないしそれ以上であった。継手部のコンクリートを短繊維補強コンクリートとし、直交方向鉄筋量を変化させた場合の最大荷重は、B3-Vf0.75、B3-N がほぼ同程度であった。また、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋量を標準量よりも減らした B1-N、B1-Vf0.75、B0-Vf0.75、B0-Vf1.5 は、直交方向鉄筋量が標準量の B3-N、B3-Vf0.75 に比べて、荷重－変位関係の変形量が大きくなっている。B1-N、B1-



a) B3-N



b) B1-N



c) B3-Vf0.75



d) B1-Bf0.75



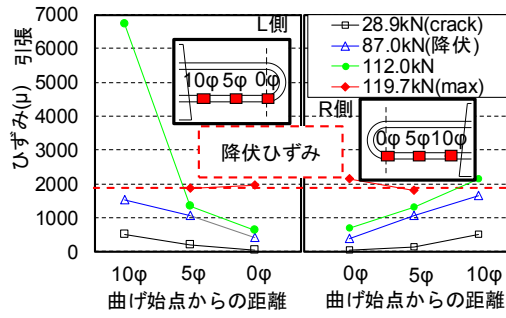
e) B0-Vf0.75



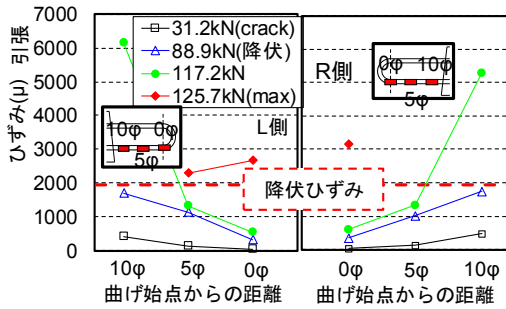
f) B0-Vf1.5

写真-2 ひび割れ状況（試験体側面）

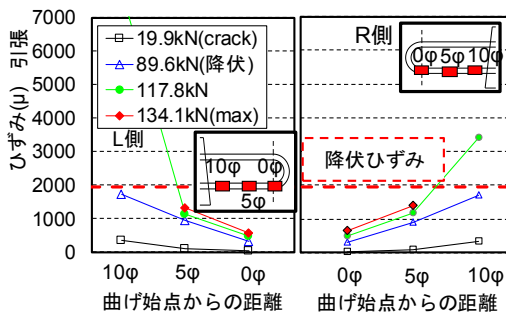
Vf0.75、B0-Vf0.75、B0-Vf1.5 は継手部のコンクリートの圧縮強度がプレキャスト部のコンクリートの圧縮強度を上回っており、試験体の破壊位置が、本来曲率の大きくなる継手部ではなく、プレキャスト部となったことが原因と考えられる。これより、本検討の範囲では、ルー



a) B3-N



b) B1-N



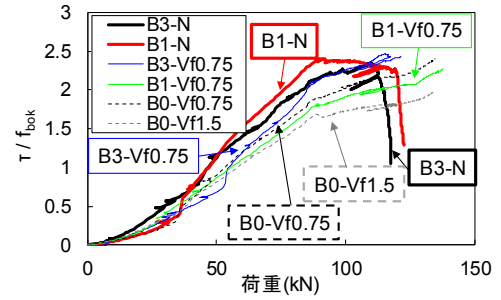
c) B0-Vf1.5

図-8 軸方向鉄筋のひずみ分布

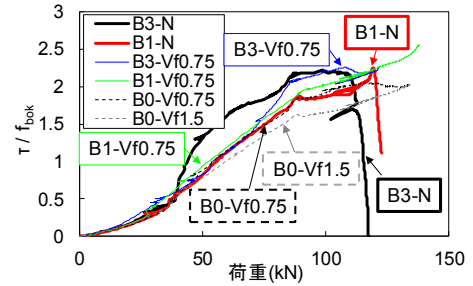
ブ鉄筋内側の直交方向鉄筋量を減らしても部材の耐力に与える影響は小さいことが分かった。

(2) 鉄筋ひずみ

図-8 に軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。図中の左側が L 側のプレキャスト部からなるループ鉄筋のひずみ、図中の右側が R 側のプレキャスト部からなるループ鉄筋のひずみを示している。いずれの試験体も、曲げひび割れ発生時はループ鉄筋の曲げ始点から 10φ の位置（目地部に近い位置）のひずみが大きくなり、ループ鉄筋の曲げ始点のひずみが小さくなった。ループ鉄筋の曲げ始点から 10φ の位置のひずみは、最大荷重前にひずみゲージが剥れ、ひずみの測定が不可能となる傾向が見られた。なお、本報では軸方向鉄筋のひずみ分布に明確な差が生じた B3-N, B1-N, B0-Vf1.5 の 3 試験体の結果



a) L側



b) R側

図-9 付着応力と載荷荷重の関係

を示した。中村ら³⁾は、ループ鉄筋の曲げ始点に発生するひずみに着目し、支圧力を算出しており、重ね継手長を短くするとループ鉄筋内側に発生する支圧力が大きくなり、ループ継手破壊の可能性があるとしている。B1-N のループ鉄筋の曲げ始点位置のひずみは、B3-N の曲げ始点位置のひずみよりも 5 割程度大きくなっている。B1-N は、ループ鉄筋内側の直交方向鉄筋量を減らしていることから、コンクリートには支圧力が局所化していると思われる。B0-Vf1.5 は、最大荷重時にループ鉄筋の曲げ始点から 5φ の位置のひずみは降伏ひずみに達していない。これは、短繊維混入により鉄筋とコンクリートに付着切れが生じにくくなっているためであると思われる。

ループ鉄筋の曲げ始点から 10φ の位置のひずみは最大荷重前にひずみの測定が不可能となったため、本検討では 5φ と 0φ（曲げ始点位置）のひずみに着目する。ループ定着は、ループ鉄筋の直線部の付着力と曲線部の支圧力で定着する構造である。すなわち、同一の鉄筋の引張力に対して直線部の付着力が大きくなれば、曲線部に生じる支圧力が小さくなる。図-9 にループ鉄筋の曲げ始点から 5φ と 0φ のひずみの測定値から算出した平均付着応力度と最大荷重までの関係を示す。なお、継手部のコンクリートの圧縮強度がそれぞれ異なることから、平均付着応力度 τ は f_{bok} ($=0.28f_c^{2/3}$) で除して無次元化した^{8),9)}。平均付着応力度 τ は式(1)から算出し、ループ鉄筋の曲げ始点から 5φ と 0φ のいずれかのひずみが降

伏ひずみに達したり、ひずみゲージの値が測定不可能になった後は除外している。コンクリートの圧縮強度は、継手部のコンクリートの実験値を用いた。

$$\tau = \frac{\Delta T}{\Delta x \cdot \pi \cdot d} \quad (1)$$

ここに、 τ ：平均付着応力度 (N/mm²)、 ΔT ：鉄筋からコンクリートに伝達された力 (N)、 Δx ： ΔT の力が伝達される距離 (5φ：95mm) (mm)、 d ：鉄筋公称径 (mm)

B3-N と B1-N は、ひび割れ発生後からコンクリートに伝達される付着応力が大きくなり、最大荷重前に付着応力が低下している。これは、付着割裂ひび割れの発生により、鉄筋とコンクリートに付着切れが生じているためである。B3-Vf0.75、B1-Vf0.75、B0-Vf0.75、B0-Vf1.5 は最大荷重付近でも付着応力は低下することなく上昇している。これは、短繊維混入により、付着割裂ひび割れの進展に対する抵抗性が高くなり、鉄筋とコンクリートに付着切れが生じにくくなっているためであると考えられる。B0-Vf1.5 の付着応力は、若干ばらつきがあるが、最大荷重付近でも繊維混入量 0.75vol.% の試験体に比べ、2 割程度低下している。これは、繊維混入量の増加に伴い、ひび割れ進展に対する抵抗性がさらに高くなったためであると考えられる。これより、ループ継手におけるループ鉄筋内側の直交方向鉄筋量を減らしても、継手部に短繊維補強コンクリートを用いることで、ループ鉄筋の直線部の付着力を大きくすることができるため、曲線部に生じる支圧力を小さくすることができると考えられる。

4. まとめ

本検討では、ループ継手を対象とし、ループ鉄筋内側のループ鉄筋の直交方向の鉄筋量が部材性能に与える影響を継手部に用いるコンクリートが普通コンクリートの場合と短繊維補強コンクリートの場合で検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- ① 本検討の範囲では、ループ鉄筋内側のループ鉄筋の直交方向の鉄筋量を変化させ、継手部に用いるコンクリートの種類を変化させても、部材耐力に及ぼす影響は小さい。
- ② 継手部に短繊維補強コンクリートを用いることで、ループ鉄筋の直線部の付着力が高くなり、曲

線部に発生する支圧力が抑制される。

- ③ 本検討では、ループ継手の継手部に短繊維補強コンクリートを用いてループ鉄筋内側のループ鉄筋に直交する鉄筋の配筋の省略を試みた。その結果、本検討の範囲で検討した短繊維補強コンクリートを用いれば、ループ鉄筋内側のループ鉄筋の直交方向の鉄筋の配筋を省略することができる可能性がある。

本検討では鉄筋とコンクリートの付着に関する検討が不十分であること、短繊維補強コンクリートを使用した部材の引張性能を定量的に評価できていないため、今後十分な検討を行っていく必要があると考えている。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート工学会：更新用プレキャスト PC 床版技術指針，2016.3
- 2) F・レオンハルト，E・メニッヒ（横道英雄訳）：鉄筋コンクリートの配筋，鹿島出版会，pp.68-69，1985
- 3) 中村定明，三浦尚：RC ループ継手の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.774/V-65，pp.17-26，2004
- 4) 竹山忠臣，佐々木亘，篠崎裕生，内田裕市：ループ継手の曲げ耐荷挙動に与えるループ径および短繊維補強コンクリートの効果に関する基礎的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，2017(掲載決定)
- 5) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー，No.113，2004.8
- 6) JCI 基準：切欠きはりをを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法 JCI-S-002-2003
- 7) 中井博，川口昌宏，柳沼善明，阪野雅則，鍵和田功：プレキャスト RC 床版ループ鉄筋重ね継手の強度，および疲労に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A，pp.1069-1076，1995.3
- 8) 松林卓，竹内秀聡，原夏生，三島徹也：鋼繊維補強コンクリートによる鉄筋の付着性能向上に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.607-612，2007
- 9) 山尾芳秀，周礼良，二羽淳一郎：付着応力-すべり関係に関する実験的研究，土木学会論文集，No.343，pp.219-228，1984.3

Trunc-head を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発

Development of the Splice Joint of Precast PC Slab Using “Trunc-head”

技術研究所 三加 崇 SANGA TAKASHI
 技術研究所 有川 直貴 ARIKAWA NAOKI
 土木設計部 鈴鹿 良和 SUZUKA YOSHIKAZU
 技術研究所 篠崎 裕生 SHINOZAKI HIROO

現在、老朽化した鋼橋上の RC 床版の取替えが進められており、耐久性を考慮してプレキャスト PC 床版が採用されている。プレキャスト PC 床版の継手には、ループ継手が一般的に用いられているが、ループ継手は、床版を薄くすることに対して制約があることやループ鉄筋内に鉄筋配置が必要などの難点を有する。著者らは、これらを改善する方法として Trunc-head による床版の継手構造を開発してきた。本継手構造の性能を確認するために、継手部を有する静的曲げ試験および輪荷重走行試験を実施した。その結果、Trunc-head を用いた継手構造は、ループ継手と同等の性能を有することを確認した。

キーワード：プレキャスト PC 床版，継手，静的曲げ試験，輪荷重走行試験

Many replacement projects of the deteriorated RC slab on steel girder bridges are ongoing, and precast PC slab structure is adopted for those projects due to its durability. Loop joints are generally used for joints of each precast PC slab, but there are some problems such as limit of slab thickness and reinforcing bar arrangement in the loop. The authors have developed a joint structure with Trunc-head re-bars for purpose of solving those problems. In order to confirm the performance of this joint structure, a static bending test and a wheel load running test were carried out. Those test results showed that the joint structure using the Trunc-head has the same performance as the loop joint.

Key Words: Precast PC Slab, Joint Structure, Bending Test, Wheel Load Running Test

1. はじめに

高度経済成長期に建設された鋼橋の RC 床版は、凍結防止剤の散布による塩害や車両荷重の増加によって老朽化が進んでおり、大規模更新事業において優先的に床版取替え工事が行われている。

過去の基準で設計された RC 床版は、現行の基準に置き換えると床版が厚くなり、鋼桁や橋脚の補強が必要となる場合があるため、床版取替え時は、床版厚を極力抑制することが望ましい。また、施工性や品質の向上、高耐久化が求められることから、取替え後の床版にはプレキャスト PC 床版を用いることが多い。

プレキャスト PC 床版への取り替え工事では、床版を分割して搬入・設置するため、継手部の施工が必要となる。継手部の構造は、一般的に重ね継手やループ継手などが用いられている。しかしながら、重ね継手は継手長が長くなり、ループ継手は、重ね継手と比較して継手長



写真-1 Trunc-head (端部拡径鉄筋)

は短くできるものの、鉄筋の加工形状によって最小の床版厚が決定されるなどの課題がある。これらの課題に対して、ループ鉄筋に代わり鉄筋に別部材を接合して定着性能を向上させた構造¹⁾などが検討されてきた。

著者らは、継手長を短くでき、床版厚さの自由度も高い継手構造の開発を目的として端部拡径鉄筋（以下、Trunc-head）を用いた床版の継手構造を考案した。

Trunc-head は、写真-1に示すように異形鉄筋の端部を

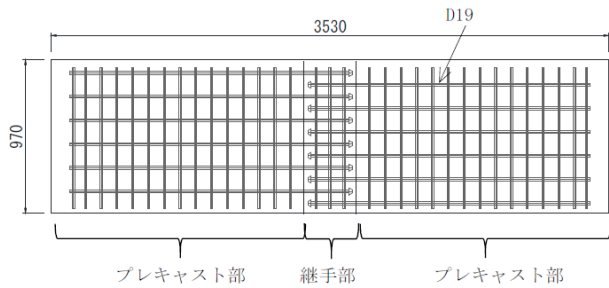


図-1 静的曲げ試験体

表-1 静的曲げ試験体種類

試験体	床版厚 (mm)	継手構造	拡張部外径 (mm)	コンクリート圧縮強度		鉄筋降伏強度
				プレキャスト部 (N/mm ²)	継手部 (N/mm ²)	軸方向鉄筋 (N/mm ²)
R-240	240	ループ継手		75.6	77.0	378.7
T-240-43	240	Trunc-head継手	43	75.6	77.0	378.7
T-240-39	240	Trunc-head継手	39	79.4	91.2	376.0
T-200-39	200	Trunc-head継手	39	75.6	75.0	381.7

熱間処理により母材を加工して突起部を設けた形状であり、定着性能を向上させた構造である。これまでに、拡張部の引張試験において突起部が母材以上の強度を有すること、拡張部をコンクリートに埋め込んだ引抜き試験においてフック鉄筋と同等以上の定着性能を有することを確認した²⁾。

本報告では、Trunc-headをプレキャスト PC 床版の継手構造に適用することを目的として、Trunc-headを用いた床版の継手部を模擬した静的曲げ試験および輪荷重走行試験を実施し、継手性能について検証を行った。

2. 静的曲げ試験

(1) 試験概要

Trunc-headによる床版継手の性能を確認するために、静的曲げ試験を実施した。試験体の形状を図-1に示す。試験体は、2枚のプレキャスト RC 床版を製作し、所定の大きさの継手部を設けた試験体である。継手部の構造は RC 構造である。

試験体の種類を表-1に、継手部の形状を図-2に示す。継手部は、ループ鉄筋を用いた場合と Trunc-headを用いた場合の2種類である。軸方向鉄筋は、ループ鉄筋および Trunc-head の D19を使用し、軸直角方向には、D19と D13の直鉄筋を使用した。床版厚は、D19の鉄筋を用いたループ継手の場合、曲げ半径によって最少厚となる240mmとし、Trunc-headを用いた試験体は、ループ継手と同等の240mm、さらに薄くした200mmとした。Trunc-headの拡張部は、鉄筋かぶりを確保した上で、極力外側に配置することを目的として、軸直角方向の鉄筋を Trunc-headの外側に配置した場合には、外径43mm、内側に配置した場合は39mmとした。

試験時の材料物性は、コンクリート圧縮強度がプレキ

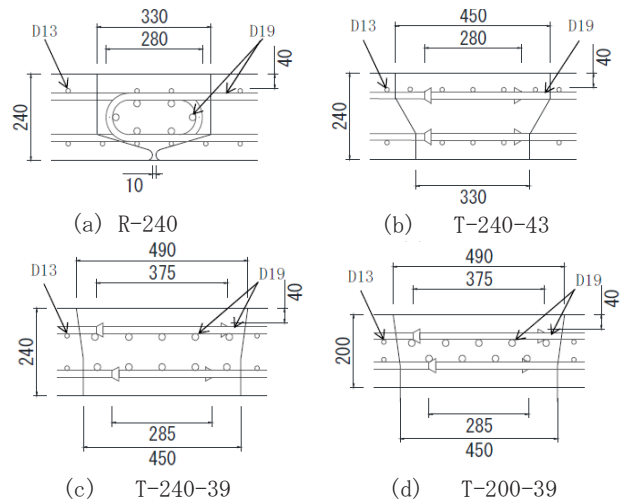


図-2 静的曲げ試験体 継手部形状

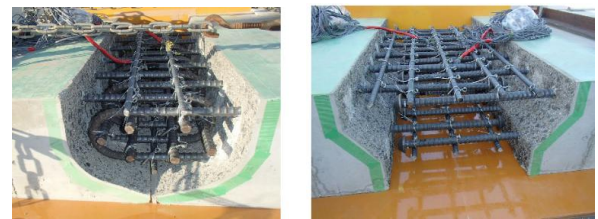


写真-2 静的曲げ試験体 継手部状況

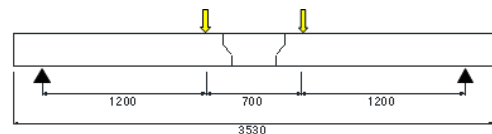


図-3 静的曲げ試験方法



写真-3 静的曲げ試験状況

ヤスト RC 床版および継手部で 75.6N/mm² ~ 79.4N/mm²であったが、T-240-39の試験体の継手部のみが高い強度であった。軸方向鉄筋は、降伏強度が 376.0N/mm² ~ 381.7N/mm²であった。

試験方法は支間長3,100mm、荷重スパン700mmの2点荷重による曲げ試験とし、継手部の挙動を単純化して着目するため、等曲げ区間に入るように荷重位置は継手部を跨ぐように設定した。

(2) 実験結果

R-240 (ループ鉄筋) および T-240-43 (Trunc-head) の荷重とたわみの関係を図-4に示す。継手部の軸方向鉄筋が重なる範囲は、半分の鉄筋量としてモデル化を行い、材料強度を考慮したファイバー解析の結果を併せて示す。両試験体ともたわみの挙動、耐力ともほぼ同じで

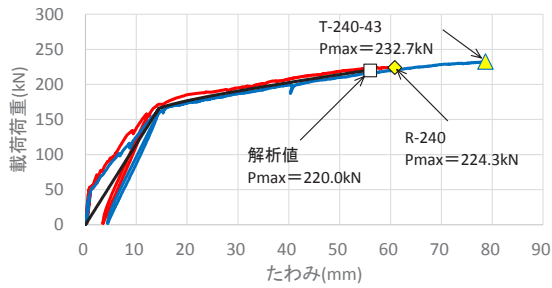


図-4 継手部形状の異なる試験体の荷重-たわみ関係

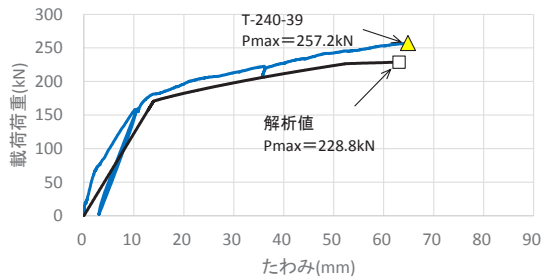


図-5 拡張部の小さい試験体の荷重-たわみ関係

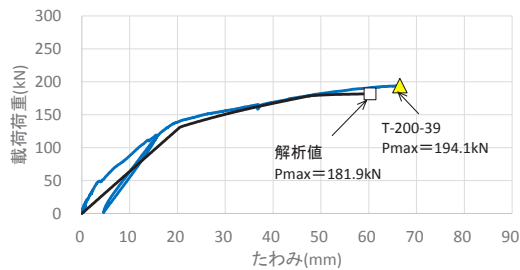


図-6 床版厚の薄い試験体の荷重-たわみ関係

あり、継手部の曲げ圧縮破壊であった。Trunc-headを継手構造に用いた場合、ループ鉄筋の継手構造と同等の性能を有していることを確認した。また、解析値と比較しても曲げ耐力を十分評価できる結果となった。

拡張部を小さくした T-240-39 の荷重とたわみの関係を図-5に示す。解析値よりも耐力が若干高い傾向であるが、拡張部の外径を 39mm としても、曲げ耐力が低下することはなかった。

床版厚を小さくした T-200-39 の荷重とたわみの関係を図-6に示す。曲げ耐力は解析値とほぼ同じ耐力であり、床版厚を 200mm とした場合においても、計算通りの耐力が得られた。

3. 輪荷重走行試験

(1) 試験概要

実物大の試験体を製作し、輪荷重走行試験によって疲労耐久性を確認した。試験体の概要を表-2に、試験体の形状を図-7に示す。試験体は、4枚のプレキャスト PC 床版を Trunc-head で接合した試験体である。試験体の形状は、全長 8.45m、幅 4.0m、床版厚は中央部 220mm、支

表-2 輪荷重走行試験体概要

試験体	床版厚 (mm)	継手構造	拡張部 外径 (mm)	コンクリート圧縮強度		鉄筋降伏強度 (N/mm ²)
				プレキャスト部 (N/mm ²)	継手部 (N/mm ²)	
輪荷重走行試験体	220	Trunc-head継手	39	88.4, 90.0	52.2	376.0

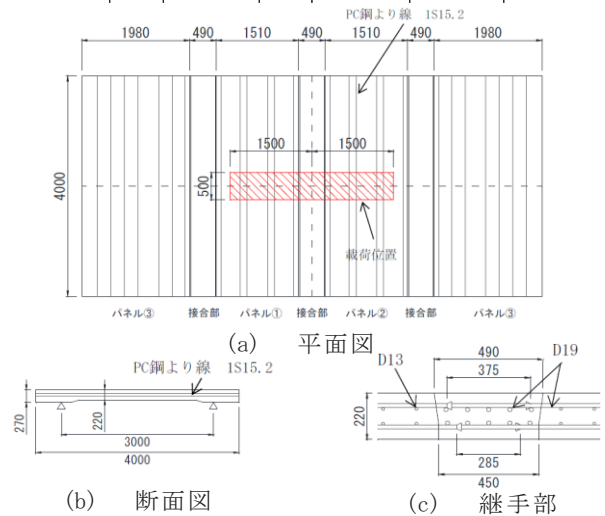


図-7 輪荷重走行試験体形状



写真-4 輪荷重走行試験体状況

点部 270mm である。プレキャスト PC 床版の橋軸直角方向は、PC 鋼より線 1S15.2 を 2 段配置してプレストレスを導入した PC 構造とし、橋軸方向は RC 構造である。継手部の形状は、長さが上縁側で 490mm、下縁側で 450mm とし、最外縁となる端部拡張鉄筋の突起部で純かぶりを 40mm とした。継手長は上段側で 375mm、下段側で 285mm である。試験時のコンクリート圧縮強度は、プレキャスト PC 版のパネルが 88.4N/mm²、90.0N/mm²、継手部が 52.5N/mm² であった。鉄筋は、橋軸方向および継手部の橋軸直角方向に D19、プレキャスト PC 版の橋軸直角方向に D13 を使用した。橋軸方向の鉄筋の降伏強度は、376N/mm² であった。

輪荷重走行試験は、株式会社高速道路総合技術研究所所有の移動載荷疲労試験機により実施した。移動載荷は、単軸の鉄輪を用いて載荷を行った。載荷位置は図-7に示すように、橋軸方向の走行範囲を供試体中央から橋軸方向に ±1.5m の範囲とし、橋軸直角方向は、床版支持間隔を 3.0m として、その中央に載荷した。

載荷ステップを図-8に示す。載荷ステップは、文献3)を参考にし、STEP1として予備走行を 180kN で 0.1 万回実施した。STEP2として 180kN を 5.4 万回、STEP3とし

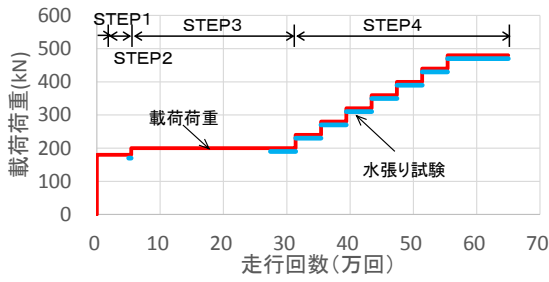


図-8 輪荷重走行試験 載荷ステップ

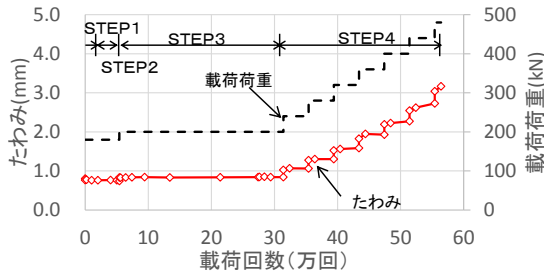


図-9 載荷回数によるたわみ

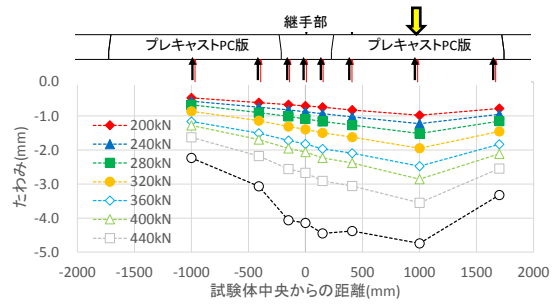


図-10 橋軸方向のたわみ分布

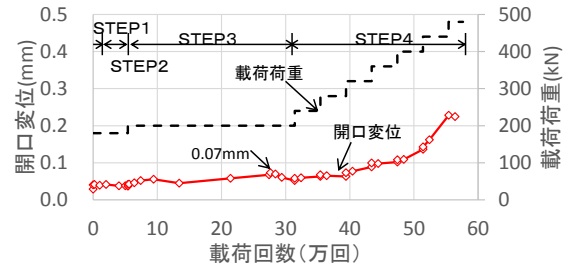


図-11 載荷回数による継手部開口変位

て200kNを26万回実施した。STEP4は、破壊性状を確認するため、4万回ごとに荷重を増加させて480kNまで載荷した。各ステップで静的載荷を実施した。また、STEP2の180kNで最後の0.4万回、STEP3の200kNで最後の4万回、STEP4では、床版上面に水を張った状態で載荷し、床版からの漏水の有無を確認した。

(2) 試験結果

輪荷重走行試験における載荷回数と試験体中央の載荷によるたわみの関係を図-9に示す。載荷荷重が200kNのSTEP3までは、載荷回数によるたわみの増加は、ほとんど確認できなかった。STEP4では、400kNからたわみが増加する傾向となり、480kNの2.2万回でプレキャストPC床版が押し抜きせん断破壊した。

橋軸方向のたわみ分布を図-10に示す。載荷荷重が200kNのSTEP3までは、継手部のたわみが連続的な挙動を示しており、プレキャストPC床版と継手部が一体となって挙動していることがわかる。STEP4の320kNから継手部を跨いだ変位差が大きくなり、連続性が保持できない結果となった。

プレキャストPC床版と試験体中央の継手部との打ち継目の開口変位を図-11に示す。STEP3までの開口変位は、最大でも0.07mmであり、許容ひび割れ幅0.2mmに対して小さい開口変位であった。

プレキャストPC床版および継手部のひび割れは、STEP3の200kNで発生しているが、水張り試験による漏水は確認できなかった。STEP4の360kNの4万回終了時に継手部の界面で漏水が確認され、400kNではPC床版のひび割れからも確認された。

Trunc-headによる継手構造は、STEP3までは、プレキャストPC床版と継手部が連続性を有しており、漏水も確認できなかったことから、ループ継手構造³⁾と同等な疲労耐久性を有していることが確認された。

4. まとめ

端部拡張鉄筋の要素試験、床版継手構造における静的曲げ試験および輪荷重走行試験により、以下のことが明らかになった。

- ① 静的曲げ試験により、本継手構造は、ループ継手と同等程度の継手性能を有しており、突起部の形状および床版厚を小さくした場合でも、本試験内の寸法であれば、想定される耐力を有している。
- ② 輪荷重走行試験により、本継手構造は、ループ継手と同等の疲労耐久性を有している。

参考文献

- 1) 例えば 原, 福永, 今村, 三浦: エンドバンド継手を有するプレキャストPC床版の輪荷重走行試験, 第19回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.61-64, 2010.10
- 2) 三加, 有川, 竹山, 篠崎: 端部拡張鉄筋の基本性能試験, 三井住友建設技術研究所報告, 第14号, pp.61-64, 2016.10
- 3) 松井, 角, 向井, 北山: RCループ継手を有するプレキャストPC床版の移動載荷試験, 第6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, 1999.10, pp.149-154

ICTを活用した新しい橋梁維持管理手法の提案

Proposal of the New Bridge Maintenance Technique Utilizing ICT

環境・リニューアル技術部 玉置 一清 TAMAKI KAZUKIYO
 建設情報技術部 掛橋 孝夫 KAKEHASHI TAKAO
 生産機械技術部 綿谷 聡 WATATANI SATOSHI
 技術研究所 浅井 洋 ASAI HIROSHI
 SMC シビルテクノス 山田 崇 YAMADA TAKASHI
 土木リニューアル推進室 藤原 保久 FUJIWARA YASUHISA

本研究は、維持管理コストの縮減および診断評価の明快さを目的に、遠望目視点検を有効かつ効果的に支援する ICT ツールの活用と、さらに劣化が進行した場合は、光ファイバー等の高耐久製センサーのモニタリングにより高度な点検診断を可能にする新しい橋梁維持管理手法の提案を行うものである。ASR が顕著である劣化橋梁を用いて現場検証を開始し、現状では大きな異変がないことを確認した。

キーワード：維持管理手法、橋梁点検支援システム、モニタリング

This paper proposed a new bridge maintenance technique for reduction of maintenance cost and rationalization of diagnosis evaluation. The ICT tool, which effectively supports visual inspection by distant view, was developed. High durable optical fibers are attached to a structure to enable higher check diagnosis under progress of deterioration. The systems were applied as an inspection of a deteriorated bridge due to ASR and confirmed that the condition of the target bridge haven't changed dramatically under the present conditions.

Key Words: Maintenance Technique, Inspection Support System, Monitoring

1. はじめに

平成26年の道路法施行規則の改正に伴い、橋長 2m 以上のすべての道路橋に 5 年に 1 度の近接目視による点検が義務づけられるなど、橋梁の老朽化対策が本格始動した。今後は、いかにして効率的、効果的に橋梁の状態を把握し、適正な維持管理、更新に取り組むかが喫緊の課題となっている。現行の点検ルールである近接目視点検

(すべての部材を対象)は、橋梁点検車や総足場が必要であり、比較的規模の小さい橋梁で一般的に行われてきた遠望目視点検に比べ、費用が大幅に増大している。また、前回点検との連続性が不明確であったり、点検評価は主観を排除して機械的に行われるが、その診断には工学的判断を要する等、不明瞭となる課題も多いと考える。

そこで、本論文では、維持管理コストの縮減および診

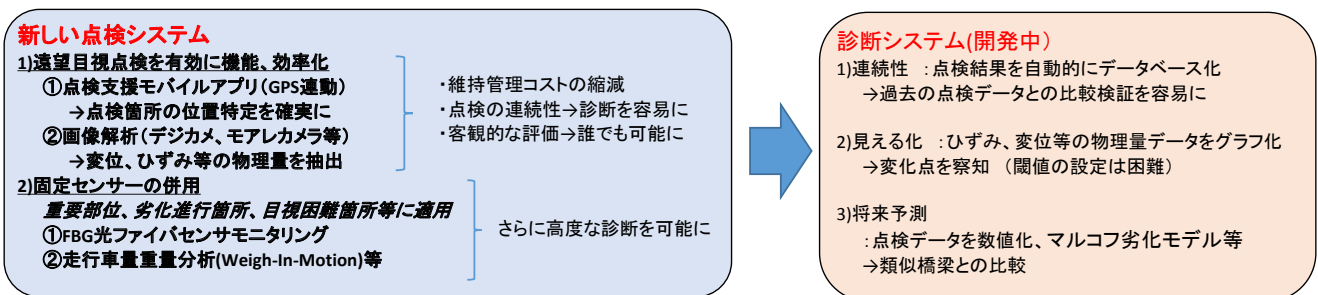


図-1 提案する橋梁維持管理手法

断の明解化を目的とした新しい橋梁維持管理手法について提案する。本手法の全体概要を図-1に示す。点検システムは、遠望目視点検を有効に機能させるためのICTツールの活用と、遠望目視点検困難箇所や、劣化が顕在化し、さらに高度な診断を要する場合には、固定センサーを併用する構造物モニタリングの2段階から構成する。これらのデータを集中管理し、類似橋梁との比較分析等による診断システムは、現在、現場検証中の点検データ蓄積後、別の機会に報告を行う。本論文は、点検データの客観性、連続性に主眼をおいた新しい点検システムの報告を行うものである。

2. 遠望目視点検を有効かつ効率的に機能させるためのICTツール

遠望目視点検を有効に機能させるためには、点検箇所を選定および過去の点検データとの対比が重要であり、本来、点検者に高度な経験、知識が要求される。これらをICTツールを活用することで、専門技術者でなくても、一定水準以上の点検データの集積を可能にする点検支援モバイルアプリ(写真-1)を開発した。

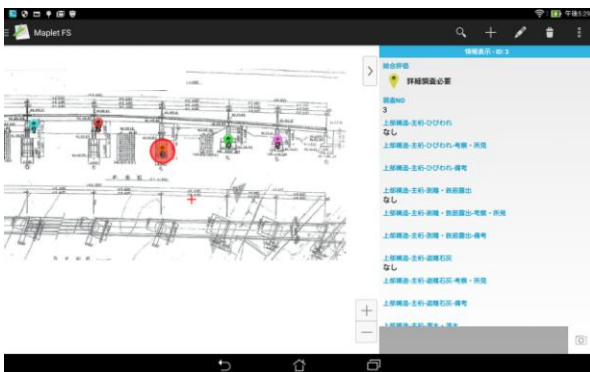


写真-1 点検支援モバイルアプリの表示画面

モバイル端末には、橋梁諸元および橋梁一般図データベースを格納している。点検者は、GPS連動機能により一般図上で点検者の自位置を確認することができ、一般図上に点検箇所を登録し、点検データおよびUSB接続されたデジタルカメラの画像を紐付けていく。事前に、過去の点検データを取り込んでおくことで、それと比較しながら、同じ箇所の点検データを追加登録することができる。

構造物に、あらかじめ写真-2に示すようなマーカ(100×100mm)を設置し、複数のマーカを遠望撮影することで、画像解析により、マーカ同士の相対変位を自動算出する機能を有する(解像度300万画素のカメラを使用す

れば、距離30mで1mm程度の精度)。たとえば、不動点を含めた全景写真を撮影すれば、桁のたわみや遊間変位を、レベルやスケールを使わずに容易に測定することができ、自動的にデータベース化する。



写真-2 画像解析用マーカ

3. センサーモニタリング

(1) センサーモニタリングの課題と本システムにおける解決策

センサーモニタリングが構造物の点検、診断に有用であることは従来から提唱されているが、補修補強後の効果確認など比較的短期間での採用実績はあるものの、下記の課題により、劣化の進行が初期段階(比較的、健全な状態)の構造物から長期監視するシステムは、まだ実用化されているとは言い難い。以下に、課題と本システムにおける解決策を述べる。(なお、本システムの採用は、現行の仕様規定型の点検基準から、性能照査型の維持管理に移行されるであろうことを前提としている。)

- ①数十年に及ぶ長期信頼性のあるセンサーがない。
 - FBG光ファイバーセンサーの採用
- ②土木構造物の場合、電源の確保が容易でない。
 - 発電機を使用した定期モニタリングでの運用
- ③長期間に及ぶデータ管理者の体制構築が必要である。
 - CM方式等、民間企業等への代行を検討中

(2) FBG光ファイバーセンサー

a) 基本原理

本モニタリングシステムで採用したFBG(Fiber Bragg Grating)方式は、光ファイバー内部に加工した回折格子から反射する光波長により、回折格子部のひずみ及び温度を測定するものである。(図-2参照)

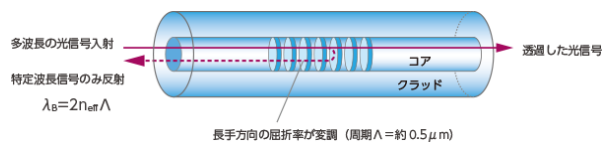


図-2 FBG光ファイバーの概要(出典: 伸興電線HP)

光ファイバーを用いたセンシング技術として、古くから実績豊富であるBOTDR方式は、光ファイバーに加工の必要がなく、分布計測が可能であるが、1回の測定時

間が5～30分程度と長く、測定精度も30～100 μ mであるため、コンクリート構造物のひび割れ検出には不適であった。それに比べ、FBG方式では、回析格子を加工した部分のみの点計測になるものの、電気型ひずみゲージと同等の精度・分解能($\pm 1\mu$ m)を有し、1000Hzの高速計測が可能である。図-3に、FBG光ファイバーによるひずみセンシングのイメージを示す。構造物に固定した間の平均ひずみを測定するため、任意のセンサー長を構築することができ、ひび割れが多い構造物であっても、測定ひずみが局所的に集中、開放されることなく、平均的なひずみが測定可能である。なお、圧縮側のひずみ測定には、プレテンションを与えて固定する必要がある。

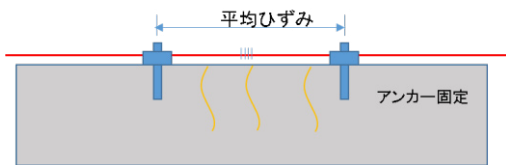


図-3 FBG光ファイバーによるひずみセンシング

b) 特徴

本システムが、橋梁の維持管理システムに適していると考えられる特徴を以下に述べる。

- ①センサーには劣化する材料(鉄、接着剤等)を使用していないため、長期測定の可能性が高い。
- ・ SUS板をSUSアンカーでコンクリートに固定
- ・ SUS板と光ファイバーはガラス溶着(写真-3参照)

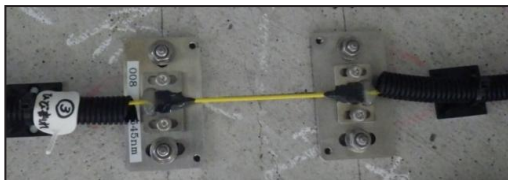


写真-3 FBG光ファイバーひずみセンサー(長野計器)

- ②配線が直列配置であり、センサー設置作業および測定作業が容易である(図-4)。本特徴により、次項の運用方法に示す定期モニタリングは、地元企業による実施を想定している。

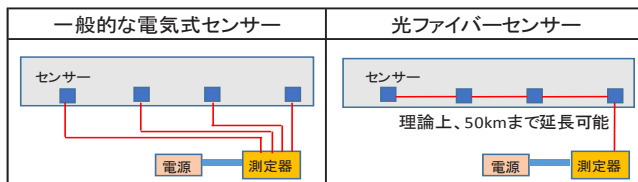


図-4 ひずみセンサーの配置比較

- ③電磁の影響を受けないため、ノイズが極めて小さく、微小ひずみを検出可能(図-9参照)
- ④距離減衰が小さく、長距離(広範囲)の測定が可能
→ 複数の橋梁を同時測定できる可能性等

c) 維持管理のためのモニタリング運用方法

完全無人化を目指し、電源確保、無線通信等の設備を構築した場合、これらの維持管理の方が問題となり、本末転倒なシステムとなる可能性がある。本システムは、当面の運用として、年1回程度、測定器、発電機を持ち込んでの定期モニタリングと、その際に数日間連続で高周波サンプリングを行う連続モニタリングを基本として検証を開始した。この運用方法により得られる主な成果を表-2(次頁)に示す。

4. 現場検証

(1) 対象橋梁

河川上に架設された築38年(1978年竣工)の単純T桁(図-5、支間28.9m、桁高1.5m、幅員10m)を対象に、2016年8月より本点検システムの現場検証を開始した。対象橋梁は、築20年頃にASRと推定される軸方向ひび割れや、床版間詰の剥落等が確認され、ひび割れ注入および劣化が激しかった桁端部の断面修復が実施されているが、現時点において、注入したひび割れの再開口や、桁端部の断面修復部のひび割れ等、新たなひび割れの発生が確認されており、ASRの進行継続が強く疑われる橋梁である。

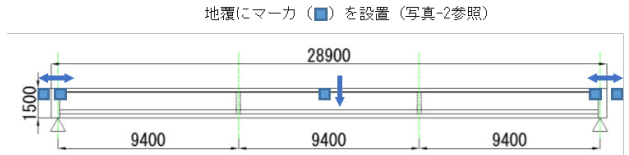


図-5 橋梁側面図およびマーカ設置位置

(2) デジタルカメラによる画像解析

表-1に、手動測量(スケール、レベル)とデジタルカメラ画像による変位解析の比較を示す。約20 $^{\circ}$ Cの気温変化に対し、正常な桁遊間移動量であり、手動測量と画像解析は概ね一致することが確認できた。本システムにより、測量技術者に委託することなく、高頻度に変位データを蓄積することが期待でき、診断の大きな判断材料とすることができると思う。

表-1 変位測定値の比較

		単位	8/26	12/20	4/11
気温		$^{\circ}$ C	30	10	12
桁遊間	起点側	スケール測量	0 (初期値)	7	6
	終点側			10	10
	起点側	画像解析		8	7
	終点側			9	9
たわみ	支間中央	レベル測量	2	1	
		画像解析	2	1	

表-2 定期モニタリングおよび連続モニタリングにより得られる効果

測定項目	効果
定期モニタリング ※測定器、発電機を準備し 年1回程度で、 2～3日間連続測定	ひび割れの進展、幅の変化 桁曲率(≒たわみ)の変化 収縮、ASR等の膨張、収縮挙動 プレストレス応力等の喪失
連続モニタリング(100Hz) (2～3日間程度)	車両走行時の挙動 (走行載荷試験 等) 走行車両重量分析(Weigh-In-Motion) ※測定期間中に走行した全車両の 台数、重量、速度を把握

(3) FBG光ファイバーによるモニタリング

a) FBG光ファイバーセンサーの配置

図-6, 7および写真-4に, FBG光ファイバーの配置概要を示す。モニタリングを実施した桁は, 遠望目視では, 点検が困難かつ走行車両の影響が最も大きい, 外桁から2番目の桁である。表-3に, 各配置センサーの測定目的およびセンサー長, サンプルングの一覧を示す。ひび割れが多い箇所では, 複数本のひび割れを跨ぐように500mm～1000mmのロングゲージを使用し, 平均ひずみを計測する。ひび割れ幅や床版間詰め部等, 微細な挙動を把握したい箇所には100mmのショートゲージを使用している。

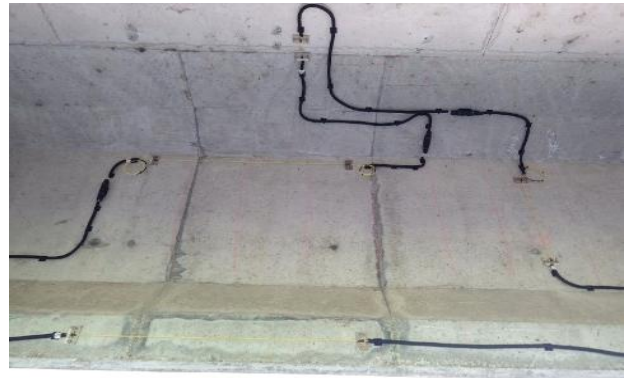


写真-4 FBG ひずみセンサー設置状況 (支間中央)

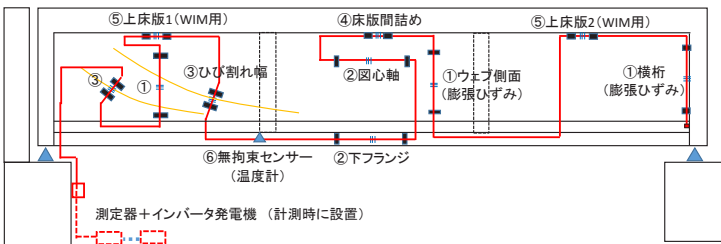


図-6 FBG光ファイバーひずみセンサー配置図

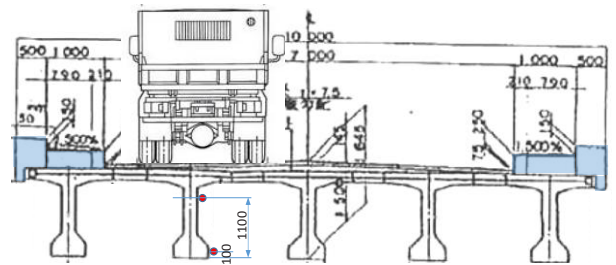


図-7 橋梁断面図 (1978年の図面より)

表-3 各センサーの測定目的とセンサー長およびサンプルングレート

番号	測定目的	測定項目	FBGセンサー長	測定箇所	箇所数	サンプリング
①	ASR進行度合いの把握	鉛直方向ひずみ	500mm	端支点横桁	1箇所	1時間毎
				桁端 (ひび割れ顕著)	1箇所	
				支間中央(ひび割れ少)	1箇所	
②	桁曲率変化の把握	橋軸方向ひずみ	1000mm	図心軸	1箇所	
				下フランジ	1箇所	
③	ASRもしくはPC鋼材腐食膨張の可能性を検証	ひび割れ幅	100mm	PC鋼線に沿ったひび割れ	0.2mm以上のひび割れを選定	
④	輪荷重の影響	床版ひずみ (橋軸直角方向)		床版間詰め部	支間中央付近	1箇所
⑤	走行車両重量分析 (Weight-in-motion)	速度検知	1000mm	床版中央(車輪直下)	支間中央から±9.4m	2箇所
		重量検知		橋軸方向ひずみ	支間中央部	下フランジ →桁曲率と兼用
⑥	温度補正用	無拘束	-		1箇所	100Hz

b) 定期モニタリング

図-8に, 表-3①～③のひずみ測定値を示す。測定値はセンサー設置時の2016年8月を初期値とし, 2017年4月までの8ヶ月間に計3回の測定を行った。モニタリング前に行われた近接目視点検では, ひび割れ密度が高く, 劣化進展期であることが疑われたが, モニタリングで

は, 季節による気温変化に伴う線膨張ひずみが生じているだけで, ひび割れ幅の変動もなく (逆に, 冬季で閉じる方向), 特に異変は確認できない結果となった。これから夏季を経過し, それでも異変が確認できない場合, ASRは収束段階にあると判断できると考える。

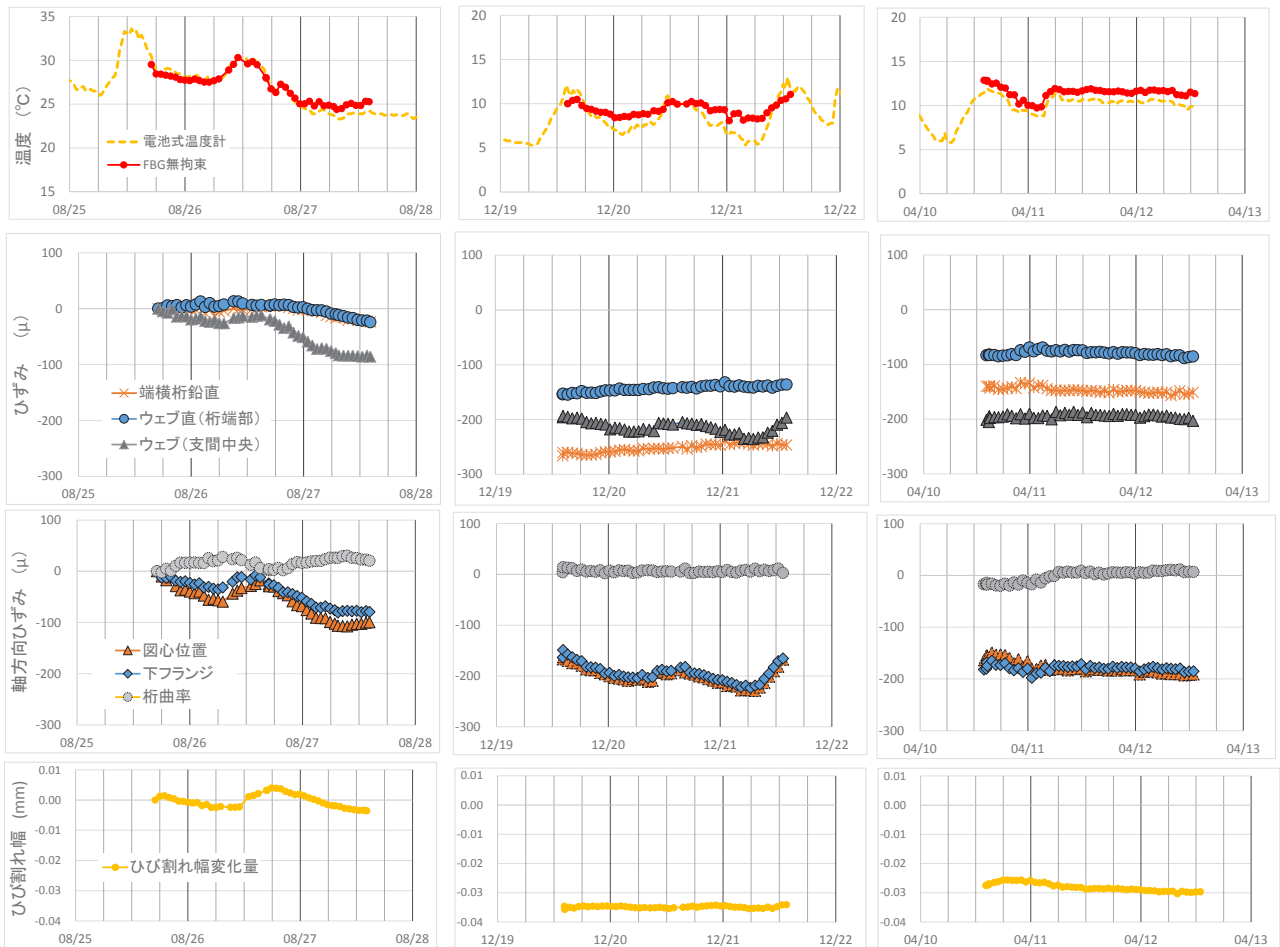


図-8 ひずみ測定データ（1回目：2016/8.2回目：2016/12，3回目：2017/4）

c) 連続モニタリング(100Hzサンプリング)

① 走行載荷試験

重量を測定した車量（前輪 6.7t，後輪 13.4t：合計 20.1t）を走行させ、100Hzでサンプリングする走行載荷試験を実施した（写真-5）。後導車を付け、近接車両の影響は排除している。走行速度は、時速 30km/hr，50km/hr，超低速 3km/hr の 3 種類とした。表-4 に試験結果一覧を、図-9 に case7(時速 50km/hr) の拡大図と 3 次元 FEM 解析値 ($E_c=31\text{kN/mm}^2$ と仮定) との比較を示す。FEM モデルは、舗装および地覆を剛性に加味した Model1 と、無視した Model2 の 2 種類とした。実際のヤング係数が 2 割程度大きいと仮定すれば、実測値は Model1 の解析値とよく整合していると考えられ、ASR の劣化が疑われる橋梁であるが、桁剛性は十分に維持しているものと考えてよい。図-10 に走行速度と最大ひずみの関係を示す。走行速度が増加するとひずみが増大する傾向にある。これは、衝撃の影響であると推定されるが、道示で規定される衝撃係数は大きく下回るものである。図-11 に、文献1) に示される鋼橋（支間 35.6m，単純桁）におけるひずみ波形事例を示す。車 1 台の波形であるが、2～5Hz 程度の卓越した波形が見られる。

PC 橋である本橋では、このような波形は検出されず、交通による橋梁振動は極めて小さいものと推察される。これら挙動については、さらにデータを採取し、検討を継続する。



写真-5 走行載荷試験状況

表-4 走行載荷試験一覧

試験条件	走行速度 実測値 (km/hr)	最大ひずみ (後輪通過時) (μ)	対向車線	
case1 case2 case3 case4 case5	30km/hr	32	27	2tトラック
		33	24	大型トラック
		28	25	普通乗用車
		30	25	
		34	24	普通乗用車2台連行
case6 case7 case8 case9 case10	50km/hr	47	26	普通乗用車
		46	25	
		48	26	
		48	28	軽トラ3台連行
		49	24	
case11	超低速	2.5	23	

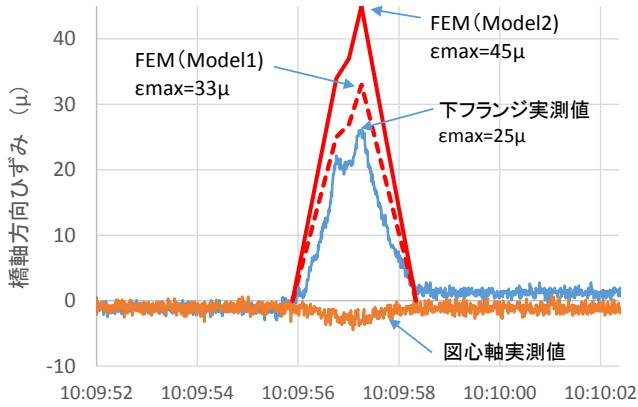


図-9 橋軸方向ひずみ拡大図 (case7)

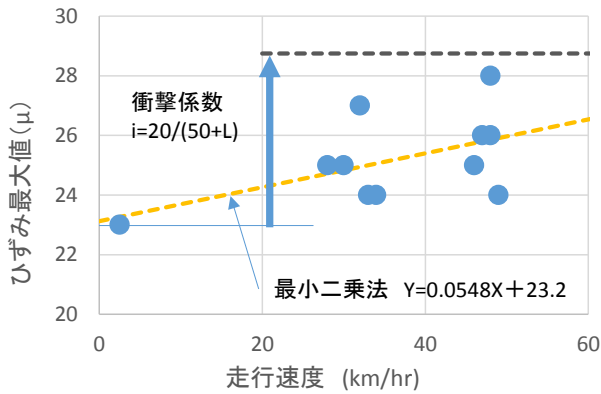


図-10 走行速度と桁ひずみの関係

②走行車両解析 (Bridge-Weigh-In-Motion)¹⁾

図-12に、10月初旬の木曜から金曜にかけての24時間に、本橋を走行した総重量10tf以上の重量別走行台数を示す。この処理には、先の走行載荷試験をキャリブレーションとして利用した。24時間の総計は281台で朝の通勤時間帯が最も多い。設計荷重を超過すると思われる車両が数台/日確認され、最大は午前4時台に通過した50.5tであった。本橋ほか、地方自治体が管理する道路が過酷な環境下におかれていることが改めて認識された。

5. おわりに

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 遠望目視点検を支援するモバイルアプリの開発により、点検の連続性を確保すると同時に、全景写真の画像解析からレベル等の手動測量と同等のデータを容易に蓄積することができ、測量技術者に寄ることなく高頻度に変位データを蓄積していくことが可能である。
- 2) FBG光ファイバーは、長期にわたるモニタリングが可能と考えられ、その設置作業および測定作業等の運用も、従来の電気式センサーと比較すると容易であり、維持管理に適していると考えられる。

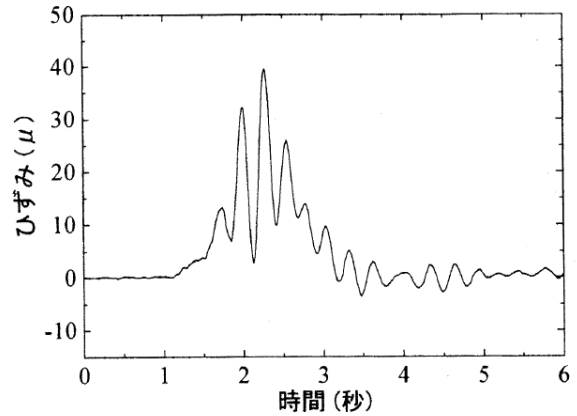


図-11 鋼橋におけるひずみ波形例¹⁾

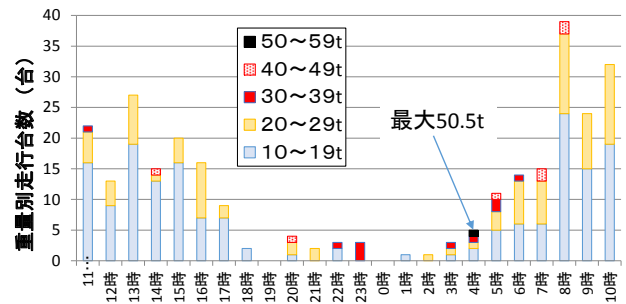


図-12 時間ごとの重量別走行台数

- 3) 近接目視点検でASRの劣化進展が強く疑われる橋梁において、本点検システムの現場検証を行った結果、約半年間の経過ではあるが、特に異変は確認されず、また、走行載荷試験においても、解析値よりも応答値は十分に小さく、マクロ的には十分に健全であることが確認できた。現行の近接目視点検では、変状を見逃さないことに主眼がおかれるが、モニタリングにおいては、コンセンサスのとれる数値データを基に異変がないことを確認することが重要な目的と考える。
- 4) 維持管理用のモニタリングシステムを利用して、走行車両解析が可能である。24時間分の解析を行った結果、走行台数は少ないものの、設計荷重を超過する車両が数台/日確認され、地方自治体が管理する道路が過酷な環境におかれていることが改めて認識された。

本報告が、これら新しい維持管理手法の可能性について、議論の一助となれば幸いである。本研究遂行にあたり、神戸大学森川英典教授にご指導をいただくとともに、富山市と研究協力協定を締結し、実証フィールドの提供を受けましたことに謝意を表します。

参考文献

- 1) 小林祐介, 三木千壽, 佐々木栄一: FBG光ファイバセンサーによるWeigh-In-Motionシステムの構築, 応用力学論文集, 2003

早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートの 鉄筋拘束下での収縮変形挙動に与える混和材および骨材量の影響

The Influence of Mineral Admixture or Volume of Aggregate on Shrinkage Behavior under Reinforcement Restraint of the Concrete with High-Early Strength Portland Cement

技術研究所 佐々木 亘 SASAKI WATARU
技術研究所 石澤 正大 KOKUZAWA MASAHIRO
技術研究所 藪 哲義 DAI AKIYOSHI
技術研究所 谷口 秀明 TANIGUCHI HIDEAKI

PC 上部工で多用される早強ポルトランドセメントを用いた圧縮強度の特性値が 40 N/mm² 程度のコンクリートのひび割れ抵抗性に関する検討の一環として、混和材の使用や骨材量の変化が乾燥環境下での鉄筋拘束試験における変形挙動に与える影響について検討を行った。その結果、1) 無拘束の乾燥収縮ひずみに与える混和材の影響は小さいこと、2) ひび割れ発生材齢は単位粗骨材絶対容積の増加によって大きくなり、有効弾性係数の変化が寄与している可能性があること、3) フライアッシュを用いた場合には、圧縮強度、ひび割れ発生材齢、有効弾性係数の経時変化およびひび割れ発生時のクリープ係数に与える配合変化の影響が小さくなることなどがわかった。

キーワード：混和材、単位ペースト絶対容積、有効弾性係数、クリープ係数

This paper describes a study of the influence of mineral admixture or volume of aggregate on shrinkage behavior under reinforcement restraint of the concrete with high-early strength portland cement in order to investigate the crack resistance behavior of concrete for PC members with design strength of about 40 N/mm². As a result, the followings were obtained; 1) the influence of mineral admixture on drying shrinkage of unconstrained concrete was small, 2) the age at occurrence of a crack became longer with absolute volume of unit coarse aggregate, and there had been a possibility of influence of changing the effective elastic modulus, 3) with the case of using fly-ash, the influence of mix proportion of concrete was small on compressive strength, age of cracking occurs, aging of effective elastic modulus and creep coefficient at occurrence of a crack.

Key Words: Mineral Admixture, Absolute Volume of Unit Cement Paste, Effective Elastic Modulus, Creep Coefficient

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、天然骨材の品質低下に起因するコンクリートの収縮ひずみの増加とそれに伴うひび割れの発生が問題となり、学協会において様々な議論がなされた¹⁾。一方、コンクリート構造物の高耐久化を目的としてコンクリート自体にも様々な性能が要求され、例えば高流動コンクリートや短繊維補強コンクリートの

ように、多様な材料や配合のコンクリートが従来にも増して使用されるようになってきている。特に短繊維補強コンクリートでは、その特徴である引張特性を評価する上で、コンクリートのひび割れ発生強度が重要な特性値の一つとなっている²⁾。また、二酸化炭素排出量削減に対する意識の高まりなどもあり、セメントの一部を高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの混和材で置き換えたコンクリートの検討が活発に行われており、RC 構造物だけでなく PC 構造物も対象とした実用化に向けた取り組み³⁾がなされている。このようなコンクリートの配

表-1 使用材料

材料		種類, 物性など	記号
水		水道水	<i>W</i>
結合材	セメント	早強ポルトランドセメント (密度 3.13 g/cm ³ , 比表面積 4610 cm ² /g)	<i>C</i>
	シリカフェーム	エジプト産 (密度 2.25 g/cm ³ , BET 比表面積 15.0 m ² /g)	<i>SF</i>
	高炉スラグ微粉末	密度 2.91 g/cm ³ , ブレーン比表面積 6,300 cm ² /g, せっこう添加なし	<i>BF</i>
	フライアッシュ	JIS II 種灰 (密度 2.19 g/cm ³ , ブレーン比表面積 3,880 cm ² /g)	<i>FA</i>
細骨材		山砂 (表乾密度 2.62 g/cm ³ , 吸水率 1.90%) と 砕砂 (硬質砂岩, 表乾密度 2.61 g/cm ³ , 吸水率 1.68%) を容積割合 4:6 で混合	<i>S</i>
粗骨材		砕石 2005 (硬質砂岩, 密度 2.64 g/cm ³ , 吸水率 0.96%)	<i>G</i>
化学混和剤		高性能 AE 減水剤 (ポリカルボン酸エーテル系化合物)	<i>SP</i>
		AE 剤 (変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)	<i>AE</i>

表-2 コンクリートの配合

記号	水結合材比 <i>W/B</i> [%]	モルタル 細骨材 容積比 <i>s/m</i> [%]	細骨材 率 <i>s/a</i> [%]	空気 量 [%]	単位 ペースト 絶対容積 V_G [m ³ /m ³]	単位 粗骨材 絶対容積 V_G [m ³ /m ³]	単位量 [kg/m ³]								<i>SP</i> [C×%]	空気量 (実測) [%]
							<i>W</i>	<i>B</i>				<i>S</i>	<i>G</i>	<i>SP</i>		
								<i>C</i>	<i>SF</i>	<i>BF</i>	<i>FA</i>					
H40G375	40.0	45.3	43.0	4.5	0.297	0.375	165	413	413	-	-	-	740	990	0.70	4.7
H40G300		45.3	51.4	4.5	0.338	0.300	188	470	470	-	-	-	828	792	0.60	5.2
H40G200		45.4	64.5	4.5	0.392	0.200	218	545	545	-	-	-	949	528	0.60	4.8
H40G0		45.3	100	4.5	0.502	0.000	279	698	698	-	-	-	1185	0	0.60	4.7
H40G0-2		55.2	100	4.5	0.403	0.000	224	560	560	-	-	-	1443	0	0.60	4.5
SF10G375		44.5	42.6	4.5	0.302	0.375	165	413	371	41	-	-	727	990	0.80	5.0
BF50G375		44.5	42.6	4.5	0.302	0.375	165	413	206	-	206	-	727	990	0.50	3.1
FA30G375		42.6	41.5	4.5	0.314	0.375	165	413	289	-	-	124	695	990	0.50	3.8
SF10G0		44.4	100	4.5	0.511	0.000	279	698	628	70	-	-	1161	0	0.80	5.5
BF50G0		44.5	100	4.5	0.510	0.000	279	698	349	-	349	-	1163	0	0.50	5.5
FA30G0		42.6	100	4.5	0.529	0.000	278	695	487	-	-	209	1114	0	0.45	5.3

合や材料の変化がひび割れ発生抵抗性に与える影響を把握することは、コンクリート構造物の高耐久化に資するものとして重要であると考えられる。

このような背景のもと筆者らは、PC 上部工で多用される、圧縮強度の特性値が 40 N/mm² 程度で早強ポルトランドセメントを使ったコンクリートをベースとし、骨材量の変化や混和材の使用がひび割れ抵抗性に与える影響について検討を行っている⁴⁾⁶⁾。本稿は、乾燥環境下で行った鉄筋拘束試験における収縮変形挙動に与える混和材や骨材量の影響について検討したものである。

2. 実験概要

(1) コンクリートの条件

使用材料を表-1、コンクリートの配合を表-2 に示す。基準となる配合である H40G375 は PC 上部工で多用される圧縮強度の特性値が 40 N/mm² 程度のコンクリートを想定したものであり、水結合材比 (*W/B*) を 40% とし、結合材には早強ポルトランドセメントを用いた。単位水量は 165 kg/m³、単位粗骨材絶対容積は 0.375 m³/m³ であ

る。H40G300, H40G200, および H40G0 では、H40G375 に対してモルタル細骨材容積比 (*s/m*, $m = w + c + s$) を一定とし、単位粗骨材絶対容積 (V_G) を変化させた。H40G300, H40G200 および H40G0 の V_G は、それぞれ 0.300 m³/m³, 0.200 m³/m³ および 0.000 m³/m³ である。H40G300 は高流動コンクリート、H40G200 は短繊維補強コンクリートで想定される V_G としている。H40G0-2 は、H40G0 と同様に V_G を 0.000 m³/m³ としたモルタル配合であるが、細骨材量の影響を検討するため *s/m* を 10% 程度増加させ、単位ペースト絶対容積を H40G200 と同程度としたものである。

SF10G375, BF50G375 および FA30G375 は、H40G375 に対してセメントの一部をそれぞれシリカフェーム、高炉スラグ微粉末またはフライアッシュで置換したものである。置換率は、既往の研究⁷⁾⁸⁾を参考に、それぞれ、10%, 50%, 30% とした。さらに、それぞれの配合について *W/B* および *s/m* が同一で V_G を 0.000 m³/m³ としたモルタル配合を設定し、粗骨材の影響を確認することとした。高性能 AE 減水剤の使用量は、配合によって大きな差が生じないように材料分離を生じない範囲での最低限の調整

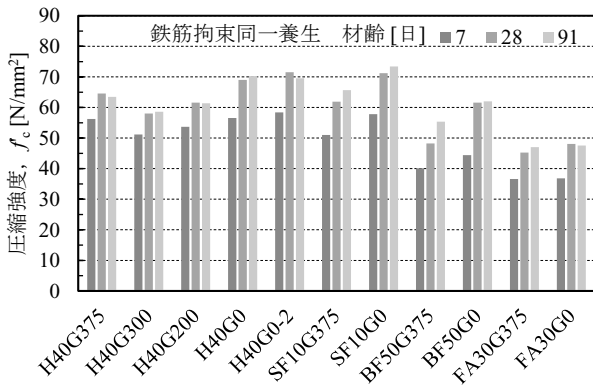


図-1 圧縮強度（鉄筋拘束同一養生）

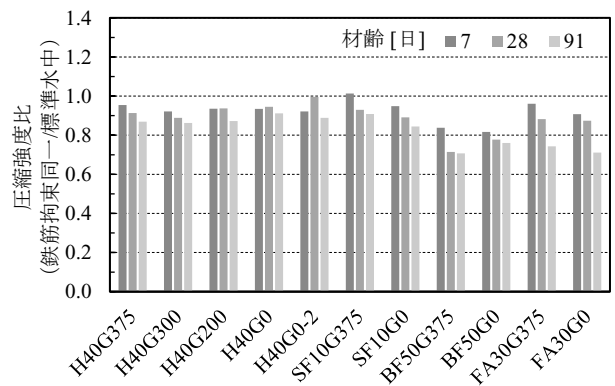


図-2 圧縮強度比

に留めた。空気量は AE 剤により調整した。

以下、各配合については表-2 に記載した記号で呼ぶこととし、図中の凡例等で配合要因について結合材の種類毎に総称する場合には、骨材量に抛らず H40, SF10, BF50 および FA30 と称することとする。

(2) 供試体の作製

コンクリートの練混ぜは公称容量 100 リットルの強制二軸ミキサにより行なった。粗骨材を除く材料によるモルタル練りを 90 秒行ない、その後、粗骨材を使用するコンクリート配合では粗骨材を投入しさらに 90 秒の練混ぜを行った。練混ぜが終了しフレッシュ性状を確認した後、ただちに供試体の作製を行った。

(3) 測定項目

a) 力学特性

力学特性の確認は、圧縮強度試験 (JIS A 1108)、静弾性係数試験 (JIS A 1149) および割裂引張強度試験 (JIS A 1113) によって行った。割裂引張強度試験ではひび割れ発生強度の測定も併せて行った。測定方法は UFC 指針²⁾に示される方法に準拠し、供試体端面にひずみゲージを貼り付け、計測されたひずみの変化が不連続になった点³⁾をひび割れ発生強度とした。

供試体は $\phi 100 \times 200$ mm の円柱供試体であり、養生方法は標準水中養生および後述する鉄筋拘束試験と同様の養生（以下、鉄筋拘束同一養生と呼ぶ）とした。鉄筋拘束同一養生は打込み直後から材齢 7 日までは 20℃封緘養生とし、材齢 7 日以降は温度 20℃湿度 60%の恒温恒湿室に存置した。測定は材齢 7 日、28 日、91 日を基本とし、一部の条件では材齢 14 日でも割裂引張強度試験を実施した。

b) 収縮ひずみおよび鉄筋拘束試験による収縮応力

コンクリートの収縮を鉄筋に拘束させる鉄筋拘束試験を実施し、収縮応力の測定を行った。鉄筋拘束試験は JCI

「コンクリートの自己収縮応力測定方法」¹⁰⁾を参考に、 $100 \times 100 \times 1500$ mm の角柱供試体の断面中央に D32 鉄筋を配置した。鉄筋の長さ方向の中央 300 mm の範囲で節、リブを取り除いたうえでテフロンシートを二重に巻き付け、コンクリートとの付着を生じないようにした。鉄筋中央部のひずみを測定し、コンクリートの収縮により生じる応力を算定した。打込み直後から温度 20℃湿度 60%の恒温恒湿室に存置し、材齢 7 日まではポリエチレンフィルムにより封緘状態、材齢 7 日で脱型した後は 6 面乾燥状態とした。供試体数は 2 体とした。

また、 $100 \times 100 \times 400$ mm の角柱供試体を用いて、鉄筋拘束同一養生における自由収縮ひずみの測定を行った。自由収縮ひずみの測定は、JCI「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」¹¹⁾を参考に、供試体中心部に設置した埋込みひずみ計により行った。供試体数は 2 体とした。

3. 実験結果および考察

(1) 圧縮強度

図-1 に鉄筋拘束同一養生における配合毎の圧縮強度の測定結果を示す。いずれの配合においても材齢 28 日以降の強度増進が小さくなっているが、これは、材齢 7 日以降は乾燥環境下にあるためと考えられる。既報で示したように、圧縮強度は V_G の影響が支配的⁴⁾となるが、シリカフェームや高炉スラグ微粉末を用いた場合にはコンクリート配合とモルタル配合の差異が早強ポルトランドセメント単味の場合に比べてより大きくなるのに対して、フライアッシュを用いた場合には明確な差異がみられなかった。図-2 は鉄筋拘束同一養生による圧縮強度を標準水中養生との比の値 (圧縮強度比) で示したものである。これによると圧縮強度比に与える V_G や単位ペースト絶対容積の影響は小さく、また、シリカフェームの影響も小さい。一方、高炉スラグ微粉末やフライアッシュの材齢 91 日では圧縮強度比が小さくなっており、乾燥によつ

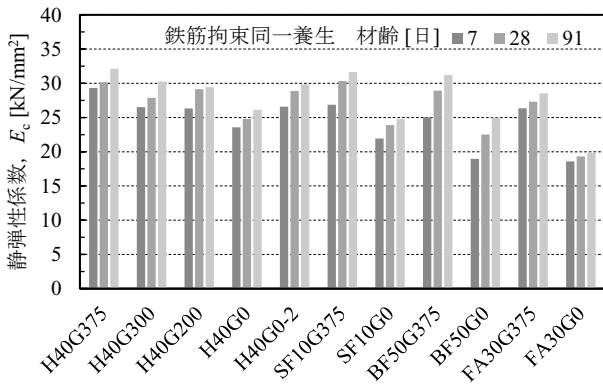


図-3 静弾性係数（鉄筋拘束同一養生）

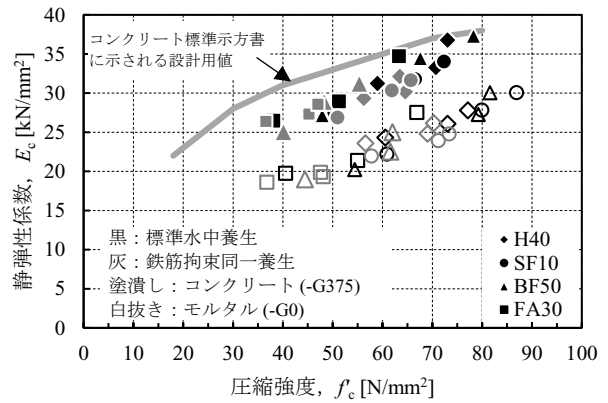


図-4 圧縮強度と静弾性係数の関係

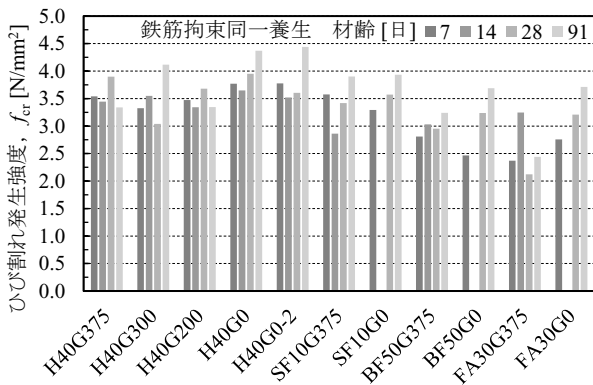


図-5 ひび割れ発生強度（鉄筋拘束同一養生）

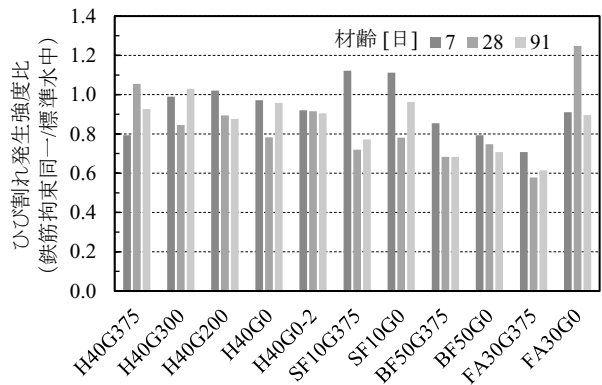


図-6 ひび割れ発生強度比

て圧縮強度発現の停滞が大きくなることわかる。

(2) 静弾性係数

図-3 に鉄筋拘束同一養生における静弾性係数の測定結果を示す。本実験で使用した材料では、静弾性係数は単位ペースト絶対容積の影響が大きいことを報告しており⁴⁾、この図から、混和材を用いた場合も同様の傾向にあることがわかる。一般に静弾性係数は圧縮強度との関係として示されることが多い。図-4 は既報⁵⁾でも示したものであり、図中にはコンクリート標準示方書¹²⁾に示される不静定力の計算に用いる圧縮強度とヤング係数の関係式から求められる値を併せて示している。単位ペースト絶対容積が同程度の配合で比較すれば、養生方法や混和材が圧縮強度と静弾性係数の関係に与える影響は小さい。

(3) ひび割れ発生強度

図-5 に鉄筋拘束同一養生におけるひび割れ発生強度の測定結果を示す。全体的な傾向としては圧縮強度と同様であり、ひび割れ発生強度は単位ペースト絶対容積の大きいモルタル配合で大きく、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを使った配合で小さい。一方、圧縮強度のよ

うに必ずしも材齢の経過に伴って大きい値にはなっておらず、圧縮強度の増進と同じように強度が発現するわけでは無いことがわかる。これは、既報⁴⁾で報告している割裂引張強度自体の特性であるとともに、ひび割れ発生の判定は供試体表面に貼り付けたひずみゲージによって行うため、表面の乾燥状態等の影響を敏感に受けるためであると考えられる。

図-6 は鉄筋拘束同一養生によるひび割れ発生強度を標準水中養生との比の値（ひび割れ発生強度比）で示したものである。図-2 に示した圧縮強度比と比べてばらつきの大きいことが明らかであり、乾燥をはじめとする種々の要因の影響に敏感であると考えられる。そのような状況ではあるが、シリカフェームを用いた SF10G375 および SF10G0 については、図-2 に示した圧縮強度比では早強単味の H40 シリーズと比べてシリカフェームの影響は確認されなかったのに対し、図-6 のひび割れ発生強度比では、材齢の経過とともに H40 シリーズと比べて小さな値となる傾向にあるようである。ひび割れ発生強度が乾燥により低下する原因のひとつとして、断面内での不均一な収縮応力の発生¹³⁾が挙げられるが、シリカフェームの使用によってマトリクスが緻密になり、不均一な収縮応力の発生が顕著になった可能性が考えられる。

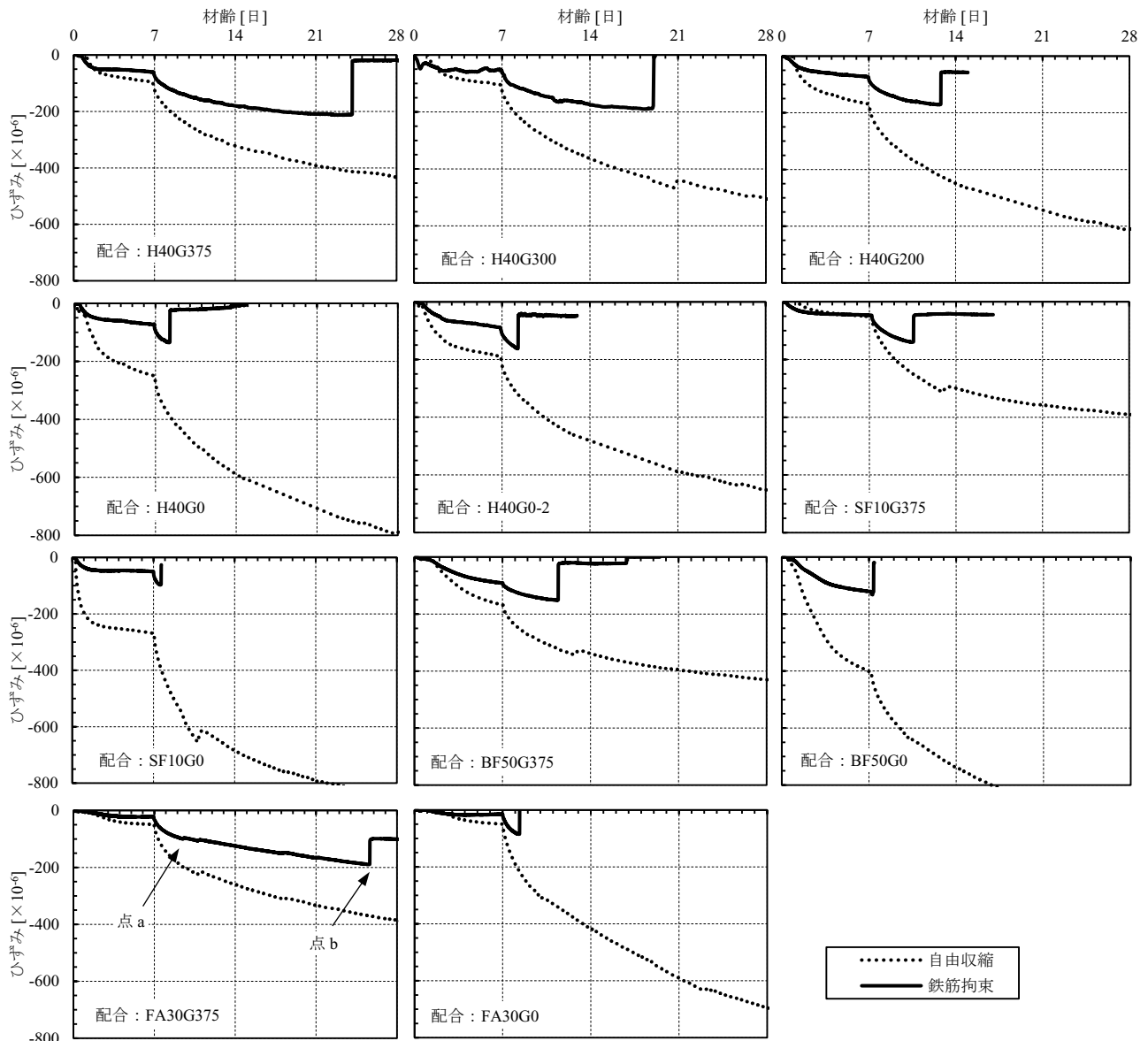


図-7 鉄筋拘束および自由収縮ひずみの測定結果の一例

(4) 鉄筋拘束および自由収縮ひずみ

a) 測定結果

図-7に測定結果の一例を示す。ここでは収縮を負として示している。材齢7日までは封緘状態であるため発生したひずみは自己収縮によるものであり、その後は乾燥収縮が生じることによりひずみが増大している。鉄筋拘束試験では鉄筋がコンクリートの収縮を拘束することによって自由収縮ひずみに比べ小さなひずみとなるが、この差が鉄筋が収縮を拘束することによりコンクリートに生じている引張ひずみであると考えられる。コンクリートにひび割れが生じると、例えばH40G375の材齢24日付近に見られるようにひずみが急変する。本実験においては、すべての供試体で材齢7日以降にひび割れが発生した。

配合FA30G375においては、図中に示した点bにおいて明確なひずみの急変が現れたが、点aにおいてもその前後で収縮挙動が変化しており、目視では確認はできなかったもののひび割れの発生が疑われる。後述する引張応力の経時変化を調べると点aにおいて引張応力が急変していることが確認されたため、既報⁹⁾ではFA30G375は点bにおいてひび割れが発生したものとしたが、本稿におけるこれ以降の議論では、FA30G375は点aにおいてひび割れが発生したものとして進めることとする。

b) 自由収縮ひずみ

図-8に単位ペースト絶対容積と材齢7日および182日の自由収縮ひずみの関係を示す。前項の通り、材齢7日は乾燥開始材齢であり、ここでの自由収縮ひずみは自己収縮ひずみである。

図-8に示したH40シリーズの結果より、単位ペースト

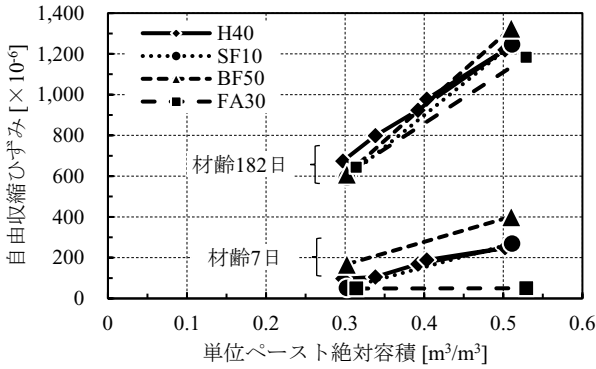


図-8 単位ペースト絶対容積と自由収縮ひずみの関係

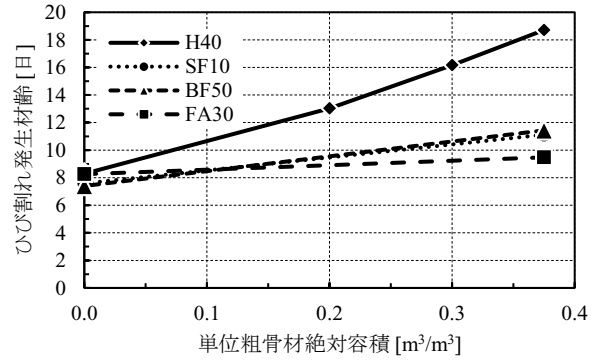


図-9 単位粗骨材絶対容積とひび割れ発生材齢の関係

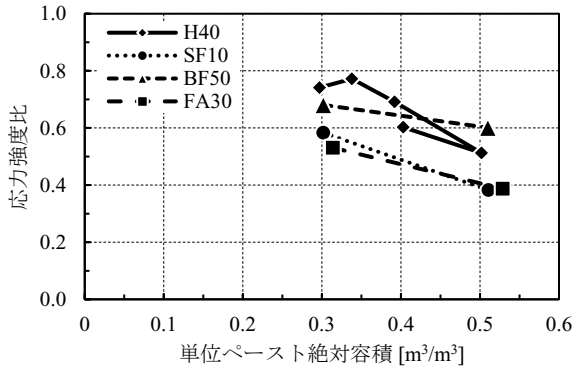


図-10 単位ペースト絶対容積と応力強度比の関係

絶対容積が大きくなるほど収縮ひずみも大きくなること
がわかる。単位ペースト絶対容積が 0.4 m³/m³ 前後に 2
点プロットされているが、単位ペースト絶対容積 0.392
m³/m³ が $V_G = 0.200$ m³/m³ のコンクリート配合である
H40G200, 単位ペースト絶対容積 0.403 m³/m³ がモルタル
配合の H40G0-2 である。これらの収縮ひずみが同程度で
あることから、本実験で用いた材料においては、収縮ひ
ずみに与える影響は単位ペースト絶対容積が支配的であり、
細骨材率の影響は小さいことがわかる。この傾向は、
静弾性係数においても同様であることを報告している 4)。

混和材を使用した場合でも、単位ペースト絶対容積が
大きくなるほど収縮ひずみも大きくなる点は同様である
が、材齢 7 日の収縮ひずみには混和材の影響が確認でき
る。すなわち、高炉スラグ微粉末を用いると収縮ひずみ
が大きくなり、フライアッシュを用いると収縮ひずみが
小さい。材齢 7 日までの収縮ひずみは先述の通り自己収
縮ひずみであるので、高炉スラグ微粉末を用いると自己
収縮が大きく、フライアッシュを用いると自己収縮が小
さくなることを示している。一方、材齢 182 日の収縮ひ
ずみでは混和材による差異はほとんどみられなくなった。
初期の自己収縮に差異があっても、乾燥収縮が進んだ状
態では、収縮ひずみに与える混和材の影響は小さくなっ
た。

c) ひび割れ発生時の変形挙動

図-9 に単位粗骨材絶対容積とひび割れが発生した材
齢の関係を示す。単位粗骨材絶対容積が 0 m³/m³, すな
わちモルタルでは、ひび割れ発生材齢は混和材の使用や
種類によらずほぼ同時期であり、単位粗骨材絶対容積が
大きくなるほどひび割れ発生材齢も大きくなった。ただ
し、単位粗骨材絶対容積の増加に伴うひび割れ発生材齢
の増加の程度は、早強単味に比べて混和材を使用した場
合には小さかった。

図-10 に単位ペースト絶対容積と応力強度比の関係を
示す。応力強度比はひび割れ発生時の拘束応力とひび割
れ発生強度の比であり、ひび割れ発生強度については、
図-9 よりひび割れ発生材齢は材齢 7~28 日の間にあるこ
と、図-5 より各配合で材齢 7 日から材齢 28 日の間でひ
び割れ発生強度に大きな変化はないことから、応力強度
比の算出に用いるひび割れ発生強度として材齢 7 から 28
日の試験値を平均したものをを用いた。

図-10 より、混和材の使用の有無によらず、単位ペ
ースト絶対容積が大きくなると応力強度比が小さくなる傾
向にあることがわかる。混和材に着目すると、高炉スラ
グ微粉末を用いた BF50G375 では早強ポルトランドセメ
ント単味の H40G375 と同程度であるが、シリカフェーム
を用いた SF10G375 およびフライアッシュを用いた
FA30G375 では全体的に応力強度比が小さく、モルタル
配合では、拘束応力がひび割れ発生強度の 4 割程度に達
した時点でひび割れが発生する結果となった。

図-7 に示したように鉄筋拘束による収縮ひずみは拘
束の無い自由収縮ひずみに比べて小さくなるが、この収
縮ひずみの差が鉄筋の拘束により生じた引張りひずみ（有
効ひずみ）と考えられる。拘束応力をこの有効ひずみで
除すことで求めた有効弾性係数の経時変化の一例を図
-11 に示す。収縮ひずみの小さい若材齢では、有効弾性
係数のばらつきが非常に大きくなり、精度にも問題があ
ると考えられるため、図-11 では初期材齢のデータは省

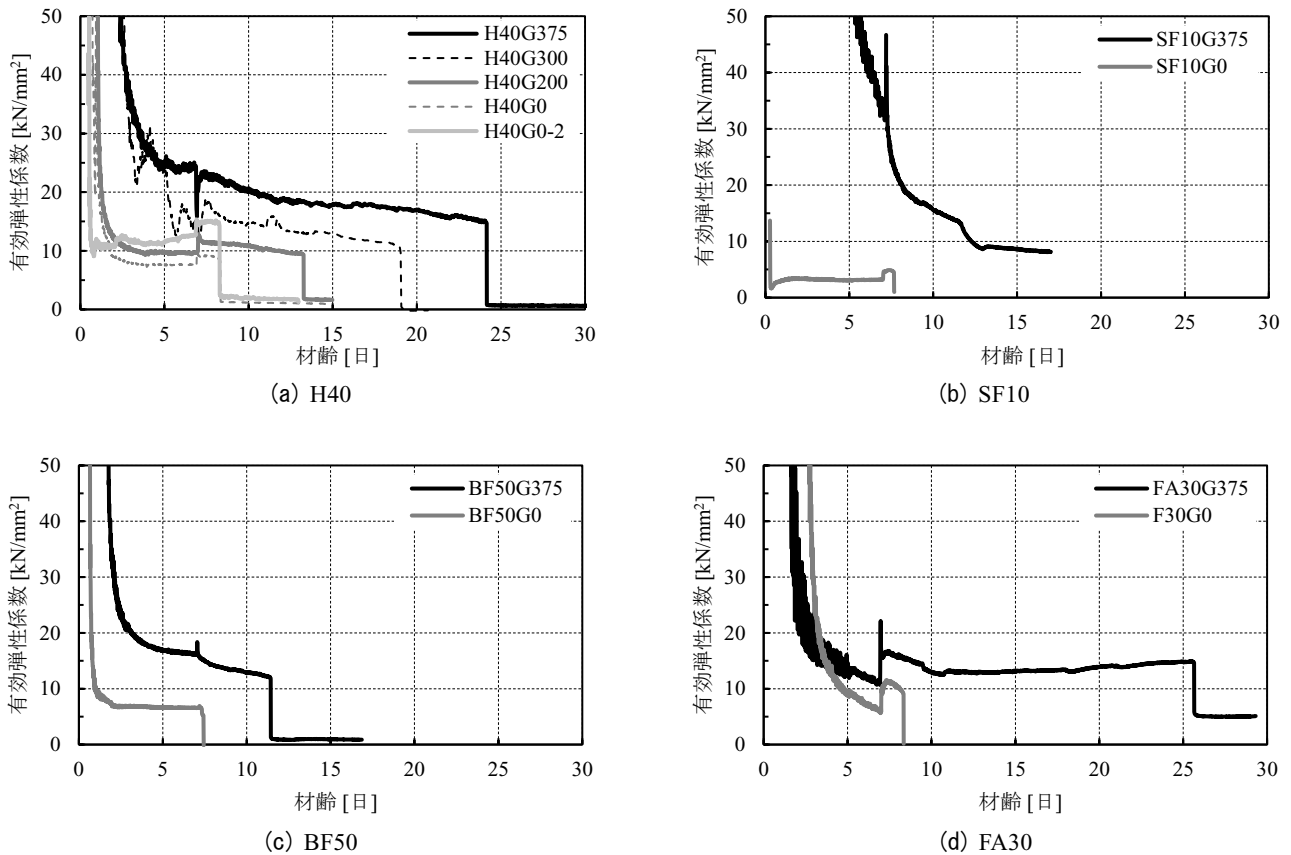


図-11 有効弾性係数の経時変化の一例

略し、有効弾性係数の変化が安定的になったと考えられる材齢以降のデータを示した。

図-11 より、全体的な傾向として、初期に高い値を示したのち、材齢の経過とともに減少していく様子が確認できる。フライアッシュを用いたものを除いて、モルタル配合、すなわち単位粗骨材絶対容積の小さい配合ほど有効弾性係数の低下が急激に生じていることがわかる。このことが、図-9 に示したひび割れ発生材齢と関係がある可能性がある。すなわち、有効弾性係数の低下が早いほど、ひび割れの発生も早くなる可能性が考えられる。フライアッシュを用いた配合では、モルタルとコンクリートで有効弾性係数の低下時期および速度の差異が小さいが、ひび割れ発生材齢も同程度となっていることと符合する。

図-12 は下記の式(1)によって求めたひび割れ発生時のクリープ係数を示したものである。

$$\phi = \frac{E_c}{E_e} - 1 \quad (1)$$

ここで、 ϕ :クリープ係数、 E_c :静弾性係数 [kN/mm²]、 E_e :有効弾性係数 [kN/mm²]

静弾性係数は、図-3 より材齢 7 日から材齢 28 日で大きな変化はないとして、材齢 7 日と材齢 28 日の試験値を平均した値を用いた。なお、有効弾性係数の経時変化に

配合毎の傾向がみられることから、クリープ係数の経時変化を調べることも有用な情報が得られる可能性が考えられるが、本実験では材齢 7 日以前に静弾性係数の測定を行っていないため、クリープ係数の算定はひび割れ発生時のみとした。

図-12 に示した通り、ひび割れ発生時のクリープ係数は単位ペースト絶対容積が大きいほど大きくなった。単位ペースト絶対容積が 0.3 m³/m³ 程度のコンクリート配合では混和材の有無に抛らずクリープ係数は 1.0 程度であるが、モルタル配合でのクリープ係数はシリカフェーム、高炉スラグ微粉末、早強ポルトランドセメント単味、フライアッシュの順で大きくなった。フライアッシュを用いた場合には単位ペースト絶対容積の変化に伴うクリープ係数の変化が小さくなっており、圧縮強度やひび割れ発生材齢、有効弾性係数の経時変化と同様に、フライアッシュを用いた場合のみ配合変化の影響が小さい結果となった。また、早強ポルトランドセメント単味の結果において単位ペースト絶対容積が 0.4 m³/m³ 前後にプロットされる H40G200 および H40G0-2 は、静弾性係数や収縮ひずみでは同程度の値であったがクリープ係数は異なる結果となった。さらに、H40G0-2 は単位ペースト絶対容積 0.502 m³/m³ の H40G0 と比べても小さいクリープ係数となっている。H40G0 と H40G0-2 は、圧縮強度⁴⁾

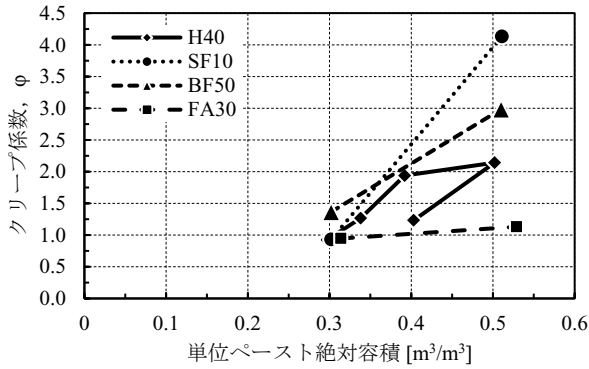


図-12 単位ペースト絶対容積とクリープ係数の関係

や図-9 に示したひび割れ発生材齢では差異がみられなかったが、クリープ係数ではこれらとも異なる傾向となった。H40G200 と H40G0-2 を比べると、単位ペースト絶対容積が同程度、言い換えると単位骨材絶対容積が同程度であっても、骨材の表面積が大きく異なる。H40G0 と H40G0-2 を比べると、ともにモルタルであるが H40G0-2 は細骨材が多くその表面積も大きい。したがって、クリープ係数には骨材量だけでなく、粒度や粒度分布の影響も大きい可能性が考えられる。

4. まとめ

本稿では、早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートの骨材量の変化や混和材の使用がひび割れ抵抗性に与える影響のうち、鉄筋拘束試験における変形挙動について検討を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ① 拘束の無い供試体で測定した自由収縮ひずみにおいては、初期の自己収縮ひずみでは混和材の影響がみられるが、乾燥収縮が進んだ後の自由収縮ひずみでは混和材の影響はほとんど見られなくなる。
- ② ひび割れ発生時の応力強度比は、単位ペースト絶対容積が大きくなるほど小さくなり、また、シリカフェュームやフライアッシュの使用によっても小さくなった。
- ③ ひび割れ発生材齢は単位粗骨材絶対容積の増加によって大きくなり、有効弾性係数の経時変化が寄与している可能性が見出された。
- ④ ひび割れ発生時のクリープ係数は単位ペースト絶対容積が大きくなるほど大きくなる傾向にあり、単位ペースト絶対容積が大きい場合に混和材の影響が生じるとともに、骨材の粒度や粒度分布も影響を与えている可能性が確認された。
- ⑤ フライアッシュを用いた場合には、圧縮強度、ひび割れ発生材齢、有効弾性係数の経時変化およびひび割れ発生時のクリープ係数に与える配合変化の影響が小さくなった。

参考文献

- 1) 例えば、日本コンクリート工学会：コンクリートの収縮問題とその対応一委員会報告書，2010. 3
- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004. 9
- 3) (国研)土木研究所，(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究報告書（II）－混和材を用いたプレストレストコンクリート橋の設計・施工マニュアル(案)－，2016. 1
- 4) 佐々木亘，谷口秀明，樋口正典：乾燥を受ける早強コンクリートのひび割れ抵抗性に影響を与える配合要因に関する検討，三井住友建設技術開発センター報告，No. 12, pp. 41-46, 2014.
- 5) 佐々木亘，谷口秀明，石澤正大，樋口正典：早強コンクリートの収縮ひび割れ抵抗性に与える混和材ならびに骨材量の影響，第 24 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. 527-532, 2015. 10
- 6) 佐々木亘，石澤正大，谷口秀明，樋口正典：コンクリートのひび割れ発生強度に影響を与える要因に関する実験的検討，第 25 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. 409-414, 2016. 10
- 7) 佐々木亘，芦塚憲一郎，出口宗浩，谷口秀明：高強度コンクリートの力学特性に与える鋼繊維の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35, No. 1, pp. 277-282, 2013. 7
- 8) 斯波明宏，谷口秀明，樋口正典：早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートに関する実験的研究，第 22 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. 509-514, 2013. 10
- 9) 佐々木亘，谷口秀明，樋口正典，宮川豊章：短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響，コンクリート構造物の補修・補強・アップグレードシンポジウム論文報告集，第 13 巻，pp. 33-40, 2013. 11
- 10) 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，2002. 9
- 11) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリートの研究委員会(II)，pp. 209-210, 1994. 5
- 12) 土木学会：2012 年版コンクリート標準示方書 [設計編]，2013. 3
- 13) 宮沢伸吾，田澤栄一：セメント系材料の曲げ強度に及ぼす不均一な乾燥収縮応力の影響，土木学会論文集，第 426 号/V-14, pp. 121-129, 1991. 2

超高強度コンクリート中の気泡の形状と寸法の違いが フレッシュ性状および強度特性に与える影響

Effect of Differences in Shape and Dimension of Bubbles on Fresh Properties and Strength Characteristics of Ultra-high-strength Concrete

技術研究所 峯 竜一郎 MINE RYUICHIRO
技術研究所 松田 拓 MATSUDA TAKU
生産機械技術部 蓮尾 孝一 HASUO KOICHI

空気量調整剤の添加が超高強度コンクリートの流動性と圧縮強度に及ぼす影響を確認することを目的とし、AE 剤と消泡剤の添加量を変化させ、空気量の異なる試料を作製し、各種測定を行った。その結果、AE 剤と消泡剤を添加したものの流動性が低下する傾向が見られた。AE 剤と消泡剤の添加による気泡の形状と寸法の変化に着目し、硬化した試料を用いて画像解析を実施した。その結果、AE 剤と消泡剤を添加したモルタルは、形状のいびつな気泡が増加しており、このことが流動性低下の要因の一つと考えられた。

キーワード：超高強度コンクリート、空気量、流動性、圧縮強度、いびつな気泡

This paper describes the effect of air control agent on fluidity and compressive strength of ultra-high-strength concrete. Samples with different air content where both AE agent and antifoaming agent addition amount was changed were manufactured and various measurement was carried out. Fresh concrete showed less fluidity as the additional amount of both AE agent and antifoaming agent increased. Focusing on the change in bubble's shape and dimension by adding both AE agent and antifoaming agent, the image analysis was employed for hardened sample. It was confirmed that, when both AE agent and antifoaming agent were added, the amount of distorted air bubbles increased. This result is considered to be one of the reasons of deterioration of fluidity.

Key Words: Ultra-high-strength Concrete, Air Content, Fluidity, Compressive Strength, Distorted Air Bubbles

1. はじめに

コンクリート中の空気量は、AE 剤や消泡剤といった空気量調整剤を添加することで制御されている。しかし、それらの添加量がフレッシュ性状および圧縮強度へ及ぼす影響についてはデータ蓄積が十分とは言えず、とりわけ超低水結合材比のコンクリートの各種性状と空気量に関する報告は少ない。そこで、本研究は水結合材比が W/B=12%のコンクリートを対象に、AE 剤と消泡剤の添加量がフレッシュ性状および圧縮強度に与える影響を確認することを目的とし、AE 剤と消泡剤の添加量を変え、空気量を変化させたコンクリートとモルタルのフレッシュ性状および圧縮強度の確認を行った。その結果、空気量が同程度の条件で「AE 剤と消泡剤を添加

した試料」と「AE 剤と消泡剤どちらも無添加の試料」とを比較すると、圧縮強度は両者で同等な一方、流動性は前者が後者よりも低下する傾向となった。

そこで光学顕微鏡を用いて硬化モルタル断面の画像を解析し、気泡の形状と寸法の違いが流動性に与える影響について考察した。

2. 使用材料および調査

表-1 に使用材料、表-2 にコンクリートおよびモルタルの調査条件および試験項目を示す。コンクリートは著者らが開発した $F_c=220\text{N/mm}^2$ 級超高強度コンクリート¹⁾とした。水結合材比(W/B)=12%、結合材(B)としてシリカフェームプレミックスセメント(SFPC)とフライアッシュ

シュ(FA)(JIS I 種相当品), 細骨材はフェロニッケルスラグ(FNS), 粗骨材(G)は最大粒径 20mm の硬質砂岩とした。高性能減水剤(SP)の添加量は, コンクリートは B×1.9%, モルタルは B×2.3%に統一し, AE 剤(AE)および消泡剤(AF)の量を増減させることでコンクリートおよびモルタルの空気量を変化させた。また, モルタルの調合は, コンクリートの調合におけるセメントペーストと細骨材の容積比率($V_s/V_p=44%$)が同様になるように計画した。

3. 実験概要

(1) コンクリート

コンクリートの練混ぜは強制 2 軸ミキサを使用し, 水と空気量調整剤以外の材料を投入して 30 秒攪拌後に水と空気量調整剤を投入し, 15 分間練混ぜた。全調合において練混ぜ量は 45L とした。練混ぜ完了後, ただちにフレッシュ性状試験および圧縮強度試験用の円柱供試体($\phi 100 \times H=200\text{mm}$)の採取を行った。空気量の測定に関しては, エアメータを使用した。また, CON-8 において AE 剤を用いて空気量を大幅に増大させたコンクリートを作製し, フレッシュ性状試験後にミキサに戻し, 消泡剤を後から外割りに添加(20 倍液に希釈)して 3 分間練り混ぜ作製したコンクリートを CON-8' とした。円柱供試体は作製後 20°C 一定の恒温室で封かん養生とし, 注水開始時間から 48h 以内に 40°C および 90°C に設定した養生槽に移動し試験材齢まで養生した。

(2) モルタル

モルタルの練混ぜについてはモルタルミキサを用いた。SFPC, FA および FNS を投入し 30 秒空練りした。その後, 水と空気量調整剤を入れ低速で 5 分, 高速で 11 分

の計 16 分間練混ぜた。全調合において練混ぜ量は 5L とした。練混ぜ完了後, フレッシュ試験を行った。また, 圧縮強度試験用および光学顕微鏡観察用の円柱供試体($\phi 50 \times H=100\text{mm}$)の採取を行った。モルタルフローは 0 打フローとし, 空気量はモルタルエアメータを用いて測定を行った。円柱供試体はコンクリートと同様の養生方法とした。

4. 実験結果

(1) コンクリートのフレッシュ性状

表-3 にフレッシュ性状試験結果を示す。CON-8 の空気量については, 空気量測定時にエアメータの検針が目盛り最大値である 10%を超えたため, 目盛りの間隔と目測から空気量を 13%と読んだ。表中には硬化した円柱供試体の密度から算出した空気量も併記した。硬化後の空気量はフレッシュ時の空気量と比較すると, 同程度であった。図-1 に空気量とスランプフローの関係, 図-2 に空気量と 50cm スランプフロー時間の関係および図-3 に 50cm スランプフロー時間とスランプフローの関係を示す。AE 剤を添加し空気量を 13%まで大幅に増加さ

表 - 1 使用材料

名称	種類	物性等	記号
セメント	シリカフェウム プレミックスセメント	密度: 3.04 比表面積: 6690cm ² /g	SFPC
細骨材	フェロニッケル スラグ細骨材	密度: 2.98 粗粒率: 2.60	FNS
粗骨材	碎石2005 (硬質砂岩)	密度: 2.62 実績率: 62.1%	G
水	工業用水	-	W
混和材	フライアッシュ (JIS I 種相当品)	密度: 2.40 比表面積: 5300cm ² /g	FA
化学 混和剤	高性能減水剤(I種)	ポリカルボン酸系	SP
	空気量 調整剤	消泡剤	エステル脂肪酸系
		AE剤	アルキルエーテル系

表 - 2 コンクリートおよびモルタルの調合条件および試験項目

種別	記号	W/B [%]	s/a [%]	単位量[kg/m ³]					目標 空気量 [%]	目標 スランプ フロー [cm]	化学混和剤添加量			フレッシュ 試験	試験項目		顕微鏡 観察	
				W	B		FNS	G			SP [B×%]	AE [B×%]	AF [B×%]		圧縮強度試験			
					SFPC	FA									40°C 封かん養生 材齢28日	90°C 封かん養生 材齢91日		
コン クリート	CON-1	12	55	135	900	225	729	549	3.0	70	1.9	-	-	○	○	-		
	CON-2												0.0010	○	○	○	-	
	CON-3												0.0004	○	○	○	-	
	CON-4												0.0050	○	○	○	-	
	CON-5												0.0500	○	○	○	-	
	CON-6												0.0020	○	○	○	-	
	CON-7												0.0100	0.0500	○	-	-	-
	CON-8												0.1000	0.0050	○	-	○	-
CON-8'	0.1000	0.0140	○	○	○	-												
モルタル	MOR-1	-	-	169	1127	282	905	-	-	-	2.3	0	0	○	○	○	○	
	MOR-2											0	0.0200	○	○	○	○	
	MOR-3											0.0500	0	○	○	○	○	
	MOR-4											0.0500	0.0200	○	○	○	○	

表 - 3 コンクリートのフレッシュ性状試験結果

記号	化学混和剤添加量			フレッシュ性状試験結果					硬化後密度から算出した空気量 [%]	
	SP [B×%]	AE [B×%]	AF [B×%]	練上がり温度 [°C]	スランブフロー [cm]	50cmスランブフロー時間 [sec]	空気量 [%]	単位容積質量 [t/m ³]		
CON-1	1.9		-	30.0	76.8	5.17	4.8	2.50	5.1	
CON-2			0.0010	30.0	76.8	7.98	3.2	2.55	3.4	
CON-3			0.0004	29.0	75.3	8.32	4.1	2.52	4.5	
CON-4			0.0050	29.5	75.8	7.22	2.8	2.56	2.9	
CON-5			0.0500	30.9	76.3	8.04	2.4	2.57	2.9	
CON-6			0.0020	30.9	75.5	6.09	2.9	2.55	3.3	
CON-7			0.01	0.0500	30.3	77.3	6.87	2.6	2.57	-
CON-8			0.10	0.0050	28.5	69.0	11.97	13.0	2.27	10.6
CON-8'	0.10	0.0140	27.7	70.8	16.54	4.6	2.52	4.5		

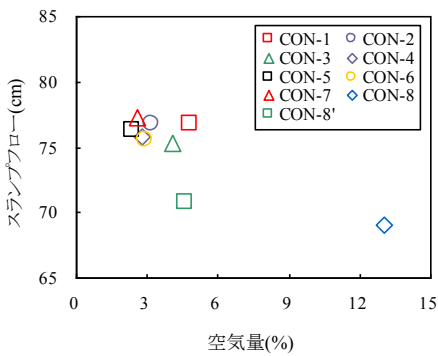


図 - 1 空気量とスランブフローの関係

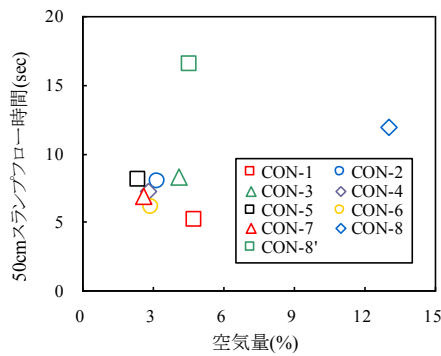


図 - 2 空気量と50cmスランブフロー時間の関係

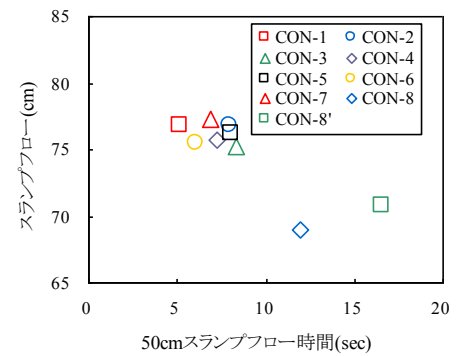


図 - 3 50cmスランブフロー時間とスランブフローの関係

せた CON-8, および CON-8 に消泡剤を後添加することで空気量を減らした CON-8'を除くと, 空気量とスランブフローの関係および空気量と 50cm スランブフロー時間の関係に相関は認められず, スランブフローは 69.0 ~ 77.3cm, 50cm スランブフロー時間は 10 秒以内となった。AE 剤で空気量を増加させた CON-8 を見ると, CON-1 ~ CON-7 に比べ, スランブフロー値は小さく 50cm スランブフロー時間は長いことから, 流動性が低下している。また, AE 剤と消泡剤のどちらも添加していない CON-1 と CON-8' を比べると, 両者の空気量は同程度だが, スランブフロー値は CON-8' の方が小さく, 50cm スランブフロー時間は CON-8' の方が長い。すなわち, CON-8' は CON-1 よりも流動性が低い。

(2) コンクリートの圧縮強度試験結果

図-4 にコンクリートの空気量と圧縮強度の関係を示す。40°C封かん養生および 90°C封かん養生のどちらも空気量が多いほど強度が低下する傾向が見られた。また, AE 剤と消泡剤を添加していない CON-1 と, AE 剤を添加した後に消泡剤を添加した CON-8' は空気量が同程度であり, 圧縮強度も同様の結果となった。また, 図中に以下に示す空気量と強度の関係²⁾の近似式を併記した。

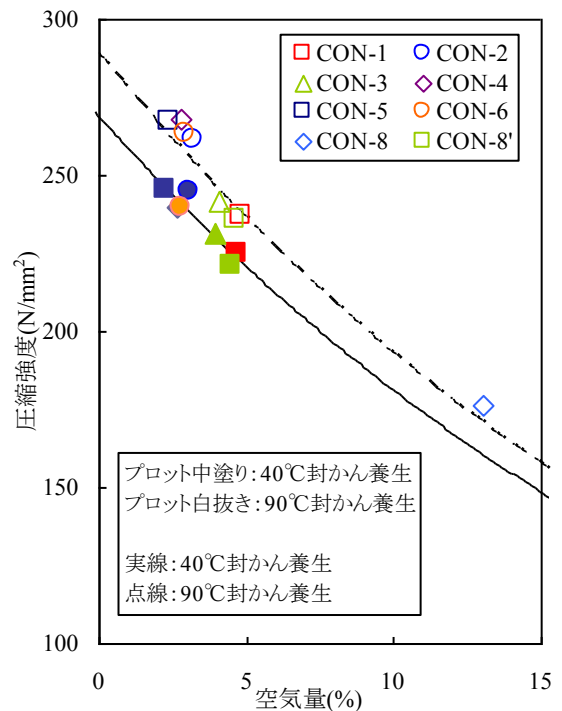


図 - 4 空気量と圧縮強度の関係 (コンクリート)

$$F = F_0 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{100}\right)^{Air} \quad (1)$$

ここに、

F : 圧縮強度(N/mm²)

F_0 : 空気量 0%の圧縮強度(N/mm²)

α : 強度低下率(%)

Air : 空気量(%)

一般的に空気量の増加による強度低下率は、空気量1%につき4~6%低下とされている³⁾。コンクリートの強度低下率は、40℃封かん養生材齢28日および90℃封かん養生材齢7日でそれぞれ3.9%、4.1%となった。強度低下率はおおむね3~4%程度となり、既往の研究報告²⁾と同様の傾向が見られた。 $F_c=200\text{N/mm}^2$ を超える超高強度コンクリートにも(1)式が適用可能だと考えられる。

(3) モルタルのフレッシュ性状結果

表-5 にモルタルのフレッシュ性状試験結果を、図-5 に空気量とモルタルフローおよびスランブフローの関係を示す。図-5 にはコンクリートのフレッシュ結果(CON-1, CON-5, CON-8, CON-8')も併せてプロットした。AE剤と消泡剤をどちらも添加していないMOR-1とAE剤と消泡剤を両方添加したMOR-4を比較すると、空気量は同程度であるが、MOR-4のフロー値が小さくなり、コンクリートと同様に空気量が同程度であってもAE剤と消泡剤を両方添加したものの流動性が低下する結果となった。

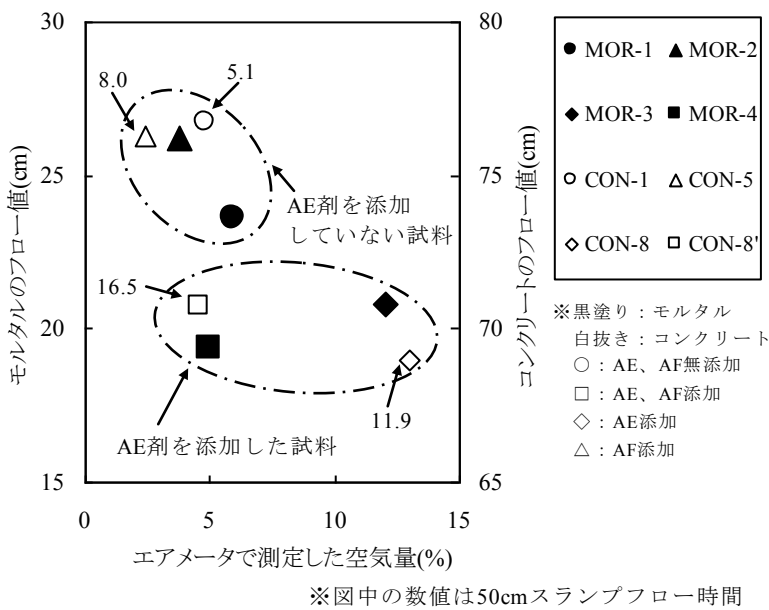


図-5 空気量とモルタルフローおよびスランブフローの関係

(4) モルタルの圧縮強度試験結果

図-6 にモルタルの空気量と圧縮強度の関係を示す。図中には(1)式による近似式も併記した。AE剤と消泡剤を添加していないMOR-1とAE剤と消泡剤を添加したMOR-4は空気量と圧縮強度どちらも同様の結果となり、コンクリートと同様の結果となった。(1)式による強度低下率は、40℃封かん養生材齢28日および90℃封かん養生材齢7日でそれぞれ3.5%、2.9%となった。モルタルについても強度低下率はおおむね3~4%程度となった。

(5) 考察

本研究では、コンクリートとモルタルについて、空気量が同程度の条件において、「AE剤と消泡剤を添加した試料」と「AE剤と消泡剤どちらも無添加の試料」とを比較した。一般に、AE剤を添加するとコンクリー

表-5 モルタルのフレッシュ試験結果

記号		MOR-1	MOR-2	MOR-3	MOR-4
フレッシュ試験結果	モルタルフロー (cm)	23.6	26.2	20.8	19.4
	空気量 (%)	5.9	3.8	12.0	5.0
	単位容積質量 (t/m ³)	2.45	2.50	2.28	2.47
	練上がり温度 (°C)	30.7	28.5	31.3	30.2

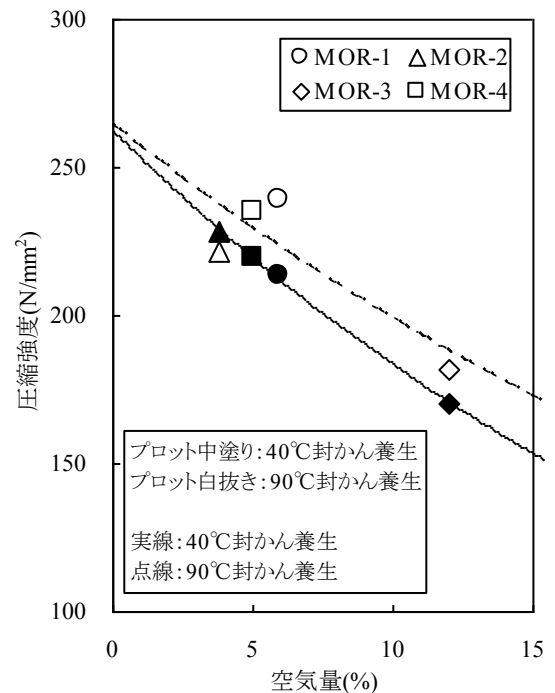


図-6 空気量と圧縮強度の関係 (モルタル)

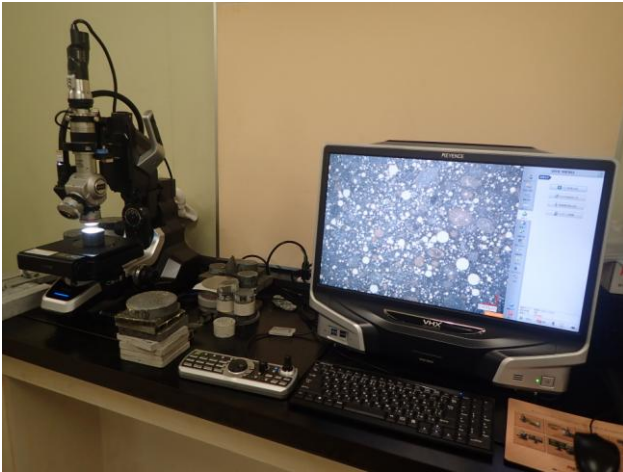


図 - 7 光学顕微鏡

ト中に微細な気泡が連行され、これが流動性の向上に寄与するために、ワーカビリティが改善されると言われている⁴⁾。しかしながら、図-5に示したように本研究の範囲では空気量が同程度でも AE 剤を添加した試料の流動性が低くなり、この理由を説明できないと考えられた。そこで、AE 剤と消泡剤の添加による気泡の形状と寸法の変化に着目し、次章において画像解析による検討を実施することとした。

なお、圧縮強度は前者と後者とで大差はないことから、AE 剤と消泡剤の添加量よりも空気量の絶対量の影響が大きいと考えられる。

5. 光学顕微鏡を用いた硬化モルタルの気泡観察

(1) 観察方法

前章で得られた流動性低下の理由を考察するため、AE 剤と消泡剤の添加量の違いによる気泡の形状と寸法の違いを確認することを目的に、光学顕微鏡を用いて硬化モルタルの断面観察を試みた。観察には図-7に示す光学顕微鏡(キーエンス社製 VHX-5000)を用いた。観察画像に対して付属のソフトを用いて 2 値化処理を行い、最大寸法、最小寸法、周囲長、面積などを個別データとして取得できる。なお、各気泡の画像は 1 画素を最小単位とした画素の集合体である。また、最大寸法と最小寸法は、各気泡画像のそれぞれの輪郭画素の中心点から任意の 2 点間距離が最大および最小となる長さである。本実験においては倍率 20 倍で観察を行い、モルタル断面の画像(約 4cm×4cm)を得た。一般に、硬化コンクリートの断面の気泡に着目した 2 値化画像を取得する場合、コンクリートの観察断面に黒色インキを含浸させ、ZnO と流動パラフィンとを混合させたものを塗布することで気泡空隙部分を白色にし、それ以外を黒色にして 2 値化処

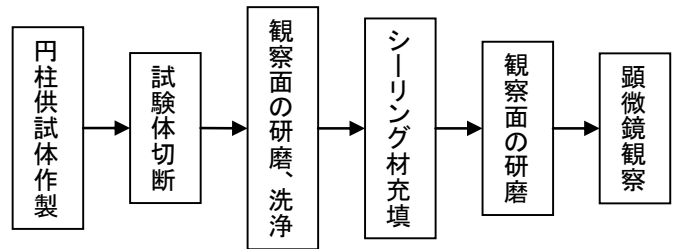


図 - 8 観察用試料作成手順

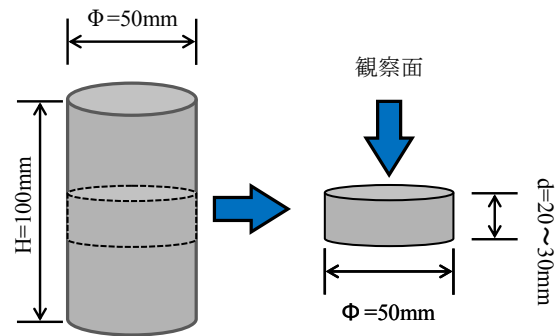


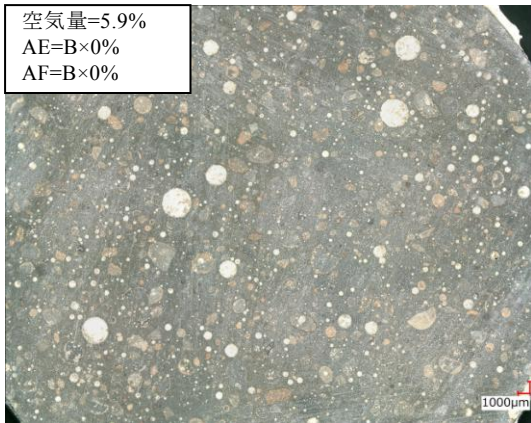
図 - 9 円柱供試体の切断位置

理を行う⁵⁾。

本実験で作製した超高強度モルタルはセメントペースト部が黒色に近いため、黄色のシーリング材を気泡空隙部分に充填させ着色することで 2 値化画像を得た。観察用の試料は図-8に示す手順で作製した。まず、図-9に示すように、円柱供試体(φ50×H=100mm)の中間部をコンクリートカッターで厚さ 20~30mm に切断し、表面の研磨および洗浄を行った。次に、切り出した試料の観察面に 1 成分変性シリコーン系シーリング材を塗布し、気泡空隙部分に充填させた。その後、サンドペーパーで研磨を行い、表面の気泡空隙以外に付着しているシーリング材を除去し、観察用試料とした。観察画像は 1600×1200 画素であり、1 画素は約 9.6 μm×9.6 μm とした。なお、2 値化のしきい値は測定者が目視で決定し、気泡以外の空隙と判断した部分については手で除去した。

(2) 観察結果

各気泡の形状と寸法が流動性に与える影響を考察するため、光学顕微鏡で観察した超高強度モルタルの断面画像に 2 値化処理を行った。図-10に示す MOR-1 の 2 値化前の画像を見ると、試料断面の空隙に充填されたシーリング材や骨材が明瞭に判別でき、かつ広範囲の画像が観察出来ている。図-11に示す MOR-1~MOR-4 の 2 値化後の画像を比較すると、AE 剤と消泡剤の添加量の違いによる気泡の大きさや数が異なる様子を観察できる。



MOR-1

図 - 10 超高強度モルタルの 2 値化処理前画像

なお、MOR-1 と MOR-2 はどちらも AE 剤を添加していない(すなわち微細な気泡を連行させていない)にもかかわらず気泡は独立した球形で、粗大で不整なものは見当たらない。これは、本実験の調合が超低水結合材比であり、普通強度のコンクリートに比べ、比較的粘性が高いためであると推察されるが、今後調合の範囲を広げて確かめる予定である。

(3) 気泡径分布

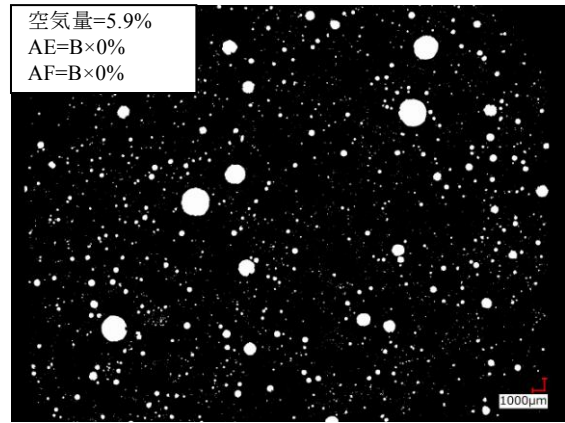
画像解析より取得した気泡データを整理した。図-12 に超高強度モルタルの気泡径分布を示す。空気量は面積法より算出した。なお、 $20\mu\text{m}$ 以下の気泡は内圧が高まり溶解する⁶⁾と考えられていることから、検討時に除外した。MOR-3 は AE 剤の空気連行作用によって $25\sim 250\mu\text{m}$ の範囲の空気量が著しく多くなった。また、AE 剤と消泡剤を添加していない MOR-1 と AE 剤と消泡剤を両方添加した MOR-4 を比較すると、フレッシュ時の空気量は同程度だったが、MOR-4 の方が $250\mu\text{m}$ 以下の微細な気泡が若干ではあるが多い結果となった。

(4) 気泡形状のいびつさの評価

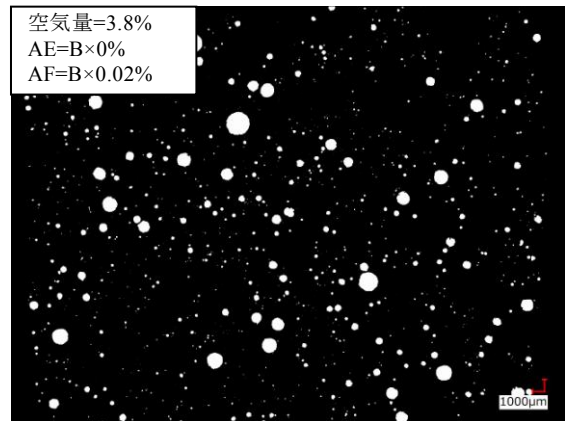
ここでは、空気量調整剤の影響による気泡形状の違いを確認するため、2 値化した各気泡の画像を用いて形状のいびつさの評価を試みた。西らは気泡形状のいびつさを円形度を用いて評価している⁶⁾が、本実験では 5. (1) で前述した最大寸法および最小寸法を用いて以下に示す R' を定義した。

$$R' = \text{最大寸法} / \text{最小寸法} \quad (2)$$

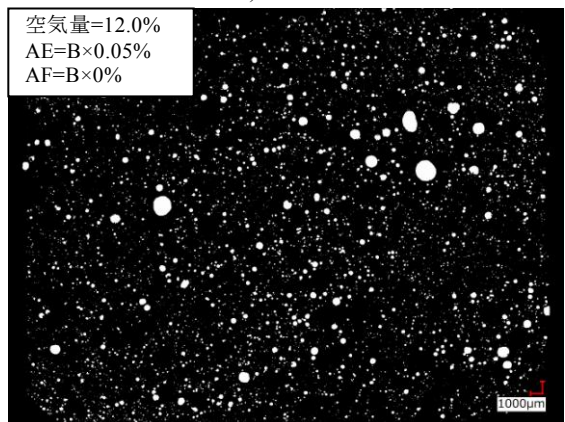
R' は気泡形状のいびつさを表す指標である。すなわち、 R' の値が大きいほど気泡の形状がいびつであり、1 に近づくほど円形に近いと仮定した。図-13 に平均径と



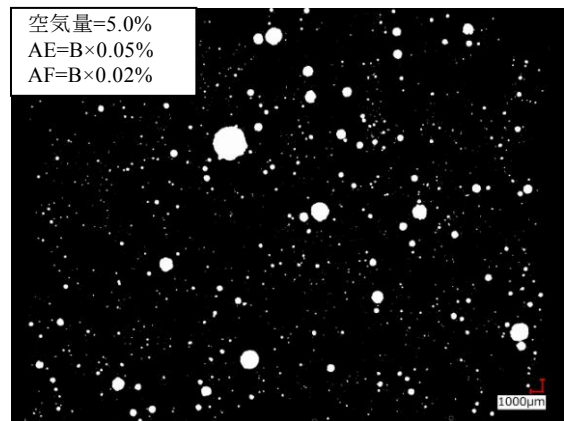
a)MOR-1



b)MOR-2



c)MOR-3



d)MOR-4

図 - 11 超高強度モルタルの 2 値化処理後画像

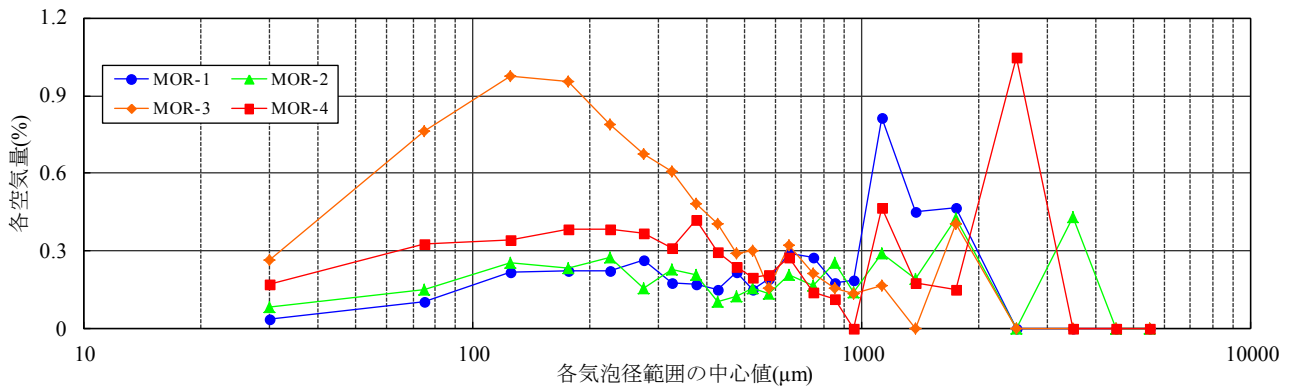


図 - 12 超高強度モルタルの気泡径分布

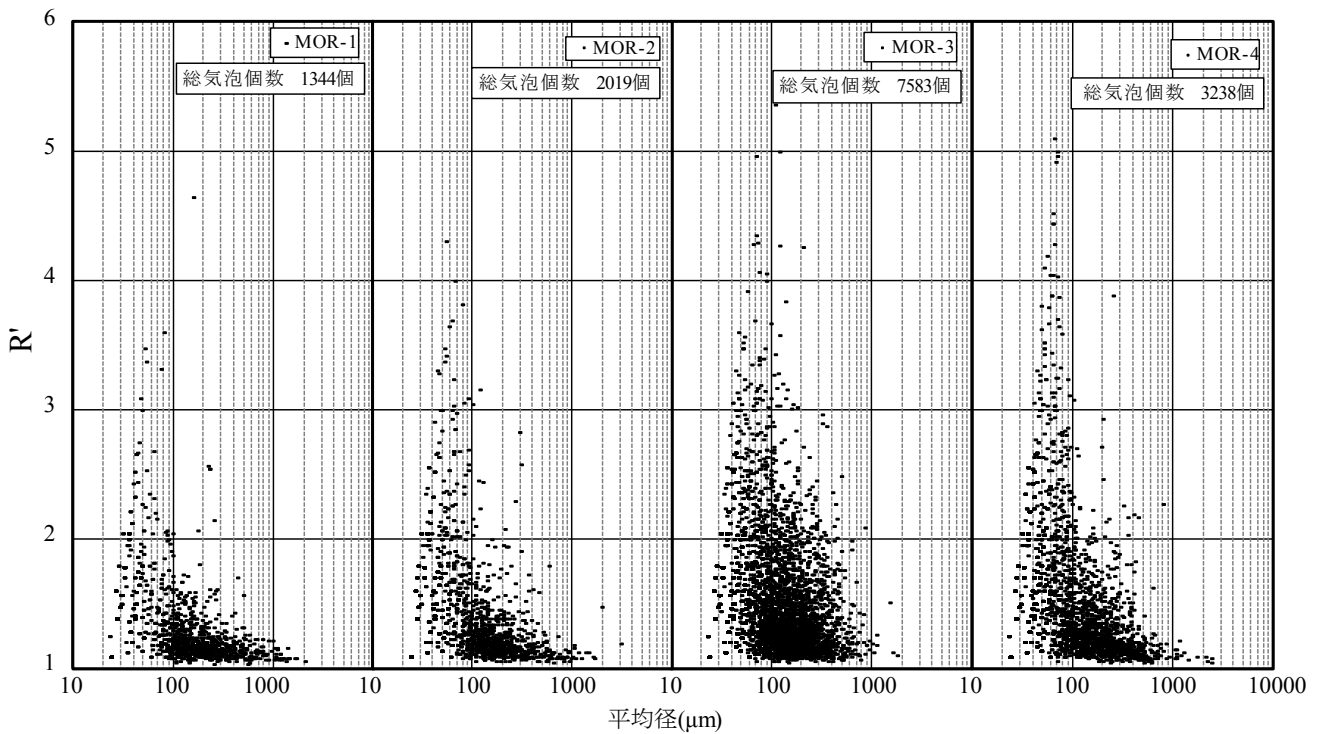


図 - 13 平均径と R' の関係

R' の関係を示す。一般的にエントレインドエアと言われている $25 \sim 250 \mu\text{m}$ ⁷⁾ の範囲に着目し、MOR-3 を見ると、AE 剤を添加したことで $250 \mu\text{m}$ 以下の気泡個数が増大しているが、R' の値の大きいものが増える傾向が見られた。次に、AE 剤と消泡剤を添加していない MOR-1 と、AE 剤と消泡剤を添加した MOR-4 を比較すると、MOR-4 は $250 \mu\text{m}$ 以下の気泡個数が MOR-1 と比べ多いが、R' の値が大きいものも多く、比較的形状のいびつな気泡が多い傾向が見られた。すなわち、AE 剤と消泡剤を両方添加した結果、 $250 \mu\text{m}$ 以下の微細な気泡は増加したが、形状のいびつな気泡も増加したため、流動性が低下したと考察する。

次に、気泡の中で流動性の向上に寄与する形状の丸さの度合い(すなわち、いびつでない度合い)、およびその寸法について、以下に示す手順で気泡径の範囲を区切って検討を行った。

- ① 平均径の $20 \mu\text{m}$ 以下の気泡データを除去する。
- ② $20 \sim 250 \mu\text{m}$ の気泡径の範囲より $50 \mu\text{m}$ 単位で範囲を区切り、各範囲の空気量(たとえば、 $\text{Air}_{20 \sim 50 \mu\text{m}}$)の総和を算出する。
- ③ R' の範囲を $1 \sim 1.10$, $1 \sim 1.15$, $1 \sim 1.20$ のように 0.05 単位で区切り、その範囲内の気泡面積の量の総和(たとえば、 $\text{Air}'_{20 \sim 50 \mu\text{m}}$)を算出する
- ④ 各気泡径の範囲における気泡面積の総和に対する③で求めた気泡面積の総和の比率(たとえば $\text{Air}'_{20 \sim 50 \mu\text{m}} / \text{Air}_{20 \sim 50 \mu\text{m}}$)を算出する。
- ⑤ 各気泡径の範囲ごとに、④で求めた比率とモルタルフローの関係を直線回帰し、寄与率(R^2 値)を求める。

検討結果を表-6 に示す。気泡径範囲が $100 \mu\text{m}$ 以下では寄与率が低くなった。また、R' の範囲を広げると、寄与率が低くなる傾向が見られた。気泡径 $151 \sim 200 \mu\text{m}$ の範囲で $1 \leq R' \leq 1.15$ の場合の寄与率が 0.923 と最も

高くなった。すなわち、気泡径 151~250 μm の範囲で $1 \leq R' \leq 1.15$ の気泡は流動性向上に寄与すると考えられる。図-14 に最も相関性のあった $Air'_{151 \sim 200 \mu m} / Air_{151 \sim 200 \mu m}$ とモルタルフローの関係を示す。フレッシュ時の空気量が同程度だった MOR-1 と MOR-4 に着目すると、MOR-1 は MOR-4 に比べて 151~200 μm の範囲の空気量中の $1 \leq R' \leq 1.15$ の空気量の割合が 10%程度大きくなった。

以上の結果から、少なくとも本研究で実施した実験の範囲において、気泡の形状は流動性に影響するものと考えられる。すなわち超高強度コンクリートでは、①形状が円形に近い気泡は流動性の向上に寄与し、②形状のいびつな気泡は流動性の低下に寄与する。③AE 剤を添加することで微細な気泡は増加するが、形状のいびつな気泡も増加するものと考えられる。今後、調合条件の範囲や空気量調整剤の種類を広げて検討することで、本考察の一般性を確かめる予定である。

6. まとめ

空気量調整剤の添加が超高強度コンクリートの流動性と圧縮強度に及ぼす影響について以下の知見を得た。

- ① AE 剤および消泡剤を両方添加することで、空気量が同等でもフロー値が小さくなった。この傾向はコンクリートとモルタルのどちらも同様だった。
- ② 空気量が大きくなると圧縮強度は低下する傾向が見られた。また、強度は空気量が 1%増加すると約 3~4%低下した。
- ③ 気泡の形状と寸法の違いが圧縮強度に与える影響は小さく、空気量の絶対量が圧縮強度に与える影響が大きい。
- ④ 画像解析によって各気泡の最大寸法および最小寸法のデータを取得し、その比率を用いて気泡形状のいびつさを評価し、気泡形状の流動性への影響の評価を試みた。
- ⑤ AE 剤の添加により微細な気泡が増加したが、同時に形状のいびつな気泡が増加する傾向が見られた。形状のいびつな気泡の増加が流動性低下の要因の一つと考えられた。

参考文献

1) 松田拓, 松丸真, 蓮尾孝一, 加納嘉, 小室邦博, 野口貴文: 250N/mm² 級高強度プレキャストコンクリートの開発, 日本建築学会梗概集, pp.229-233,2015
 2) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発, 平成 4

表 - 6 各気泡径と R'の範囲の寄与率

R'の範囲	寄与率(R ² 値)				
	気泡径範囲(μm)				
	20~50	51~100	101~150	151~200	201~250
$1 \leq R' \leq 1.10$	0.706	0.377	0.232	0.751	0.482
$1 \leq R' \leq 1.15$	0.148	0.325	0.558	0.923	0.636
$1 \leq R' \leq 1.20$	0.133	0.108	0.671	0.695	0.640
$1 \leq R' \leq 1.25$	0.068	0.227	0.550	0.748	0.543
$1 \leq R' \leq 1.30$	0.099	0.196	0.649	0.684	0.603
$1 \leq R' \leq 1.35$	0.106	0.215	0.670	0.567	0.499
$1 \leq R' \leq 1.40$	0.133	0.165	0.625	0.625	0.572
$1 \leq R' \leq 1.45$	0.188	0.132	0.625	0.600	0.471
$1 \leq R' \leq 1.50$	0.325	0.142	0.639	0.551	0.447

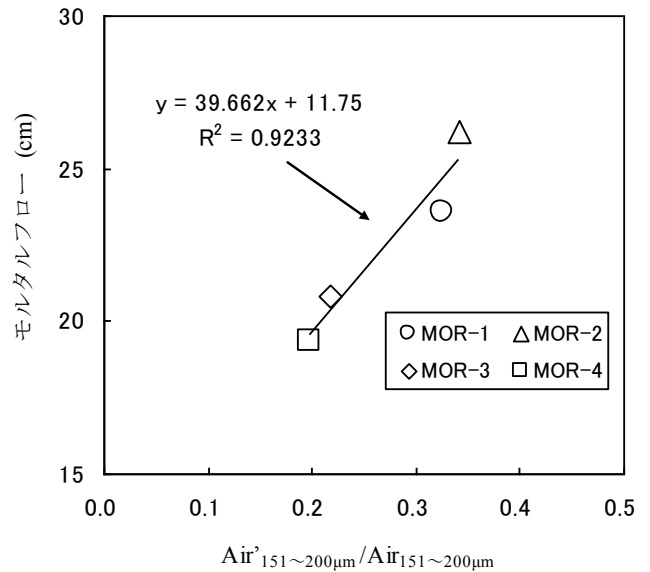


図 - 14 $Air'_{151 \sim 200 \mu m} / Air_{151 \sim 200 \mu m}$ とモルタルフローの関係

年度 高強度コンクリート分科会報告書, 1993.3
 3) 狩野春一: AE コンクリートの空気量, 軟度および強度に就いて, 日本建築学会論文集(45),pp.7-14, 1952.12
 4) 日本建築学会: 高性能 AE 減水剤コンクリートの調合・製造および施工指針・同解説,1999.2
 5) たとえば古東秀文, 室谷卓実, 五十嵐心一: モルタルの低倍率画像から得られる気泡間隔特性値と気泡間隔係数の対応, セメント・コンクリート論文集,Vol.69,2016.6
 6) 西祐宜, 名和豊春: 凍結融解作用による劣化抵抗性を改善した疎水性化合物系乾燥収縮低減剤の諸特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, pp.191-200,2014.2
 7) 公益社団法人日本コンクリート工学会: コンクリート中の気泡の役割・制御に関する研究委員会報告集,2016.6

液状化による地盤変状抑制のための杭式改良に関する遠心模型実験

Centrifuge Model Tests on Mitigation against Liquefied-Soil Deformation by Pile Type Improvement

技術研究所 瀧山 美怜 FUCHIYAMA MISATO

技術研究所 高橋 直樹 TAKAHASHI NAOKI

技術研究所 戸村 豪治 TOMURA GOJI

土木設計部 津田 和夏希 TSUDA WAKAKI

液状化に伴う側方流動を抑制する対策として、筆者らは低改良率の杭式改良の配置方法を工夫することにより、未改良部の液状化は許容しつつも側方流動を抑制する合理的な対策に関する検討を行い、流動閉塞杭と称する配置方法とその対策に関する構造設計法を提案した。今回、液状化により自立式矢板護岸に変状が生じた際の背後地盤を対策対象とし、地盤変状に対する流動閉塞杭の対策効果や改良体の地震応答特性について遠心模型実験により検討した。その結果、対策により地盤変状が抑制され、杭模型に生じる曲げモーメントは筆者らの提案式よりも小さいことを確認した。また、提案した構造設計法に基づき算出した強度を有する固化改良杭と表層改良層は実験後も健全であり、本構造設計法の妥当性が示された。

キーワード：液状化，側方流動，深層混合処理工法，遠心模型実験

The authors proposed the irregular placement method of the deep mixing piles, or DM piles, to prevent lateral flow in various directions and the design method for that structure was established. In the present study, centrifuge model tests were conducted to clarify the improving effect of the DM piles against the deformation of ground due to liquefaction. The results showed that the improvement by the DM piles made the ground deformation dramatically reduced. There was no damage to the cement treated piles and the shallow mixing layer, which were designed by using the proposed design method, after the excitation.

Key Words: Liquefaction, Lateral Flow, Deep Mixing Method, Centrifuge Model Test

1. はじめに

過去の大規模地震において、液状化に伴う側方流動(以下、側方流動)が発生して甚大な被害をもたらした。側方流動を防止する根本的な方法は液状化の発生を防止することであるが、対策範囲が広域に及ぶ場合にはその対策に大きな費用が必要となるため、筆者らは側方流動を抑制する合理的な対策方法が必要と考えている。

このような対策方法として、筆者らは低改良率の杭式改良の配置方法を工夫することにより、未改良部の液状化は許容しつつも側方流動を抑制する合理的な対策に関する検討を進めてきた¹⁾³⁾。流動閉塞杭(図-1)と称する本手法は、どの方向から見ても存在するように配置した改良杭と表層改良で構成される構造体により地盤流動を抑制することを目的としたものである。構造的には、改良杭下端を非液状化層に杭径程度以上根入れさせ、杭頭部は表層改良と一体化させることでその回転を拘束し、

水平力に抵抗する機構を採用している。これまでに、傾斜地盤を対象とした遠心模型実験を実施して側方流動に対する抑制効果を検証するとともに、その構造設計法の提案ならびに施工性の確認を行った⁴⁾。

前述したように、流動閉塞杭は液状化を許容しつつ側方流動を抑制することを目的としている。したがって、港湾地域を対象する場合、改良の対象は護岸自体ではなくその背後地盤である。すなわち、対策の目的は、改良域の側方流動や沈下量を低減することにより、背後地の地盤変状を抑制することにある。

本研究では、自立式矢板護岸の背後地を対象とし、遠心模型実験により流動閉塞杭の対策効果を検討した。本文では、対策の有無による地盤の変状を示し、流動閉塞杭の抑制効果について述べる。また、杭模型に生じた曲げモーメントの結果から、提案した構造設計法の妥当性について検討する。さらに、本構造設計法に基づき設計強度を算出して作製した固化改良杭と表層改良層を用

いた実験を実施し、加振後のそれらの健全性を検討した。

2. 遠心模型実験の概要と模型地盤および模型杭作製方法

(1) 実験概要

実験は港湾空港技術研究所所有の遠心模型実験装置を用いて実施した。加振時の遠心加速度は 50 g とし、実物との縮尺比は 1/50 とした。

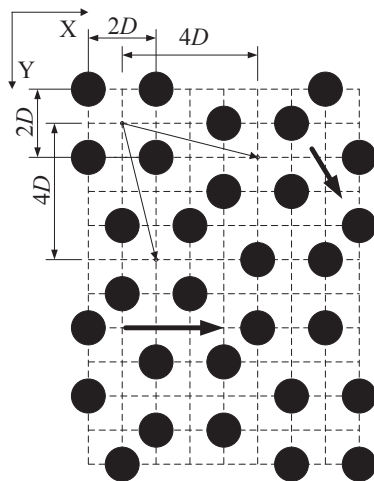


図-1 流動閉塞杭配置

表-1 実験ケース(Prototype scale)

実験ケース	杭配置	杭間隔	最大加速度	最大加速度の継続時間
UN	無し		200 Gal	25 sec
I2d-a	流動閉塞杭配置 アクリルパイプ	4 m (2D)	180 Gal	25 sec
I2d-c	流動閉塞杭配置 固化改良杭	4 m (2D)	190 Gal	25 sec

a) 実験ケース

実験ケースを表-1 に示す。本文では無改良の実験(以下、UN と略す)と、アクリルパイプで杭模型を作製し流動閉塞杭配置とした実験(以下、I2d-a と略す)、セメント固化処理土で杭を作製し流動閉塞杭配置とした実験(以下、I2d-c と略す)の3ケースについて述べる。

b) 模型地盤の作製方法

I2d-a, I2d-c の計器配置を含む模型概略図を図-2 に示す。模型地盤は所定の密度となるよう空中落下法により作製した。模型地盤の下層には厚さ 85 mm の非液状化層を設け、試料として飯豊珪砂 7号(平均粒径 $D_{50}=0.174$ mm, 均等係数 $U_c=1.5$)を用い、相対密度は $D_r=90$ % とし

た。鋼矢板はステンレス板にて模擬し、土層下端まで根入れさせた。鋼矢板の陸側については、非液状化層の上部に厚さ 195 mm の液状化層を設けた。液状化層の試料には、相馬珪砂 5号(平均粒径 $D_{50}=0.35$ mm, 均等係数 $U_c=1.6$)を用い、相対密度 $D_r=50$ % となるように作製した。なお、液状化層作製時には鋼矢板の天端に土槽から固定用治具を設けて転倒を防止し、遠心加速度作用前にこれを撤去した。

通常、遠心模型実験では透水係数に関する相似則を満

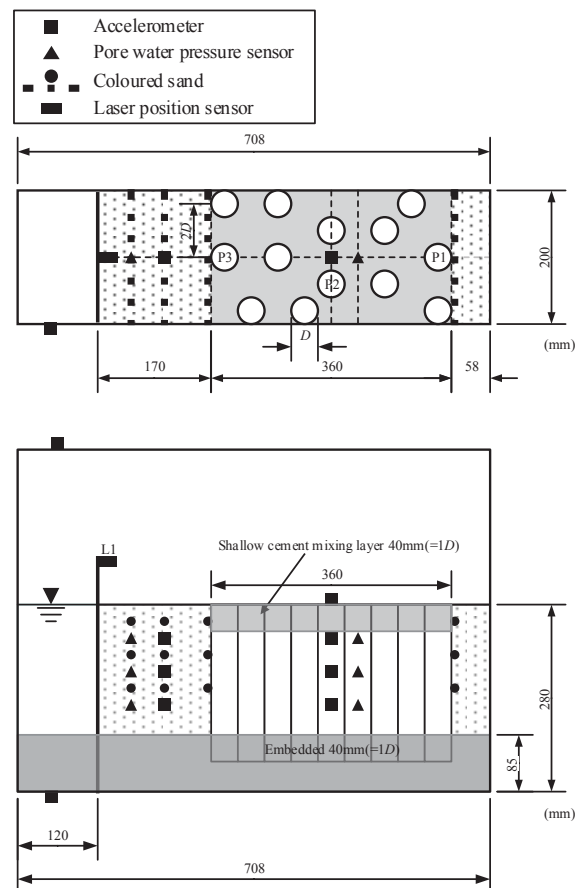


図-2 模型概略図 (Model scale)

たすために間隙流体に所定の粘性を有する溶液を用いることが多く、本実験では、非液状化層および液状化層の両方の間隙流体として、脱気水に水溶性セルロースエーテルを添加して所定の粘度とした溶液を用いた。

全ての実験において、模型地盤は 30g の遠心力場で下端からの浸透により、陸側・海側とも液状化層天端高さまで飽和させた。

c) 改良杭模型と計測項目

改良杭には実物で直径 2 m のものを想定し、I2d-a におけるその模型には、外径 40 mm, 内径 28 mm のアクリルパイプを用いた。密度の調整は、セメント固化処理土と同じになるようパイプの内部に丸鋼を配し、空際に

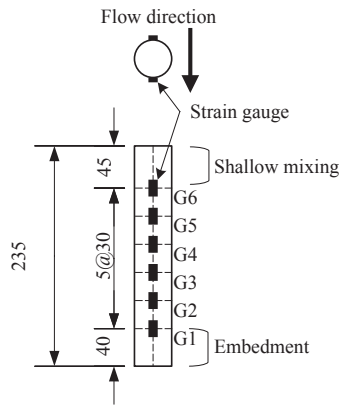
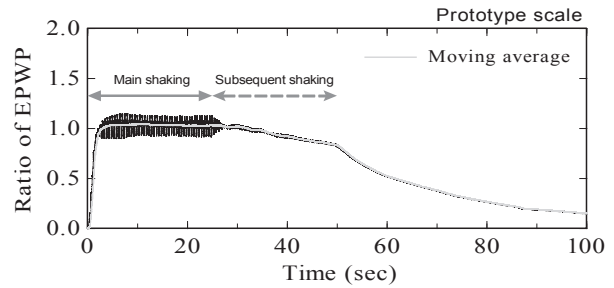


図-3 杭模型

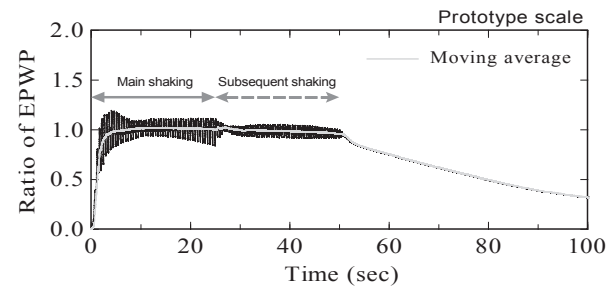


写真-1 杭および表層改良層の模型(I2d-c)

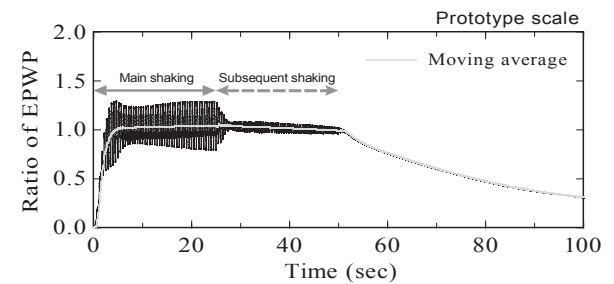
シリコンを充填することにより行った。杭模型の下端は非液状化層に杭径分根入れさせ、上端は表層改良層模型と接着剤で固定した。表層改良層模型はステンレス板とアクリル板を積層してエポキシ樹脂で一体化させたものであり、その密度は杭模型と同様に地盤と同じにした。I2d-c においては、セメント固化処理土で作製した外径 40 mm の固化改良杭を用いた。I2d-c の杭模型も下端は非液状化層に杭径分根入れさせ、上端は同様にセメント固化処理土で作製した表層改良層に固定した。セメント固化処理土で作製した杭模型と表層改良層のそれぞれの設計一軸圧縮強度は、実験ケース I2d-a において図-3 に示すように杭模型にひずみゲージを貼りつけ、計測された曲げひずみから曲げモーメントを算出し、筆者らの提案した構造設計法⁴⁾に基づいて必要強度に設定した。本研究では、I2d-a では改良杭に発生する曲げモーメントを計測するためにアクリルパイプを用い、I2d-c は改良杭の健全度確認のため、計測された曲げモーメントから筆者らが提案した構造設計⁴⁾に基づいて強度を設定した固化体を用いた。表層改良層の厚さは I2d-a、I2d-c ともに杭径と同じ 40 mm である。写真-1 は、杭および表層改良層の模型を土槽内に設置した状況を示す。表層改良層はあらかじめ所定の位置に直径 50 mm の穴を設けて



(a) UN



(b) I2d-a



(c) I2d-c

図-4 過剰間隙水圧比の時刻歴

製作し、その中央に直径 40 mm の固化改良杭模型を配置した。両者の隙間にはエポキシ樹脂を充填して杭頭を固定した。なお、固化改良杭模型には直径 3 mm の炭素棒を全長に渡ってその中央に埋込み、加振中の通電を計測することによりその健全性を評価した。地盤内には加速度計および間隙水圧計を埋設し、アクリルパイプを用いた I2d-a では図-2 中 P1、P2 および P3 で示す改良杭模型の側面にひずみゲージを貼りつけて曲げひずみを測定した。地盤の変位は地盤内に埋め込んだ色砂により計測した。

d) 加振方法

入力波は実物換算で周波数 2 Hz の正弦波とし、目標加速度 200 Gal で 25 秒間加振した後に、側方流動を持続させるために振幅を 1/3 にしてさらに 25 秒加振を続けた。表-1 中の最大加速度は実測値であるため、各実験ケースでの最大加速度の値が異なっているが、全ての実験ケースにおいて目標加速度は 200 Gal として加振した。

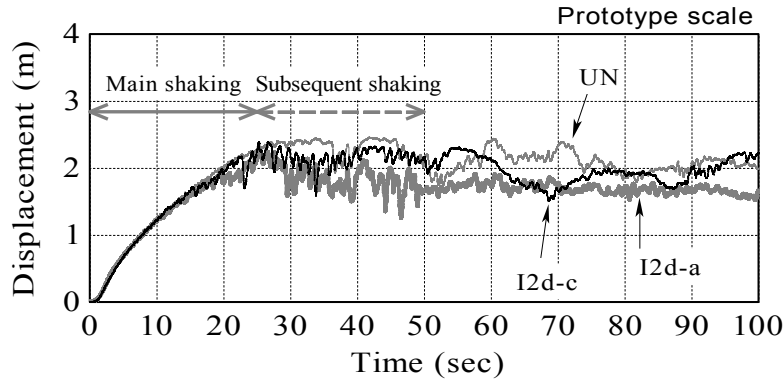


図-5 矢板模型天端変位の時刻歴

なお、前述したように、本実験では、護岸に変状が生じた際の背後地盤に対する流動閉塞杭の地盤変状に対する抑制効果を検討することに主眼を置いた。そこで、改良杭とその頭部を固定する表層改良層で構成される改良体模型は、矢板護岸背後の主働崩壊面にかからぬよう隔離を設けて設置した。

3. 遠心模型実験の結果と考察

この章では、遠心模型実験の結果について述べる。まず、振動中の間隙水圧の上昇により、地盤が完全に液状化に至っていることを確認する必要がある。図-4に示すPW4で測定された過剰間隙水圧比の時刻歴に基づき、過剰間隙水圧比が約1.0に達し、地盤中が完全に液状化していることを確認した。

(1) 側方流動抑制効果に関する結果と考察

図-5は矢板護岸模型天端の移動量の時刻歴変化を実物換算で示したものである。矢板護岸模型天端の移動量は、その背後に主働崩壊部分が存在しているため、対策の有無に関わらず同程度であることがわかる。これより、主働崩壊部分よりも背後の地盤変状は、護岸変位にほとんど影響を与えていないといえる。図-6に実物スケールでGL-1.25mに配置した色砂移動量から算出した平均側方流動量を、図-7に地表面で計測した沈下量を実物スケールで示す。I2d-aに関しては平均側方流動量の計測を行っていない。流動閉塞杭の平均側方流動量は、改良範囲の下流側の15m付近において無改良の約23%に低減されており、改良範囲の沈下量は、無改良では約0.4m生じているのに対して流動閉塞杭ではほとんど認められない。これより、仮に流動量が大きくなり未改良部に沈下が発生したとしても、表層改良層は固化杭に支えられ、表層改良層は沈下しないと考えられる。なお、

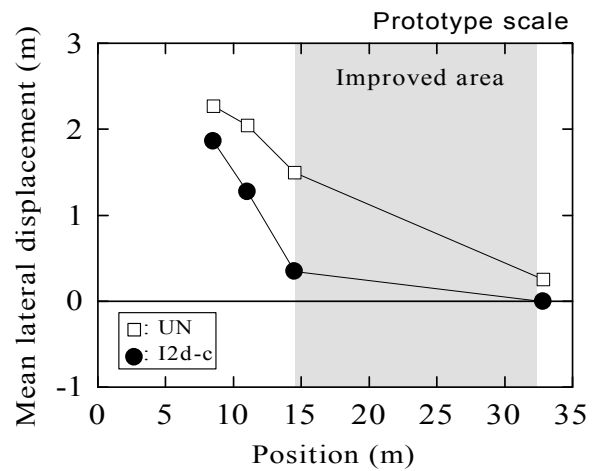


図-6 平均側方流動量の分布

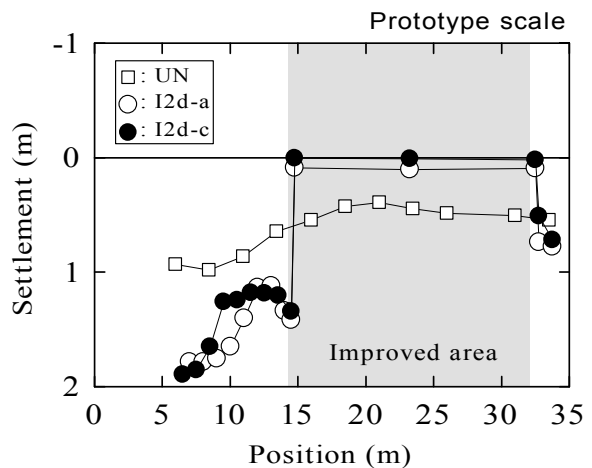


図-7 沈下量の分布

表層改良層の下流側を掘削して観察した結果、その直下に隙間は認められなかった。約5m~15mの範囲で流動閉塞杭の沈下量が無改良のそれよりも大きくなっているのは、上流からの土の流入が堰き止められたことに起因するものと考えられる。

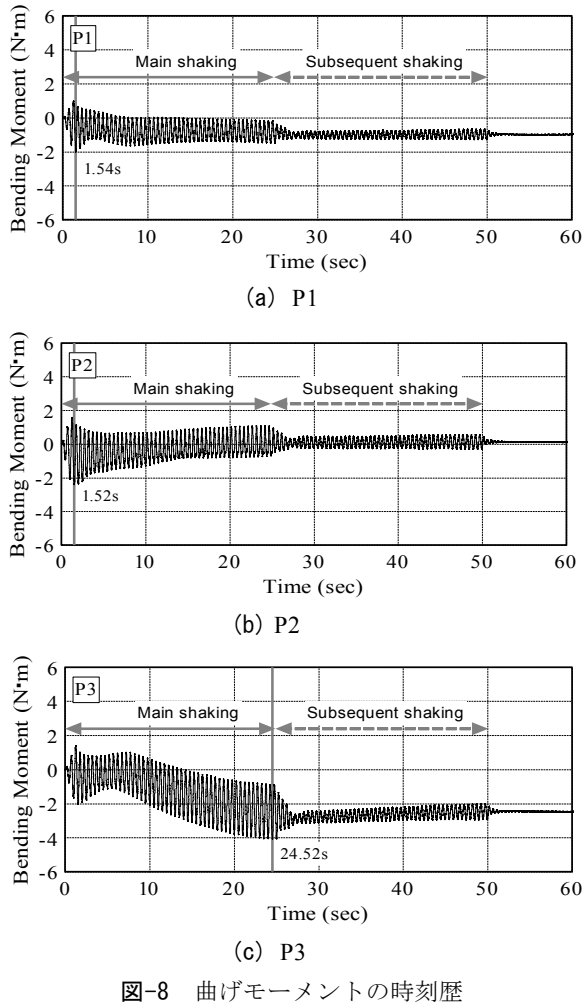
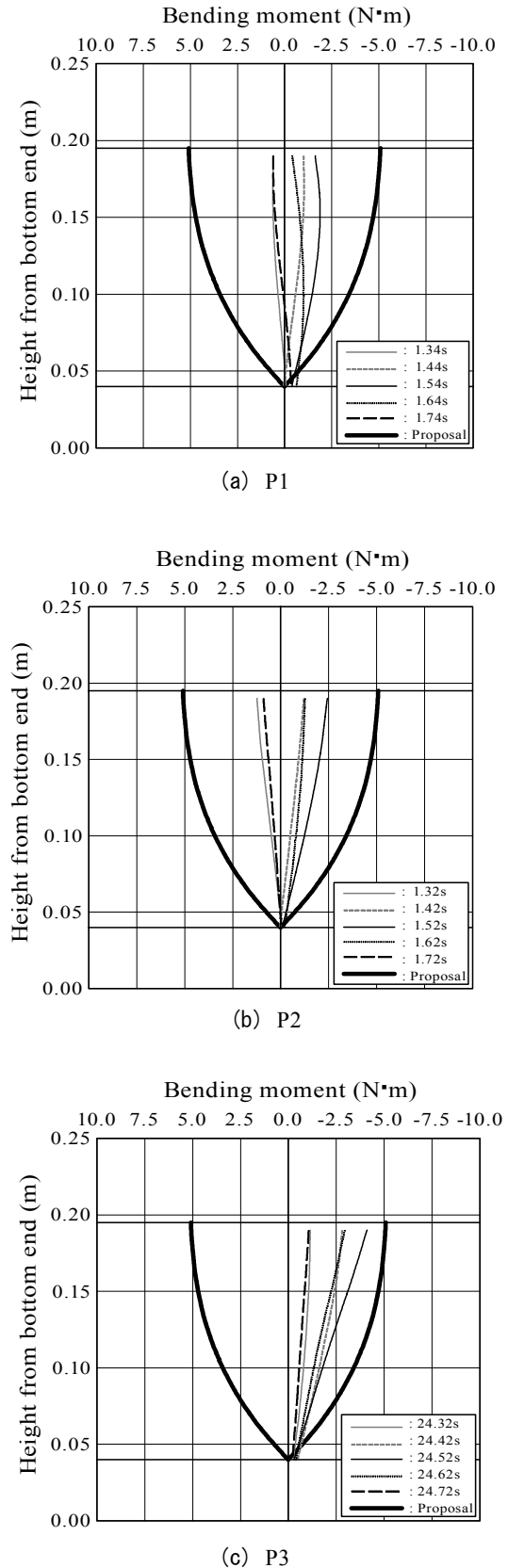


表-2 曲げモーメントの最大値と杭模型の必要強度

着目杭	着目時刻 t (s)	最大モーメント M_{max} (N · m)	必要改良強度 q_u (MPa)
P1	1.54	2.036	3.22
P2	1.52	2.471	3.91
P3	24.52	4.226	6.70

(2) 改良杭に作用する流動力の評価

以降の実験結果の数値は、時間のみ実物スケールとし、それ以外は模型スケールで示す。図-8 は、実験ケース I2d-a での各杭模型において最大曲げひずみが計測された位置での曲げモーメントの時刻歴を示したものである。表-2 は、各杭模型の曲げモーメントが最大になった時刻と最大曲げモーメントの値、および前述した改良杭に必要なとされる設計一軸圧縮強度を示したものである。ここで、それぞれの必要改良強度は、最大曲げモーメントの値から杭に発生する応力度を算出し、その値と提案す



る構造設計法での許容応力度が等しくなる時の一軸圧縮強度として算出した。加振開始から 10 秒までに着目

すると、いずれの杭模型においても下流側引張の曲げモーメントが生じている。これは杭模型の上端が回転固定、下端がピンという境界条件で発生する曲げモーメントの向と、いずれの杭模型においても下流側引張の曲げモーメントが生じている。これは杭模型の上端が回転固定、下端がピンという境界条件で発生する曲げモーメントの向きに一致するものである。上流の P1 杭と中流の P2 杭ではこの時間中に曲げモーメントが最大となっている。一方、下流の P3 杭では下流側引張の曲げモーメントが 10 秒以降も増大し、その値が最大となるのは主たる加振が終わる 24.52 秒であった。矢板護岸模型天端の変位が最大となるのは 25 秒付近であることから、それまでの間、その背後の地盤の側方流動量も増加していたと考えられる。P1 杭と P2 杭の最大曲げモーメントが加振初期に生じたのは、実験土槽の境界条件の影響で上流側からの流動土砂の供給が続かなかつたためと考えられる。

各杭模型の最大曲げモーメント発生時刻前後の曲げモーメントの深度分布を図-9 に示す。曲げモーメントはひずみから求めた値を 3 次の平滑化スプライン関数にて評価したもので、上流側が引張となる場合を正とした。図には全上載圧の 30% の流動力が作用するものとした筆者らの提案式⁴⁾により算出した流動力を、上端回転固定および下端ピンの境界条件をもつモデルに作用させた場合の曲げモーメント分布も示している。杭模型には流動力だけでなく慣性力も作用しているが、全ての杭の実験値が筆者らの提案式⁴⁾による流動力を用いた計算値よりも小さくなった。ただし、慣性力については応答特性の違いによりその大きさが変化すると考えられるため、定量的な評価を行うには、さらなる検討が必要と考える。

I2d-c における固化改良杭の設計一軸圧縮強度は、表-2 に示す中で最大値となる P3 杭の値を採用して 6.7MPa とし、そのときの表層改良層の必要強度は 2.0MPa と計算された。実験時の一軸圧縮強度は、それぞれ固化改良杭が 6.1MPa、浅層改良が 2.0MPa と、必要強度と同じか同程度であった。実験の結果、両者に破壊は生じていなかったことから、提案した構造設計法における強度設定の妥当性が確認できたと考える。

4. まとめ

① 自立式矢板護岸の後背地盤を対象とした遠心模型

実験結果から、流動閉塞杭により側方流動量が抑制され、また地表面沈下量も大きく低減できることを確認した。

- ② 流動力および慣性力によって杭模型に生じる曲げモーメントは、全上載圧の 30% の流動力が作用するものとした筆者らの提案式から計算される曲げモーメントよりも小さくなった。
- ③ 提案した構造設計法に基づく強度を有する固化改良杭と表層改良層は、実験後も健全であった。これにより、本構造設計法の妥当性が検証された。

謝辞：本研究は、平成 27 年から実施中の（国研）港湾空港技術研究所と三井住友建設（株）による共同研究として実施しました。研究を進めるにあたり、東京大学名誉教授東畑郁生先生には多くのご助言を戴くとともに、細部にわたりご指導戴きました。共同研究者のみならず、多くの関係各位にご助力頂きましたことを深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Takahashi, N., Derakhshani, A., Rasouli, R., Towhata, I. and Yamada, S. : Shaking model tests on mitigation of liquefaction-induced ground flow by new configuration of embedded columns, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, pp.1623-1626, 2013.
- 2) Morikawa, Y., Takahashi, N., Tsuda, W., Towhata, I., Takahashi, H., Sassa, S., and Kohama, E. : Dynamic centrifuge test on the reduction of lateral flow of liquefied ground by column type stabilization, *Proceedings of International Conference on Piling & Deep Foundations, Stockholm*, pp.203-712, 2014.
- 3) Takahashi, H., Takahashi, N., Morikawa, Y., Towhata, I. and Takano, D. : Efficacy of pile-type improvement against lateral flow of liquefied ground, *Geotechnique*, Vol. 66, Issue 8, pp. 617-626, 2016.
- 4) 森川嘉之, 高橋英紀, 津田和夏希, 高橋直樹, 戸村豪治, 東畑郁生, 杭式改良体による液状化地盤の側方流動抑制工法の開発, 港湾空港技術研究所資料, No.1326, 2016.

空孔配置が誘導する応力波干渉による爆破ひび割れ制御技術

Blasting Fracture Controlling Technique Using Stress Wave Interference Induced by Disposition of Blank Dummy Holes

技術研究所 山地 宏志 YAMACHI HIROSHI
技術企画部 中森 純一郎 NAKAMORI JUNICHIRO

爆破による構造物解体において、躯体の一部領域を爆破損傷から保護したい場合、保存領域を細い溝等で囲い隔離する工法がしばしば採用される。しかしながら、この隔離工法は RC 構造物等に適用することが難しく、またその施工コストや施工期間の面でも問題がある。筆者らは、RC 構造物でも容易に施工できる $\phi = 20 \text{ mm}$ 程度の空孔群を配置することで、爆破による引張の応力波伝播を遮断することの出来る新しい隔離技術を開発した。本報告は、その空孔配置法の実際と、その隔離効果の実験的および解析的検証結果を示すものである。

キーワード：SMart-BD, 空孔群, 応力波誘導技術, 爆破ひび割れ制御

When some area of structural body needs to be protected from blasting damage, isolation technique with enclosed thin grooves is often employed. However it is difficult to apply this isolating techniques to RC-structure demolition and there are also problems in its application cost and period. The authors developed the new isolation technique which was capable of blocking tensile stress wave propagation by blasting with disposing a group of about 20mm diameter holes which can easily executed even in RC structures. This paper describes the practical arrangement of the dummy holes and the results of experimental and numerical verification about the effect of this isolation method.

Key Words: SMart-BD, Empty Dummy Holes, Stress Wave Guidance Technique, Fracture Control

1. はじめに

社会インフラの維持・補修工事では、不可避免的に既設躯体の解体撤去、あるいは部分解体作業が発生する。その作業箇所は、橋梁下部のような狭隘空間や、工場内部の設備密集個所であることが多く、大型重機を使用した解体作業が難しく、人力による苦渋作業を避けられない場合も多い。

筆者らは、屋内でも実施可能な爆破工法を採用し、精度良く、効率的に、かつ低環境負荷で解体作業を実施することを目的としてSMart-BD (Sumitomo-Mitsui Advanced stress wave Reflecting Technique for Blasting Demolition) 工法を開発してきた。当該工法は、爆破に伴い発生する応力波の伝播経路を任意の方向に誘導することにより、構造物に発生するひび割れや損傷領域を制御する工法であり、従来の爆破制御とは全く異なる概念の爆破解体技術

である^{1), 2), 3), 4)}。

爆破に伴い発生する応力波を誘導する手法の一つとして、筆者らは $\phi = 30 \text{ mm}$ 程度の空孔を起爆孔周辺に配置することで、写真-1のように任意方向へひび割れを誘導する技術を開発し、爆破実験と数値シミュレーションにより、そのひび割れ制御メカニズムを詳らかにした²⁾。筆者らは、この空孔配置をさらに工夫し、爆破によるひび割れの発生域を特定領域内に制御する応力波誘導法を開発した。本稿では、その概要を示すとともに、爆破解体実験結果、ならびに数値シミュレーションを通して、その制御メカニズムを考察する。

2. 空孔配置による応力波伝播の遮断

RC 構造物の解体工の中には、機械基礎の解体のように、躯体全体を解体するのではなく、特定領域だけを解

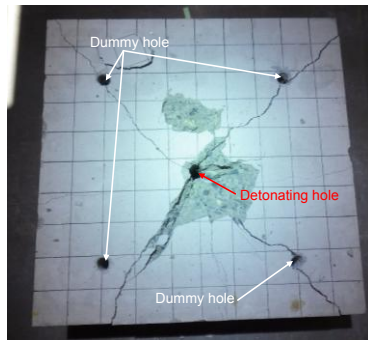


写真-1 空孔を利用したひび割れ方向の制御例

体し、残置領域は機械更新後にも有効に利用する場合もある。このような解体工事に、爆破解体工法が採用される時、残置領域を爆破損傷から保護するため、対象領域の周囲を溝等で囲み、爆破により生じる応力波の伝播から残存領域を隔離する対策工がある。

当該対策工に供せられる溝幅 t は、 $t = 1 \text{ mm}$ もあれば、十分に応力波の伝播を遮断することができるが、その施工は難しい。例えば、ダイヤモンド・カッターを使用した場合、容易に溝を形成できるが、その溝の深さ h は、 $h = 400 \sim 500 \text{ mm}$ 程度に限定される。また、ボーリングによるライン・ドリリングは、費用と期間の面で大きな負荷が生じ、RC 構造では連続した溝を形成することが難しい。さらに、ワイヤーソー工法では、適用できる躯体形状に制限がある。

一方、筆者らは、爆破による応力波の伝播経路上に設けられた空孔の表面で、衝撃波が反射・回折することを実験や解析で詳らかとし、その応用の一例として写真-1のように空孔方向へとひび割れを誘導する技術を開発した。この知見に基礎的な波動理論を適用すると、波動経路の誘導による、以下のような残置領域保護対策が考えられた。

すなわち、図-1のように起爆孔と空孔を配置すれば、起爆孔から伝播する応力波は、空孔で反射・回折し、その反射・回折成分は、隣接する空孔の成分と相互に干渉し、空孔が配置された線上よりも右の領域に有意な損傷を発生させないのではないかと推論が成り立った。このためには、図-1の起爆孔と空孔の配置において、以下の幾何学条件が成立しなければならない。すなわち、

$$b < a \quad (1)$$

また、式 (1) の関係から、当然のことながら、 $c < 3a$ の関係も満たされねばならない。以下、上記の空孔配置により、任意領域を爆破に伴う損傷から遮断し得るかを実験的、解析的に検証する。

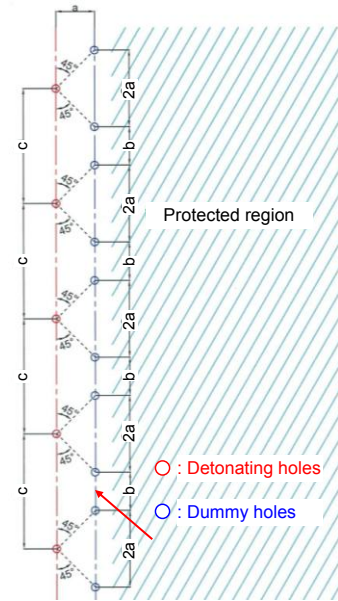


図-1 爆破による損傷を遮断する起爆孔・空孔配置

3. 空孔による応力伝播遮断の実験的検証

(1) 実験概要

試験爆破に供する試験体は、図-2に示す直方体の無筋コンクリート試験体で、その寸法は $900 \text{ mm} (L) \times 900 \text{ mm} (W) \times 300 \text{ mm} (H)$ とした。この試験体に対し、図-2に示す二つの装薬、空孔配置で起爆し、その破壊形態、ならびにひび割れ発生過程を比較することでその効果を検証する。

図-2(a)に示す case-A は、筆者らが提案する図-1の起爆孔・空孔配置に従い、試験体中央に $AD = 250 \text{ mm}$ の間隔で3つの起爆孔を設け、各起爆孔を中心にした一辺 $S = 200 \text{ mm}$ の正方形配置で、試験体を鉛直に貫く空孔を設けた。case-A では起爆孔の両側に空孔を対称に配置したため、爆破によるひび割れは、試験体端部の自由面近傍を除き、両側の空孔で反射した引張の応力波が中央で重なり合い、起爆孔間を結ぶひび割れが形成されることが期待される。なお、起爆孔深さ d は試験体中心と起爆中心が一致するよう $d = 185 \text{ mm}$ とした。

これと比較するため、図-2(b)に示す case-B では、試験体中央の上端・下端から $D = 300 \text{ mm}$ 離れた位置に削孔深さ $d = 185 \text{ mm}$ の起爆孔を、またこの各起爆孔を中心に一辺 $S = 200 \text{ mm}$ の正方形配置に試験体を鉛直に貫く空孔を設けた。この配置は、case-A の中央部の起爆孔とそれに随伴する空孔を省略した配置であり、図-1において提案する空孔配置が満たすべき式 (1) の条件に従わない空孔配置である。言い換えれば、空孔で反射・回折した応力波が相互に干渉する可能性の低い配置である。したが

って、case-A と case-B のひび割れの成長・発達や損傷の程度を比較することで、提案する起爆孔・空孔配置の妥当性が検証し得ると考えた。

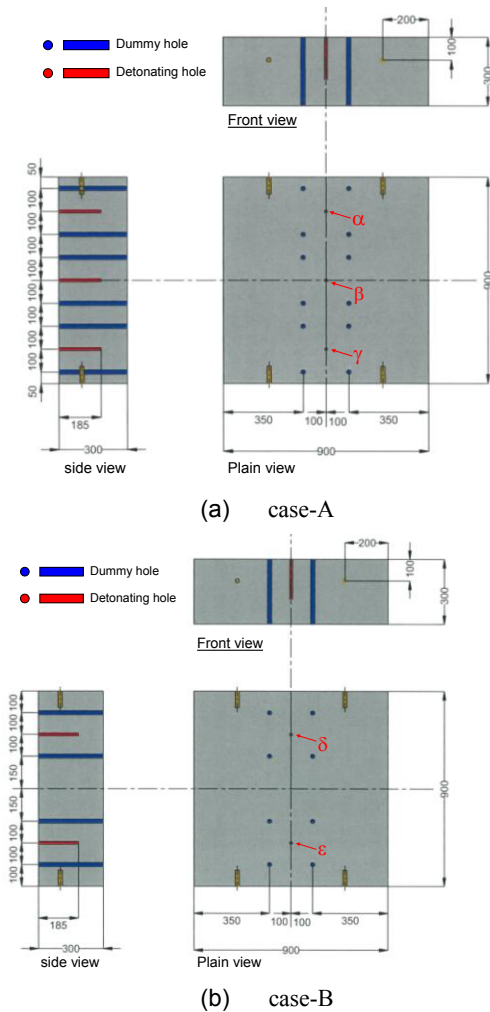


図-2 実験に供した試験体と起爆孔・空孔配置

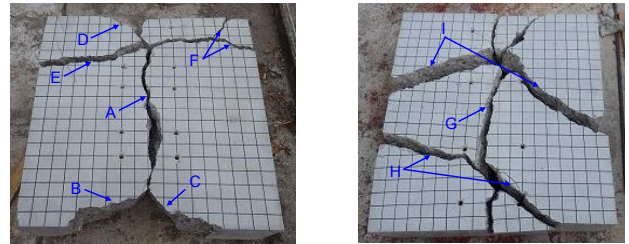
起爆には、(株)ニチゾウテックが提供する放電破碎工法 EDICS(Electric Discharge Impulse Crushing System)^{5),6)} を採用し、起爆カートリッジはS-カートリッジとした。S-カートリッジを使用した場合、そのカートリッジ長 L は $L = 70 \text{ mm}$ なので、 $d = 185 \text{ mm}$ の起爆孔を削孔すれば、起爆中心深さは $d_d = 150 \text{ mm}$ となり、試験体の中央で起爆されることとなる。起爆は、技術研究所内の起爆ピット内で実施し、専用観測台から試験体の破壊状況をビデオカメラ、ならびにハイスピードカメラにより撮影した。

(2) ひび割れ誘導効果の実験的検証

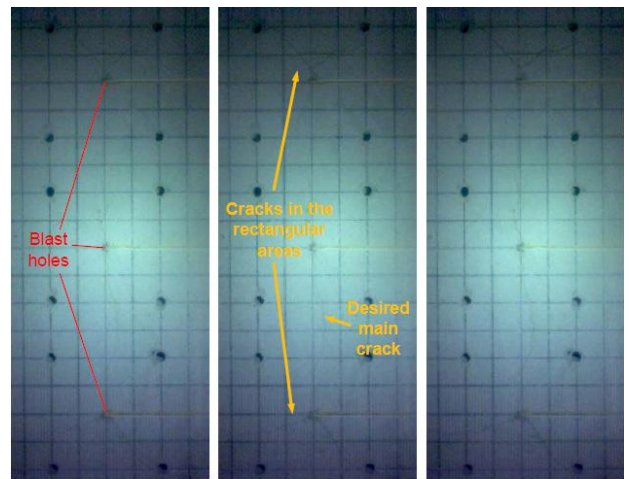
写真-2に、case-A と case-B の破壊モードを比較して示し、写真-3, 4にはハイスピードカメラが捉えたそれぞれのひび割れ発生・成長、破壊過程を示す。

写真-2(a) をみると、期待したように各起爆孔 α, β, γ

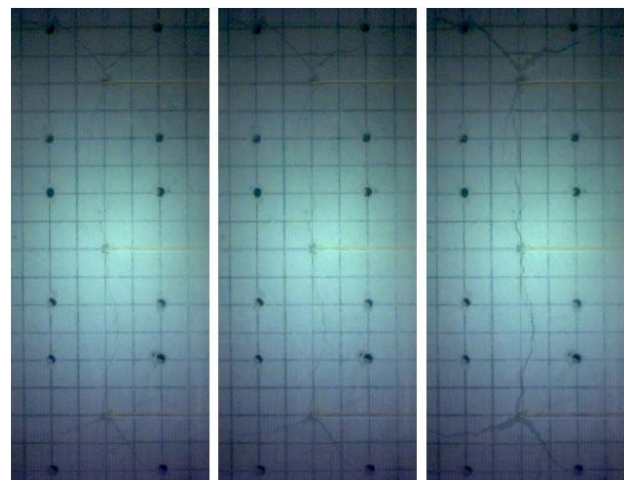
を結ぶひび割れAが形成されている。しかしながら、試験体境界近くの起爆孔 α, γ の周辺には、試験体端部境界へ斜めに成長するひび割れB,C,D, ならびにAと直交して成長するひび割れE, さらにはそれから派生するひび割れFなどのように、試験体端部面での反射波に影響されたと考えられる、ひび割れが発生している。



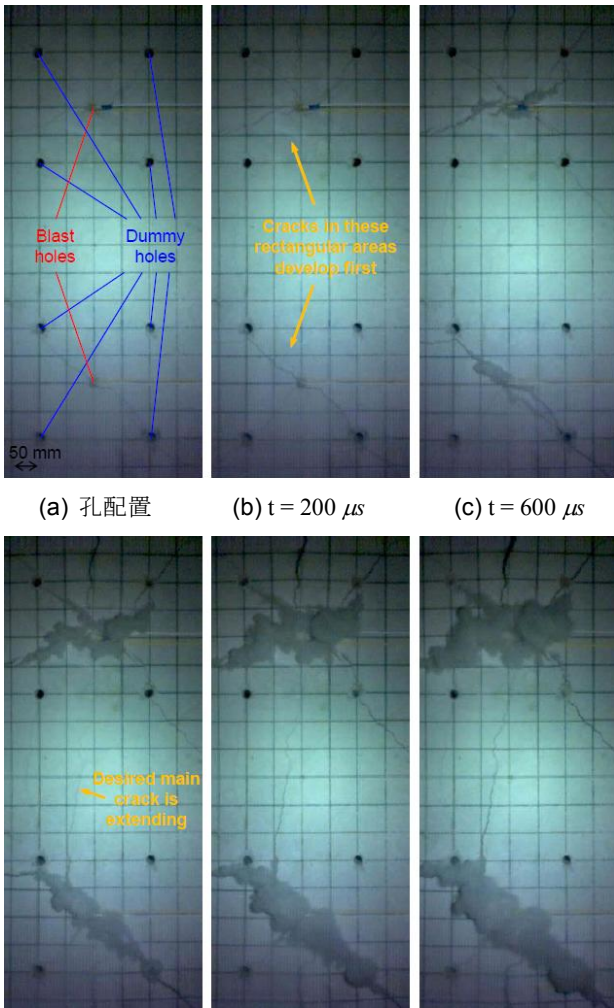
(a) Case-A (b) Case-B
写真-2 起爆孔・空孔配置による破壊形態の違い



(a) 孔配置 (b) $t = 100 \mu\text{s}$ (c) $t = 200 \mu\text{s}$



(d) $t = 300 \mu\text{s}$ (e) $t = 400 \mu\text{s}$ (f) $t = 1,000 \mu\text{s}$
写真-3 case-A のひび割れ発生・成長、破壊過程

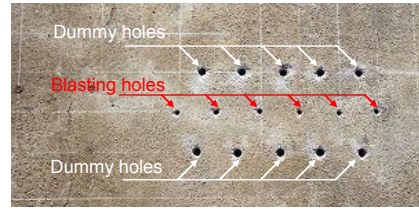


(a) 孔配置 (b) $t = 200 \mu s$ (c) $t = 600 \mu s$

(d) $t = 1,000 \mu s$ (e) $t = 1,400 \mu s$ (f) $t = 1,800 \mu s$
写真-4 Case-Bのひび割れ発生・成長、破壊過程

このひび割れ群の形成過程を 50,000 fps (frames per second) で撮影した写真-3でたどると、起爆直後の写真-3(b)の時点で、起爆孔間 α, β, γ を結ぶひび割れAと、起爆孔から試験端部境界へ成長するひび割れB,C,Dが発生しており、これらが時間の進行とともに、ひび割れ幅が増大し、成長している。写真-3(f)で示される、 $t = 1,000 \mu s$ の時点でも、ひび割れAと直交するひび割れFの発生は明確に確認できない。したがって、当該ひび割れFは、ひび割れAの副次的な共役ひび割れであるように推測される。

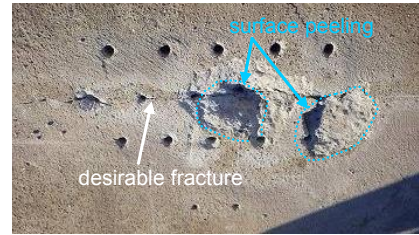
ひび割れB,C,D等は、爆破による圧縮応力波が、試験体端部の自由面で反射し、引張応力波に位相を変えて伝播することで形成されると推定される。この自由面反射の影響を検証するため比較的広いRC床版において、全ての端部境界から1m以上離れた位置で、写真-5(a)のように、削孔深度 $d = 150 \text{ mm}$ の起爆孔を一直線上に $\Delta D = 100 \text{ mm}$ の間隔で削孔し、その両側に空孔(削孔深度 $d = 150 \text{ mm}$)を離間 $\Delta L = 100 \text{ mm}$ で、両側に千鳥で配置



(a) 起爆孔・空孔削孔状況



(b) 装薬・結線状況



(c) ひび割れ発生状況

写真-5 case-aの追加検証実験状況

した。なお、爆破媒体がRCのため、削孔時に鉄筋が現れた孔は、起爆孔、空孔ともに削孔位置に $d_{error} = 10 \text{ mm}$ 程度のずれがある場合がある。

写真-5(c)を見ると、空孔で囲まれる領域内に起爆による部分的な表面剥離が生じているものの、期待した起爆孔間を結ぶひび割れ以外は、顕著なひび割れが発生していないことが確認できる。したがって、写真-2(a)のひび割れB,C,D等は、爆破による応力波が試験体端部表面で反射して形成されたものとほぼ判断できる。

次に、写真-2(b)をみると、起爆孔 δ, ϵ を結ぶひび割れGのほか、起爆孔から試験端部に走る大きなひび割れH,Iが形成されている。写真-2(a), (b)だけを比較すると、case-A,Bのひび割れ形態は類似するものと判断することも可能であるが、その生成過程を見ると、ひび割れの発生機構は全く異なり、空孔のひび割れ制御機能も全く異なることが分かる。

case-Bのひび割れ群の形成過程を 50,000 fps (frames per second) で撮影した写真-4でたどると、起爆直後の写真-4(b)の時点で、起爆孔間 δ, ϵ のそれぞれから、これらを囲む空孔へ向かうひび割れが発生している。このひび割れは、各起爆孔から4つの周辺空孔へ向かいほぼ同時に発生しているが、時間の経過とともに、徐々にひび割れ幅に差が現れ、卓越するひび割れ方向が決定され、試験体を破断する。すなわち、ひび割れH,Iは、写真-1と同様に、空孔側にひび割れが誘導されて発生・成長し

ている。

起爆孔 δ, ε 間を結ぶひび割れ G が、ハイスピード画像で確認されるのは、図-4(d) の $t=1,000 \mu s$ の時点で有り、上記の空孔へ向かうひび割れよりもかなり遅れて発生していることから、case-Bの起爆孔・空孔配置では、こちらが副次的・派生的なひび割れであると判断される。また、そのひび割れ方向が、必ずしも起爆孔 δ, ε を結ぶ線に一致しないことも写真-2(b)、写真-4から明らかであろう。

4. 空孔による応力波伝播遮断の解析的検証

3.(2)節に示した、case-Aの爆破状況を数値的にシミュレーションし、その波動や応力伝播を評価することで、空孔による応力波伝播の遮断効果を検証する。

シミュレーションには、東京大学上西幸司准教授と共同開発した、高速波動伝播 / 破壊解析コード BLAST-3D を用いて実施する¹⁾。解析モデルは、図-2(a)を等間隔 ($\Delta x = 10 \text{ mm}$) に、3次元的に直交分割した。このとき、節点数は $91 \times 91 \times 31 = 256,711$ 節点となる。

表-1 解析に供したコンクリート試験体物性

properties	value
density	$2,320 \text{ kg/m}^3$
Young's modulus	34.2 GPa
Poisson's ratio	0.25
longitudinal wave speed	$\approx 4,200 \text{ m/s}$
shear wave speed	$\approx 2,400 \text{ m/s}$

また、コンクリート物性は、試験体作成時の物性試験より表-1のように与えた。このとき、安定した伝播計算を実施するため、計算上のタイムステップ Δt を以下のように定めた。

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{2V_p} = \frac{0.01\text{m}}{2 \times 4,200\text{m/s}} \approx 2.381 \times 10^{-6} \text{ sec} \quad (2)$$

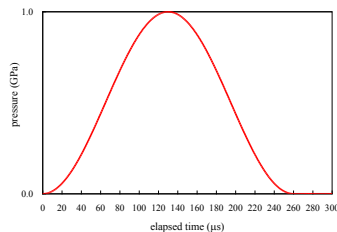


図-3 起爆孔へ作用する放電衝撃圧の時間変化

起爆により、各起爆孔壁に作用する放電衝撃圧 $P(t)$ は、これまでの研究成果を基に図-3、ならびに式 (3) のように設定した。

$$P_t = \begin{cases} A \sin^2\left(\frac{\pi t}{T}\right) & 0 \leq t \leq T \\ 0 & T < t \end{cases} \quad (3)$$

式 (3) において、 A は最大作用圧を示し、 T は衝撃圧の継続時間をそれぞれ示し、これまでの研究成果から $A = 1 \text{ GPa}$ 、 $T = 260 \mu s$ とした。

図-4に、シミュレーションで得られた放電衝撃に誘起された体積ひずみ ε_{kk} の時間変化を示す。コンクリート

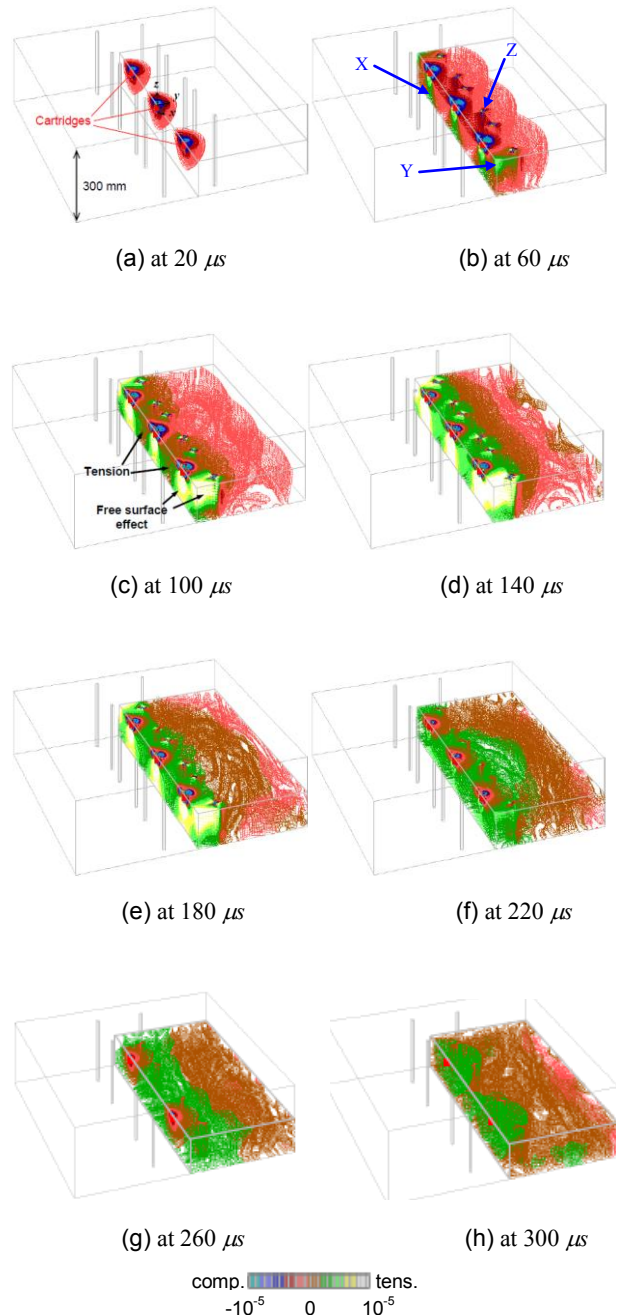


図-4 放電衝撃に誘導される体積ひずみ ε_{kk} の経時変化

のような脆性材料が高速で破壊されるとき、応力再配分によるせん断破壊が形成される以前に、引張の体積ひずみによる引張破壊が先行するため、爆破事象による破壊を評価するのに適すると考えた。

図-4を見ると、起爆直後の $t = 20 \mu\text{s}$ の時点では、各起爆孔の起爆中心から、同心円状に圧縮の体積ひずみが独立して広がっているが、 $t = 60 \mu\text{s}$ の時点では隣接する起爆孔からの圧縮体積ひずみと相互に重なり合うとともに、Xの領域では緑色で示される引張体積ひずみの領域が形成される。これは圧縮の体積ひずみが底盤で反射し、位相が反転し、引張体積ひずみとして伝播することを示すものである。また、Yの領域では、側面で反射し、緑色～白の引張体積ひずみが形成される。これらは、それぞれに成長し、写真-2(a)のひび割れA、ならびにひび割れB,C,Dを形成していくことは、以降の伝播状況から容易に理解されよう。

また、 $t = 60 \mu\text{s}$ の時点のZの領域では、空孔を取り囲むように青い圧縮体積ひずみの領域が形成されているが、これは空孔周りを回折する波の成分を示すものであり、またわずかに確認できる緑色の領域は空孔に反射して位相が転換した引張ひずみ成分を示すものである。この緑色の領域は、 $t = 100 \mu\text{s}$ から $t = 140 \mu\text{s}$ にかけて成長し、 $t = 140 \mu\text{s}$ の時点では、試験体中央のほぼ全断面で大きな引張体積ひずみが発生し、破壊に至ると考えられるが、これには空孔で反射した引張ひずみ成分も寄与するものである。

図-4全体を通して、最も特徴的な点は、空孔を境として、体積ひずみの伝播と成長のモードが明瞭に異なることである。これは、空孔で反射・回折した応力波が相互に干渉しあうことで、空孔の配列線が一種の応力波を遮断するように働いていると考えられよう。

なお、解析上では、 $t = 220 \mu\text{s}$ の時点を除き、空孔外部に明瞭な引張体積ひずみは成長していないが、 $t = 220 \mu\text{s}$ の時点では、試験体中央にひび割れAが形成されている。したがって、以降はこのひび割れが新しい反射面として働くため、解析上と実際問題の伝播境界が異なってくる。当該の解析コードは、ひび割れ形成以降の波動伝播までを対象とするものではないから、これ以降の解析結果の妥当性は保証されるものではないことに注意しなければならない。

以上のように、case-Aの実験結果はほぼ波動論的に説明することができ、提案する孔配置は工学的に妥当であるものと考えられる。

5. おわりに

筆者らは、起爆孔周辺に空孔を配置することで、応力波の伝播を阻害し、コンクリート躯体の任意領域を爆破の損傷から保護することを考え、その空孔配置法を提案し、その妥当性を実験的、解析的に証明した。

ここに提案した、ひび割れ制御技術は、十分に実務に供し得るものと考えられるが、構造物の爆破部分解体において、残存部の健全性を担保するためには、爆破破壊のより定量的破壊規準を詳らかにする必要がある。今後は、工法開発とともに、その規準制定に関しても研究を実施する予定である。

謝辞：本報告での爆破解体実験と解析は東京大学大学院上西幸司准教授のご指導の下、実施いたしました。また、放電破碎工法EDICSの操作には、いつも株式会社ニチゾウテック 坂本良様、ならびに SMC テック株式会社 須藤俊憲様にご協力いただいています。各位には深甚の謝意と、今後も変わらぬご指導・ご助力を請い、本小文の結びとさせていただきます。

参考文献

- 1) Uenishi K., H. Takahashi, H. Yamachi and S. Sakurai: PC-based simulations of blasting demolition of RC structures, Construction and Building Materials, Vol.24, pp. 2401-2410, 2010.
- 2) Uenishi K., H. Yamachi, K. Yamagami and R. Sakamoto: Dynamic fragmentation of concrete using electric discharge impulses, Construction and Building Materials, Vol.67, pp. 170-179, 2014.
- 3) Uenishi K., N. Shigeno, S. Sakaguchi, H. Yamachi and J. Nakamori: Controlled disintegration of reinforced concrete blocks based on wave and fracture dynamics, Procedia Structural Integrity, Vol. 2, pp.350-357, 2016.
- 4) Uenishi K. and H. Yamachi: Development of Simulation Tools for Precisely Controlled Dynamic Demolition of Structure, Proceedings of Computational Engineering Conference, Vol.1, pp.2016.
- 5) 株式会社ニチゾウテック：放電破碎工法, <http://www.nichiztech.co.jp/products/15houden/index.html>, 2015.
- 6) 山地宏志, 中森純一郎：放電衝撃波動伝播の数値解析的評価, 三井住友建設技術研究開発報告, Vol.13, pp.55-60, 2015.

地盤防災観測網の構築と斜面安定性評価手法の提案

Building the Observation Network for Prevention of Ground Disasters And the Proposal of the Method for Evaluation of Slope Stability

技術研究所 大津 慎一 OTSU SHUNICHI
 技術研究所 山地 弘志 YAMACHI HIROSHI
 技術企画部 中森 純一郎 NAKAMORI JUNICHIRO

土工事では、地すべりなどの災害危険箇所周辺での施工機会も多く、施工時の安全確保を図る上で十分な監視体制を構築する必要がある。地盤災害の監視では計測機器を効果的に設置して観測網を構築し斜面挙動を観測する方法が有効であるが、従来計測機器はコストや設置手間などの課題から十分な観測点数を確保するのが難しい。筆者らは、近年注目されている安価かつ設置が容易な地盤傾斜計を用いることで、これら従来計測機器の課題を解決した。本稿では、地盤傾斜計を用いた地盤防災観測網の構築および試験観測について報告する。またその観測データを用いた斜面全体の安定性評価手法について提案する。

キーワード：地盤防災，安全管理，斜面安定性評価，クリギング補間，自立型観測網

Some earth works are carried out around disaster black spots such as landslides and monitoring systems are necessary to confirm its safety. Although the observation network with effective arrangement of monitoring devices is useful for monitoring ground disasters, there is some difficulty to put enough number of conventional monitoring equipment due to its cost and/or those setting trouble. The authors solved those problems by using the notable ground clinometer that it is low cost and easy setting. This paper describes the building observation network for prevention of ground disasters by using the ground clinometers and the results of the test observation. And, the stability evaluation technique of the whole slope by using that observation data is proposed.

Key Words: Ground Disaster Prevention, Safety Management, Stability Evaluation of Slope, Kriging Method, Self-Supporting Observation Network

1. はじめに

わが国は、国土の約4分の3が山間部であり斜面崩壊や地すべりなどの危険性を有する地形も多い。道路や鉄道など社会インフラの整備に関わる土工事では、地すべり等の危険性を有する災害危険箇所周辺での施工機会も多い。また東日本大震災以降の地震活動の活発化や異常気象に伴う局所的大雨に起因する地すべりや斜面崩壊、土石流等の地盤災害が頻発化し、発生箇所が広域化するだけでなく、その災害規模も増大する傾向にある。このような地盤災害から第三者や施工現場など人的資源や財産を守り、社会生活や生産活動などの維持を図る上では、十分な監視体制を構築し地盤災害の防止および早期対策に努める必要がある。

地盤災害の防止あるいはその影響を最小限にとどめる

には、対象となる斜面やのり面に地盤挙動を観測する機器を効果的に設置し地盤観測網を構築することで巨視的な地盤挙動を観測するとともに、継続的な観測を行い定常状態との差異を捉えることで地すべりの前兆現象を早期に発見することが重要となる。しかしながら現在は、地盤伸縮計や地下水位計等の計測機器を設置し対象となる斜面やのり面の地盤挙動を観測する方法が一般的であり、これら計測機器は、いずれも局所的な地盤挙動を観測する機器であり斜面全体の巨視的な挙動を観測するものではない。計測機器の設置箇所についても地形・地質的知見をもとに選定されるが、必ずしも災害発生箇所に設置されることを担保するものではない。また今日の観測体制を見ると、その観測値があらかじめ定められた管理基準値を超えた時点で初めて観測データを評価する、あるいは目視等による不具合が発見された時点で観測デ



図-1 加速度センサーを用いた地盤傾斜計

ータを見直すといった利用にとどまっておき、観測データがあまり有効的に活用されていないのが現状である。

筆者らはこれらの状況を踏まえ、(財)日本建設情報総合センター平成27年度助成研究事業「防災観測網による観測データのデータベース化とフィードバック手法の研究」(助成番号: 2015-2号)において、斜面全体の巨視的な地盤挙動を観測し得る計測機器の選定およびそれを用いた地盤防災観測網の構築を進めるとともに、観測データを速やかにフィードバックし地盤災害の防災・減災に資するシステムの開発を進めてきた¹⁾。

本稿では、計測機器として傾斜センサーを用いた地盤防災観測網の構築とそれによる地盤挙動の観測が可能であるかの検証について報告する。また地盤防災観測網の観測データを用いた斜面安定性評価手法を提案する。

2. 加速度センサーを用いた地盤傾斜計

今日の地盤監視に用いられる観測項目は、地盤伸縮変位観測、地表傾斜観測、坑内傾斜観測ならびに地下水位観測が主なものである。近年GPSによる座標観測も地盤監視に広く取り入れつつある²⁾。現在供用されている計測機器は局所的な測点や測線を観測する機器であり巨視

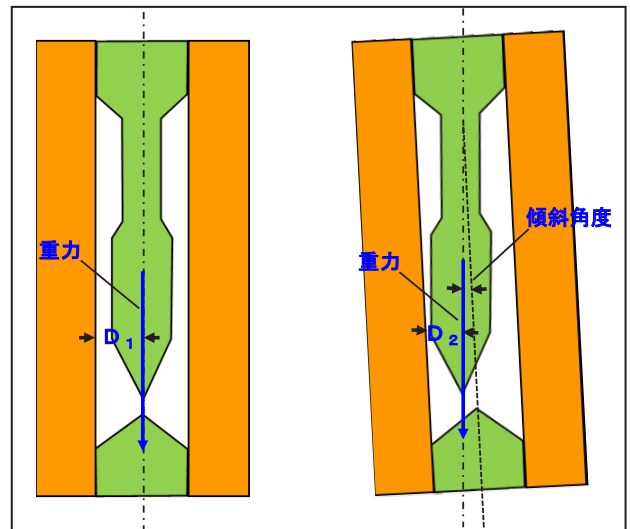


図-2 加速度センサーによる傾斜角度測定原理

的な地盤挙動を観測するには、計測機器を効果的に配置した観測網を構築する必要がある³⁾。しかしながら、これら計測機器は比較的高価であり、設置や電源供給・通信確保についても多大な費用を要するため、観測網を構築するに足る測点・測線数を確保するのが難しいといった課題がある。

このような状況のなかで、現在注目されている計測機器が図-1に示すような加速度センサーを用いた地盤傾斜計である。加速度センサーは、可動電極である錘と固定電極によって構成されており、加速度によって生じる錘の振れを電極間の距離として捉えることで加速度の測定を行う。このような加速度センサーを用いた傾斜計では、図-2に示すように重力を加速度としてとらえることで、電極間の距離をもとに錘の傾きを幾何学的に求め傾斜角度を検出する。

このタイプの傾斜計の特徴は、非常に消費電力が小さいためデジタルカメラ等に用いる一般的なリチウム一次電池で1年以上の連続稼働が可能であり、デジタル出力のため小電力無線通信等によるデータ送信に適する点にある。また比較的製品価格が安価であり、かつ軽量なため一人で複数個を容易に運搬しハンドハンマー等で簡便に設置できるといった利点もある。そのため本計測機器を用いることで機器導入コストや設置コストといった課題を解決することができ、比較的容易に数十点規模の観測点を設置することができ、対象となる斜面全体の巨視的な挙動を把握可能な観測網の構築が可能となる。

3. 地盤防災観測網による試験計測

今回、図-1に示す地盤傾斜計を用いて地盤防災観測網を構築するとともに、実際の施工現場に試験的に導入を

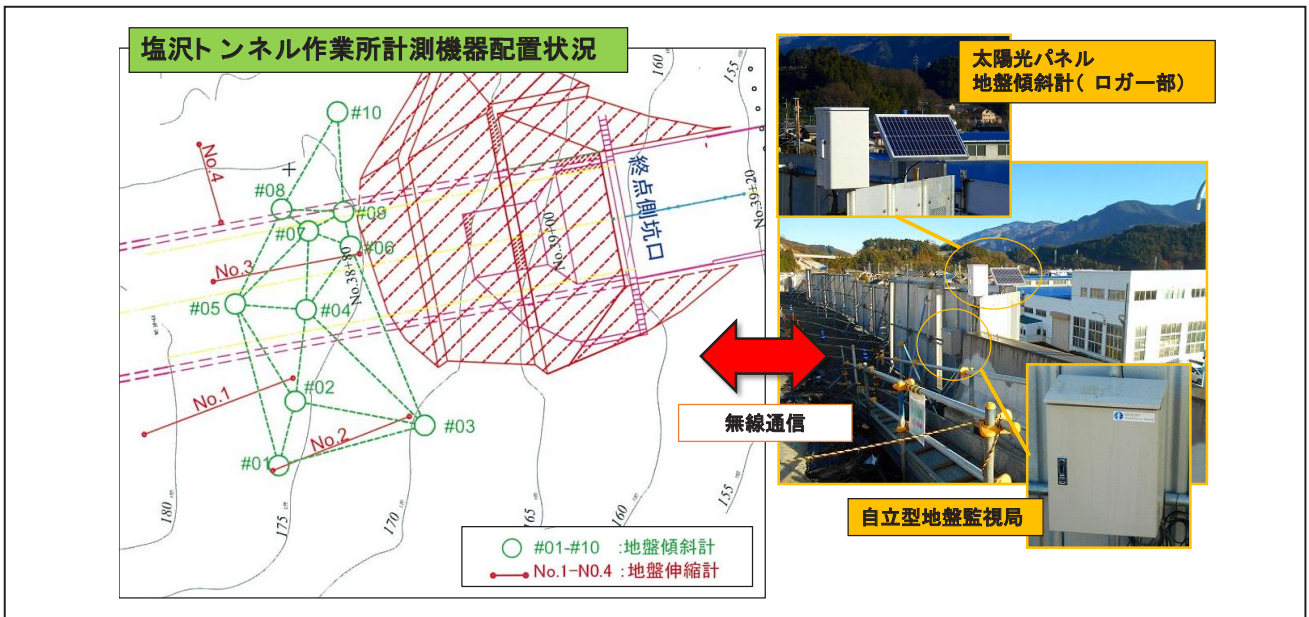


図-3 地盤傾斜計設置位置および観測機器構成

表-1 中部横断塩沢トンネルの工事諸元

発注者	国土交通省 関東地方整備局	
工期	平成27年1月28日～平成30年3月30日	
工事内容	トンネル延長	L = 649.0 m
	内空断面	A = 84.7 m ² (DI-b)
	掘削方式	機械掘削 (NATM)
	地質	砂岩・泥岩互層

行い、外的要因に伴う地盤挙動の観測が可能であるかについての試験観測を行った。以下に地盤傾斜計を用いた地盤防災観測網の構築と試験観測について示す。

(1) 地盤傾斜計設置計画

本試験計測では、国土交通省関東地方整備局甲府河川道事務所のご指導・ご協力のもとに、表-1の工事概要に示す中部横断塩沢トンネル工事終点側坑口斜面に地盤防災観測網の構築を行い実施した。当該坑口斜面部は、事前の地質調査結果に基づいてトンネル施工に先立ち地すべり対策工の設計・施工が行われた。地盤傾斜計の設置計画は、地すべり対策工に付随する対策工実施後の斜面挙動観測および効果の確認を目的とした地すべり変位計等による斜面動態観測計画に基づき策定を行った。地盤傾斜計および前述の斜面動態観測計画に基づく地すべり変位計の設置位置を図-3に示す。

(2) 自立型地盤監視局

地盤防災観測網の観測データを現場事務所等に送信する通信網については、坑口付近において商用電源および有線通信手段の確保が困難である状況から、当社独自技

術である自立型地盤監視局を採用することとした。

自立型地盤監視局は、筆者らが(財)日本建設情報総合センター平成22年度助成研究事業「自立型防災監視システムの開発に関する研究」(助成番号:2010-6号)において開発を行った地盤監視に関わる各種計測機器の観測データを収集し配信する基地局である⁴⁾。自立型地盤監視局は、携帯ポケット通信モジュールを搭載しており、携帯電話によるポケット通信が可能なエリア内であれば一般電話回線等の有線通信経路を敷設する必要がない。また太陽光パネルと鉛蓄電池といった2系統の電源システムを有しており、十分な日照を確保できる箇所であれば外部からの電源供給を必要とせず、長期的な運用が可能である。

(3) 地盤防災観測網の構築

地盤傾斜計を設置する終点側坑口斜面部は、北向き斜面であり南方向の斜面背面部についても針葉樹等の高木が繁茂する植生となっているため、日中を通して十分な日照の確保が期待できない。このような理由から本基地局の設置は、十分な日照を確保できる終点側坑口の北側を流れる戸栗川対岸に設置することとした。また地盤傾斜計との通信経路は、基地局と地盤傾斜計との見通しが十分確保されているため、自立型地盤監視局および地盤傾斜計に搭載される特小無線機器による無線通信経路を用いることとした。

(4) 試験計測における傾斜量変動と考察

今回設置を行った地盤防災観測網では、地盤傾斜計のX軸方向を真北方向とし、 θ_x と θ_y の2方向成分の傾斜量

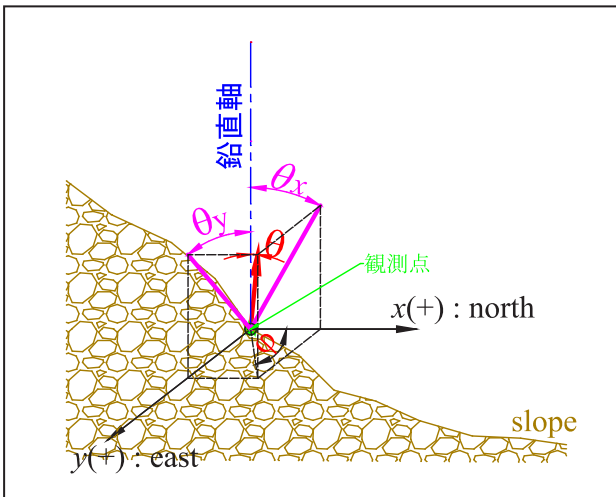


図-4 総傾斜量 θ および傾斜方向 φ の概念

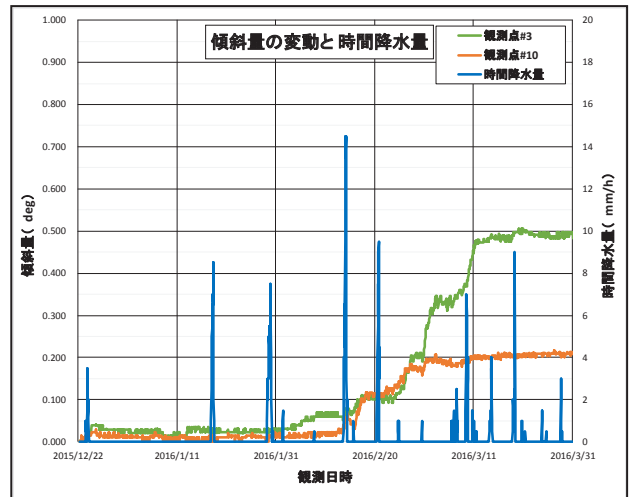


図-5 降雨影響による傾斜量変動と時間雨量

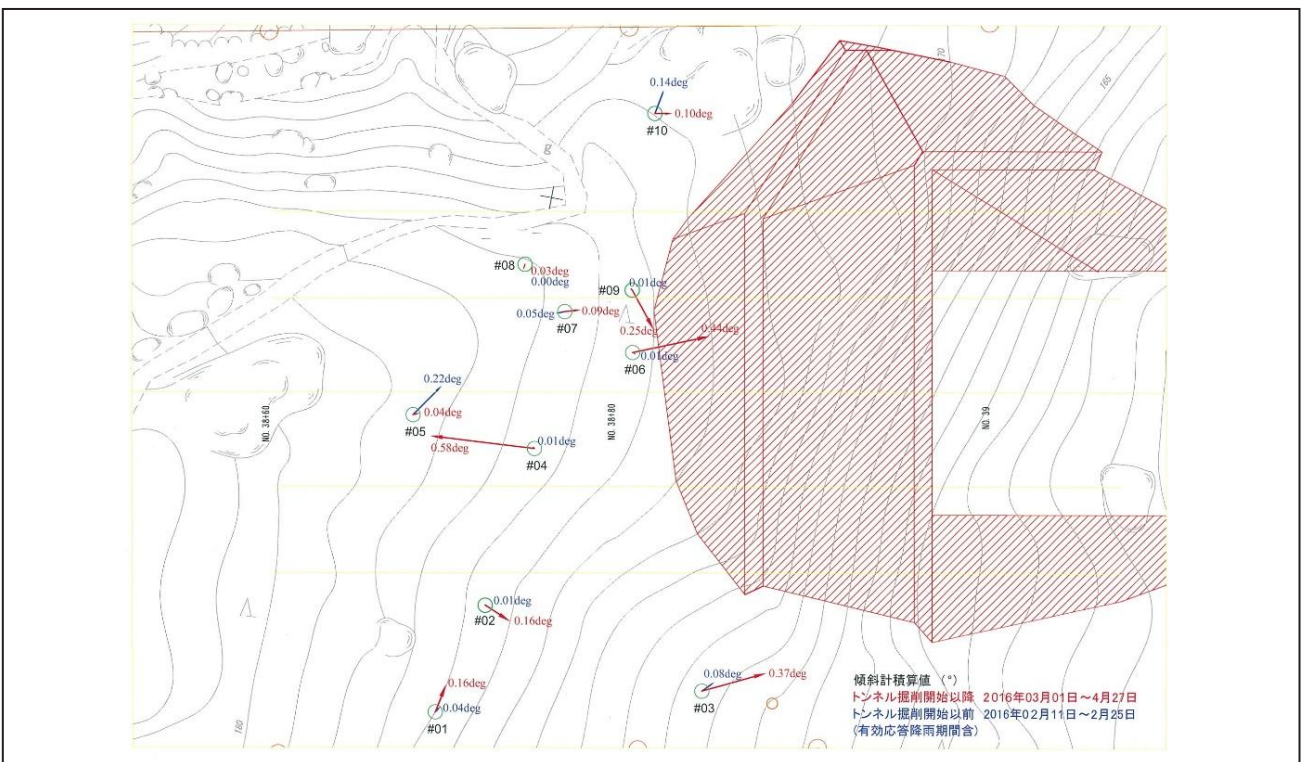


図-6 降雨およびトンネル掘削による傾斜量変動比較

について観測を行った。斜面によって安定性を評価する場合、傾斜量成分 θ_x , θ_y よりも総傾斜量 θ 、ならびに傾斜方位 φ を用いることが望ましい。各成分は図-4 に示す関係にあることから次の関係が与えられる。

$$\theta = \sqrt{\theta_x^2 + \theta_y^2}$$

(1)

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{\theta_y}{\theta_x} \right)$$

a) 降雨による傾斜量変動

観測点により違いはあるが、2016年2月15日頃を基点とする傾斜量変動が観測された。当該時期においてトンネル掘削は開始されておらず、他の外的要因が考えられる。図-5 に示すように2016年2月における時間雨量と比較すると当該時期に集中的な降雨があり、降雨によって影響を受けた変動であると考えられる。

b) トンネル掘削による傾斜量変動

また2016年3月1日頃を基点とする傾斜量変動も観測されており、当該時期にトンネルの掘削が開始されたためその影響を受けた変動であると考えられる。

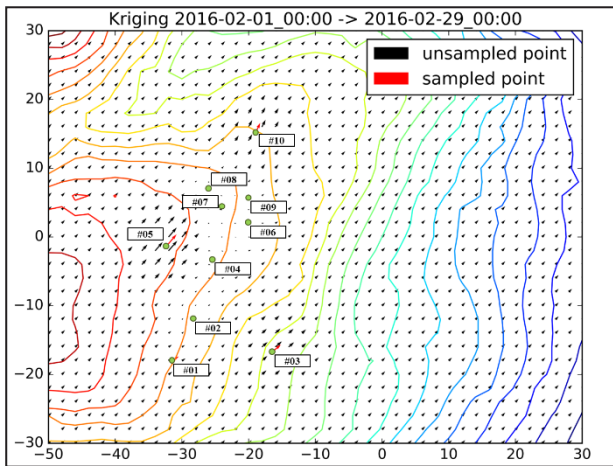


図-7 降雨応答におけるデータ推定

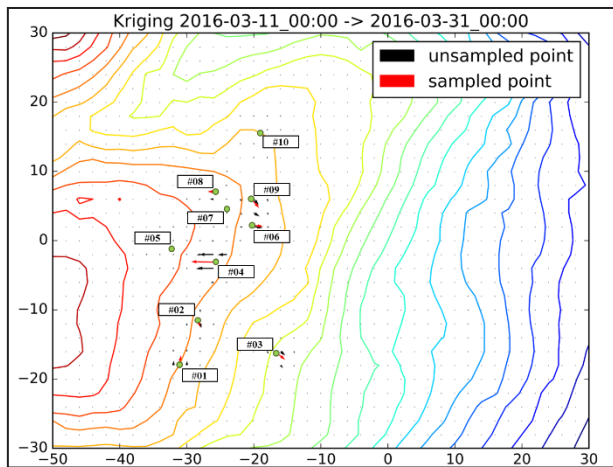


図-8 トンネル掘削応答におけるデータ推定

図-6 に降雨により発生したと考えられる傾斜量変動 (2016年2月11日～2月25日間の傾斜量増分) と、トンネル掘削により発生したと考えられる傾斜量変動 (2016年3月1日～4月27日間の傾斜量増分) を坑口のり面等高線上に図化したものを示す。

試験観測期間において併設する地盤伸縮計では有意なデータを確認することはできなかった。これは計測機器や設置条件など計測技術上の要因ではなく、地盤傾斜は地盤変位における微分項に相当し、観測項目である地盤挙動に対し鋭敏に反応したためであると判断する。したがって地盤傾斜計による観測により、斜面変形が微小な範囲で評価・把握し、事後の挙動を予測することが可能であると考えられる。

4. 斜面安定性評価手法の提案

地盤傾斜計を用いた地盤防災観測網による観測は、地盤傾斜計を設置した箇所の局所的な地盤挙動を観測するものである。斜面全体の巨視的な地盤挙動を把握し斜面安定性の評価を行うためには、図-7 および図-8 に示すよ

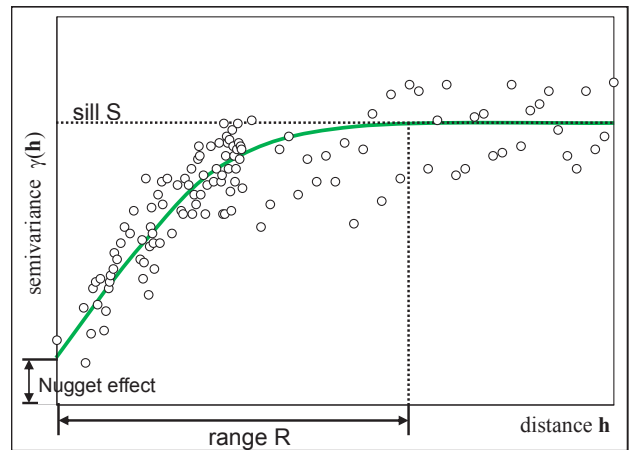


図-9 セミバリオグラム雲

うに観測網を構築する地盤傾斜計の観測データの特徴を保持しつつ斜面全体の挙動を推定する必要がある。以下ではクリギング補間を用いたデータ推定手法およびその補間データによる斜面安定性評価の可能性について検討を行う。

(1) クリギング補間によるデータ推定^{5),6)}

クリギング補間とは、地理統計学の分野を中心に古くから実用的な利用が行われている加重平均による補間手法のひとつである。その特徴として、観測データが持つ空間的な特徴を局所的な特徴として保ちつつ観測空間全体の広域的なデータ推定を行うことがあげられる。クリギング補間によるデータ推定式は式(2)となる。

$$Z^*(x_0) = \sum \omega_i Z(x_i) \tag{2}$$

その重み ω_i は、空間座標を伴う観測データについての観測点間の距離とデータの相関から図-9 に示すセミバリオグラム $\gamma^*(|h|)$ を式(3)で表し、式(4)に導入することで求める。

$$\gamma^*(|h|) = b_0 + b_1 g(|h|) \tag{3}$$

$$\begin{bmatrix} \gamma(x_1 - x_1) & \cdots & \gamma(x_1 - x_n) & 1 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \gamma(x_n - x_1) & \cdots & \gamma(x_n - x_n) & 1 \\ 1 & \cdots & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \vdots \\ \omega_n \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \gamma(x_1 - x_0) \\ \vdots \\ \gamma(x_n - x_0) \\ 1 \end{bmatrix} \tag{4}$$

式(3)のセミバリオグラムのパラメータ同定には様々な手法があるが、本検討では共分散関数 $g(|h|)$ に共分散関数モデルのひとつである球体モデルをあてはめる経験

セミバリオグラムによるパラメータ同定を用いる。以下に球体モデルおよび切片要素となるナゲット効果モデルを表す方程式を示す。

ナゲット効果モデル

$$g(|h|) = \begin{cases} 0 & |h| = 0 \\ 1 & |h| \neq 0 \end{cases} \quad (5)$$

球形モデル (R=a)

$$g(|h|) = Sph\left(\frac{|h|}{a}\right) = \begin{cases} 1.5\left(\frac{|h|}{a}\right) - 0.5\left(\frac{|h|}{a}\right)^3 & |h| \leq a \\ 1 & |h| \geq a \end{cases} \quad (6)$$

(2) 斜面安定性評価の検討

図-7 および図-8 は、図-6 に示す降雨による傾斜量変動とトンネル掘削による傾斜量変動をクリギング補間によりデータ推定しメッシュ化したものである。このような観測データ分布を、移動平均法などの一般的な空間データ処理手法でデータ推定すると、大きな値から小さな値に向けてなだらかなデータ勾配が形成される。つまりデータ分布の平滑化が生じる。それに対してクリギング補間では、例えば図-8 の観測点#04 周辺では大きな傾斜変動観測値に影響された傾斜分布が推定されるものの、少し離れた箇所では観測点#04 の観測データの影響は見られない。また観測点#02 周辺の傾斜量推定に大きな傾斜変動を示す観測点#01 および#04 の影響は確認できない。

このようにクリギング補間では、局所的な傾斜変動の特徴を保持したデータ推定が可能となる。これは移動平均によるデータ推定手法などと異なり、距離間の共分散に依存してデータ勾配を形成するためであり、観測データ間距離が近くとも、測定データ間の相関が低く共分散が大きければ、その観測値が相互に与える影響は小さいものとなる。

これにより傾斜計を用いた地盤防災観測網による観測データをクリギング補間することによって、斜面全体の傾斜変動およびその規模と範囲を推定し、斜面安定性評価への活用が可能となると考える。

5. まとめ

地すべりや斜面崩壊等に至る斜面挙動は突発的に発生

するものではなく、局所的な小崩落やすべり等が跛行的に進行し大規模な地すべりや斜面崩壊へと至ると考えられる。またこのような局所的な斜面挙動は、沈静化に向かい安定化する場合もある。したがって斜面全体の巨視的な地盤挙動を観測し得る観測網により継続的な観測を行い、定常状態との差異から小規模で局所的な斜面挙動を把握することで斜面の安定性を把握するとともに、斜面が崩壊に至るか、安定化の方向へ向かうかの予測・評価することが可能になると考えられる。

これらを鑑み、今回報告した地盤傾斜計を用いた地盤防災観測網による観測およびクリギング補間による斜面挙動のデータ推定を行うことで、図-7 および図-8 に示すような降雨や施工等の外的要因による局所的な斜面挙動の把握が可能となり、その観測・分析データをもとに跛行的に進行する地盤挙動が斜面崩壊に至るものか否かについての予測・評価手法としての活用が可能であると考ええる。

今後はクリギング補間による斜面挙動推定データの可視化手法や Big data 的なアルゴリズムによる予測・評価の自動化等の施工管理者等へのフィードバック手法についても検討し、観測、データ取得、分析、フィードバックといった地盤防災に関わる一連の流れを実現する地盤防災監視システムの開発・構築を進める。

参考文献

- 1) 上西幸司ほか：防災監視網による観測データのデータベース化とフィードバック手法の研究に関する研究報告書，平成 27 年度一般財団法人日本建設情報総合センター研究助成事業報告書，助成番号 2015-2, 2015.
- 2) 岩崎智治ほか：斜面安全監視のための GPS 自動変位計測システム，応用地質 Vol. 52(2011 - 2012) No. 6, pp. 256-264, 2013.
- 3) 農林水産省：地すべり監視体制構築の手引き，2011.
- 4) 芥川真一ほか：自立型防災監視システムの開発に関する研究に関する研究報告書，平成 22 年度一般財団法人日本建設情報総合センター研究助成事業報告書，助成番号 2010-6, 2010.
- 5) 高阪宏行：クリギングとその地理的応用，日本大学文学部自然科学研究所研究紀要，No.34, pp.27-35, 1999.
- 6) 堤盛人，清水英範，井出裕史：誤差要素モデルに基づく Kriging を用いた空間内挿，応用力学論文集 Vol.3, pp.125-132, 2000.

異種強度コンクリート工法を用いた滑り降伏型連層壁を有する ピロティ付き立体架構の実験

Experiment of Three-dimensional Frame with Soft First Story and Sliding Yield Type Multi-story Shear Wall Using Different Concrete in Strength

技術研究所	松永 健太郎	MATSUNAGA KENTARO
技術研究所	江頭 寛	EGASHIRA HIROSHI
技術研究所	新上 浩	SHINJO HIROSHI
建築生産計画部	平野 秀和	HIRANO HIDEKAZU
建築生産計画部	松井 幸一郎	MATSUI KOICHIRO
建築生産計画部	佐古 潤治	SAKO JUNJI
技術企画部	小坂 英之	KOSAKA HIDEYUKI

1～4階までの横筋を柱に定着せず、柱－壁板間での滑り降伏を想定した連層耐震壁の構面と、1階にピロティを有し、2～4階が横筋を柱に定着しない連層耐震壁になっている構面とで構成された立体架構試験体を対象とし、ねじれが連成する水平加力実験を実施した。実験の結果、連層耐震壁の構面は柱－壁板間の滑り降伏型、ピロティのある構面は1階柱頭・柱脚の曲げ降伏型となり、全体変形角で1/50radまでの変形性能を確認した。また、壁－スラブ接合部に壁板よりも低い圧縮強度のスラブ用のコンクリートを打設し、異種強度コンクリート工法の影響を検討した結果、各階の低強度コンクリート層での大きな損傷は見られなかった。

キーワード：連層耐震壁、ピロティ、立体架構、滑り破壊、曲げ降伏

Shear loading tests of three-dimensional frame composed of multi-story shear walls designed as sliding yield between column and wall with soft first story were conducted. All horizontal reinforcements of these walls were not anchored into the perimeter column. As a result, sliding failure between column and wall panel occurred at multi-story shear walls and flexural yielding occurred at soft first story. This specimen showed deformation performance up to 1/50 radian at total drift angle, and the layer whose compressive strength was lower than that of shear wall was not damaged.

Key Words: Multi-story Shear Wall, Soft First Story, Three-dimensional Frame, Sliding Failure, Flexural Yielding

1. はじめに

品質確保と生産性向上を意図し、鉄筋コンクリート(RC)建物のプレキャスト(PCa)化が進展しており、純ラーメン架構の高層建物等では柱、梁をフルPCa部材とする工法も実用化されている。他方、耐震壁は面積が大きく、重量が大きいことからPCa化に際しては適宜分割する必要があるため、分割位置や部材間の接合方法の選択が課題であり、PCa工法の採用事例は未だ少ないのが現状である。

そこで筆者らは、耐震壁のPCa化を推進するために、

横筋を柱に定着しないRC耐震壁構法(以下、本構法)を開発し、柱－壁板間の鉛直接合部の滑りを許容する場合には優れた変形性能を示すことを確認した(例えば^{1),2)}。本構法を板状集合住宅の戸境壁に適用することによって耐震壁方向の架構を靱性型で設計することが可能となるが、板状集合住宅では1階にエントランスホール等を計画するために一部に壁を設けないことや、連層耐震壁の高さが構面ごとに異なることも多く、その場合は地震時に建物全体にねじれが伴う。

本報告は、そのようなねじれが連成する建物に本構法を適用した場合の建物全体の破壊形式、終局耐力および

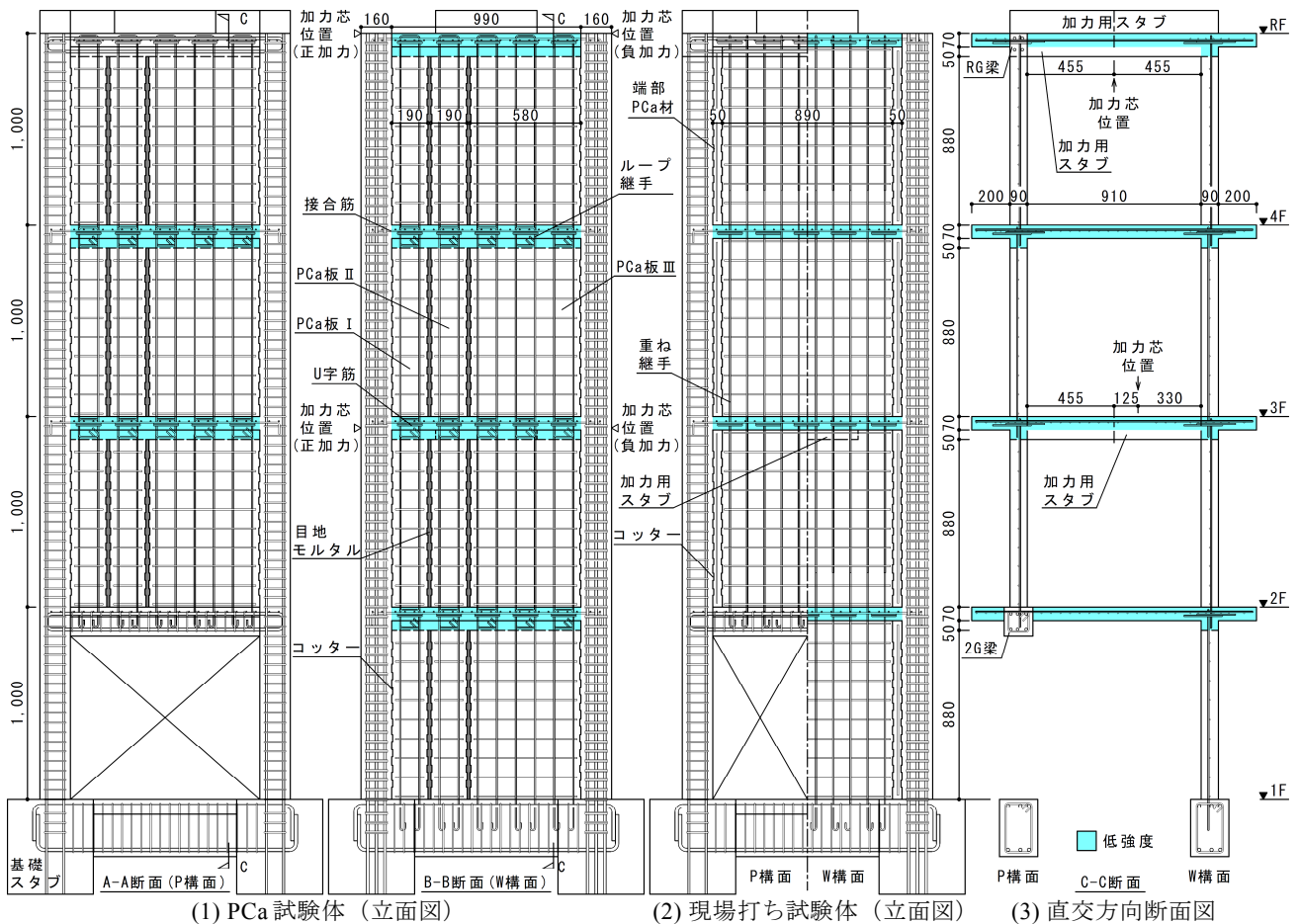
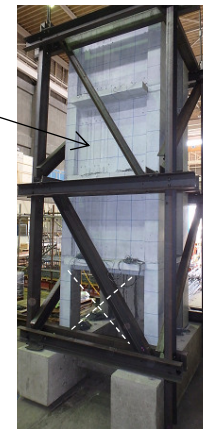


図-1 試験体の形状と配筋

写真-1 試験体全景



変形性能を把握することを目的とするものである。本論では、滑り降伏型連層耐震壁の構面（以下、W構面）と1階にピロティを設けた構面（以下、P構面）の2構面で構成される立体架構を対象に実施したねじれ連成加力実験の概要と実験結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体計画

試験体の形状と配筋を図-1に、試験体の写真を写真-1に、試験体の構成を表-1に示す。試験体はPCa試験

体と現場打ち試験体の2体であり、1×1スパン、4層の立体架構となっている。両試験体とも基本的な断面や配筋は同一であり、1階から4階まで柱と壁板で構成される連層耐震壁構面（W構面）、1階にピロティを有し、2～4階までを連層耐震壁としたピロティ構面（P構面）の2構面で構成されている。

1階を除く各階には厚さ70mmのスラブが設けられており、スラブのコンクリートは図-1(5)に示すように壁とスラブの接合部にも打設されている。したがって、連層壁板のスラブ位置には壁板より圧縮強度の低い異種強度コンクリート層（以下、低強度層）^{3)・5)}が介在してお

表-1 試験体の構成

部位		ピロティ(P)構面	壁板(W)構面
壁	厚さ t_w	90mm	
	長さ l_w'	990mm	
	縦筋	1-D6@100 ($p_{sv}=0.35\%$)	
	縦筋継手	ループ継手 (PCa), 重ね継手 (現場打ち)	
	横筋	1-D6@100 ($p_{sh}=0.35\%$)	
柱	断面	220×160mm	300×160mm
	主筋	4-D10 ($p_g=0.81\%$)	10-D13 ($p_g=2.65\%$)
	帯筋	2-D6@50 ($p_w=0.58\%$)	4-D6@50 ($p_w=0.85\%$)
	断面	90×120mm	-
RG 梁	主筋	2-D13 ($p_r=2.97\%$)	-
	あばら筋	なし	-
	断面	150×150mm	-
2G 梁	主筋	3-D13 ($p_r=2.21\%$)	-
	あばら筋	2-D6@50 ($p_w=0.85\%$)	-
	断面	200×300mm	
基礎梁	主筋	3-D16 ($p_r=1.13\%$)	
	あばら筋	2-D6@50 ($p_w=0.63\%$)	
	断面	70mm	
スラブ	主筋	1-D6@50 ($p_s=0.91\%$)	
	配力筋	1-D6@50 ($p_s=0.91\%$)	
	接合筋	6-D6	
低強度層	U 字筋	5×2-D6 ^{*1}	

※1: U 字筋を向かい合わせにしたものを 1 セットとし, 5 セットを各階の低強度層に配置, 【記号】 p_{sv} : 縦筋比, p_{sh} : 横筋比, p_g : 柱主筋比, p_w : あばら筋比, p_r : 引張鉄筋比, p_s : 補強筋比

表-2 鉄筋の材料試験結果

使用部位	サイズ	鋼種	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	伸び (%)
W 構面柱主筋 P 構面 2G 梁 および RG 梁主筋	D13	SD295A	348	188400	490	26
P 構面柱主筋	D10	SD295A	341	191000	487	25
上記以外の鉄筋 (基礎梁主筋を除く)	D6	SD295A	344	189000	501	27

り, 本実験ではこの低強度層の損傷状況についても確認するように計画した。低強度層にもスラブと同強度のコンクリートを打設することで, コンクリートを打ち分けるためのコン止め作業が削減される, スラブ全体に壁板用の高いコンクリート強度を打設する場合よりプラスチック収縮ひび割れを抑制することができる, 等の施工上や品質上の利点が得られると考えられる。

PCa 試験体の壁板は 3 枚の PCa 板で構成されており, 板割が異なることによる損傷状況の差異を確認するために, PCa 板の幅を 2 枚は 190mm, 1 枚は 580mm とした。各 PCa 板の両側断面にはコッター (縦 38×横 38×深さ 5mm, 片側 10 個/層) が設けられており, PCa 板間は目地モルタル (目地幅 15mm) で一体化されている。現場打ち試験体では, 幅 890mm の壁板部分に現場打ちコンクリートを打設したが, 柱と壁板のコンクリートを打ち分ける工法を想定し, 壁板の両端部にのみ壁板と同厚で幅 90mm の棒状の PCa 部材 (以下, 端部 PCa 材) を配置した。端部 PCa 材内にはひび割れ防止のため, 軸方

表-3 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

試験体	階数	部位	圧縮強度 σ_b (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
PCa	R	スラブ	30	26500	2.6
		柱・RG 梁	43	29100	3.4
		スラブ	32	26800	2.7
	4	目地モルタル	74	22800	3.7
		柱	50	31700	3.9
		スラブ	33	27400	2.9
	3	目地モルタル	77	23200	3.0
		柱	41	29800	3.0
		スラブ	33	27000	2.7
	2	目地モルタル	79	23300	3.3
		柱・2G 梁	58	33600	3.6
		基礎梁・スタブ	54	30200	3.3
	1	目地モルタル	84	23000	4.6
		1~4	PCa 板	55	32100
R		スラブ	32	27600	3.0
現場打ち	4	柱・壁・RG 梁	42	29900	3.2
		スラブ	33	28200	2.9
	3	柱・壁	51	33700	3.8
		スラブ	34	28400	3.1
	2	柱・壁	42	30100	2.9
		スラブ	33	28600	2.8
	1	柱・壁・2G 梁	58	35300	4.0
		基礎梁・スタブ	53	30600	3.6
		補強部モルタル	48	-	-
	1~4	端部 PCa 材	56	34400	3.6

向にのみ鉄筋 D6 が配筋されている。両試験体とも横筋は柱定着されていない。また, PCa 試験体の PCa 板間の目地部および現場打ち試験体の端部 PCa 材に横筋は通っていない。

各階の縦筋どうしの継手は, PCa 試験体では縦筋先端を U 字形に折り曲げた低強度層内でのループ継手であり, 現場打ち試験体では上階の下端での重ね継手 (継手長さ $30d$, d : 鉄筋径) である。両試験体とも横筋は壁厚の中心に配筋し, 各階の縦筋は図-1(3)に示すように上下階で交互に配置した。

低強度層を横拘束するために, 図-1(4)に示すように U 字筋を向かい合わせにしたものを低強度層内に 5 セット配置した。また, 柱-壁板間の鉛直接合部を貫通する接合筋として, 各階のスラブ位置 (低強度層) の柱幅内に D6 を壁板方向に 6 本配置した。R 階および 3 階のスラブは構面間の一部の厚さをふかし, 加力用のスタブとして兼用した。

PCa 試験体の PCa 板と現場打ち試験体の端部 PCa 材以外のコンクリートは場所打ちとした。柱, 壁, 梁のコンクリート強度は 48N/mm^2 , スラブのコンクリート強度は 30N/mm^2 を目標強度とした。試験体に使用した鉄筋とコンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-2, 表-3 にそれぞれ示す。

柱-壁板間の鉛直接合部に設けたコッターを, 支圧強

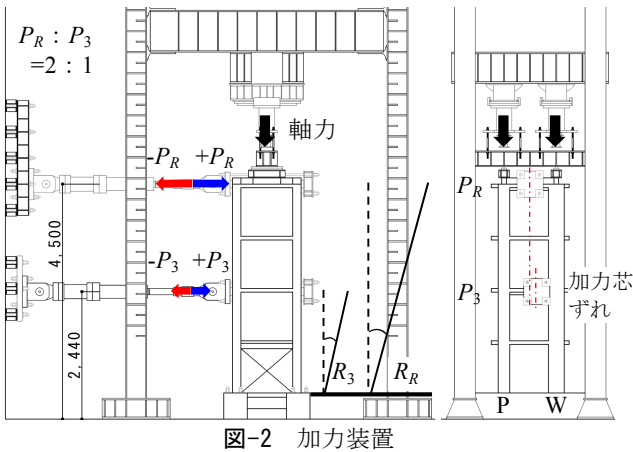


図-2 加力装置

度がせん断強度を上回るように設計し、鉛直接合部のせん断強度 Q_{DV} を、 A_{sc} をコッターのせん断面積、 a_v を接合筋の断面積として、以下の式(1)を用いて計算した。

$$Q_{DV} = 0.1\sigma_B A_{sc} + 0.6\sigma_y \Sigma a_v \quad (1)$$

W 構面の破壊形式を鉛直接合部の滑り破壊を伴った壁板の曲げ破壊とし、P 構面の破壊形式を 2~4 階の鉛直接合部で滑り破壊させずに 1 階の柱頭・柱脚の曲げ降伏となることを想定した。しかし、先に加力した PCa 試験体において、P 構面 1 階の柱頭・柱脚のせん断補強不足から、2 階柱梁接合部から 1 階柱頭部にかけて損傷が生じて耐力が低下したため、次の現場打ち試験体では P 構面 1 階の柱頭・柱脚部分に厚さ 6mm の鋼板を高さ 80mm の範囲に巻き、柱との隙間にはグラウトを充填して柱にせん断補強を施して加力した。

(2) 加力方法および計測位置

加力装置を図-2 に示す。R 階のスラブの各構面壁芯位置に 2 台の油圧ジャッキを用いて合計 1,340kN の一定軸力 (14 階建て程度の建物の 1 階長期軸力を想定、自重考慮) を載荷し、R 階および 3 階のスタブ兼用のスラブに 1000kN 油圧ジャッキを用いて正負交番で繰返し水平力を与えた。2 台の油圧ジャッキを変位制御とし、水平力分布を R 階 : 3 階 = 2 : 1 とした。R 階の加力位置を W 構面と P 構面から同距離にあるスラブとし、3 階の加力位置を P 構面 1 階のピロティの加力中のねじれを考慮して、W 構面側に 125mm 偏心させた位置のスラブとした。加力時の折り返し変形角は、R 階の中心位置の変形角 (以下、全体変形角) R_R を基準とし、 $R_R = \pm 1, 2, 4, 6, 10, 15, 20/1000\text{rad}$ とした。

計測項目は、各油圧ジャッキの荷重、スラブ位置における柱の水平・鉛直・面外変位、部材間の目開き変位および鉛直ずれ変位、柱主筋および縦筋・横筋のひずみ、U 字筋および接合筋のひずみである。ひび割れ幅はクラックスケールにより測定した。

表-4 実験結果および計算結果一覧

試験体		PCa	現場打ち		
最大荷重時	1 階層せん断力 $Q_{1,max}$ (kN)		+467	+471	
	変形角	R 階 R_R ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	平均	+4.2	+9.9
			W 構面	-4.2	-6.1
			P 構面	+2.8	+6.1
		3 階 R_3 ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	平均	-2.5	-3.5
			W 構面	+5.6	+13.7
			P 構面	-6.0	-8.6
	層せん断力計算値	W 構面 cQ_w^{*1} (kN)		+5.1	12.2
		P 構面 cQ_p^{*2} (kN)		-5.1	-7.4
		全体 $cQ_w + cQ_p$ (kN)		+2.4	+5.3
[()内は実験値/計算値で 上段が正・下段が負加力時]		-2.0	-2.5		
		+7.7	+19.1		
		-8.3	-12.3		
		224	230		
		128	128		
		352	358		
		(1.33)	(1.32)		
		(1.21)	(1.30)		

※1: 文献 6 による, ※2: 文献 7 により, 1 階柱頭・柱脚部が降伏した場合の柱 2 本分のせん断力

3. 実験結果

(1) 破壊経過

実験結果および計算結果一覧を表-4 に、1 階層せん断力 Q_1 -全体変形角 R_R 関係を図-3 に、最終ひび割れ状況を図-4 に示す。

PCa 試験体では、 $R_R = +1/1000\text{rad}$ に両構面 1 階の柱に曲げひび割れが、W 構面 1 階の壁板にせん断ひび割れが生じ、1, 2 階の縦筋および P 構面の縦筋が一部降伏ひずみに達した。 $R_R = +2/1000\text{rad}$ に P 構面 2 階の PCa 板 I - PCa 板 II 間にひび割れが発生し、両構面 1 階の柱脚の主筋の一部が降伏ひずみに達した。 $R_R = +4/1000\text{rad}$ に W 構面 1~3 階の PCa 板 I - PCa 板 II 間にひび割れが生じ、2 階壁板にせん断ひび割れが発生した。P 構面では 2 階の柱-PCa 板 I 間および壁板にせん断ひび割れが生じ、1 階柱頭・柱脚部がせん断破壊して最大荷重に達した。このとき、W 構面では 1 階柱脚のほとんどの主筋と 1 階壁板脚部の端部の縦筋が降伏し、P 構面では 1 階柱頭・柱脚部および 2 階壁板脚部の縦筋が一部降伏していた。 $R_R = 6/1000\text{rad}$ 時には W 構面の PCa 板 I - PCa 板 II 間のひび割れが 4 階まで達し、 $R_R = 10/1000\text{rad}$ では W 構面 2・3 階の PCa 板 II - PCa 板 III 間のひび割れが生じた。 $R_R = -10/1000\text{rad}$ の 2 回目の加力において、荷重が負加力時の最大荷重 ($-Q_{1,max} = -425\text{kN}$) の 80% 以下まで低下した。PCa 試験体では PCa 板 I - PCa 板 II 間での滑りが顕著であった。前述のように PCa 試験体では、1 階ピロティ柱のせん断耐力不足により、 $R_R = -10/1000\text{rad}$ の加力で柱が軸力を保持できなくなったため、現場打ち試験

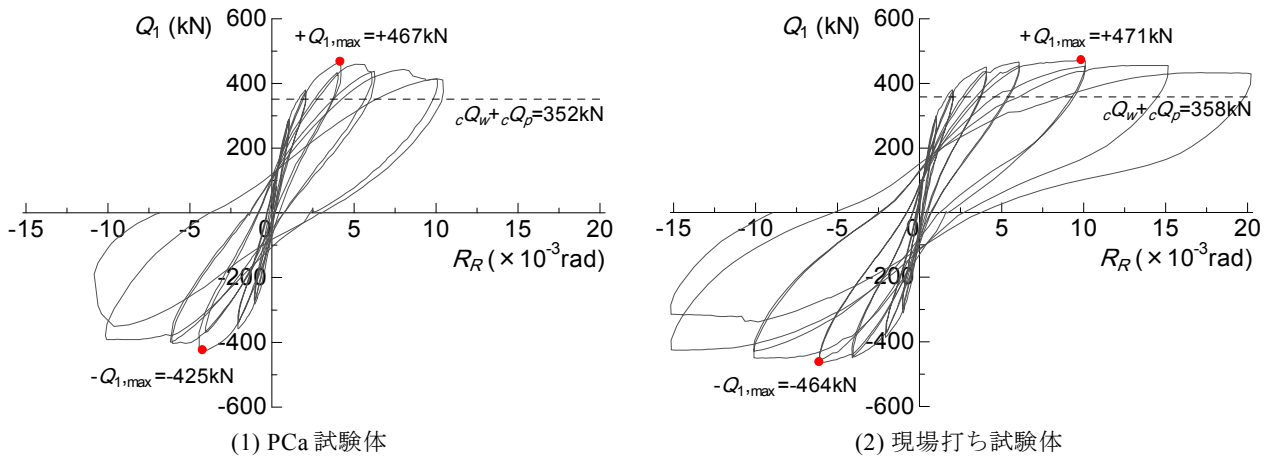


図-3 1階層せん断力-全体変形角関係

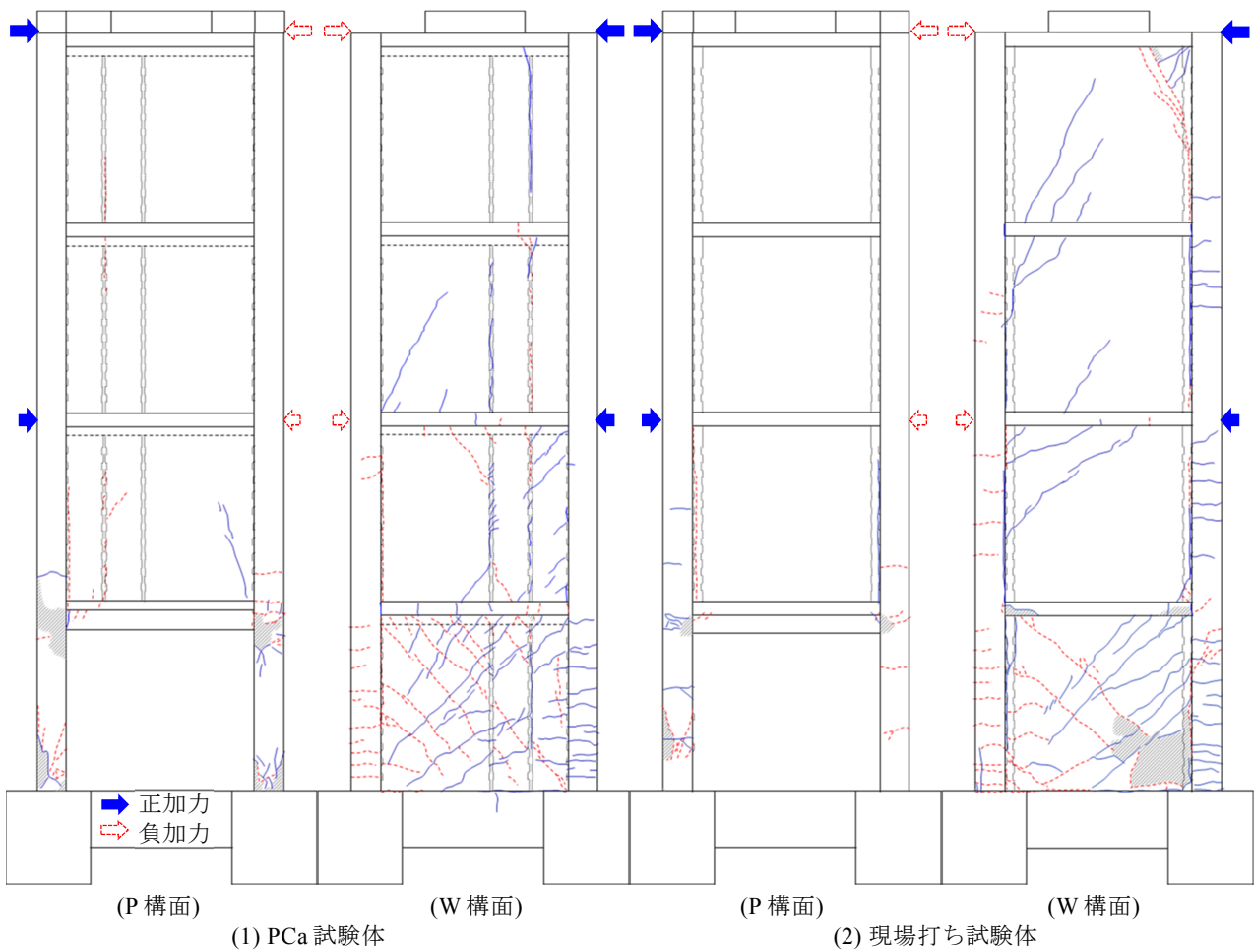
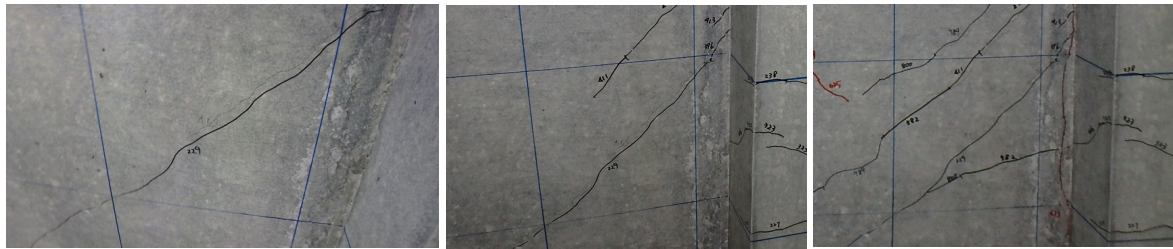


図-4 最終ひび割れ状況

体では1階ピロティ柱を鋼板で補強した。

現場打ち試験体では、 $R_R=1/1000\text{rad}$ に両構面1階の柱に曲げひび割れが、 $R_R=2/1000\text{rad}$ にW構面1階の壁板にせん断ひび割れが生じ、P構面1階の柱頭・柱脚部の主筋の一部が降伏した。 $R_R=4/1000\text{rad}$ でW構面1・2階およびP構面2階の柱一端部PCa材のひび割れが生じ、W構面の1階の柱頭・柱脚部の主筋および縦筋、2階の接合筋が降伏した。その後、W構面1階の柱と縦筋お

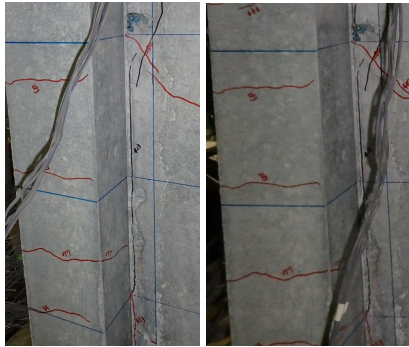
よびP構面1階の柱主筋のひずみが進行し、 $R_R=10/1000\text{rad}$ でW構面3・4階の柱-PCa板I間のひび割れが生じて最大荷重に達した。その後、 $R_R=+20/1000\text{rad}$ まで大きく荷重が低下することなく変形し、 $R_R=-17/1000\text{rad}$ でW構面1階の壁板のせん断ひび割れが開くとともに壁板脚部の曲げ圧縮域で破壊し、荷重が負加力時の最大荷重の80%以下まで低下した。



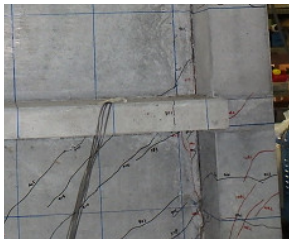
(1) $R_R=+2/1000\text{rad}$

(2) $R_R=+4/1000\text{rad}$

(3) $R_R=+10/1000\text{rad}$



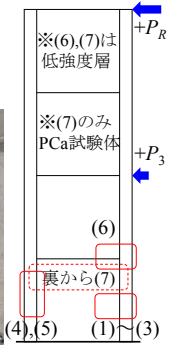
(4) $R_R=+4/1000\text{rad}$ (5) $R_R=+10/1000\text{rad}$



(6) $R_R=+20/1000\text{rad}$



(7) $R_R=+10/1000\text{rad}$



※(6),(7)は低強度層
※(7)のみPCa試験体
(6)
裏から(7)
(4),(5) (1)~(3)

写真-2 W構面のひび割れ状況

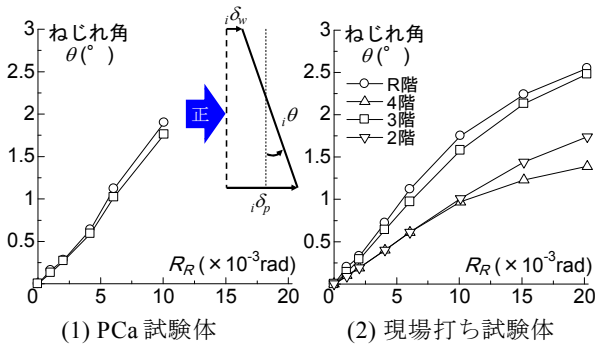


図-5 ねじれ角と全体変形角の関係

W構面の壁板のせん断ひび割れ、鉛直接合部および低強度層のひび割れ拡大写真を写真-2に示す。写真に示した近傍の壁板のせん断ひび割れは、各変形角ピーク時は約0.3~0.4mm、除荷時には0.05mm以下となっていた。また鉛直接合部のひび割れも $R_R=+10/1000\text{rad}$ 時でも微小であった。両試験体とも壁-スラブ接合部(低強度層)を横切る斜めひび割れはあるものの、その近傍における顕著なひび割れや圧壊は見られなかった。

(2) 1階の層せん断力

1階層せん断力の計算値を表-4および図-3に示す。本試験体の横筋は柱に定着されていないため、W構面の壁板強度 cQ_w は縦筋を考慮したトラス・アーチ機構に基づく算定法⁶⁾で求めた。P構面の強度 cQ_p は1階の2本の柱の柱頭・柱脚曲げ降伏時のせん断力⁷⁾の合計である。最大荷重は両構面の計算値の和をとった1階層せん断力計算値(cQ_w+cQ_p)を上回っており、計算値に対す

る実験値の比率は1.21~1.33であった。

(3) ねじれ

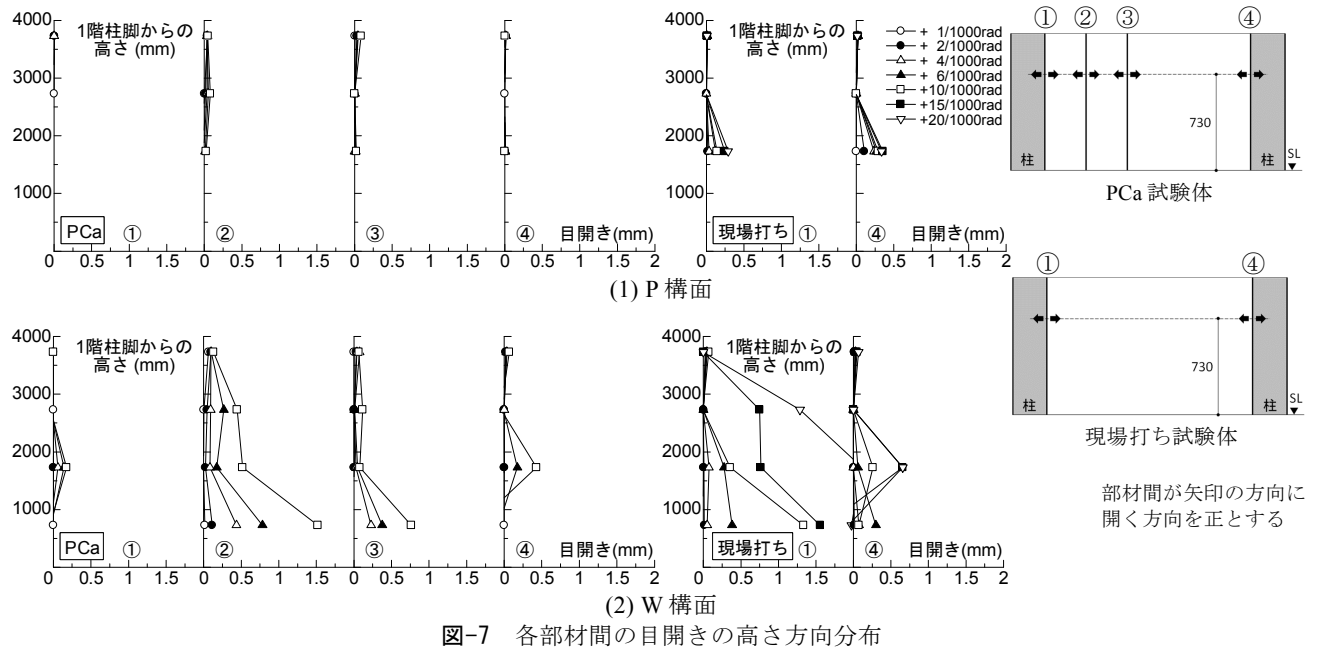
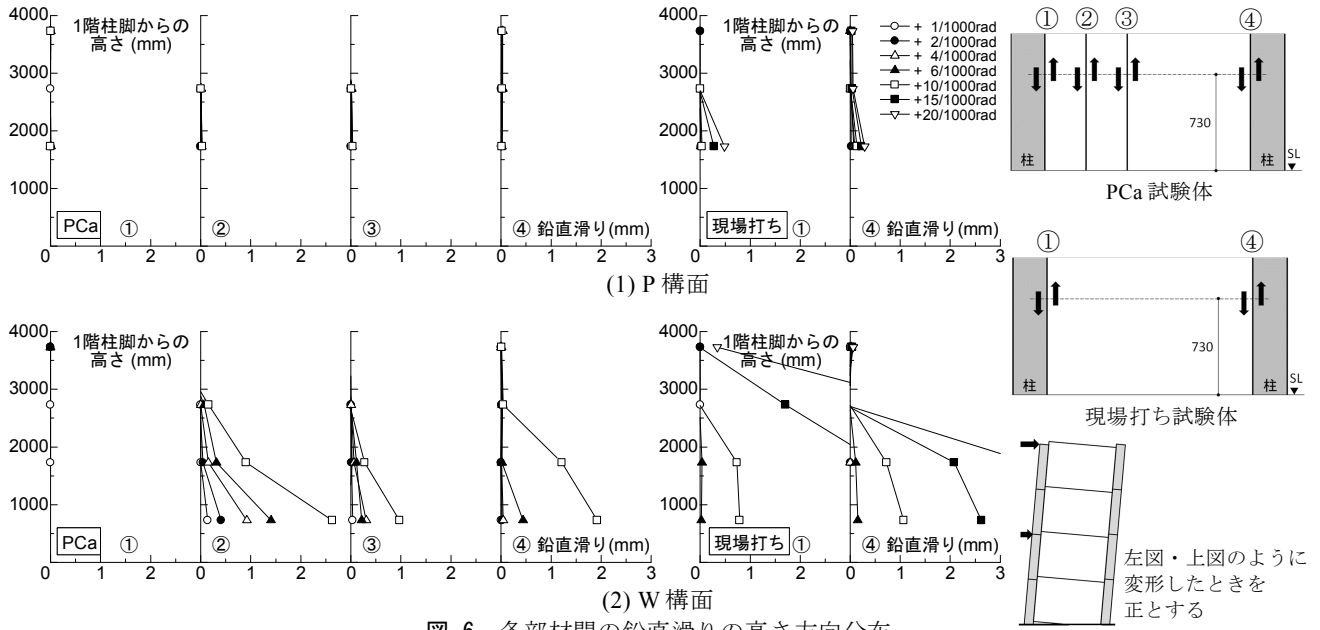
P構面1階のピロティの影響で、加力中にねじれが生じる。各階床の4つの柱位置の変位計測値から、図-5(1)に示すように、W構面の平均水平変位 $i\delta_w$ 、P構面の平均水平変位 $i\delta_p$ を求め、ねじれ角 θ を算出した(i :階)。ねじれ角 θ と全体変形角 R_R の関係を図-5に示す。 θ は基礎スタブ位置に対するねじれ角を表しており、同図(1)に示す回転方向をねじれ角 θ の正方向とする。変形の進行とともにねじれ角は正方向に大きくなり、両試験体とも $R_R=+10/1000\text{rad}$ で1~2°程度となっている。 $R_R=+10/1000\text{rad}$ を超える加力を行った現場打ち試験体は、 $R_R=+15\sim 20/1000\text{rad}$ ではW構面の滑り破壊の進展に伴い、ねじれ角の増加が抑制されていることが分かる。

(4) 低強度層の破壊状況とU字筋のひずみ

各階の壁とスラブの接合部(低強度層)では、加力終了時まで大きな損傷は両試験体とも観察されず、低強度の影響は見られなかった。また、W構面2階の低強度層内に配筋したU字筋の最大荷重時のひずみは、PCa試験体で約1000 μ 、現場打ち試験体で約700 μ であった。

(5) 各部材間の滑りと目開き

横筋が貫通していない、柱-壁板間、PCa板-PCa板間の滑りと目開きを検討する。正加力時の各部材間の鉛直滑りの高さ方向分布を図-6に示す。同図に示すように右側の部材が左側の部材よりも上方に変位した場合を鉛直滑りの正とした。各階の床上から730mm上方で計



測した。

W 構面では 1 階から鉛直滑りが生じ、変形の進行に伴い上層階にも鉛直滑りが徐々に進展した。PCa 試験体の W 構面では柱と PCa 板 I 間ではなく、PCa 板 I と PCa 板 II 間での鉛直滑りが顕著であり、板割の影響が確認できる。現場打ち試験体では $R_R=+10/1000\text{rad}$ から大きく滑り始めていることがわかる。一方、P 構面ではどの部材間でもほとんど鉛直滑りは生じなかった。

各部材間の目開きの高さ方向分布を図-7 に示す。鉛直滑りと同様に計測位置を床から 730mm 上方とし、開く方向を正とした。W 構面では概ね下層階から目開きが生じ始め、 $R_R=+6/1000\text{rad}$ 程度から開きが大きくな

っていく様子が確認できる。P 構面では現場打ち試験体の 2 階で 0.4mm 未満の目開きが見られたものの、それ以外はほとんど生じていなかった。

(6) 接合筋のひずみ

正加力時の接合筋のひずみの高さ方向分布を図-8 に示す。接合筋のひずみの計測位置を柱と壁の鉛直接合部の位置とした。P 構面の分布のデータには RG 梁および 2G 梁主筋のデータが含まれている。

W 構面の接合筋のひずみは鉛直滑りと同様に下層から大きくなり、 $R_R=+6/1000\text{rad}$ 以降では降伏ひずみを超える部分も確認できる。鉛直滑りを許容しない P 構面

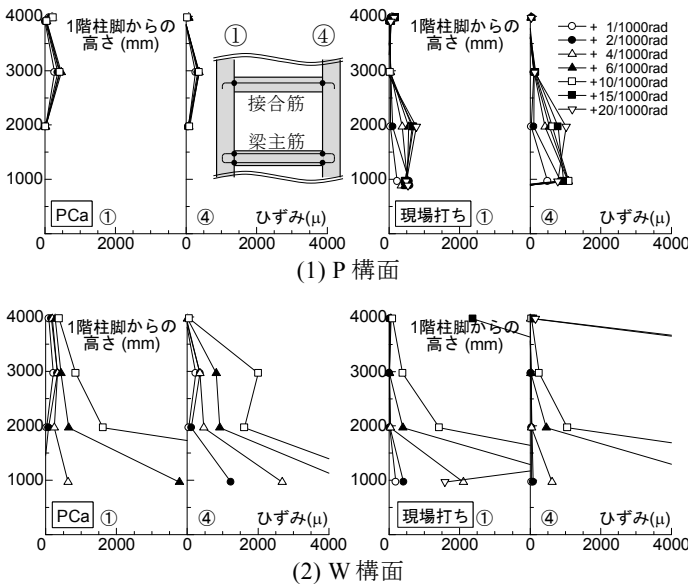


図-8 接合筋および梁主筋のひずみの高さ方向分布

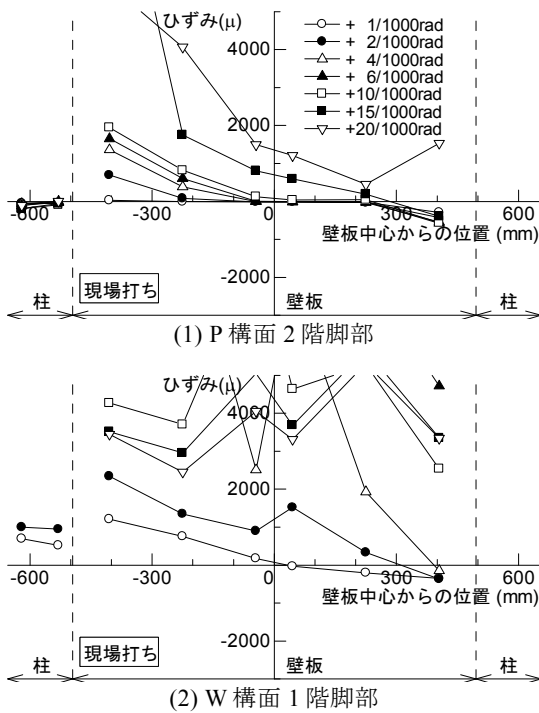


図-9 柱主筋と縦筋のひずみの水平方向分布

の接合筋のひずみは W 構面ほど大きくはならなかった。

(7) 柱主筋および縦筋のひずみ

現場打ち試験体の1階脚部における柱主筋と縦筋のひずみ分布を図-9に示す。図中の右側の柱(正加力時の圧縮側柱)のひずみは計測していない。

W 構面の縦筋は、柱主筋よりも先行してひずみが増大しており、 $R_R=+10/1000rad$ 以降で全てが引張降伏し、壁板が曲げ降伏していることがわかる。P 構面も同様に、引張側の柱主筋のひずみは小さく、縦筋のひずみは増大しているが、壁板の引張縁からの降伏範囲は W 構面より小さくなっている。

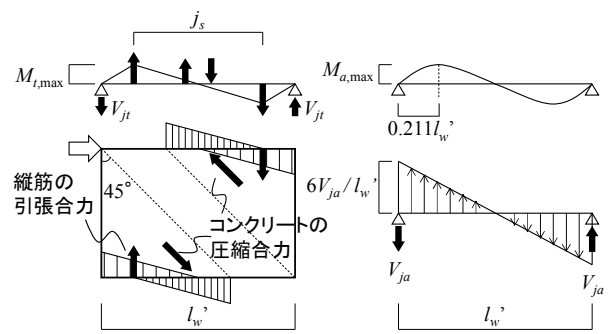


図-10 壁板の上下の梁に生じる曲げモーメント

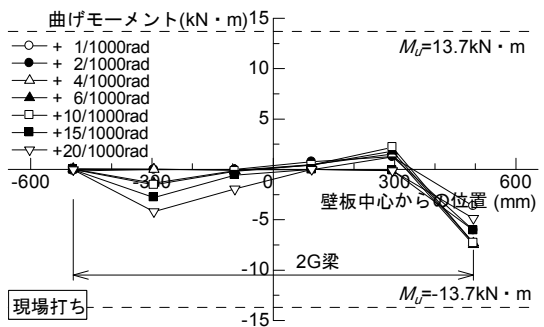


図-11 P構面2G梁の曲げモーメント

(8) ピロティ構面の梁主筋のひずみ

トラス・アーチ機構に基づく壁板の強度算定法⁶⁾に従い、P 構面の 2G 梁に作用する曲げモーメントについて検討する。柱-壁板間の鉛直接合部に作用するせん断力 V_j (鉛直拘束力) によって壁板に曲げ戻しモーメント $M (=V_j \cdot l_w', l_w' : \text{壁板長さ})$ が作用する。 M をトラス機構分 M_t とアーチ機構分 M_a に分けて考えると、図-10に示すような曲げモーメントが 2G 梁に作用すると考えられる。トラス機構による最大曲げモーメントは、縦筋の引張合力位置に生じ、式(2)で表される。

$$M_{t,max} = V_{jt} \cdot \frac{l_w' - j_s}{2} \quad (2)$$

アーチ機構による曲げモーメントは、 M_a が作用したときの梁に作用する反力を図-10(2)の下図のように仮定すると、最大曲げモーメントは梁端から $0.211l_w'$ の位置に生じ、式(3)で表される。

$$M_{a,max} = 0.0962 V_{ja} \cdot l_w' \quad (3)$$

$M_{t,max}$ と $M_{a,max}$ の発生位置は若干異なるが、同じ位置とみなせば、梁に生じる最大曲げモーメント M_{max} は両者の和を取ることによって得られる。ここで、P 構面では鉛直接合部の滑りを許容していないため、鉛直拘束力 V_j はせん断力に応じて、式(4)を満足するように特定する必要がある⁸⁾。ここで、 EI は壁板の曲げ剛性、 k_v は柱の軸剛性である。

$$V_j = \frac{h}{l_w' \left(1 + \frac{1}{M_j/M_B} \right)} Q \quad (4)$$

$$M_j/M_B = \frac{1}{1 + \frac{4EI}{k_v \cdot l_w'^2 \cdot h}} \quad (5)$$

PCa 試験体は壁板を分割しているため、アーチ機構のみを考慮すると、壁板強度時の V_j は 96kN、 M_{\max} は 9.1kN・m となり、現場打ち試験体ではトラス・アーチ両機構を考慮 ($M_t : M_a = 1 : 9$) して、壁板強度時の V_j は 123kN、 M_{\max} は 13.5kN・m となる。なお、2G 梁の曲げ強度計算値は 13.7kN・m であり、壁板強度時に 2G 梁が曲げ強度相当となるように設計した。

ひずみゲージより求めた現場打ち試験体の P 構面 2G 梁の曲げモーメント分布を図-11 に示す。最大曲げモーメントを示す位置は端部から $0.2l_w'$ 程度の位置となり、計算上の位置と概ね対応している。また、最大曲げモーメントは計算値 M_{\max} の約 $1/3$ と小さくなっており、実験で確認された梁の損傷が比較的軽微であったことと対応した。2G 梁の設計用曲げモーメントを計算値 M_{\max} とすることによって、損傷を抑えた設計ができるものと考えられる。

4. まとめ

横筋を柱に定着せず、柱一壁板間の滑り降伏型を想定した連層耐震壁構面 (W 構面) と、1 階にピロティを有する構面 (P 構面) からなる立体架構のねじれ連成加力実験を実施し、以下の知見が得られた。

- ①ねじれが卓越し、W 構面に比べて P 構面のピロティ部の水平変位が進行する変形過程を示したが、立体架構の破壊形式は想定した通り、W 構面は鉛直接合部の滑り破壊、P 構面は 1 階の柱頭・柱脚の曲げ降伏であった。
- ②最大荷重 (1 階層せん断力) は W 構面と P 構面の終局強度計算値の和の 1.2~1.3 倍の荷重を示した。
- ③ピロティ柱をせん断補強した現場打ち試験体は、R 階中央の全体変形角 R_R で +20/1000rad までの変形性能を有していることを確認した。

- ④今回の実験においては、スラブと同じ低強度コンクリートを用いた壁-スラブ接合部 (低強度層) に顕著なひび割れ等は見られなかった。
- ⑤P 構面 2 階の梁を、壁板のトラス・アーチ機構に基づく抵抗機構による反力として設計することで、梁の損傷は想定通り抑えられることが確認された。

参考文献

- 1) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の滑り強度に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.427-432, 2006.7
- 2) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.445-450, 2008.7
- 3) 松永健太郎, 磯崎翼, 溝口光男, 小坂英之: 異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討 (その 1) (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.165-168, 2016.8
- 4) 小坂英之, 加藤拓也, 溝口光男, 松永健太郎, 江頭寛: 異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討 (その 3) (その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.437-440, 2017.8
- 5) 新上浩, 松永健太郎, 江頭寛, 小坂英之, 溝口光男: 異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討 (その 5) (その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.441-444, 2017.8
- 6) 小坂英之, 溝口光男, 荒井康幸: 鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 695 号, pp.126-136, 2014.1
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案)・同解説, pp.157-160, 2016.4
- 8) 小坂英之, 松永健太郎, 荒井康幸, 溝口光男: 横筋非定着型プレキャスト RC 耐震壁のせん断強度の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.349-354, 2013.7

脚部を半固定とする RC 造柱の開発

Development of RC Columns with Semi-Rigid Base

技術研究所 田野 健治 TANO KENJI

技術研究所 平田 裕一 HIRATA YUICHI

構造技術部 長嶋 龍太郎 NAGASHIMA RYUTAROU

構造設計ディビジョン 小田 稔 ODA MINORU

本開発は、RC 造 1 階柱において脚部の固定度を低減することで柱の曲げモーメントの応力分配を制御し、合理的な RC 造建物を実現することを目的としている。そのために、応力解析、構造実験、有限要素法解析などの方法を用いて検討を行った。その結果、脚部固定度の低減が有効な建物は、アスペクト比が大きく全体曲げ変形の影響が大きな建物であることを確認した。また、固定度の低減には柱脚部にテーパ付きの柱縮小部を設けることが有用であることを示した。

キーワード：柱、半固定、応力分配、アスペクト比、柱縮小部、テーパ部、有限要素法解析

This development aims to realize rational RC buildings by controlling the stress distribution of the bending moment of columns by reducing degree of fixation of the legs in the RC 1 story columns. In order to investigate these purposes, stress analysis, structural experiments, finite element method analysis and other methods are employed. As a result, it was confirmed that the buildings where the reduction of degree of fixation of the legs is effective for the buildings having a large aspect ratio and large influence of total bending deformation. In addition, it showed that reducing the degree of fixation by providing a tapered column reduction part at the column base is effective.

Key Words: Column, Semi-Rigid, Stress Distribution, Aspect Ratio, Reduced Part, Tapered Part, Finite Element Method Analysis

1. はじめに

構造物を合理的に設計するためには、局所的な崩壊や変形の集中を避け、建物全体でバランスよく抵抗する架構が望ましい。外力を受ける構造体の応力状態は、微小変形領域では主に部材の剛性に、大変形領域では部材の耐力に依存する。通常の RC 造建物では、存在応力に対して柱、梁部材等の断面積や配筋量を調整するため、剛性、耐力を変更する設計的自由度は必ずしも大きくない。各部材の剛性や耐力の値が容易に変更できれば、より望ましい応力状態で建物を設計することが可能となる。

このような趣旨で行われた先行研究として、杭頭接合部を半固定にする研究¹⁾が挙げられる。いわゆる杭頭半固定工法は杭頭部の固定度を低減することで杭体に生じる曲げモーメントを杭全体に対して均等化し、機能性の向上と経済的な設計を実現している。

本開発は、RC 造の 1 階柱に着目し、脚部の固定度を

低減することで柱の曲げモーメントの応力分配を制御し、合理的な RC 造建物を実現する RC 造柱の開発を行うものである。

(1) 開発構法の概要

本章では、開発構法の概要、半固定の方法、ならびに有効な適用範囲について述べる。なお、本報で述べる半固定とは、柱脚部での曲げ剛性 (EI) を約 1/2 とした場合の断面剛性のことである。本構法の概要を図-1 に示す。図では、1 階の柱を対象として、通常の場合、脚部に半固定ばねを配置した場合、その半固定ばねを実際に設計する場合を比較している。高層建物等の場合は、曲げモーメントの反曲点位置がかなり柱頭側に存在する。設計用せん断力を変更せずに、脚部に半固定の回転ばねを設けると反曲点位置が下がり、柱頭、柱脚の曲げモーメントが近づき、応力が均等化する。ただし、耐震安全性の観点から、実際の半固定ディテールとして

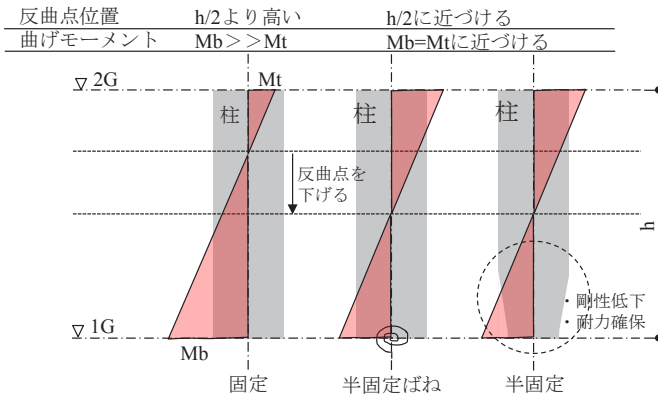


図-1 本構法の概要

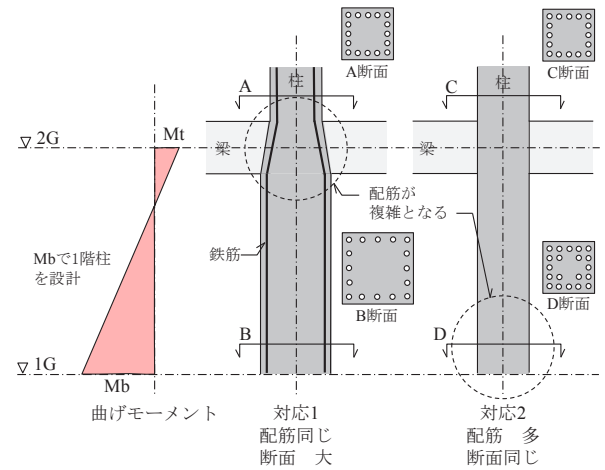
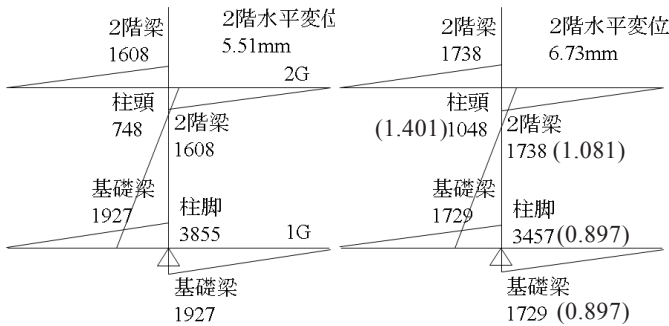


図-3 固定柱の問題点



数字は各部の曲げモーメントの値 (kN・m)

() 内は固定に対する半固定の曲げ応力比を示す

固定 半固定 (固定度 0.5)

図-2 応力図の例

は柱脚の耐力を過大に低減させないことが必要である。柱脚を固定とした場合と半固定とした場合の応力図の一例²⁾を図-2に示す。この例のように反曲点高さがかなり高い場合には、曲げ剛性 EI が半分の半固定ばねにより、柱脚の曲げモーメントが1割程度低減している。実際の設計において、1割の応力低減は配筋上有意味な差を生じる。

従来の柱に関する問題点を図-3に示す。柱の反曲点位置が高く、柱脚の曲げモーメントが大きい場合には、概ね2通りの対応がなされている。図より、対応1は1階と2階の存在応力に対して柱の断面積を変更するものである。この場合、2階の柱梁接合部に断面の切替え部が必要となり、配筋のディテールが煩雑となる。このため、施工上の問題を生じやすい。対応2は、1階と2階の柱断面形状を共通にするものである。この場合、存在応力に対処するためには、1階柱脚の配筋量を増加させる必要があり、主筋間隔等を確保することが難しくなる。この問題を避けるには柱断面積を大きくする必要が生じる。本構法は、脚部に柱断面積を縮小した柱縮小部分を設け、柱部と柱縮小部分の主筋を切替えることで配筋の干渉を避けるものである。

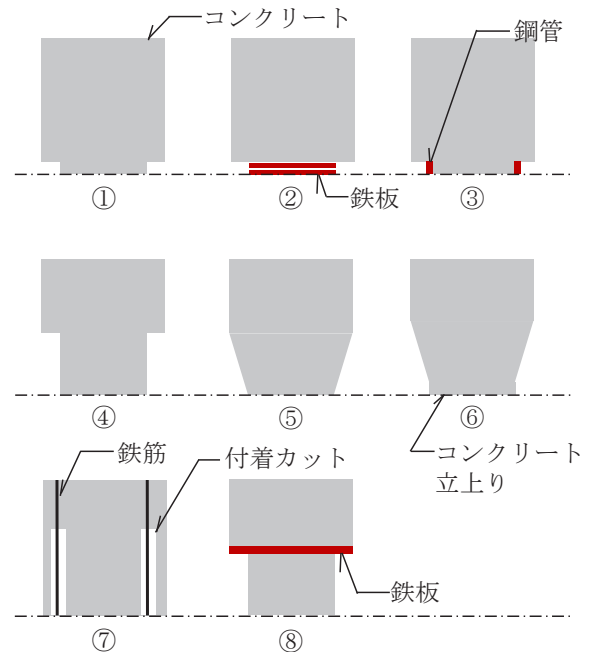


図-4 半固定の例

(2) 半固定の方法

柱の脚部を半固定にするディテールの例を図-4に示す。剛性低減の考え方は、⑦以外の6例はいずれも脚部に柱断面積を小さくした柱縮小部分を設けるものである。この柱縮小部分の効果によって剛性を低減している。これに対して、⑦は、主筋の付着を一部除去することで剛性を低減している。図の上段の①、②、③は、それぞれ、柱縮小部分のコンクリート強度を増加する場合、柱縮小部分を鋼板とする場合、柱縮小部分を鋼管で補強する場合を示している。これらはいずれも耐力を確保するための方法である。また、④、⑤、⑥は、①、②、③の考え方に加えて、柱縮小部分にある程度の大きさを持たせ、柱の内部応力の連続性を高め、急激な断面変更による影響を緩和している。⑧は、柱縮小部分と柱部の間に鋼板を設けるも

表-1 解析パラメータ

階	高さ (m)	スパン			
		建物長さ (m)			
		6	4	3	2
60	180	5.00	7.50	—	—
48	144	4.00	6.00	8.00	—
36	108	3.00	4.50	6.00	9.00
24	72	2.00	3.00	4.00	6.00
12	36	1.00	1.50	2.00	3.00
6	18	0.50	0.75	1.00	1.50
3	9	0.25	0.38	0.50	0.75

※表中の数字はアスペクト比を示す

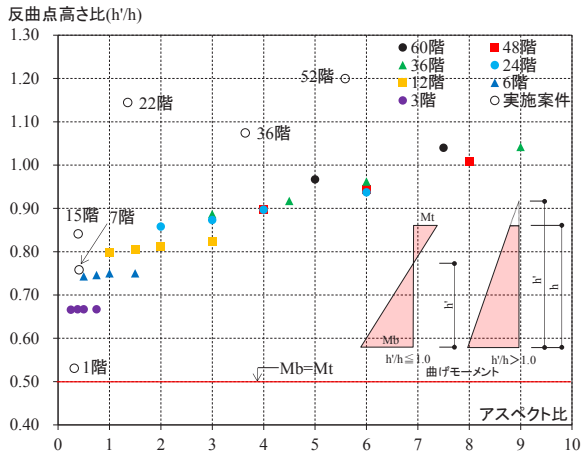


図-5 アスペクト比と反曲点高さの関係

のであり、柱縮小部のめり込みを防止するねらいがある。

(3) 有効な適用範囲

本構法の有効な適用範囲を把握するために、建物高さと長さを変化させた場合の骨組モデルに対して弾性解析を行い、代表的な 1 階中柱の反曲点高さ比を算定した。解析パラメータを表-1 に示す。建物高さは各階高を 3m とした 7 段階である。また建物の長さは、各スパンを 6m とした 4 段階である。表中の値がアスペクト比を示している。

各建物のアスペクト比と代表的な 1 階中柱の反曲点高さ比の関係を図-5 に示す。図中には、実施設計案件の値もプロットしている。反曲点高さ比 0.5 の場合が、柱頭と柱脚の曲げモーメントが等しくなる場合であり、すべての解析結果が 0.5 以上の反曲点高さ比となっている。また、アスペクト比と反曲点高さ比には正の相関が見られ、アスペクト比が大きくなると反曲点位置が上昇する傾向にあり、曲げモーメントは柱頭が小さく柱脚が大きく不均等なものとなる。実際の設計建物例においても同様な傾向が見られ、アスペクト比が大きく、全体曲げ変形の影響が大きな建物では、柱脚を半固定として柱頭と柱脚の曲げモーメントを均等化することによって、アス

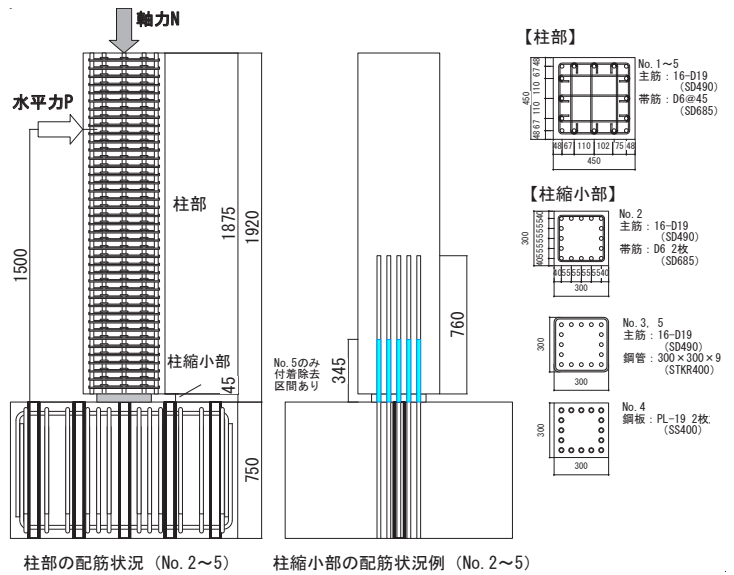


図-6 試験体および加力方法

表-2 試験体一覧

試験体名	断面 B × D mm	コンクリート強度 Fc N/mm ²	配筋		軸力比 η
			主筋 pc (%)	せん断補強筋 pw (%)	
No.1	—	—	—	—	0.25
No.2	450 ×	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	N / (B · D · c · σ _B)
No.3	x	—	—	—	
No.4	450	—	pc=2.16%	pw=0.79%	
No.5	—	—	—	—	—

試験体名	断面 Br × Dr mm	コンクリート強度 cFc N/mm ²	配筋 補強			柱縮小部 断面構成
			主筋	補強方法	材料種類	
No.1	—	—	—	—	—	一般的な柱
No.2	300 ×	100	16-D19 (SD490)	2-D6 2枚	SHD685	グラウト
No.3	x	—	—	300 × 300 × 9	STKR400	鋼管
No.4	300	—	pg=3.54%	PL-19 2枚	SS400	鋼板
No.5	—	100	—	300 × 300 × 9 (STKR400)	—	鋼管+付着除去

ペクト比が小さな建物に比してより大幅な応力分配が可能となり、本構法の適用効果が大きいと考えられる。特にアスペクト比 1.0 以上では反曲点高さ比は約 0.75 以上となっており、本構法のメリットが生じる可能性が高いと思われる。

2. 柱縮小部を有する柱の構造実験

本章では、柱脚部での回転剛性の低減効果が期待できるディテールを選択するために、脚部に様々な形状の縮小部を設けた柱試験体を製作し、曲げせん断実験を実施した。その結果を報告する。

(1) 試験体および実験方法

試験体図および加力方法を図-6 に、試験体一覧を表-2 に、材料試験結果を表-3 に示す。試験体は、材軸方向が同断面からなる一般的な柱 No.1 と、脚部に縮小部を有する柱 No.2~5 の計 5 体からなる。柱部断面は 450

表-3 材料試験結果

使用部位	材料種類	降伏点 N/mm ²	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (×10 ⁵)N/mm ²
主筋	D19 (SD490)	540	3180	1.93
フープ	D6 (SHD685)	745	5960	1.90
鋼管	PL9 (STKR400)	391	3750	2.06

材料種類	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	ヤング係数 (×10 ⁵)N/mm ²
コンクリート	57.7	3.05	3.53
グラウト	117.5	3.35	4.81

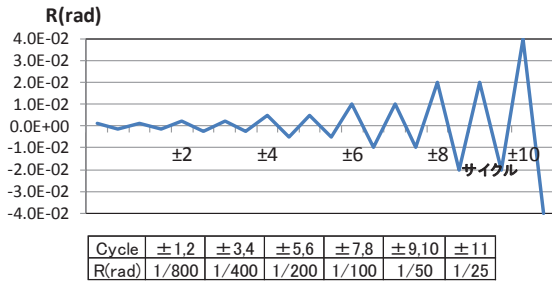


図-7 加力サイクル

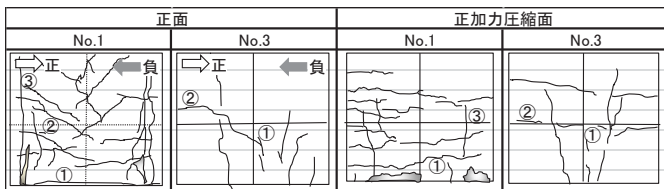


図-8 脚部のひび割れ (R=1/50rad)

mm 角, 縮小部断面は 300mm 角であり, 縮小部高さ 45mm を含めた加力点までの高さを 1500mm とし, 全ての試験体で曲げ降伏が先行するように計画した。

試験体共通である柱部の主筋は 16-D19 (SD490) とし, 帯筋は D6 (SD685) を 45mm 間隔で配した。使用したコンクリートの圧縮強度は, 平均で 57.7N/mm² であった。縮小部の主筋は柱部と同様に 16-D19 (SD490) とし, 柱部内に 760mm (40d) の定着長をとった。また, コンクリートに代わり高強度グラウトを使用し, その圧縮強度の平均値は 117.5 N/mm² であった。柱縮小部の断面構成は, No.2 では帯筋 (D6, SD685) を主筋に 2 組巻き, No.3 と No.5 は柱縮小部外周に鋼管 (STKR400, t=9mm) を配し, No.4 は鋼板 (SS400, t=19mm) を 2 枚重ねて配置している。なお, No.2, No.3 と No.5 の鋼管内, No.4 の鋼板の下面および主筋孔にはグラウトを充填した。また, No.5 は柱部内に定着している主筋の付着を, ビニール管を用いて 300mm 除去し, 更なる固定度の低減効果をねらった。加力サイクルを図-7 に示す。加力は, 頂部に柱部での軸力比 0.25 相当の定軸力を与え, 図に示す加力サイクルに従って水平方向に正負交番繰り返し载荷を行った。

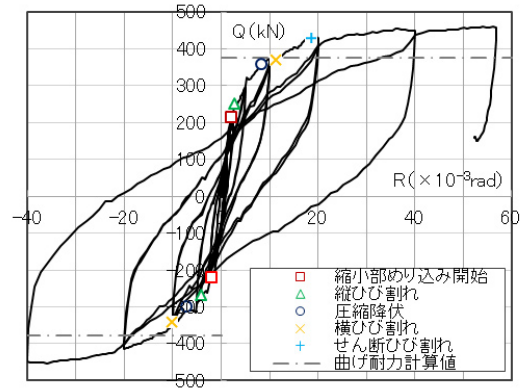


図-9 せん断力-部材角関係 (No.3)

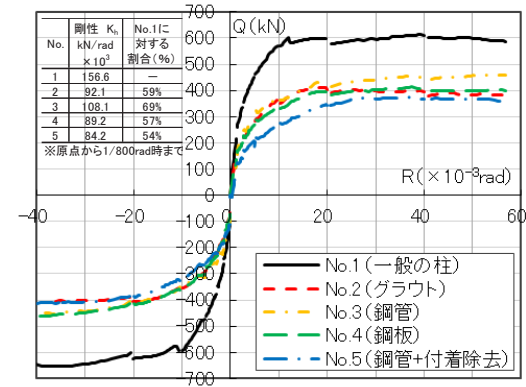


図-10 せん断力-部材角関係 (包絡線重ね描き)

(2) 実験結果

No.1 と No.3 の脚部ひび割れを図-8 に, No.3 のせん断力-部材角関係 (P-Δ 効果考慮) を図-9 に, 全試験体のせん断力-部材角関係の包絡線 (P-Δ 効果考慮) を図-10 に, 実験結果および耐力計算値一覧を表-4^{3), 4)} に示す。すべての試験体において曲げ降伏が先行し, 約 1/18rad の大変形時まで安定した履歴性状を示した。以降では, 各試験体の実験経過を述べる。

基準試験体の No.1 は, 1/400rad 時に脚部に曲げひび割れ (①), 1/200rad 時に危険断面位置から 1/2D (D: 柱せい) 離れた位置にせん断ひび割れ (②), 1/100rad 時に角部に縦ひび割れ (③) を生じた後に剛性が低下し, 1/50rad 時に主筋が圧縮および引張降伏し荷重がほぼ一定となった。れ (①), 1/200rad 時に危険断面位置から 1/2D (D: 柱せい) 離れた位置にせん断ひび割れ (②), 1/100rad 時に角部に縦ひび割れ (③) を生じた後に剛性が低下し, 1/50rad 時に主筋が圧縮および引張降伏し荷重がほぼ一定となった。

グラウトを用いた柱縮小部がある No.2 は, 1/400rad 時に柱縮小部に曲げひび割れ, 1/100rad 時に脚部の断面中央位置に縦ひび割れが生じ, その直後に主筋の圧縮降伏にともない徐々に剛性が低下し, 1/50rad 時に主筋が圧縮および引張降伏し荷重がほぼ一定となった。

表-4 実験結果および耐力計算値一覧

試験体名	ひび割れ						主筋降伏				最大耐力				耐力計算値								
	曲げ(正)		曲げ(負)		せん断(正)		せん断(負)		縦(正) ^{※2}		縦(負)		(正)		(負)		曲げ	せん断					
	Q	R ^{※1}	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	cQmu	cQsu					
	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	kN					
No.1	272	1.5	-288	-1.7	453	5.0	-403	-3.8	567	9.4	-542	-8.7	581	12.5	-582	-12.0	614	39.4	-652	-35.4	576	377	918
No.2	170	1.5	-166	-1.3	-	-	-407	-20.0	350	8.7	-328	-7.7	359	10.0	-354	-10.0	411	19.0	-412	-38.7			
No.3	-	-	-	-	429	18.7	-451	-38.0	251	2.9	-270	-4.0	356	8.4	-300	-7.0	460	56.1	-453	-36.0			
No.4	-	-	-	-	376	14.7	-414	-18.4	173	1.7	-175	-1.7	319	8.3	-301	-7.3	413	37.4	-461	-38.0			
No.5	-	-	-	-	-	-	-	-	122	1.6	-182	-1.6	370	25.4	-397	-24.0	376	36.1	-412	-40.0			

※1: Rは $\times 10^{-3}$ ※2: No.1は角部の縦ひび割れ cQmu: 建築物の構造関係技術基準書(2015) 多段配筋の曲げ終局強度式 cQsu: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説 せん断強度式 ($R_p=1/50$)

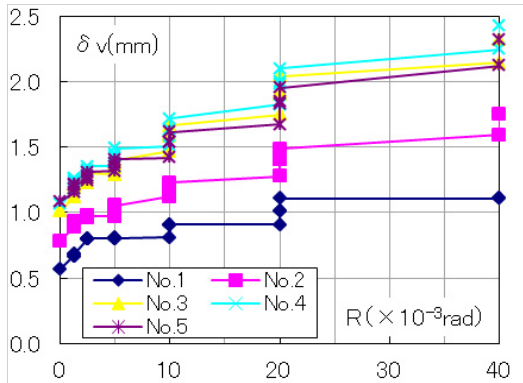


図-11 軸変形の推移

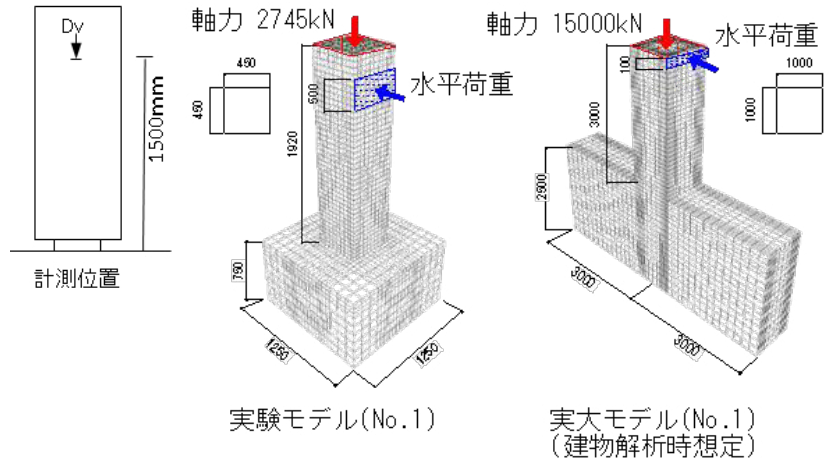


図-12 解析モデル概要

柱縮小部に鋼管を用いた No.3 は、1/200rad 時に脚部断面中央位置に縦ひび割れが生じ (①), 1/100rad 時に主筋が圧縮降伏し、その後、横ひび割れを生じつつ剛性が低下しはじめ、1/50rad 時に引張側主筋の降伏にともない荷重がほぼ一定となった。図-8 に示すように同変形時における脚部のひび割れ本数は、No.1 と比べて No.3 は少なく、柱縮小部に損傷が集中していることがわかる。

同様に鋼管を用いて主筋の一部に付着除去区間を設けた No.5 は、1/400rad 時に縦ひび割れを生じ、1/25rad 時に圧縮側および引張側の主筋がほぼ同時に降伏して荷重が一定となった。No.3 と比べて縦ひび割れの発生が早期に生じること、曲げ降伏の時期が遅くなること、および加力初期から他試験体に対して剛性が小さいことは、主筋の付着除去の影響である。

柱縮小部に鋼板を用いた No.4 は 1/400rad 時に縦ひび割れが生じ、1/100rad 時に主筋が圧縮降伏し、徐々に剛性が低下し 1/50rad 時の主筋の引張降伏にともない荷重が一定となった。

各試験体の初期剛性 (原点から 1/800rad での評価) を図-10 内に示す。柱縮小部のある試験体 No.2~5 の剛性低減効果は、54~69%程度であった。その中でも主筋の付着除去を行った No.5 の剛性低減効果は 54%と他試験体に対して大きかった。

軸変形の推移を図-11 に示す。軸変形は、脚部から

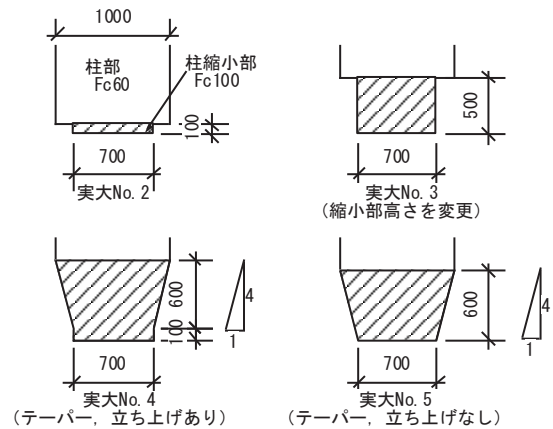


図-13 解析モデル一覧

1500mm の高さに設置した変位計の鉛直方向変位である。すべての試験体で、軸変形は部材角の進展と 1/100rad 以降の同変形での繰り返しの増加する傾向にあった。水平加力前の弾性状態から 1/50rad 終了時までの軸変形の増加量は、No.1 (0.54mm), No.2 (0.70mm), No.3 (1.04mm), No.4 (1.04mm), No.5 (0.87mm) であった。これらの値から、特に柱縮小部に鋼材系の材料を用いている No.3 (鋼管), No.4 (鋼板), No.5 (鋼管+主筋の付着除去) は、No.1 に比べて大きな値となっており、鋼管の端面や鋼板の角部と柱部コンクリートの接触面での局所的な破壊が一因と思われる。

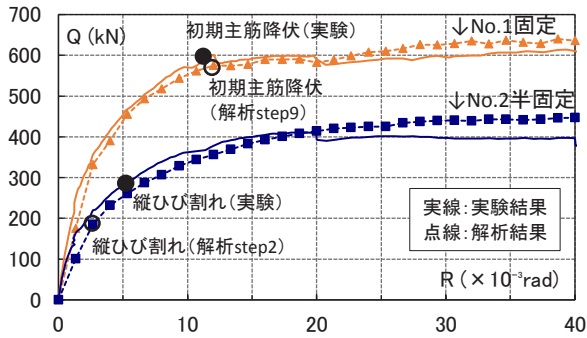


図-14 せん断力-部材角関係の比較

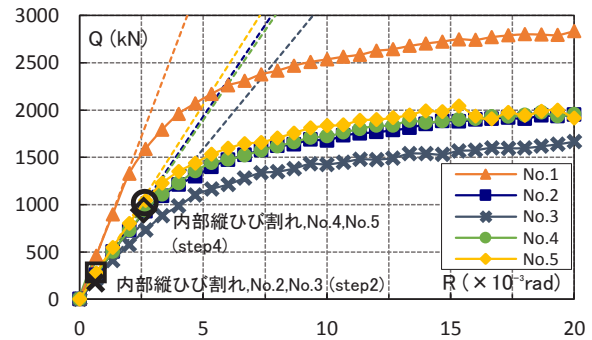


図-16 せん断力-部材角関係の比較

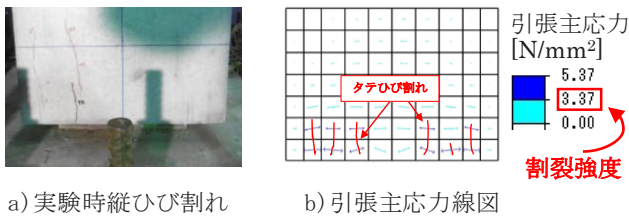


図-15 早期の縦ひび割れ状況の比較 (No.2 1/200rad)

3. 内部応力の解析的検討

本章では、柱縮小部を有する柱の内部応力状態を把握し、2章で課題となった縦ひび割れの原因を明らかにすることを目的として、実験を実施した試験体のうち、通常柱のNo.1と柱縮小部をグラウトとしたNo.2について、有限要素法による材料非線形解析を行った結果について述べる。また、縦ひび割れを防止する新たな構造形状を提案し、解析を行うことで、有効な断面縮小方法について検討した。

解析には、汎用構造解析ソフト MIDAS/iGen を用い、柱上面に一定軸力を作用させながら水平力を加える静的増分載荷を行なった。

(1) 解析モデル

解析モデルの概要を図-12に、新たな構造形状を含む解析モデル一覧を図-13に示す。コンクリートはソリッド要素、鉄筋をトラス要素でモデル化し、材料非線形解析を行った。コンクリートと鉄筋の付着は十分あるものとし、鉄筋の抜け出しはないものとした。コンクリートの降伏判定には Mohr-Coulomb の破壊基準を、鉄筋の降伏判定には Von Mises の降伏条件を用い、鉄筋の降伏後の剛性は弾性剛性の 1/100 とした。

解析モデル⁵⁾は、2章の No.1, No.2 の実験を再現した 2 ケース (実験モデル: 実験 No.1~2) と、新たな構造形状の検討に用いた 5 ケース (実大モデル: 実大 No.1~5) の計 7 ケースである。また、実大モデルは⁶⁾

柱縮小部のない一般的な柱である実大 No.1、柱縮小部高さを 100mm とした実大 No.2、断面切り替え位置 (以下、切替部) を高くして縦ひび割れ発生位置の曲げモーメントを低減する実大 No.3、絞り部にテーパを付与することで急激な断面変化をなくした実大 No.4、基礎梁から直接テーパを立ち上げた実大 No.5 で構成されており、構成則は、2章の実験結果と実験モデルによる解析結果で妥当性を確認したものを用いた。

(2) 解析結果

実験モデルと実験結果のせん断力-部材角関係の比較を図-14に示す。実験 No.1, 実験 No.2 とともに、実験結果と解析結果がよく一致しており、解析モデルの妥当性が確認できる。

早期の縦ひび割れ状況の比較を図-15に示す。解析での縦ひび割れは、引張主応力がコンクリートの割裂強度を超えた場合に生じ、その方向は圧縮主応力と同方向である。また図では、解析結果の縦ひび割れの方が早く進展しているが、実験は目視のためにひび割れの確認が遅れる傾向にあり、実際は観察よりも早いタイミングでひび割れが生じていたものと推察できる。しかし、ひび割れの発生箇所や方向などは実験時の縦ひび割れとよく一致する結果が得られたため、解析による実験結果の再現性は高いものと思われる。

次に、構造形状による比較検討を行う。解析を行った実大 No.1~5 における、せん断力-部材角関係の比較を図-16に示す。実大 No.1 に対して、全ての半固定モデルで剛性低減効果が確認できた。急激な断面変化のある実大 No.2, 実大 No.3 に対して、テーパを付与した実大 No.4, 実大 No.5 は、縦ひび割れの発生が遅くなる傾向にあった。また、縦ひび割れはせん断力-部材角関係の概ね弾性範囲 (直線上) で発生している。そこで、次節では弾性解析による検討から、構造形状による縦ひび割れ発生の違いを定量的に把握する。

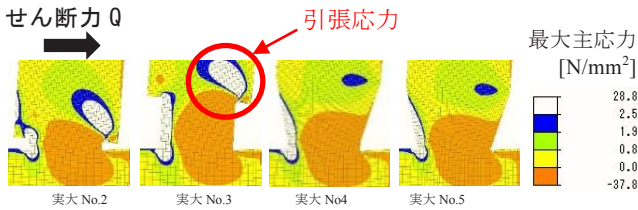


図-17 最大主応力分布の比較

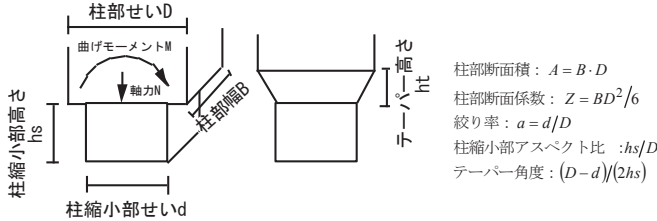


図-18 解析パラメータ

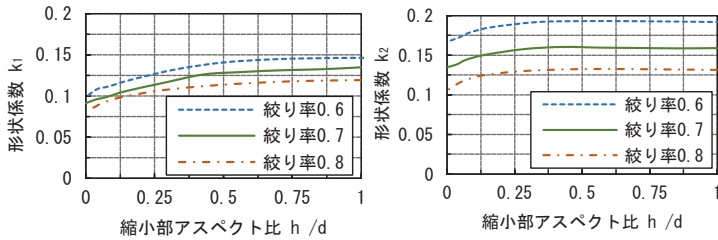


図-19 形状係数 k と構造形状の関係

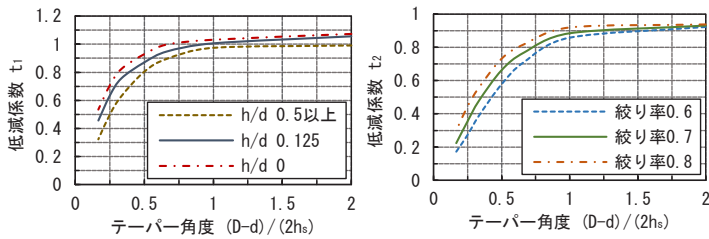


図-20 低減係数 t と構造形状の関係

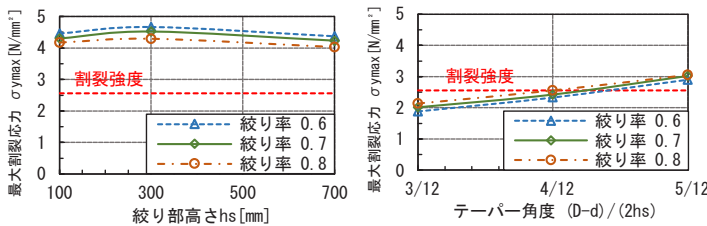


図-21 構造形状による縦ひび割れの検討

(3) 最大割裂応力の推定式

同一せん断力時の最大主応力分布の比較を図-17に示す。実大 No.2～実大 No.5 に共通して、縦ひび割れの原因となる引張応力が、柱圧縮側の柱縮小部端直上を最大として分布している。また、実大 No.4、実大 No.5 は実大 No.2、実大 No.3 に比べて最大引張応力が小さく、縦ひび割れの発生タイミングが遅くなる。このことは、前節の解析と同様な結果である。以降では、最大引張応力 $\sigma_{y\max}$ について、図-18 に示す解析パラメータに基づい

表-5 試験体一覧

試験体	柱部						その他
	断面			コンクリート強度	配筋		
	B [mm]	D [mm]	Lg [mm]	Fc [N/mm²]	主筋	せん断補強筋	
No.6	450	450	1740	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	前回試験と同様
No.7	450	450	1785	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	
No.8	450	450	1650	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	

試験体	柱縮小部						その他
	断面			コンクリート強度	配筋		
	B [mm]	D [mm]	Ls [mm]	Fc [N/mm²]	主筋	せん断補強筋	
No.6	360	360	180	100	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	等価テーパ角度 3/12
No.7	360	360	135	100	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	等価テーパ角度 4/12
No.8	360	360	270	100	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	等価テーパなし

Lg: 断面変更点から試験体最上部までの長さ、Ls: 柱脚部から断面変更点までの長さ
 ※1 テーパー付き試験体の脚部には45mmの立ち上がりを設ける
 ※2 等価テーパ角度 = (柱部D - 柱縮小部D) / (2Ls)

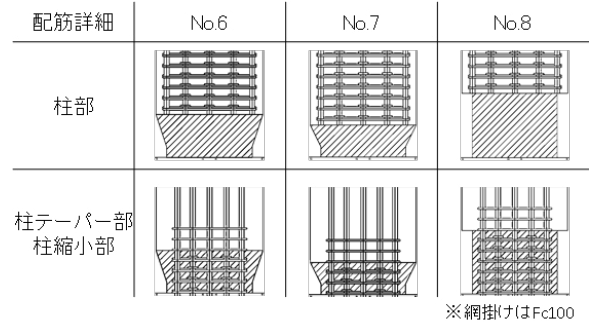


図-22 試験体図

$$\sigma_{y\max} = k_1 \cdot t_1 \frac{N}{A} + k_2 \cdot t_2 \frac{M}{Z} \quad \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right) \quad (1)$$

N: 柱軸力(N) A: 柱断面積(mm²)

M: 柱脚部の曲げモーメント(N·mm) Z: 柱の断面係数(mm³)

k₁, k₂: 絞り率と柱縮小部のアスペクト比から決まる形状係数

t₁, t₂: テーパー角度から決まる低減係数 (なしの場合は1.0)

て 120 パターンの弾性解析を行い、推定式(1)を得た。ここで、k₁ および k₂ は絞り率と柱縮小部のアスペクト比により決まる形状係数であり、t₁ および t₂ はテーパを付与した場合にテーパ角度により決まる低減係数であり (テーパがない場合は 1.0)、それぞれ図-19 および図-20 を用いて求められる。

式(1)を用いて計算した構造形状の違いによる縦ひび割れの検討結果を図-21 に示す。最大引張応力は絞り高さにさほど影響は受けないが、テーパ角度に大きく影響を受けることが確認できた。とくに、テーパ角度が 4/12 以下とした場合には、最大引張力が割裂強度より小さくなり、縦ひび割れを抑制できていることがわかる。また、絞り率の違いは、最大引張応力にほとんど影響を与えないことがわかった。

4. テーパー部を有する柱の構造実験

脚部を半固定²⁾とする柱縮小部を設けた2章の実験結果では、部材角 R=1/400 程度で柱縮小部の上部に縦ひび割れが生じている。これは3章の FEM 解析でも同様に

表-6 材料試験結果一覧

(鋼材)						
部位	種類	降伏点	引張強度	弾性係数	降伏ひずみ	伸び
		N/mm ²	N/mm ²	(×10 ³)N/mm ²	μ (×10 ³)	%
主筋	D19(SD490)	533	697	1.94	2920	19
せん断補強筋	D6(SHD685)	724	950	1.86	3890	10

(コンクリート)			
部位	コンクリート		
	圧縮強度	弾性係数	割裂強度
	N/mm ²	(×10 ³)N/mm ²	N/mm ²
柱	69.0	3.31	4.05
テーパ部	92.8	3.79	4.81

表-7 実験結果一覧

試験体	計算値		実験値					初期剛性 (×10 ⁴)kN/rad
	曲げ耐力 kN	せん断耐力 kN	曲げ圧縮降伏耐力 kN		最大耐力 kN		最大耐力(実験) 曲げ耐力(計算)	
			正加力	負加力	正加力	負加力		
No.6	463	561	404	-446	476	-477	1.03	10.7
No.7			444	-408	496	-451	1.02	10.9
No.8			406	-401	429	-421	0.92	9.6

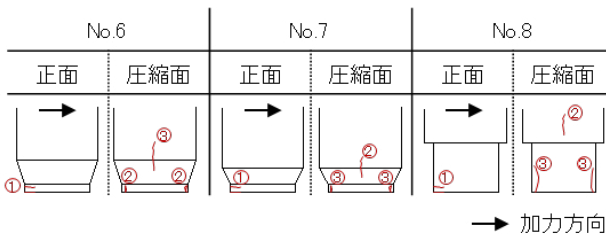


図-23 初期ひび割れ進展図

確認されている。この縦ひび割れにより、柱縮小部が柱部に押し込まれるため、一旦ひび割れが生じると、押し込まれる現象はそのまま進展する傾向にある。また、3章の FEM 解析により、この縦ひび割れは柱部と柱縮小部の間にテーパ部を設け、断面積を連続的に切替えることで緩和できることを示した。

本章では、柱部と柱縮小部の間にテーパ部を設けた場合と柱縮小部を高さ方向に延長した場合の縦ひび割れの制御効果および固定度低減効果を把握することを目的として実施した実験について報告する。

(1) 試験体および実験方法

試験体一覧を表-5 に示す。試験体は、2章の試験体の柱縮小部と柱部の間にテーパ部を設け、テーパ部の角度を変えた2体と柱縮小部を直線的に延長した1体の合計3体である。各試験体の柱部、テーパ部、縮小部の形状と配筋を図-22 に示す。図の上段が柱部であり、下段が柱テーパ部と柱縮小部である。配筋の切替は、あき重ね継ぎ手の配筋方法を参考にしている。なお、主筋は D19(SD490)であり、せん断補強筋は D6(SD685)である。表-5、図-22 より、各試験体ともに柱部に対する柱縮小部の長さ比(絞り率)は 0.8 である。表中に示した定義より、No.6 の等価テーパ角度は 3/12 であり、No.7 は 4/12 である。また、両試験体の立ち上がりの高さは 45mm である。コンクリート強度は、柱部が Fc60

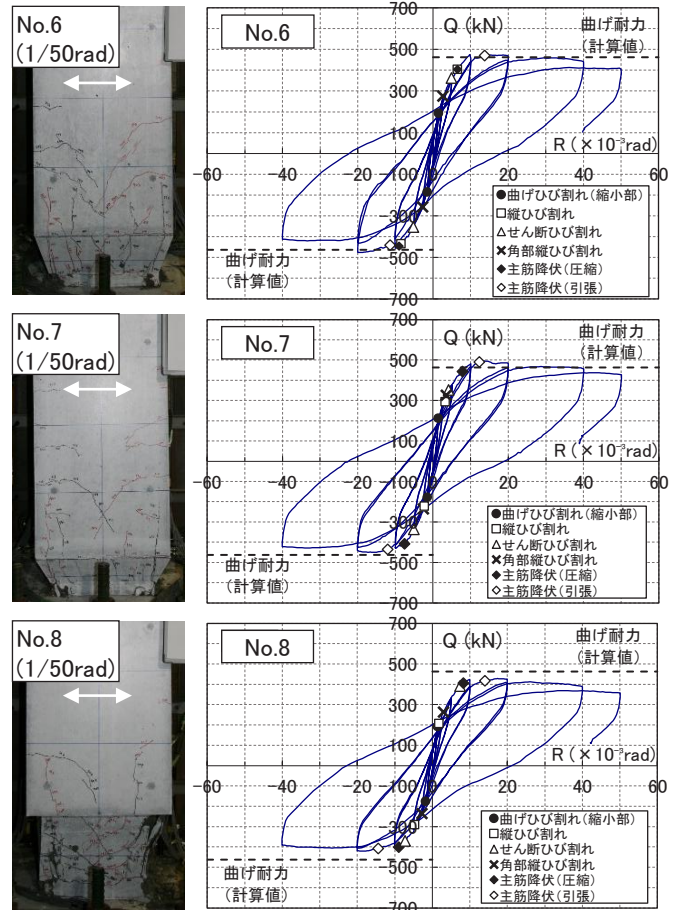


図-24 せん断力-部材角関係 (R=1/50 時ひび割れ)

であり、柱縮小部とテーパ部が Fc100 であり、図-22 の網掛け領域は Fc100 を示している。

材料試験結果一覧を表-6 に示す。主筋の降伏点は 533N/mm² であり、せん断補強筋は 724N/mm² である。またコンクリート強度は柱部が 69.0N/mm²、柱縮小部が 92.8N/mm² である。加力方法は、2章と同様に片持ち柱形式のものである。柱部の設計基準強度に対して 0.25 の一定軸力を載荷し、正負交番繰り返し漸増載荷を行った。加力スケジュールおよび計測項目は、2章と同様である。

(2) 実験結果

実験結果一覧を表-7 に、初期ひび割れの発生状況を図-23 に、せん断力-部材角関係と部材角 R=1/50 時のひび割れ状況を図-24 に示す。図-23、図-24 より、No.6 は最初に柱縮小部に曲げひび割れ (1) が生じ、続いて圧縮側のコンクリートの角部に縦方向のひび割れ (2) が生じ、最後に柱部とテーパ部にかけて縦ひび割れ (3) が生じた。縦ひび割れの生じた部材角は R=1/186 であり、2章の試験体の 1/400 より大きい値である。表-7 より、最大耐力は、正加力 476kN、負加力

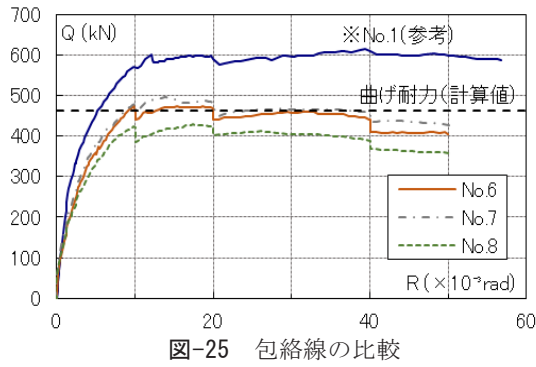


図-25 包絡線の比較

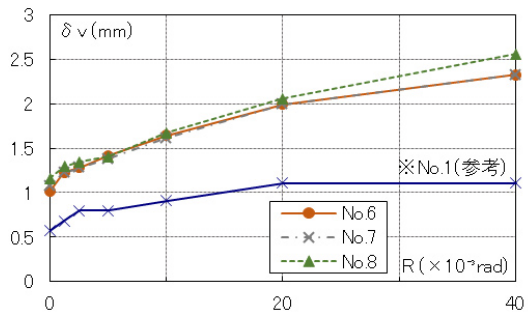


図-26 軸変形の比較

-477kN であり、技術基準解説書³⁾の計算耐力との比は 1.03 であった。また、初期剛性は、正加力と負加力のそれぞれに対して部材角 $R=1/800$ の時点で評価し、その値は $10.7 \times 10^4 \text{ kN/rad}$ であった。

No.7 は最初に柱縮小部に曲げひび割れ (①) が生じ、続いて柱部とテーパ部にかけて縦ひび割れ (②) が生じ、最後に圧縮側のコンクリートの角部に縦方向のひび割れ (③) が生じた。縦ひび割れの生じた部材角は $R=1/306$ である。表-7 より、最大耐力は正加力 496kN、負加力-451kN であり、計算耐力との比は 1.02 であった。この値は No.6 とほぼ同等である。また、初期剛性は $10.9 \times 10^4 \text{ kN/rad}$ であり、No.6 より若干大きい。

No.8 は最初に柱縮小部に曲げひび割れ (①) が発生し、続いて柱部に縦ひび割れ (②) が生じ、最後に圧縮側のコンクリートの角部に縦方向のひび割れ (③) が生じた。縦ひび割れの生じた部材角は $R=1/538$ である。表-7 より、最大耐力は正加力 429kN、負加力-421kN であり、計算耐力との比は 0.92 であり、No.6,7 に比べて小さい値となっている。また、初期剛性は $9.5 \times 10^4 \text{ kN/rad}$ であり、3 体の中で最も小さい値となった。

図-25 に各試験体の包絡線を比較して示す。図中には、参考値として 2 章の標準柱である No.1 を重ねて示している。図より、各試験体ともに No.1 より剛性および曲げ耐力が低減している。柱縮小部とテーパ部を設けることで柱の脚部の固定度が低減している。

図-26 に軸変形を比較して示す。各試験体の軸方向変形量はほぼ同等である。これは柱縮小部のない No.1 の

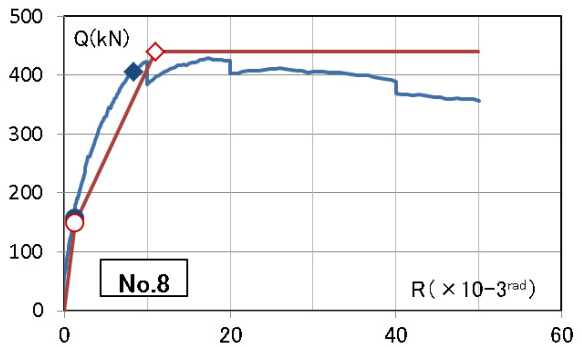
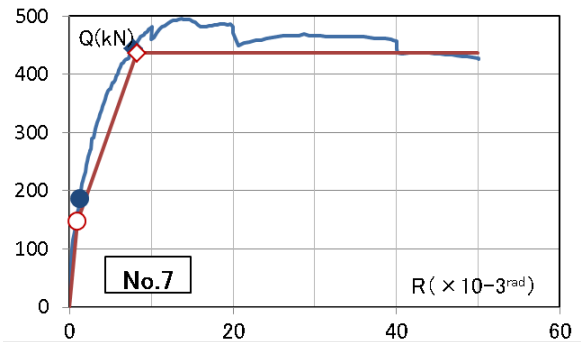
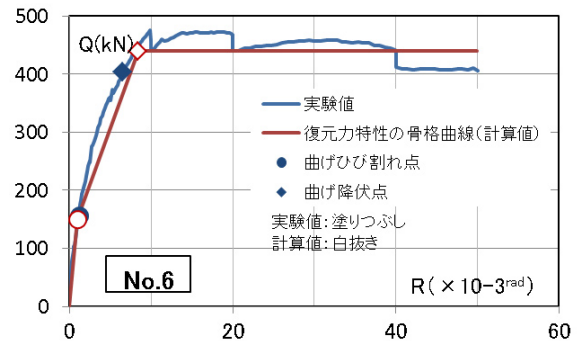


図-27 荷重-部材角関係の実験値と復元力特性の骨格曲線との比較 (正載荷)

表-8 骨格曲線の緒元一覧

試験体	初期剛性 K_0 (kN/rad $\times 10^3$)		降伏時 剛性低下率 α_y		曲げひび 割れ耐力 Q_{cr} (kN)		曲げ 降伏耐力 Q_y (kN)	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
No.7	122	156	0.50	0.34	156	150	404	440
No.8	126	159	0.43	0.33	187	148	444	437
No.10	103	120	0.45	0.33	158	149	406	440

K_0 計算値: FEM解析による値

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^2$$

n : ヤング係数比
 p_t : 引張鉄筋比
 a : シアスパン長さ (mm)
 D : 柱せい (mm)
 η_0 : 軸力比
 d : 有効せい (mm)

$$Q_{cr} = \left(0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Ze + N \cdot D/6\right) / a$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 Ze : 柱断面の断面係数 (mm³)
 N : 柱の軸力 (N/mm²)

$$Q_y = \{g_1 \cdot q + 0.5\eta_0(1 - \eta_0)\} \sigma_B \cdot b \cdot D^2$$

$g_1 = j_t/D$
 $q = p_t \cdot \sigma_y / \sigma_B$
 j_t : 引張圧縮鉄筋重心間距 離 (mm)

約 2 倍の値である。この軸方向変形は、断面積が小さくなったことによる影響と考えられるが、柱縮小部が柱部の内部に押し込まれるような状況は確認されなかった。

(3) 復元力特性の評価

荷重一部材角関係の実験値と復元力特性の骨格曲線との比較(正載荷)を図-27に、骨格曲線の緒元一覧を表-8に示す。なお、骨格曲線の初期剛性 K_0 はFEM解析の値を、降伏時剛性低下率 α_y は最小断面部での計算値を用いている。

上述した計算条件によって求めた骨格曲線は、曲げ降伏以降に徐々に耐力を減じたNo.8を除く、No.6、No.7の実験値と概ね対応がとれていることがわかる。

5. まとめ

RC造1階における柱脚部の固定度を低減することで柱の曲げモーメントの応力分配を制御し、合理的なRC造建物を実現することを目的に、応力解析、構造実験、有限要素法解析を行い、以下のことがわかった。

- ① 応力解析結果より、本構法の適用は、アスペクト比が大きく、建物全体に曲げ変形の影響が大きな建物に対して有効であると考えられる。
- ② 構造実験結果より、柱脚部に柱縮小部を設けた柱部材の剛性は、一般的な柱部材に対して概ね60%となり、固定度の低減効果が確認できた。
- ③ 構造実験結果より、柱縮小部に鋼材系の材料を用いた試験体の軸変形は、鋼管の端面や鋼板の角部と柱部コンクリートの接触面での部分的な破壊、および柱部に生じる縦ひび割れの影響により、一般的な柱部材に比べて大きくなる傾向を示した。
- ④ 有限要素解析およびその結果を反映した構造実験結果より、早期の縦ひび割れ、および軸変形の増大を抑制するためには、柱縮小部にテーパを設けることが有効であり、その角度は4/12以下であると、より

効果的であることを確認した。

- ⑤ 脚部にテーパ部を有する柱部材の骨格曲線は、最小断面部で計算した降伏時剛性低下率 α_y を用いることで、荷重一部材角関係の実験値との対応が良いことがわかった。

謝辞: 本開発を行うにあたり、東京理科大学 高橋治教授にご指導いただきました。また、卒業研究生 武居宗太郎氏には、実験および解析でご協力をいただきました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 吉松敏行, 西村憲義, 許斐光生, 他: 場所打ち杭用杭頭半固定工法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.349-366, 2006
- 2) 長嶋龍太郎, 小田稔, 平田裕一, 田野健治, 伊藤彰, 高岡雄二: 杭頭・基礎梁端部・1階柱脚の半固定工法の解析的検討: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.589-590, 2015
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書: 国土交通省国土技術政策総合研究所 国立研究開発法人建築研究所, p.656, 2015
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説: 日本建築学会, pp.142-162, 1997
- 5) 藤井学: コンクリート構造物における局部応力とその設計について, コンクリート工学総説, Vol.14, No.10, Oct, 1976
- 6) 大塚克己, 西村憲義, 他: 場所打ち杭用杭頭半固定工法の開発 その4 杭頭接合部 FEM 解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.355-366, 2006

不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験

Experiment of Lateral Bracing Effect of Concrete Floor Slab in Partial Composite Beam

技術研究所	江頭 寛	EGASHIRA HIROSHI
技術研究所	原田 浩之	HARADA HIROYUKI
技術研究所	松永 健太郎	MATSUNAGA KENTARO
技術企画部	小坂 英之	KOSAKA HIDEYUKI
建築技術部	森岡 研三	MORIOKA KENZO
九州支店設計部	浅川 拓哉	ASAKAWA TAKUYA

コンクリート床スラブによる H 形鋼梁の横補剛効果を確認するために、不完全合成梁を対象とした部分架構試験体 3 体の加力実験を行った。その結果、梁端部の最大曲げモーメント M_{max} は、全ての試験体において H 形鋼梁単体の全塑性曲げモーメント M_p より大きい値を示した。また、梁端部の塑性変形倍率は、最大荷重時 (M_{max} 時) で 2~3、最大荷重到達後に M_p まで耐力低下した時点 (M_p 劣化時) で 2.3~10 となった。

キーワード：不完全合成梁，床スラブ，H 形鋼梁，横座屈，横補剛，塑性変形倍率

The loading tests of three partial composite wide flange shaped beams were examined in order to study of lateral bracing effect of concrete slab. It was confirmed that maximum moments at the edge of all beams were larger than their full plastic moments. Plastic deformation ratios of beams in maximum moment were 2 to 3. When the moment fell to full plastic moment, plastic deformation ratios were 2.3 to 10.

Key Words : Partial Composite Beam, Floor Slab, Wide Flange Shapes Beam, Lateral Buckling, Lateral Bracing, Plastic Deformation Ratio

1. はじめに

現行の鋼構造の耐震設計では、梁材の保有耐力横補剛を満足させる手法として、小梁や方杖などの横補剛材を設置することが推奨されている¹⁾。一方、梁の材長に沿って連続的に取り付く床スラブには、横座屈に対する補剛効果があることが実験的、解析的に確認されており^{2,3)}、鋼構造塑性設計指針⁴⁾では、床スラブ付き梁の耐力は、横補剛材が付いていない場合でも鉄骨梁の全塑性曲げモーメントまで確保できることが示されている。ただし、この床スラブの横補剛効果が確認されているのは完全合成梁についてのみであり、不完全合成梁については、横補剛効果の検討は未だ不十分であり、同指針⁴⁾でもそのことが指摘されている。

本報では、不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果を確認するために実施した、コンクリート床スラブ付き H 形鋼梁を有する部分架構の加力実験について報告する。

2. 実験計画

(1) 試験体

表-1 に試験体の一覧を、図-1 に試験体全体図を、図-2 に試験体断面図を示す。試験体は、床スラブ付きの H 形鋼梁とその両端の角形鋼管柱、および床スラブを支持するために直交方向に取り付けた H 形鋼梁（以下、直交梁と呼ぶ）で構成される。梁は不完全合成梁であり、柱芯間のスパンは $L=3,500\text{mm}$ 、コンクリート床スラブの断面は厚さ 65mm 、幅 800mm である。スパン方向のスラブ筋は $D6@125$ のダブル配筋となっており、スラブ筋の両端は、直交梁 (H-200x100x5.5x8) の上フランジに固定した平鋼 (PL-9) に溶接されている。床スラブと H 形鋼梁は、直径 10mm 、全長 40mm の頭付きスタッドで接合されている。頭付きスタッドの本数は完全合成梁として必要な本数の約 7 割であり、上フランジの中心線上に 250mm 間隔で一列配置されている。

表-1 試験体の一覧

試験体	梁断面	梁鋼種	梁の幅厚比		梁の材長 (mm) L_0	スチフナ 厚さ・ピッチ (mm)	床 スラブ (mm)	合成率※	梁単体(床なし)の性能		
			フランジ	ウェブ					弱軸 細長比 λ_y	横座屈 細長比 λ_b	細長比 区分
S100	H-200×100×5.5×8	SS400	6.25 (FA)	33.5 (FA)	3,300	なし	幅800 厚さ65	0.69 (不完全 合成梁)	147	0.74	L-II
S65	H-200×65×5.5×8		4.06 (FA)	33.5 (FA)		なし			250	1.08	L-III
S65S											

※完全合成梁に必要な頭付きスタッド本数に対する比

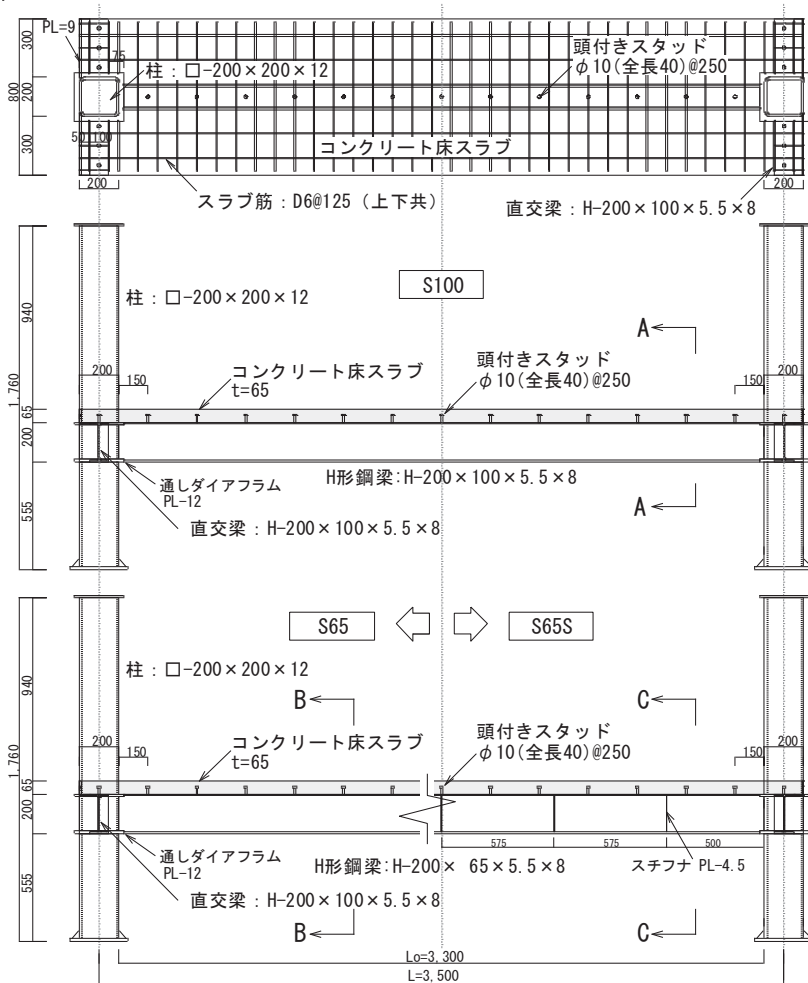


図-1 試験体全体図

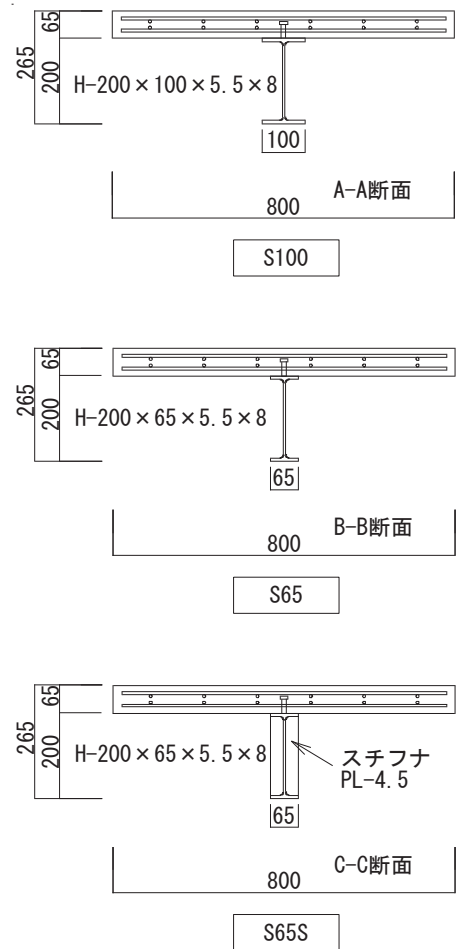


図-2 試験体断面図

試験体は S100, S65, S65S の 3 体であり、実験要因は H 形鋼梁の断面とスチフナの有無である。H 形鋼梁の断面は、S100 では H-200x100x5.5x8(SS400), S65 と S65S では、前記断面の上下フランジの両縁をカットした H-200x 65x5.5x8(SS400)である。ここで、S65S の梁は S65 と同断面であるが、H 形鋼梁の横座屈低減を期待して、S65S にはスチフナ (PL-4.5) 5 枚を梁両面に均等配置した。フランジの幅厚比は S100 が 6.25, S65 と S65S が 4.06, ウェブの幅厚比は全試験体とも 33.5 となっている。また、床スラブが取り付けられない H 形鋼梁単

体 (以下、梁単体と呼ぶ) の鋼構造限界状態設計指針⁵⁾ による横座屈細長比 λ_b は、S100 が 0.74 (細長比区分 L-II), S65 と S65S が 1.08 (細長比区分 L-III) であり、S100 に比べ S65 と S65S の梁は、横座屈が生じやすい断面となっている。柱は幅とせいが 200mm, 厚さ 12mm の角形鋼管であり、柱梁接合部は、通しダイアフラム (PL-12) を用いたディテールとした。柱と梁単体の曲げ耐力比は、S100 が 10, S65 と S65S が 13 と十分に大きく、梁両端が全塑性モーメントに達しても、柱は弾性応力状態を保つものと考えられる。表-2 に材料試験結

表-2 材料試験結果

鋼材	部位		サイズ (mm)	強度種別	降伏点 (N/mm ²)	降伏歪 (×10 ⁻⁶)	弾性率 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
	梁	フランジ	8	SS400	304	1,580	206,000	438	39
		ウェブ	5.5	SS400	341	1,700	198,000	442	31
	柱		12	STKR490	503	4,500*	199,000	570	32
	スラブ筋		D6	SD295A	331	3,820*	183,000	511	27
コンクリート	試験体		圧縮強度 (N/mm ²)		弾性率 (N/mm ²)		割裂強度 (N/mm ²)		
	S100		22.7		22,800		2.31		
	S65		22.8		23,100		2.27		
	S65S		23.5		23,600		2.26		

*0.2%オフセット歪

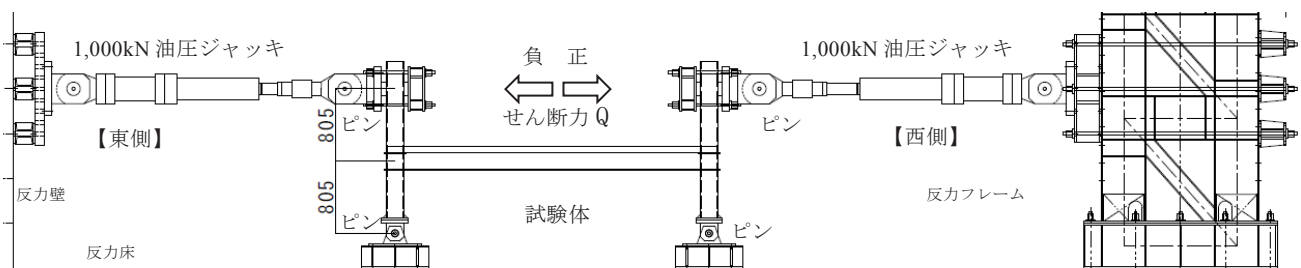


図-3 加力図

果を示す。

(2) 加力および計測方法

図-3 に加力図を示す。試験体の柱脚部に、反力床に固定したピン支承を接合し、東西の柱頭部に取り付けた2本の1,000kN油圧ジャッキで加力を行った。加力方法は、梁に逆対称曲げモーメントを作用させる、正負交番の水平漸増加力とした。加力スケジュールは、柱上下のピン間の変形角 θ_f で $\theta_f = \pm 0.005, \pm 0.01, \pm 0.02, \pm 0.03, \pm 0.04, \pm 0.05 \text{ rad}$ までを各2サイクルとし、最後に $\theta_f = +0.1 \text{ rad}$ まで片押し加力することとした。

東西ジャッキ先端のロードセルおよび各部に配置した変位計、ひずみゲージにより試験体の耐力と変形、ひずみを計測した。

3. 実験結果

(1) 梁の損傷状況

写真-1, 2 に、加力終了後における各試験体の梁の損傷状況を示す。各試験体の梁単体には、全長にわたって一方向にねじれ変形した横座屈が生じており、その程度はS100よりもS65とS65Sの方が大きかった。梁にスチフナを設けたS65Sにも、スチフナのないS65と同様の横座屈が生じており、スチフナによる明らかな座屈低



写真-1 損傷状況 (側面)

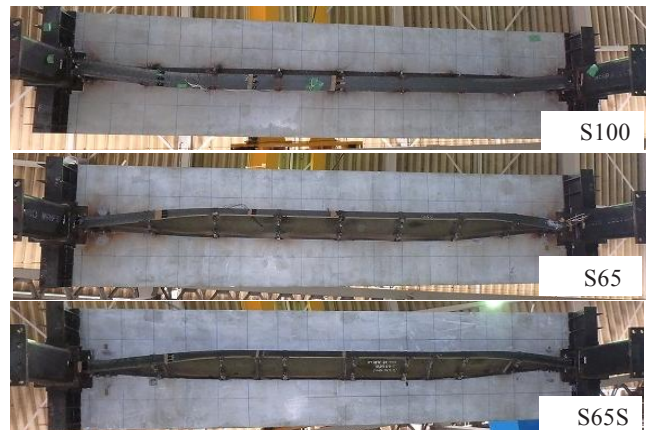


写真-2 損傷状況 (下面)

表-3 実験値と耐力計算値の比較

試験体	加力方向	実験値 (最大値)	計算値 (梁単体)					計算値 (完全合成梁の場合)				比 (実験/計算)		
			全塑性限界耐力		横座屈限界耐力			全塑性限界耐力						
			Q_{max} (kN)	M_p (kN・m)	Q_p (kN)	M_c (kN・m)	Q_c (kN)	正曲げ ${}_cM_p+$ (kN・m)	負曲げ ${}_cM_p-$ (kN・m)	正負平均 ${}_cM_p$ (kN・m)	${}_cQ_p$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_p}$	$\frac{Q_{max}}{Q_c}$	$\frac{Q_{max}}{{}_cQ_p}$
S100	正	112	62.6	82.4	62.6	82.4	88.6	74.5	81.6	107	1.36	1.36	1.05	
	負	-111	-62.6	-82.4	-62.6	-82.4	-88.6	-74.5	-81.6	-107	1.35	1.35	1.04	
S65	正	83.0	46.2	60.9	37.9	49.9	72.9	58.9	65.9	86.8	1.36	1.66	0.96	
	負	-90.2	-46.2	-60.9	-37.9	-49.9	-72.9	-58.9	-65.9	-86.8	1.48	1.81	1.04	
S65S	正	98.6	46.2	60.9	37.9	49.9	72.9	58.9	65.9	86.8	1.62	1.98	1.14	
	負	-81.2	-46.2	-60.9	-37.9	-49.9	-72.9	-58.9	-65.9	-86.8	1.33	1.63	0.94	

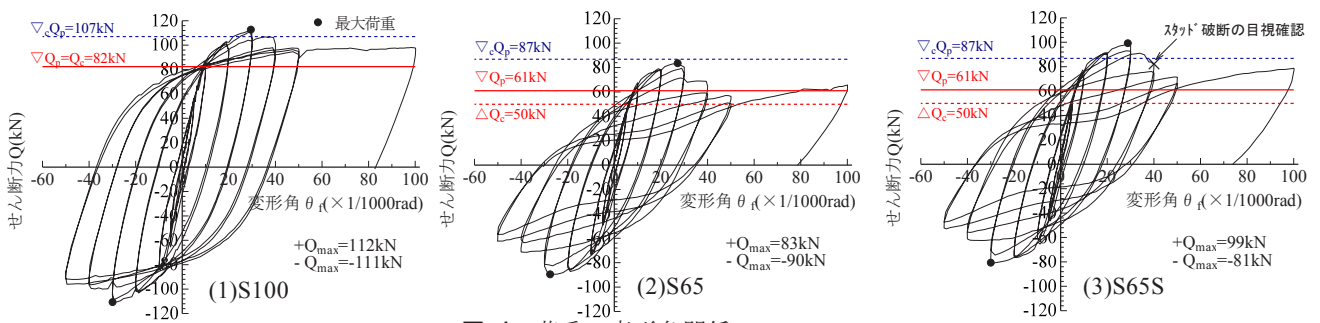


図-4 荷重-変形角関係

減効果は本実験では確認できなかった。なお、全ての試験体の梁単体の横座屈は、 $\theta_f = \pm 0.02\text{rad}$ 以降から徐々に大きくなる傾向を示すことが、実験中の観察により確認された。

H形鋼梁と床スラブとを繋ぐ頭付きスタッドに着目すると、加力終了後の全ての試験体において、梁両端部の各1本を除く全ての頭付きスタッドに破断が確認された。なお、床スラブの損傷は、床の両端部からスパンの約1/3までの範囲内において曲げひび割れが生じた程度であり、比較的軽微であった。

(2) 荷重と変形角の関係

表-3に梁耐力の実験値と計算値との比較を、図-4に各試験体の荷重-変形角関係をそれぞれ示す。ここで、図-4の縦軸は東西ジャッキの水平荷重を合計して求めたせん断力Q、横軸は変形角 θ_f である。なお、これら各図の正加力側には、梁耐力の目安として、表-3に示した梁単体の全塑性限界耐力 M_p ⁴⁾と横座屈限界耐力 M_c ⁴⁾、および完全合成梁として計算した全塑性限界耐力 ${}_cM_p$ ⁵⁾のせん断力換算値 Q_p 、 Q_c 、 ${}_cQ_p$ を併記した。

S100の荷重-変形角曲線は、紡錘形の安定した履歴特性を示した。一方、S65とS65Sは、最大荷重後のねじれ変形の進展とともに、S字状の履歴曲線となり耐力が低下した。

各試験体の正加力時の状況を見ると、図-4(1)に示すS100は $\theta_f = +10/1000\text{rad}$ 付近で剛性が低下し、 $\theta_f = +30/1000\text{rad}$ で最大荷重 $Q_{max} = 112\text{kN}$ (Q_p の1.36倍、 ${}_cQ_p$ の1.05倍)に達している。最大荷重到達後には耐力がやや低下しているが、 $\theta_f = +100/1000\text{rad}$ に至るまで Q_p を上回る約95kNの一定耐力を保持し続けている。図-4(2)に示すS65もS100と同様に $\theta_f = +10/1000\text{rad}$ 付近で剛性が低下し、 $\theta_f = +30/1000\text{rad}$ で最大荷重 $Q_{max} = 83\text{kN}$ (Q_p の1.36倍、 ${}_cQ_p$ の0.96倍)に達している。その後の加力で梁単体のねじれ変形が大きくなり、 $\theta_f = +50/1000\text{rad}$ で Q_c 付近まで耐力は低下しているが、 $\theta_f = +100/1000\text{rad}$ においては Q_p 相当まで耐力が上昇している。図-4(3)に示すS65SもS65と同様の傾向を示している。最大荷重は $Q_{max} = 99\text{kN}$ (Q_p の1.62倍、 ${}_cQ_p$ の1.14倍)であった。S65Sの各サイクルの耐力はS65と比較してやや大きめだが、両者の挙動に有意な差は認められなかった。

なお、柱と床スラブ間の支圧により、全ての試験体の床スラブと上フランジ間に材軸方向の水平ずれ変位が生じ、S65Sにおいては $\theta_f = +40/1000\text{rad}$ 付近で一部の頭付きスタッドの破断が目視確認された。

(3) 梁端部の曲げモーメントと回転角の関係

図-5に各試験体の東西梁端部の曲げモーメントMと回転角 θ との関係を示す。これら各図には、梁端曲げモ

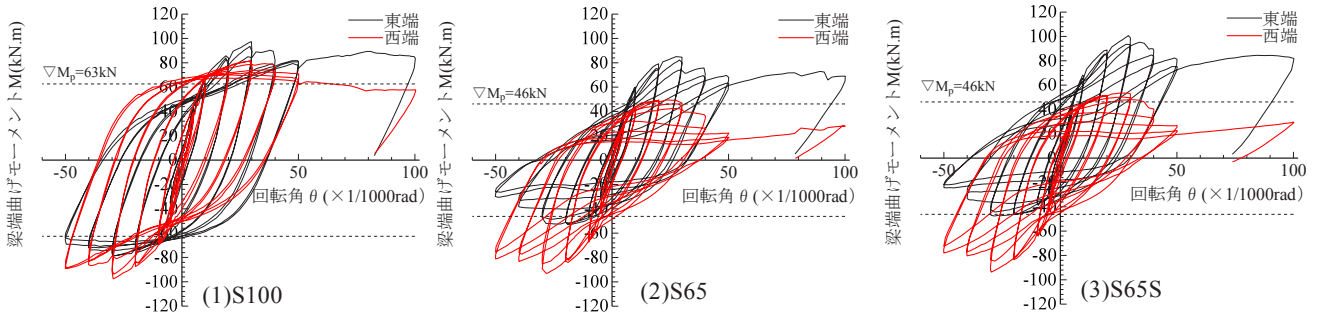


図-5 梁端の曲げモーメント-回転角関係

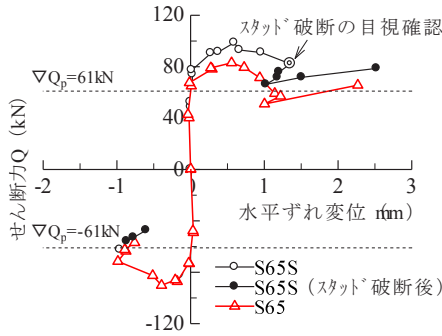


図-6 荷重と頭付きスタッドの水平ずれ変位の関係

ーメントの目安として、表-3 に示した全塑性限界耐力 M_p を併記している。

図-5(1)に示す S100 の東西の梁端曲げモーメントは、 $\theta = \pm 10/1000\text{rad}$ 以降において、正曲げ・負曲げに関わらずほぼ M_p 以上の値を保持した。一方、図-5(2), (3) に示す S65 および S65S の $M-\theta$ 関係は、下フランジが圧縮となる負曲げ（東端：第3象限，西端：第1象限）において、 $\theta = \pm 30/1000\text{rad}$ 以降での耐力低下が顕著であり、 $\theta = \pm 40/1000\text{rad}$ の加力時に M_p 以下の値となった。

(4) 頭付きスタッドの水平ずれ変位

図-6 に、フランジ幅の小さい S65 と S65S の 2 試験体について、架構のせん断力 Q と頭付きスタッドの水平ずれ変位との関係を示す。ここで、頭付きスタッドの水平ずれ変位は、柱面から 100mm 内側の梁端部の位置での上フランジと床スラブ下端間の相対水平ずれ変位である。また、図中のプロットは、各加力サイクルのピーク時の値を示しており、S65S に関しては、一部の頭付きスタッドの破断を目視確認した点を◎印で、破断前を○印、破断後を●印で表している。S65S の頭付きスタッドの水平ずれ変位を見ると、せん断力が約 80kN ($Q_p = 61\text{kN}$ の約 1.3 倍) に達するまではほぼ零であるが、それ以上の荷重では大きくなっている。一方、図-4(3) に示した荷重-変形関係においても、約 80kN の荷重近

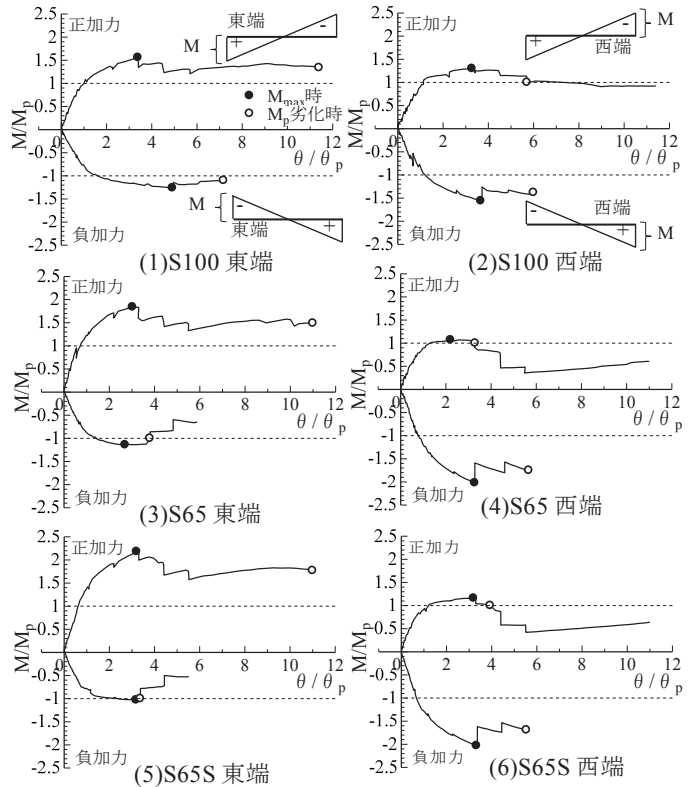


図-7 骨格曲線

傍で剛性が低下し始めており、頭付きスタッドの水平ずれ変位が大きくなるに従って、鉄骨梁と床スラブの合成効果が小さくなっていることが確認できる。なお、S65 の頭付きスタッドの破断に関しては実験中には目視確認されていないが、頭付きスタッドの水平ずれ変位や荷重-変形関係の挙動が S65S と同様であることから、S65S とほぼ同じ水平ずれ変位（約 1.4mm）で破断が生じたものと推察される。

(5) 梁の塑性変形能力

図-7 に、各試験体の東西梁端部における $M-\theta$ 関係の骨格曲線を示す。ここで、図-7 の縦軸は図-5 に示した梁端曲げモーメント M を梁単体の全塑性モーメント M_p で、横軸は図-5 に示した梁端回転角 θ を式(1)で表される M_p 時の弾性限界角 θ_p でそれぞれ無次元化している。

表-4 塑性変形倍率の一覧

試験体	加力方向	M _{max} 時		M _p 劣化時	
		東端	西端	東端	西端
S100	正	2.4 (+)	2.3 (-)	10 (+)	4.7 (-)
	負	3.9 (-)	2.7 (+)	6.2 (-)	5.0 (+)
S65	正	2.0 (+)	1.2 (-)	10 (+)	2.3 (-)
	負	1.7 (-)	2.3 (+)	2.8 (-)	4.7 (+)
S65S	正	2.2 (+)	2.2 (-)	10 (+)	2.9 (-)
	負	2.2 (-)	2.3 (+)	2.4 (-)	4.5 (+)

() 内の符号は曲げモーメントの正負を示す。+: 正曲げ, -: 負曲げ

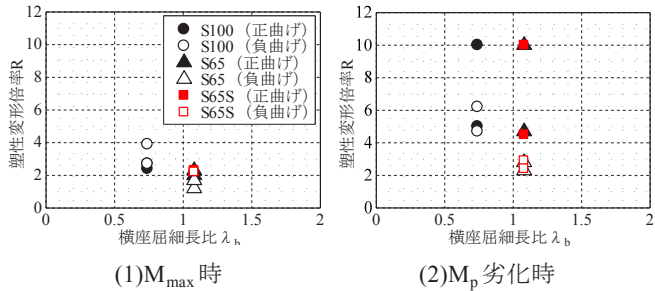


図-8 横座屈細長比と塑性変形倍率の関係

$$\theta_p = \frac{M_p \cdot l_0}{6E \cdot I_x} \quad (1)$$

ここに、 l_0 はH形鋼梁の材長
 E はH形鋼梁の弾性率
 I_x はH形鋼梁の強軸まわりの断面二次モーメント

表-4 に、図-7 の骨格曲線より求めた各試験体の塑性変形倍率 R を示す。ここで、 R は、限界変形角 θ_u を最大荷重時 (図-7 中●印) の変形角とした場合 (以下、 M_{max} 時) と、最大荷重到達後に M_p まで低下したとき (M_p まで低下しなかった場合は最大変形時、図-7 中○印) の変形角とした場合 (以下、 M_p 劣化時) について式(2)⁴⁾ で計算した。

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1 \quad (2)$$

図-8 に横座屈細長比 λ_b と塑性変形倍率 R の関係を示す。 R は λ_b の小さい S100 の方が S65 や S65S よりもやや大きくなる傾向を示している。また、S65 と S65S の R はほぼ同じ程度であった。ここで、 M_{max} 時の R は S100 が 2.3~3.9、S65 と S65S が 1.2~2.3、 M_p 劣化時の R は S100 が 4.7~10、S65 と S65S は 2.3~10 であった。

4. まとめ

不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験を行い、以下の知見を得た。

- ① 全ての試験体の H 形鋼梁には、 $\theta_f = \pm 20/1000 \text{rad}$ 以降から梁全長にわたって一方向にねじれ変形した横座屈が生じた。ねじれ変形は S100 よりも S65 と S65S で顕著であった。また、加力終了後の全ての試験体で頭付きスタッドの破断が確認された。
- ② S65 と S65S は座屈性状に有意な差は認められず、スチフナによる梁の耐力や塑性変形能力の向上は特に見られなかった。
- ③ S100 の梁端部の曲げモーメントは、 $\theta_f = \pm 100/1000 \text{rad}$ に達するまでほぼ M_p 以上の値を保持した。一方、S65 と S65S では負曲げでの耐力低下が顕著であり、梁端部の曲げモーメントは $\theta_f = \pm 40/1000 \text{rad}$ の加力時に M_p 以下の値となった。
- ④ 一部の頭付きスタッドの破断を目視確認したときの、H 形鋼梁と床スラブとの水平ずれ変位は約 1.4mm であった。また、頭付きスタッドの水平ずれ変位が大きくなるに従って、H 型鋼梁と床スラブの合成効果が低下した。
- ⑤ 東西梁端部の塑性変形倍率 R は、 M_{max} 時では全試験体で 2~3、 M_p 劣化時では S100 が 4.7 以上、S65 と S65S が 2.3 以上であった。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.10
- 2) 日本建築学会：鋼構造物の座屈に関する諸問題 2013，2013.6
- 3) 伊賀はるな，聲高裕治，金尾伊織：横座屈によって終局状態を迎える H 形断面梁の実験データに基づく最大耐力と塑性変形能力の評価，構造工学論文集，Vol.61 B，pp.185-198，2015.3
- 4) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2017.2
- 5) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2013.3
- 6) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11

TMDによる重量床衝撃音の低減効果に関する検討

Study on Reduction Effect of Heavy Weight Floor Impact Sound Using TMD

技術研究所 小林 秀彰 KOBAYASHI HIDEAKI

技術研究所 岩本 毅 IWAMOTO TAKESHI

集合住宅で問題視される生活音の重量床衝撃音の対策の1つとして、同調質量ダンパー(TMD)を用いた対策が挙げられる。TMDにより重量床衝撃音を効果的に低減させるには、最適な配置条件を把握することが重要である。本研究では、まず実大スラブの上にTMDを設置した場合の低減効果を確認した。その後、1/3縮尺模型でTMDの種々の配置条件で低減効果に関する検討を行った。その結果、TMDの重量床衝撃音の測定室スラブ対質量比が5%以上であれば、低減効果は5dB以上得られることがわかった。また低減効果は、TMDを振動モードの腹の部分に設置した方が得られやすいことがわかった。

キーワード：TMD, 重量床衝撃音, 実大スラブ, 縮尺模型実験, インピーダンス, 振動モード

TMD (Tuned mass damper, which is known as another name; dynamic absorber) set on slabs is thought to be one of the hopeful countermeasures for the heavy weight floor impact sound which is a major problem in the housing complex. However effectiveness of TMD have rarely been verified in full scale experiments, and especially there are few studies on optimal location of TMD. This paper firstly shows the results of full scale slab experiments using TMD, then shows the difference of heavy weight floor impact sound level for various arrangement of TMD in 1/3 scale model experiments. These results show that the reduction effects of sound level is more than 5dB when the ratio of TMD's mass to the slab mass of sound receiving room is more than 5%, and that effects is further increased when TMD are installed on the antinodes of slab vibration mode.

Key Words: Tuned Mass Damper, Heavy Weight Floor Impact Sound, Full Scale Slab, 1/3 Scale Model Experiment, Driving-point Impedance, Vibration Mode

1. はじめに

集合住宅における音環境の中で特に問題視される生活音の1つに、上下階における人の飛び跳ねや歩行により生じる重量床衝撃音があり、居住者からの指摘率も多く、居住者間のトラブルになりやすい音の1つである。重量床衝撃音を低減させるにはスラブを厚くして重量と剛性を増加させることが有効である。しかし、この場合には躯体重量が増加するため、長期応力や地震力の増加により躯体寸法の増加に繋がるのが考えられる。その他の対策として同調質量ダンパー(以下、TMD: Tuned Mass Damper)を用いる方法が近年研究されている(例えば1), 2), 3)。TMDは振動体にバネを介した重錘を設置することで振動を減衰させる装置であり、これをスラブや内装材に設置することで重量床衝撃音が低減されることが報告

されている。しかしTMDによる重量床衝撃音の低減を効果的に得る最適な配置条件に関する研究事例はほとんどない。

そこで本研究では、まず重量床衝撃音に対するTMDの有効性を確認するため、集合住宅を想定した実物大の大スパンスラブの上にTMDを設置した場合の重量床衝撃音の低減効果について述べる。次に、一般的な集合住宅の構造形式を模擬したコンクリート製の1/3縮尺模型を用いて実施したTMDの種々の配置条件による重量床衝撃音の低減効果について述べる。

2. 実大スラブを用いたTMDの効果確認

(1) 実験概要

図-1に、実験対象スラブを示す。スラブは張間方向

に大梁のないスパン約 11m、厚さ 300mm のボイドスラブである。重量床衝撃音を測定するための加振室と直下室の受音室は、LGS と石膏ボードの乾式壁で仕切られた 4,800×4,200mm の居室である。加振室は床が RC 素面、受音室は天井が仕上げなし、床が二重床である。

図-2 に、実験住戸範囲(図-1 赤点線枠)における重量床衝撃音の一般的な決定周波数帯域内のスラブのモード振動数である 50Hz 帯域のインピーダンスレベルの分布を示す。50Hz 帯域では、住戸中央付近とその両側でインピーダンスレベルが低下していることが分かる。そこで本実験では、重量床衝撃音レベルの 50Hz 帯域を低減させることを目標として、TMD の固有振動数を 50Hz 帯域内に設定した。TMD の配置はインピーダンスレベルが低い領域に着目し、実験住戸の中央付近に TMD を集中的に配置した場合を Case1、測定する居室の中央付近に TMD を集中的に配置した場合を Case2、TMD を設置していない場合を Case0 として、3 ケースの重量床衝撃音実験を実施した。

図-3 に、設置した TMD の概要を示す。スラブ上にエポキシ樹脂で接着した鋼製台座の上に防振ゴムを固定し、その上に約 22kg の鋼製重錘を載せて TMD を構成した。TMD の固有振動数は、25 個平均で約 47Hz(標準偏差 0.82Hz)であり、50Hz 帯域内(45~56Hz)に調整した。

表-1 に、各実験 Case における TMD の設置条件を示す。Case1, 2 で設置する TMD25 個の重錘の質量の合計は 560kg であり、実験住戸のスラブ全質量に対する質量比 1.2%、測定室のスラブ全質量に対する質量比は 5.8%である。

図-4 に、測定ブロックダイアグラムを示す。測定方法は、JIS A 1418-2:2000⁴⁾に準拠した。重量床衝撃音の加振源は、衝撃力特性(1)のバングマシンと衝撃力特性(2)のゴムボール(落下高さ 100cm)を用いた。加振点は測定室の対角線上の 5 点(①~⑤)とし、直下の受音室の受音点は加振点と平面的に同一位置とし、高さは H=800~1,600mm(@200mm)で空間的に均等に分布させるためにばらつきを与えた。また、①~⑤全てに振動加速度ピックアップを設置して、各点を加振した際の振動加速度を 5 点同時に測定した。

(2) 実験結果

a) 重量床衝撃音レベル

図-5 に、重量床衝撃音レベルの測定結果を示す。加振源がバングマシンの場合の Case0 と比較して、低減目標周波数の 50Hz 帯域における Case1 は低減効果が約 1dB であったが、Case2 は約 5dB であった。また、その他の帯域においても、Case2 は低減効果が数 dB あるこ

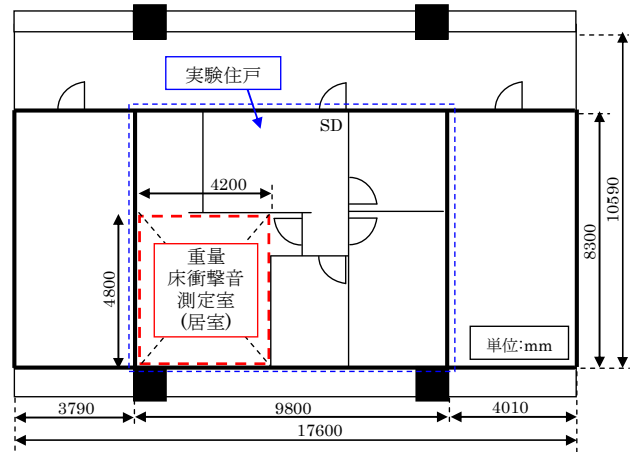


図-1 実験対象スラブ

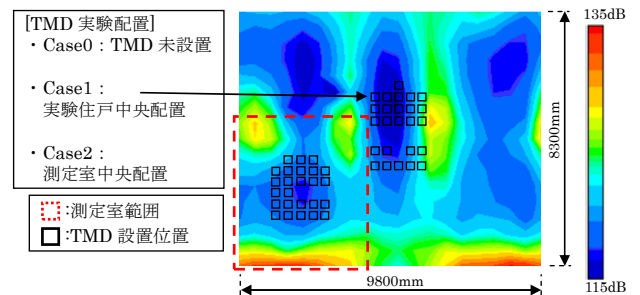


図-2 実験住戸範囲の 50Hz 帯域のインピーダンスレベル分布と TMD 配置条件

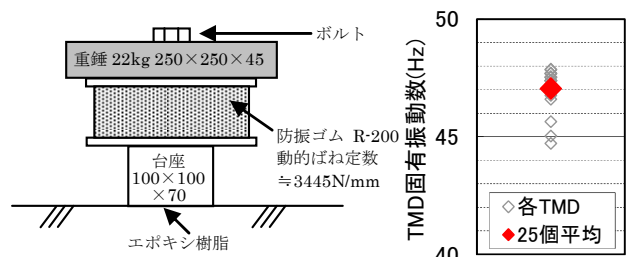


図-3 TMD 装置の概要

表-1 各実験 Case における TMD 設置条件

実験 Case	TMD 設置条件			
	配置条件	個数	全質量(kg)	スラブ対質量比(%)
Case0	TMD未設置	0	0	0
Case1	実験住戸中央	25	560	(対実験住戸スラブ) 1.2
Case2	測定室中央	25	560	(対測定室スラブ) 5.8

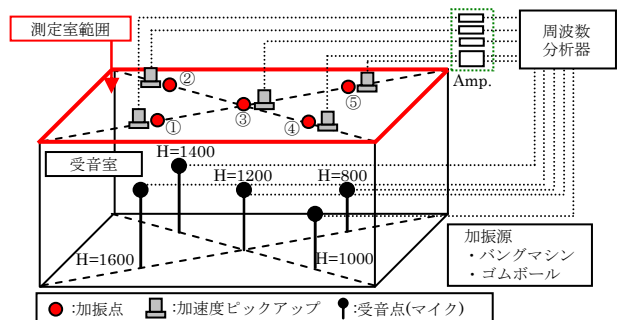


図-4 測定ブロックダイアグラム

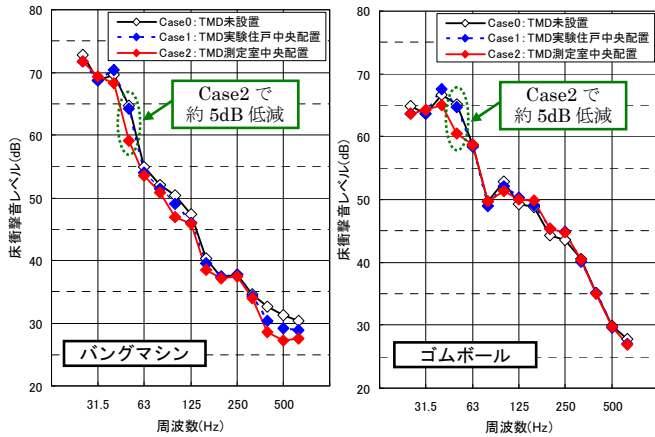


図-5 重量床衝撃音レベル測定結果(5点平均)

とが分かった。一方、ゴムボールの場合は 50Hz 帯域では Case2 で約 5dB 程度の低減効果が見られたが、他の帯域や Case1 では顕著な効果が見られなかった。

b) 振動加速度

図-6 に、バングマシンによる加振時の Case0 に対する Case2 の振動加速度のエネルギースペクトル比を、各加振点毎に算出した結果を示す。振動加速度が TMD の固有振動数 47Hz 付近で低減していることが分かる。その低減量はどの加振点でも同様であり、エネルギー比で約 1/10 程度であった。一方、30~40Hz および 50Hz 付近で比が増加している部分も見られる。この傾向は加振源をゴムボールに変えても同様であった。一方、Case0 に対する Case1 のエネルギースペクトル比では、重量床衝撃音レベルと同様に振動の低減は確認されなかった。

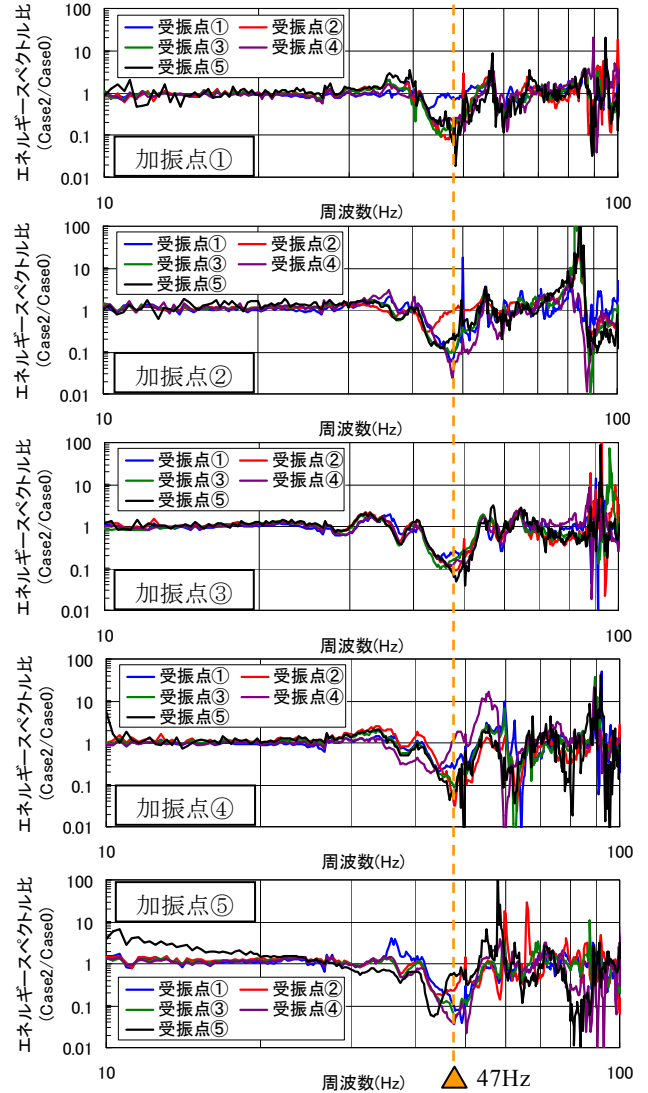


図-6 バングマシンによる加振時の振動加速度のエネルギースペクトル比(Case2/Case0)

(3) まとめ

実大スラブを用いて TMD による重量床衝撃音の低減効果を測定した。その結果、TMD の固有振動数を重量床衝撃音の決定周波数帯域内のスラブのモード振動数付近に調整し、TMD の対スラブ全質量比を 5.8% として測定室中央付近に集中して配置した場合、重量床衝撃音レベルで 5dB 程度、振動加速度のエネルギーで 1/10 程度の低減効果が得られた。

3. 1/3 縮尺模型を用いた TMD の配置条件による低減効果の検討

(1) 実験概要

a) 縮尺模型概要

図-7 に、実験を行った縮尺模型概要を示す。スケールは 1/3 縮尺とし、一般的な集合住宅のスラブを想定して、厚さ 80mm(実大換算 240mm)のスラブを壁構造で支

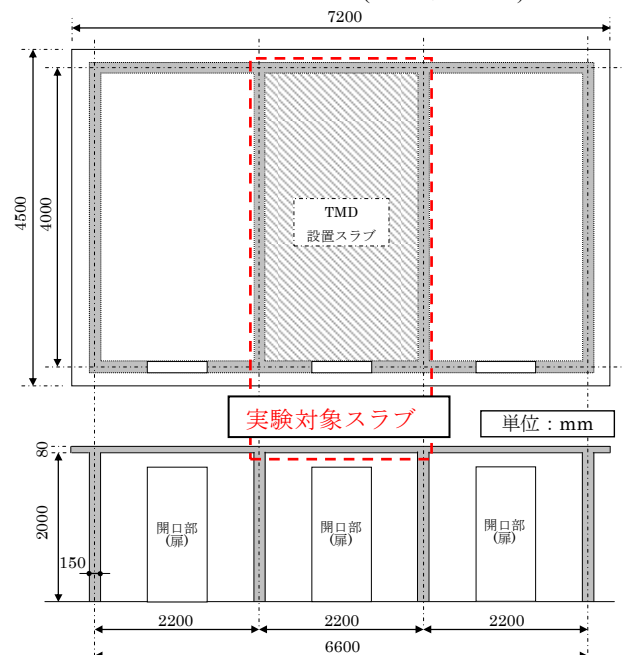


図-7 1/3 縮尺模型概要

える形状とした。スパンは、梁間方向を 4,000mm(実大換算 12,000mm)とし、桁行方向については隣接スラブへの振動減衰やスラブの境界条件を考慮して、1 スパンあたり 2,200mm(実大換算 6,600mm)の 3 スパンとした。重量床衝撃音の実験対象としたスラブは、3 連スラブの中央スパンのスラブとし、そのスパン内のみ TMD を設置した際の低減効果を測定した。また 1 階の天井高さは実験の作業性を考慮して 2,000mm としたが、重量床衝撃音を測定するには一般的な集合住宅を想定して、受音室の天井高さが 800mm(実大換算 2,400mm)となるように製作した受音箱を使用した。

b) TMD 装置概要

図-8 に、TMD 装置の概要を示す。TMD は、1kg の鋼製の錘プレートを厚さ 38mm、外径 40φ の防振ゴムで上下に挟み込み、長ボルトでこれらを貫通させ、スラブ下面に仕込んだめねじアンカーで固定する仕様とした。長ボルトに与えるトルクで防振ゴムに圧縮力をかけてバネ定数を変化させることで、TMD の固有振動数を調整することが可能である。TMD の目標固有振動数は、今回の 1/3 縮尺模型における音圧の周波数が模型実験の相似則^{5),6)}により実物の 3 倍となるため、重量床衝撃音の一般的な決定周波数帯域である 63Hz 帯域(45~90Hz)の 3 倍の 189Hz 帯域幅(135~270Hz)内として 189±10Hz とした。TMD の固有振動数の調整は、図-9 に示すように錘プレート上に加速度ピックアップを設置し、スラブ下面をハンマーで加振した際の TMD の固有振動数を小型 FFT 分析器で読み取り、卓越周波数が目標固有振動数の範囲内となるように長ボルトを締め付けて行った。

c) 重量床衝撃音の測定概要

図-10 に、TMD の配置と重量床衝撃音測定のための受音箱の位置をそれぞれ示す。S1~9 の枠が受音箱の位置を示している。また、表-2 に実験 Case の一覧を示す。TMD の配置は、実験対象スラブ内に単位面積当たりの TMD の個数を変化させてほぼ均等に配置する「分散配置」を 3 パターン(D038, D075, D150:数字は TMD の個数を表す。以下同じ。)、スラブ中央に集中的に配置する「集中配置」を 1 パターン(C075)、一般的な集合住宅のプランを想定して、人の歩行や飛び跳ねが想定される LD, BR, 廊下に集中的に配置する「プラン配置」を 1 パターン(P076)、および TMD を設置しない「TMD 未設置」を 1 パターン(N000)とした。実験対象スラブの全質量に対する TMD の質量比(以下、実験対象スラブ対質量比)は、D038 は約 2.5%、D075 は約 5%、D150 は約 10%、C075 と P076 は共に約 5%である。重量床衝撃音

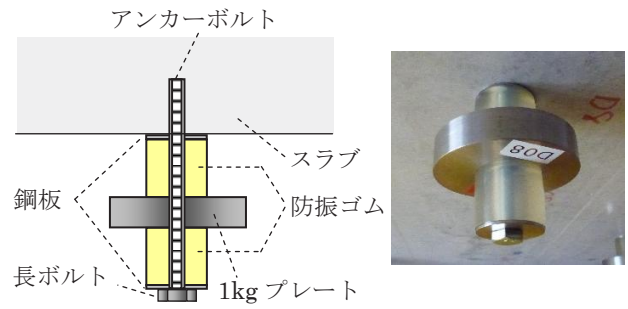


図-8 TMD 装置の概要

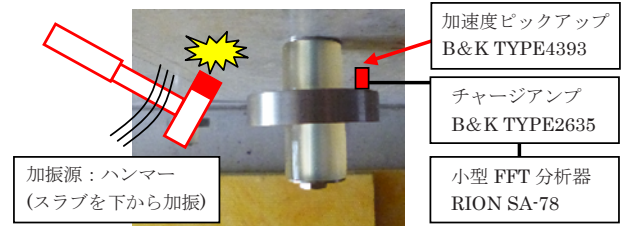


図-9 TMD の固有振動数の確認測定

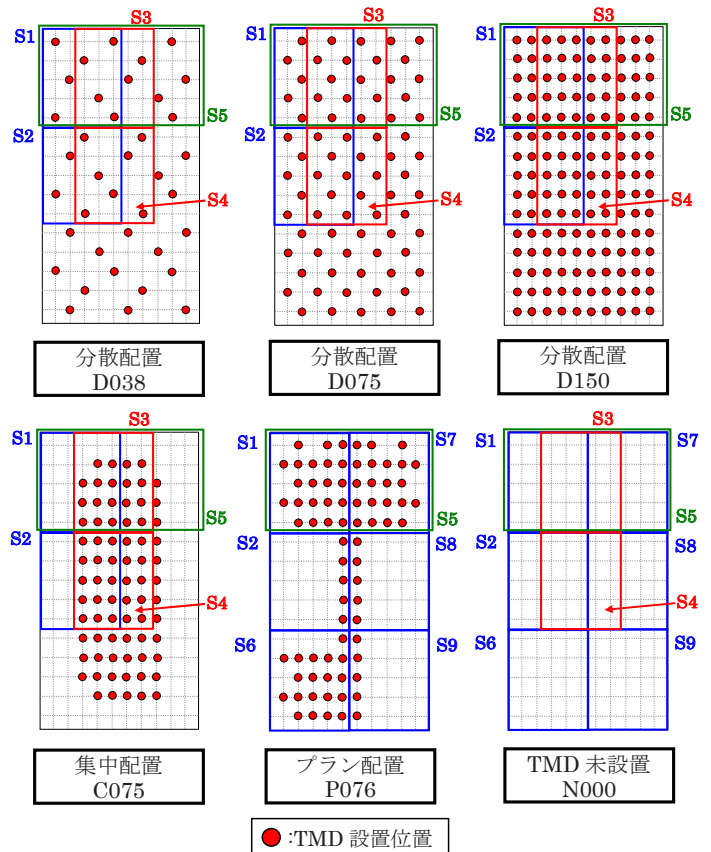


図-10 TMD の配置と重量床衝撃音測定の受音箱位置

表-2 各実験 Case 一覧

配置パターン	TMD 個数	TMDの 実験対象スラブ 対質量比(%)	重量床衝撃音測定 の受音箱位置	
			位置	室数
分散	D038	38	S1・S2・S3・S4・S5	5室
	D075	75	S1・S2・S3・S4・S5	5室
	D150	150	S1・S2・S3・S4・S5	5室
集中	C075	75	S1・S2・S3・S4・S5	5室
プラン	P076	76	S1・S2・S5・S6・S7・S8・S9	7室
TMD未設置	N000	0	上記の全位置	9室

の受音箱は、分散配置と集中配置は S1～S5 の 5 ヶ所、プラン配置では S1～2 と S5～S9 の 7 ヶ所、また TMD 未設置では TMD の低減効果を確認するために上記の全ての場所に設置した。

写真-1 に、本実験で使用した重量床衝撃源のインパクトハンマーを示す。通常、重量床衝撃音測定用の衝撃源はバングマシンとするが、実験対象が 1/3 縮尺模型であることから、模型則⁵⁾によりバングマシンに対して衝撃時間が 1/3、衝撃力が 1/9 となる衝撃源が必要であることから、これを満たすインパクトハンマーを製作した。なお、ハンマーヘッドの仕様は、35φ のゴム硬度が 65° である。図-11 に、写真-1 のインパクトハンマーの衝撃力時間波形を示す。衝撃時間は 7ms 程度であり、バングマシンの衝撃時間 20±2ms の 1/3 である 6.7ms±0.67ms 程度である。またバングマシンの加振力最大値が約 4,300N であることから、衝撃力が 1/9 の 480N 程度となるようにインパクトハンマーの落下高さを調整した。

図-12 に、重量床衝撃音の測定用受音箱を示す。重量床衝撃音を測定するための居室を模した受音箱であり、高さは一般的な集合住宅の天井高さの 1/3 の 800mm(実物換算 2,400mm)、奥行は 1,300mm、幅は 1,020mm である。床面と壁 3 面はベニヤ合板、壁 1 面は受音箱内の状況を視認できるように無色透明なアクリル板を使用し、全て反射性が高い材料で統一した。受音箱の壁 4 面は上下にスライドする機構とし、所定の位置に設置した後、壁をスライドさせてスラブ下面までせり上げている。なお、受音箱から外部への音漏れを防止するために、壁とスラブの取合い部分の隙間は粘土、ガムテープ、および木材を用いて隙間処理を施し、受音箱内の測定マイクのケーブルの貫通孔も同様の処理を行った。一方、測定室が大きい S5 の場合は、壁 1 面を押し下げた受音箱 2 個を並列で連結させて、気積が 2 倍になるようにした。

図-13 に、測定ブロックダイアグラムを示す。測定方法は、JIS A 1418-2:2000⁴⁾に準拠した。受音箱内に設置した 5 個のマイクロホンで音圧を測定し、FFT 分析器を用いて重量床衝撃音レベルを測定した。マイクロホンの設置位置は、平面的には受音箱の平面の対角線の交点、および対角線の 4 分位点に、立面的には高さ H=266～533mm(@66.5mm)で空間的に均等になるようにばらつきを与えた。スラブを加振する際は、1/3 縮尺模型の壁位置を支点とするブリッジを架け、その上に人が載って加振源を操作することにより、実験対象スラブ内に人が立ち入らないようにした。

d) 駆動点インピーダンスの測定概要

重量床衝撃音の測定の他に、TMD によるスラブ振動へ

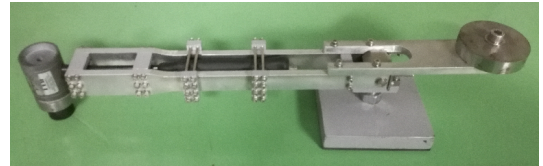


写真-1 重量床衝撃源

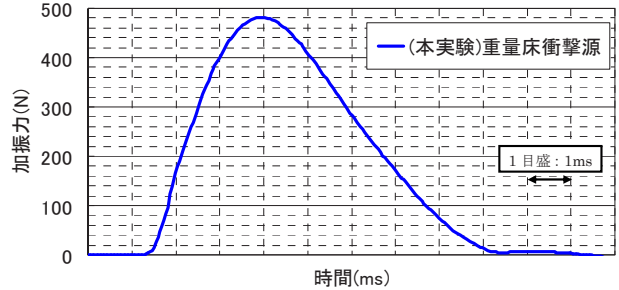


図-11 重量床衝撃源の衝撃力時間波形

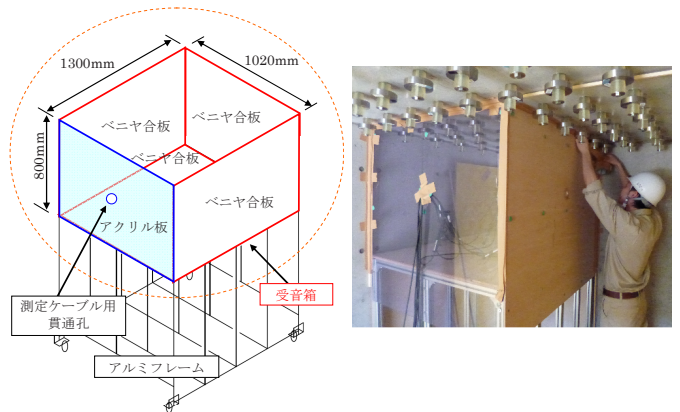


図-12 重量床衝撃音の測定用受音箱

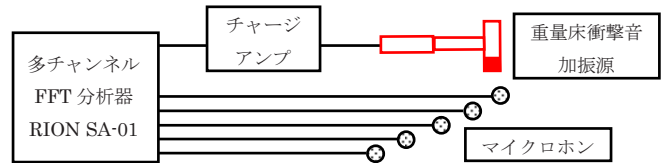


図-13 (重量床衝撃音)測定ブロックダイアグラム

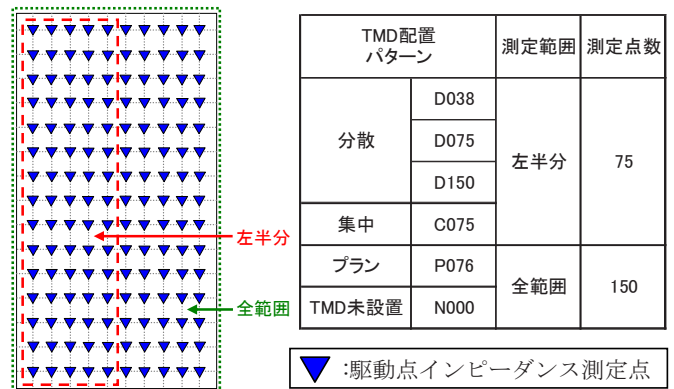


図-14 駆動点インピーダンスの測定点

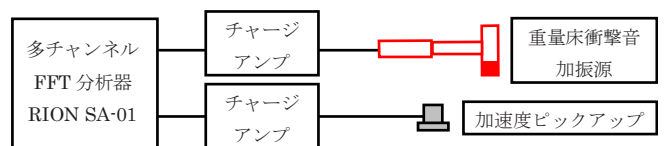


図-15 (駆動点)測定ブロックダイアグラム

の影響を確認するために、実験対象スラブにおいて駆動点インピーダンスを測定した。図-14 に駆動点インピーダンスの測定点を示す。測定点は TMD の設置位置と平面的に同一位置のスラブ上面とし、分散・集中配置は一部を除きスラブの左右で TMD の設置位置が対称であることからスラブの左半分のみを、プラン配置はスラブ左右で TMD の設置位置が非対称であることから全範囲の 150 点を、TMD 未設置ではスラブ全体の傾向を確認するために全範囲の 150 点を測定した。

図-15 に、測定ブロックダイアグラムを示す。重量床衝撃音の加振源で衝撃加振した際の加振力 $F(N)$ と、その衝撃により得られる振動速度 $V(m/s)$ を測定し、駆動点インピーダンス $Z(=F/V)$ を算出した。重量床衝撃音測定と同様に、衝撃加振はブリッジ上の人が操作した。

(2) 実験結果

a) TMD の固有振動数

図-16 に、TMD 配置別の TMD の固有振動数の平均値(実大換算)を示す。各 TMD 配置における TMD の固有振動数は平均 53~54Hz(標準偏差 3.6~4.3Hz)程度であり、目標振動数帯域の範囲内となっている。それらの平均値は 1/3 オクターブバンドの 50Hz 帯域内である。

図-17 に、各 TMD 配置における固有振動数のピーク周波数のヒストグラムを示す。本実験における各 TMD の固有振動数(実大換算)は 45~65Hz であり、1/3 オクターブバンドでは 50Hz~63Hz 帯域内である。また各 TMD 配置の TMD の固有振動数の多くは 53~56.5Hz である。

b) 重量床衝撃音の測定結果

図-18 に、各 TMD 配置における重量床衝撃音レベルの低減量の測定結果を示す。横軸の周波数は実大換算値、縦軸の低減量は、TMD 未設置の測定結果から各 TMD 配置の測定結果を差し引いた相対レベル差である。すなわち、正の値は効果があることを意味する。全体的に見ると、TMD の固有振動数である 50~63Hz 帯域を中心に低減量が大きくなる傾向であり、ほぼ全ての配置パターンで低減効果が確認された。分散配置の D038, D075, D150 における全測定室の平均値を見ると、TMD の実験対象スラブ対質量比が大きくなるにつれて 50, 63, 80Hz 帯域における低減効果は大きくなる傾向が見られる。ただし、D150 は D075 より 2 倍の TMD が設置されているが、これらの帯域における低減量は 2 倍になることはない。また、測定室ごとに低減量は異なり、効果が 10dB を超えている測定室もあるが、63Hz 帯域において効果が表れていない測定室もある。また、実験対象スラブ対

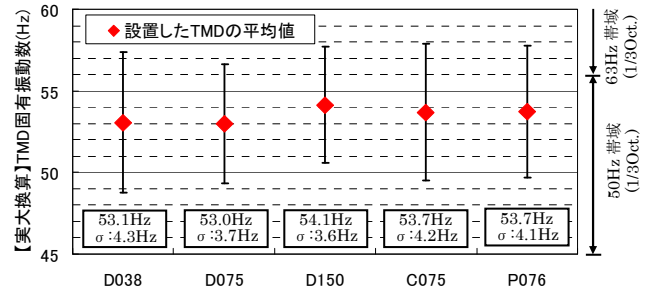


図-16 TMD 固有振動数の平均値(実大換算)

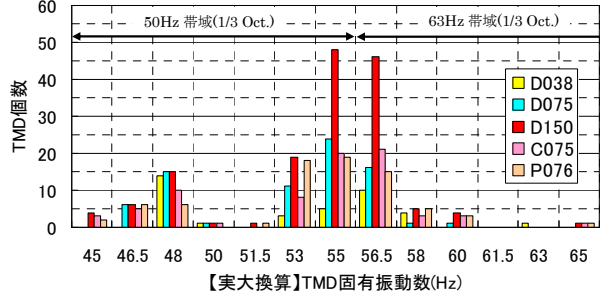


図-17 各 TMD 配置における固有振動数ヒストグラム

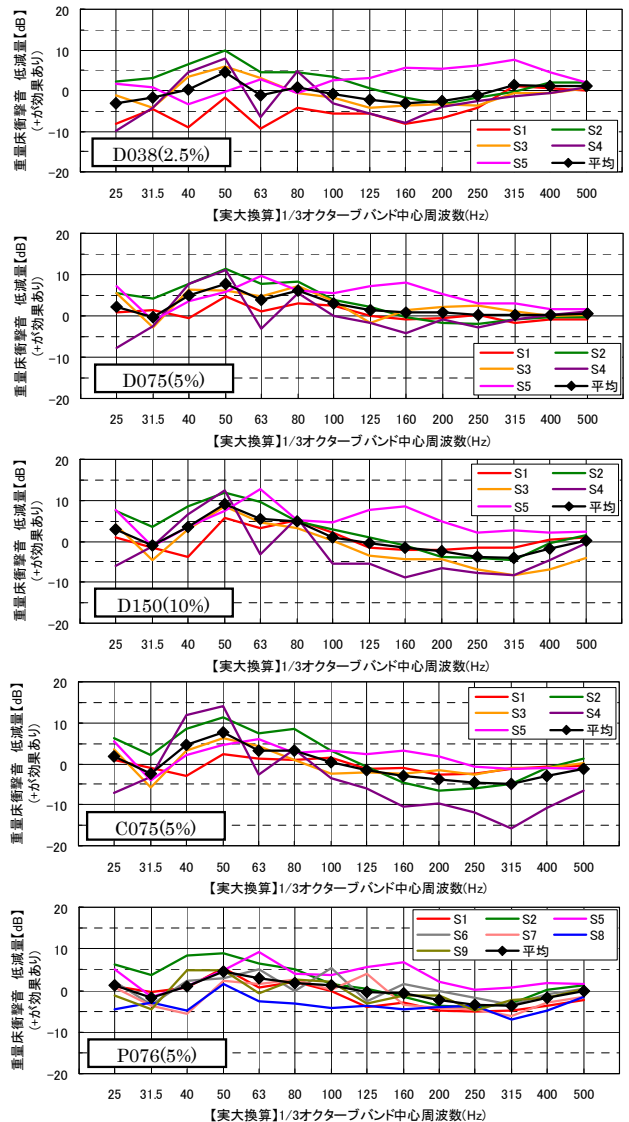


図-18 各 TMD 配置における重量床衝撃音レベルの低減量の測定結果(実大換算)

質量比がほぼ同じである集中配置 C075, プラン配置 P076, 分散配置 D075 を比較すると, 50, 63, 80Hz 帯域における低減量は D075 が最も大きく, C075, P076 の順に小さくなる。D075 と C075 の傾向は似ているが測定室ごとの低減量のばらつきは C075 の方がやや大きい。一方, P076 は低減量の小さい測定室が多いが, S5 のように 63Hz 帯域で低減量が 9dB となる測定室もある。

このように TMD の配置や数量によって測定室ごとの低減量が変化することが分かる。

図-19 に, 測定室ごとの重量床衝撃音レベルの低減量の測定結果を示す。凡例には TMD の測定室スラブ対質量比を合わせて記す。各測定室では測定室スラブ対質量比が 2~10% 程度であるが, それぞれの測定室では TMD の低減効果は異なり, S1 のような 2 辺を壁で拘束される角の測定室では低減量が小さく, S4 のようなスラブ中央付近の測定室では TMD の質量比が小さい場合

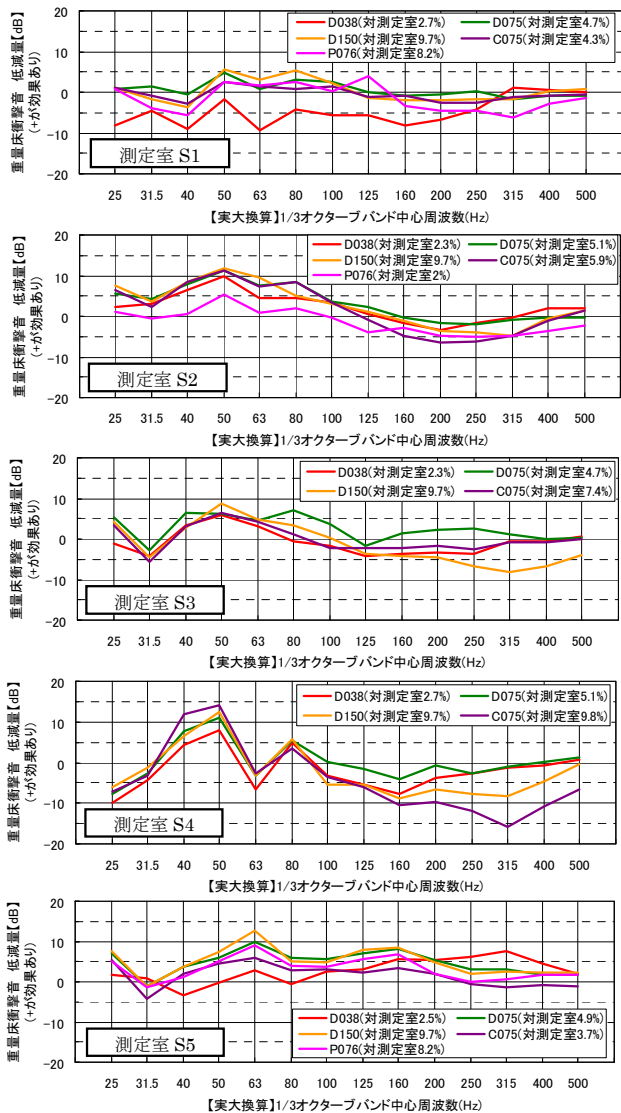


図-19 測定室ごとの重量床衝撃音レベルの低減量の測定結果(実大換算)

であっても低減量が大きくなることが分かった。また TMD の測定室スラブ対質量比をある程度まで大きくしても低減効果は頭打ちになる傾向が見受けられ, どの測定室範囲でも質量比を 5%以上に上げて低減効果は大きくは変化せず, 平均的に見れば質量比 5%で約 5dB 程度以上の低減効果が得られる傾向が確認された。

c) 駆動点インピーダンスの測定結果

図-20 に, 実大換算 50Hz 帯域の駆動点インピーダンスレベル分布を示す。TMD 未設置(N000)では振動モードの腹と推定されるインピーダンスレベルが低くなる場所が 3ヶ所存在する。一方, TMD を設置することにより, 低かった3ヶ所のインピーダンスレベルが増加している。これは, TMD による重量床衝撃音レベルの低減効果が, スラブ端部よりもスラブ中央付近の測定室の方が大きかった傾向と一致する。また, 分散配置の結果を比較すると, TMD の設置個数を多くすることによりインピーダンスレベルは向上しているが, D150はD075

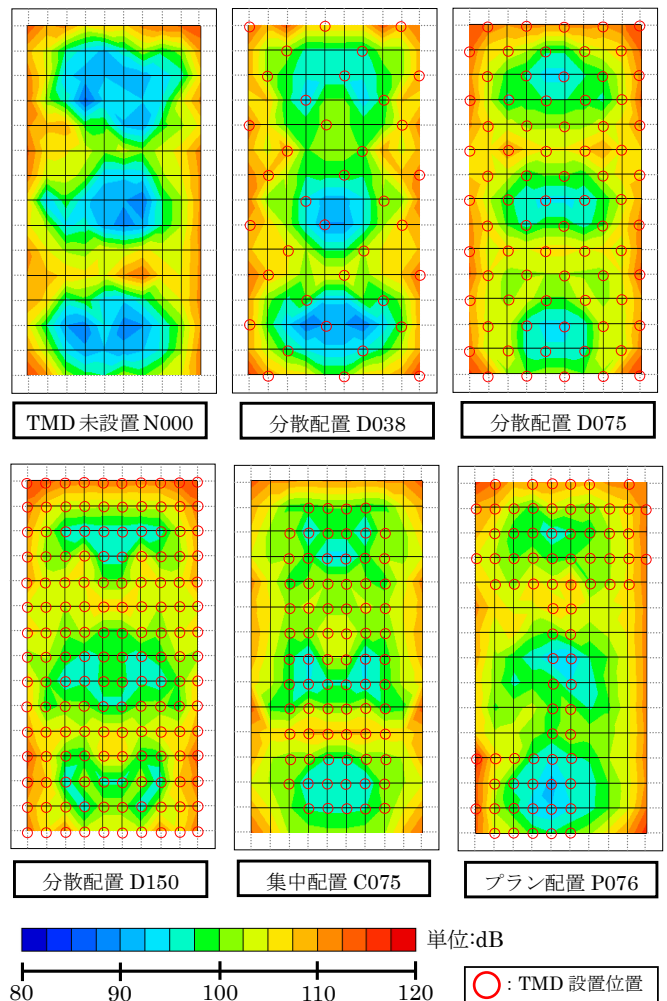


図-20 50Hz 帯域の駆動点インピーダンスレベル分布 (実大換算 : 1/3 オクターブバンド)

と比べて若干向上する程度であり、この傾向も重量床衝撃音レベルの測定結果と同様であった。集中配置 C075 については、分散配置の D150 の結果と同様の分布となっており、スラブ中央部に集中して TMD を設置することにより、効果的にインピーダンスレベルを向上させることができることが分かる。また、プラン配置では、TMD を集中的に設置した場所においてインピーダンスレベルの向上に差異が見られた。プラン上部ではインピーダンスレベルの増加が認められるが、プラン下部では顕著な増加が見られない。この理由について、TMD の相互作用の影響が考えられるが、重量床衝撃音が問題となる振動数範囲はスラブの低次振動モードの影響が大きいため、モード特性を考慮した解明が必要になる。

d) まとめ

集合住宅の一般的な構造形式を想定した鉄筋コンクリート製の 1/3 縮尺スラブ模型を用いて、様々な TMD の配置条件に対する重量床衝撃音の低減効果を測定した。その結果、TMD のスラブ対質量比を大きくすることにより低減量は大きくなるが、スラブ対質量比と低減量は比例関係にないことが分かった。また、TMD の低減効果は測定室の位置によって異なるが、例外はあるもののスラブの振動モードの腹付近の測定室では大きな低減効果が見られた。全測定室を平均すれば、TMD の低減効果は測定室スラブ対質量比が 5%以上で約 5dB 程度の効果が得られると考えられる。

4. おわりに

本論文では、TMD による重量床衝撃音の低減効果を、実大スラブとコンクリート製 1/3 縮尺模型を用いて測定した。その結果、TMD が重量床衝撃音の低減に有効であること、および TMD の測定室スラブ対質量比が約 5

%以上であれば約 5dB 以上の低減効果が得られることがわかった。また、その低減効果はスラブの振動モードの腹の部分に対して大きくあらわれる傾向があり、TMD を配置する際にはその部分に集中的に設置することが有効であると考えられる。

謝辞：本研究は金沢工業大学との共同研究として実施したものである。本研究に際して金沢工業大学 山岸邦彰教授にご指導、ご助言を賜りました。その他、当時金沢工業大学学部生で現中部支店の荒木雄貴氏をはじめ、測定にご協力いただいた全ての方々にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 福田優輝ほか：板状集合住宅における重量床衝撃音遮音性能の向上手法に関する研究-その 2 TMD の効果確認試験-、日本建築学会大会学術講演梗概集、D-1 分冊、pp.249-250, 2016.8
- 2) 田中ひかり, 増田潔：粒状体による床衝撃音の低減に関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、D-1 分冊、pp.261-262, 2016.8
- 3) 高根裕貴ほか：ダンパ付乾式二重床の床衝撃音遮断性能に関する基礎的検討 その 2、日本建築学会大会学術講演梗概集、D-1 分冊、pp.259-260, 2016.8
- 4) JIS A 1418-2:2000, 建築物の床衝撃音遮断性能の測定方法-第 2 部：標準重量床衝撃源による方法-
- 5) 松田由利, 橘秀樹, 石井聖光：模型実験による床衝撃音の検討、音響技術, Vol.6, pp.351-356, 1977.10
- 6) 福島寛和, 安岡正人：波動性を考慮した低音域の床衝撃音に関する検討-床版振動モードと下室音場モードの連成作用に関する模型実験解析-, 日本建築学会計画系論文報告集, 第 405 号, pp.1-9, 1989.11

水上太陽光発電フロートシステムの開発

Development of a Floating Solar Power System

環境・リニューアブル技術部	小林 誠	KOBAYASHI MAKOTO
技術研究所	新上 浩	SHINJO HIROSHI
技術研究所	作田 美知子	SAKUTA MICHIKO
企画推進部	土屋 星	TSUCHIYA SEI

近年、水上設置型の太陽光発電が国内外で注目されている。本研究で開発を進めている水上設置型の太陽光発電システム(以下、水上太陽光フロートシステム)が短期荷重を受けた場合を想定し、各部位の載荷実験を行った。結果、フロート、システム連結部、パネル差込部および係留部の強度を把握することができた。

キーワード：水上設置型、水上太陽光フロートシステム、載荷実験

In recent years, there has been great interest in floating solar power systems in Japan and other countries. In this study, load testing at various positions under the assumption of short-term loading of the developed floating solar power system were performed. Through these tests the strength of the floats, the system connection section, the panel insertion section, and the mooring section is designed.

Key Words: Floating, Floating Solar Power System, Load Testing

1. はじめに

再生可能エネルギーの固定価格買取制度施行以降、全国で太陽光発電の導入が急激に進み、地上では事業適地が減少している。しかしながら、水上は日射を遮るような障害物が少ないうえに、太陽光パネルの冷却効果が得られ陸上よりも高い発電量が期待できることから、ため池や貯水池を中心に導入が進んでいる。

地上設置あるいは屋根面に設置する太陽光電池アレイ支持物については、JISC8955:2014¹⁾に設計用荷重算定方法が示されているが、水上太陽光フロートシステムでは明確な基準が今のところ存在しない。しかしながら、水上設置の場合は強風時のフロート浮上りや浮遊等が懸念される。既報²⁾では、水上太陽光フロートシステムが受ける風力について、風洞実験を行い、耐風安全性の検討に必要なデータを取得した。

本報では、水上太陽光フロートシステムが風荷重を受ける際の強度把握を目的とし、各部位の載荷実験を行った。

2. 水上太陽光フロートシステムの概要

水上太陽光フロートシステムのイメージを図-1に示

す。本研究で開発を進める水上太陽光フロートシステムは、本体フロートに垂直架台を固定した浮力体兼太陽光パネルの装着架台(以下、フロート)、フロートを連結する連結板(以下、ブリッジ)、フロートとブリッジを固定する接続バンドによって構成される。フロートのサイズは、幅 1,007 mm、奥行 1,553 mm であり、太陽光パネルはフロート毎に一枚ずつ取り付ける。設置可能な太陽光パネルの外形サイズは幅 1,500 mm~1,700 mm、奥

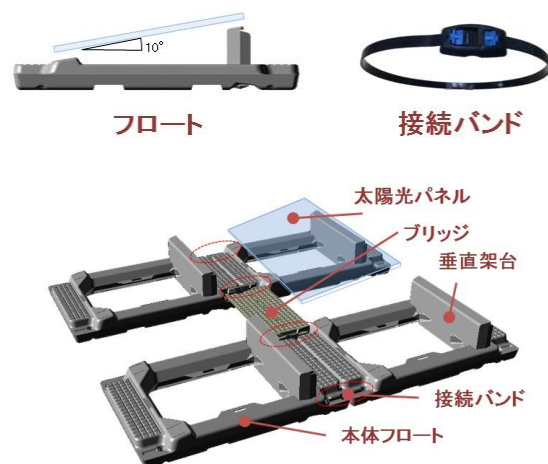


図-1 水上太陽光フロートシステムイメージ

行 980 mm～1,000 mm，高さ 30 mm～50 mm であり，設置角度は 10 度である。また，フロートの材質は高密度ポリエチレン，接続バンドの材質はナイロン 66 である。

3. 本体フロートバンド通し穴強度実験

(1) 実験概要

本体フロート連結部のバンド通し穴の強度把握を目的とし，本体フロートの短辺・長辺各方向を載荷する引張実験を行った。試験体数は各方向 2 体ずつ，計 4 体である。

載荷装置と変位計測位置を写真-1 に示す。試験体のバンド通し穴に直径 19mm の丸鋼を挿入し，その両端に載荷治具を取付け，2000kN 万能試験機により引張力（載荷速度：毎分約 5mm）を載荷した。計測項目は，引張荷重 P と巻込型変位計により計測した上・下のつかみ具間距離 S である。

(2) 実験結果

短辺方向，長辺方向の引張荷重 P -変位 S 関係をそれぞれ図-2，図-3 に，最大荷重と最大荷重時の変位の一覧を表-1 に示す。ここで変位 S は，載荷軸およびシャックルの遊びの影響を取り除くために，引張荷重 1kN 時の変位 S を 0.0 mm に基準化した。

短辺方向では，両試験体の最大荷重と変位に差異は見られなかった。引張荷重が 7～8 kN 程度に達したところで穴形状が円形から引張方向に広がり楕円状となり，穴形状の変化とともに変位が大きくなった。両試験体ともに最大荷重は 12kN 程度であり，その時の変位は 224mm～240mm であった。最大荷重後は，緩やかに荷重が低下し，最大荷重の 80%に低下した時点で加力を終了した。

長辺方向でも短辺方向と同様，試験体間の差異は見られず，引張荷重が 9 kN 程度で穴形状が変化し，それとともに変位が大きくなった。両試験体ともに最大荷重は 15kN 程度となった。その後は，変位の増大とともに荷重が低下し，載荷装置の与変形の限界に至り，加力を終了した。

4. システム連結部強度実験

(1) 実験概要

水上太陽光フロートシステムの連結部の強度把握を目的とし，フロート 4 台からなる最小ユニットを組上げた試験体を 3 体製作し，引張実験を行った。

載荷装置を図-4 に，計測位置を写真-2 に示す。最小

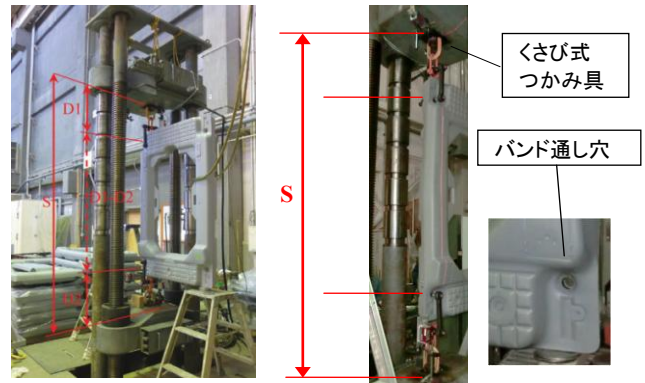


写真-1 載荷装置と変位計測位置

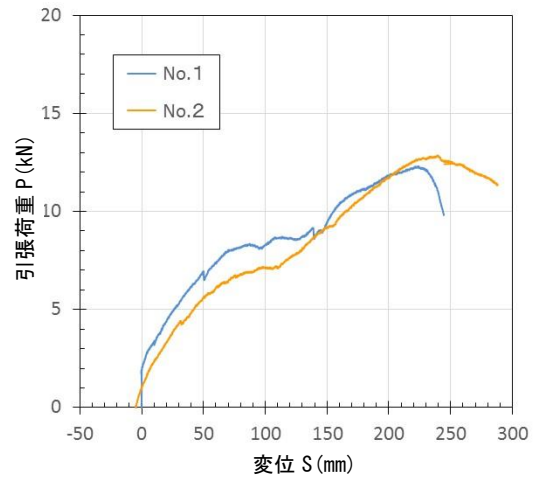


図-2 短辺方向の荷重-変位関係

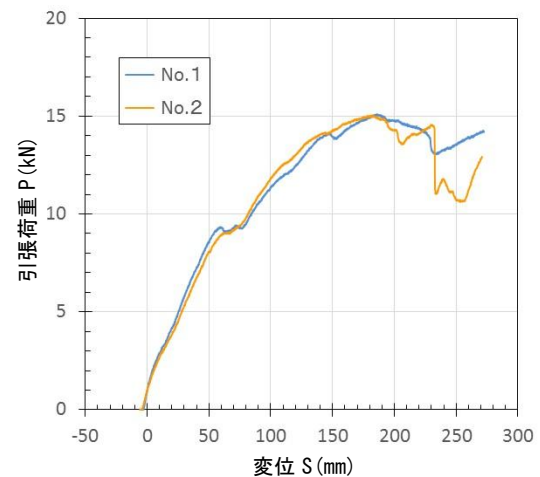


図-3 長辺方向の荷重-変位関係

表-1 最大荷重と最大荷重時の変位一覧

		最大荷重 [kN]	最大荷重時変位 [mm]
短辺方向	No.1	12.3	224
	No.2	12.9	240
長辺方向	No.1	15.1	186
	No.2	15.0	181

ユニットの両端部を溝形鋼で支持し，溝形鋼下部の架台（図-4，LM ブロック）をレールに沿って引張ることに

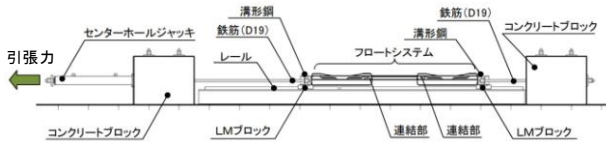


図-4 荷重装置

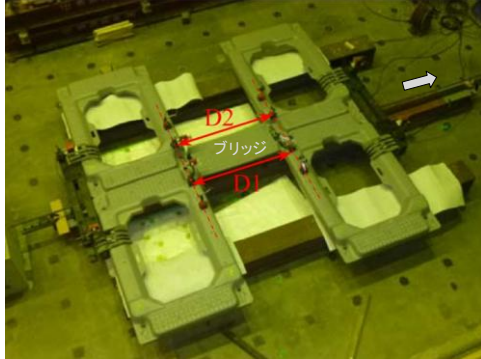


写真-2 計測位置

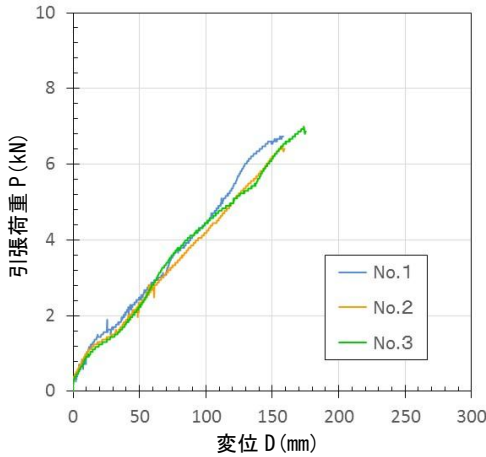


図-5 荷重-変位関係

表-2 最大荷重と最大荷重時の変位一覧

	最大荷重 [kN]	最大荷重時変位 [mm]
No.1	6.7	156
No.2	6.5	157
No.3	7.0	174

よってフロート-ブリッジ間の連結部に引張力を与えた。レールはブリッジの軸芯に合わせている。引張荷重 P はセンターホール型ジャッキに取り付けたロードセルにより計測し、変位 D はブリッジ両側の距離 D1, D2 を巻込型変位計により計測し、その平均値で評価した。

(2) 実験結果

荷重 P-変位 D 関係を図-5 に、最大荷重と最大荷重時の変位の一覧を表-2 に示す。荷重が増加すると、ブリッジ端部が反り上がるとともに接続バンドが通し穴に食い込み、終局時には接続バンドが破断した。最大荷重は 6.5～7.0kN,

最大荷重時変位は 156～174mm となり、各試験体の最大荷重と変位に差異は見られなかった。

5. パネル差込部強度実験

(1) 実験概要

太陽光パネルの固定イメージを図-6 に示す。フロートへの太陽光パネルの固定は、垂直架台の溝形状部（以下、パネル差込部）へ太陽光パネルのフレームを差込む工法を採用している。パネル差込部の強度把握を目的として、パネル差込部に引張力を与える実験を実施した。

荷重装置を図-7 に、変位計測位置を図-8 に示す。荷重は、垂直架台を本体フロートにセットした状態でフロート面を床面から 10° の角度で固定し、パネル差込部にアルミの溝形材を差し込み、垂直架台の上面を引き上げた。引張荷重 P はセンターホール型ロードセルで計測し、変位 D はひずみゲージ式変位計で溝形材 2 ケ所の変位 D1, D2 を計測し、その平均値で評価した。

(2) 実験結果

荷重 P-変位 D 関係を図-9 に、最大荷重と最大荷重時の変位の一覧を表-3 に示す。No.1 の荷重-変位関係は、

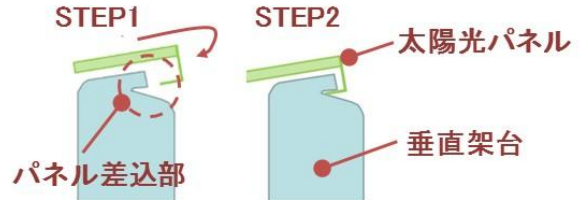


図-6 太陽光パネル固定イメージ

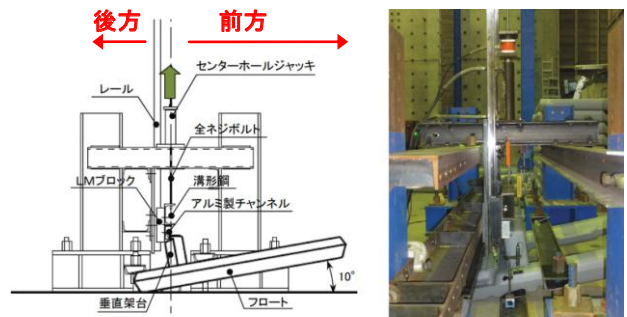


図-7 荷重装置

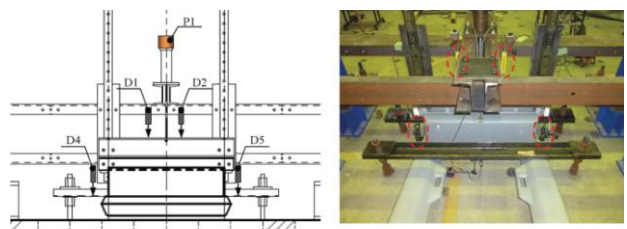


図-8 計測位置

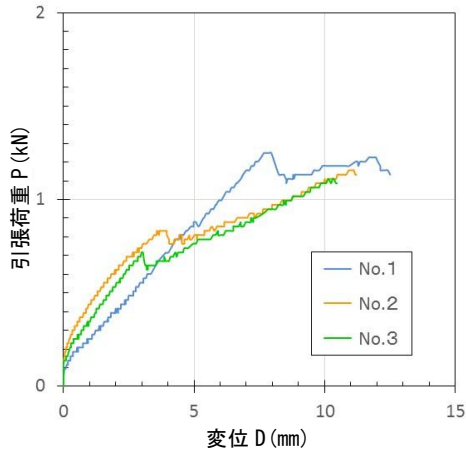


図-9 荷重-変位関係

表-3 最大荷重と最大荷重時の変位一覧

	最大荷重 [kN]	最大荷重時変位 [mm]
No.1	1.25	7.7
No.2	1.16	10.9
No.3	1.11	10.2

他の試験体とやや異なっており、試験体の個体差が影響をしていると考えられるが、各試験体の最大荷重に大きな差異は見られなかった。破壊のメカニズムは共通しており、引張荷重を与えると同時に垂直架台が前方に倒れはじめ、パネル差込部への溝形材の掛かりが徐々に浅くなり、いずれの試験体もパネル差込部からの溝形材の外れが生じた。最大荷重の平均値は 1.17kN であり、最大荷重時変位の平均値は 9.6mm であった。

6. 係留索取付け部強度実験

(1) 実験概要

水上太陽光フロートシステムの係留イメージを図-10 に示す。水上太陽光フロートシステム全体を水上の定位位置に留めつける方法として、フロート中央の開口部を利用した係留を採用している。

フロート開口部の係留索を取付ける部分の強度把握を目的とし、開口部の最も肉薄な短辺方向に引張力を与える実験を実施した。

載荷装置と計測位置を写真-3 に示す。載荷には 2000 kN 万能試験機を用い、載荷速度が毎分約 5mm となるように試験体に引張力を与えた。係留索を幅 75mm のナイロンスリングで再現し、両端をシャックル、リングボルトを介して試験機に固定した。測定項目は、引張荷重 P と上下つかみ具間の距離 S、上つかみ具と上係留索取付け部間の距離 D1 および下部の D2 とし、変位はフロート長辺部の材軸間の距離 D (=S-D1-D2) で評価した。

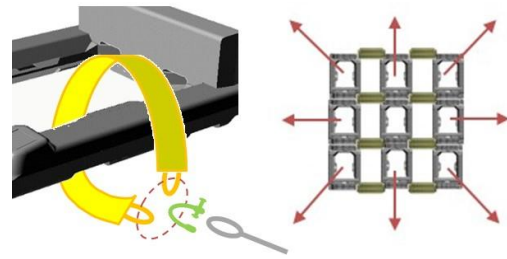


図-10 係留イメージ



写真-3 載荷装置と計測位置

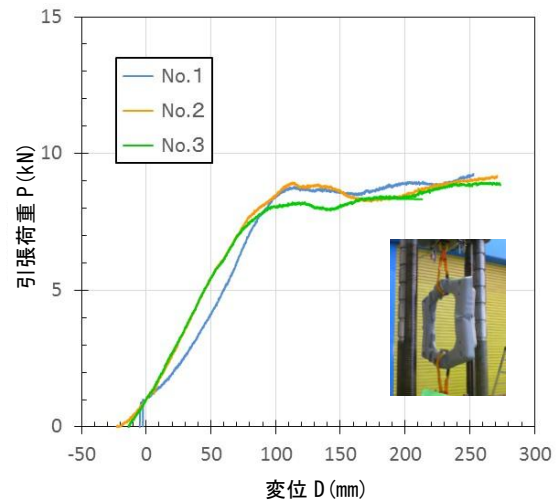


図-11 荷重-変位関係

表-4 最大荷重と最大荷重時の変位一覧

	最大荷重 [kN]	最大荷重時変位 [mm]
No.1	9.3	253
No.2	9.2	271
No.3	8.9	259

(2) 実験結果

荷重 P-変位 D 関係を図-11 に、最大荷重と最大荷重時の変位の一覧を表-4 に示す。各試験体の荷重-変位関係および最大荷重に大きな差異は見られなかった。フロートの長辺部の中央位置に引張力を加え外側に広がると、

短辺部は図-11 内に示すように逆に内側に変形し、荷重は頭打ちとなるが変位は進行した。加力は試験機のストロークの制限により終了した。最大荷重の平均値は 9.1kN であり、最大荷重時変位の平均値は 261mm であった。

7. おわりに

本報では、水上太陽光フロートシステムの本体フロート、システム連結部、太陽光パネル固定部および係留索取り付け部の強度を把握するために、実機を対象に載荷実験を実施した。実験結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 本体フロートのバンド通し穴の強度は、短辺方向では平均 12.6kN、長辺方向では平均 15.0kN であった。
- ② システム連結部の強度は、接続バンドの破断で決

定し、平均 6.7kN であることを確認した。

- ③ 太陽光パネルの差込部の引張強度は、平均 1.17kN であった。
- ④ 係留索取付け部の強度は、平均 9.1kN であった。
本フロートシステムを水上に係留した際には、各部に多様な方向の外力が作用するため、4シリーズの実験を行い、破壊限界まで試験体に引張力を与えて各部の強度を確認したが、今後は疲労強度も把握する予定である。

参考文献

- 1) JIS C 8955 : 2014 太陽電池アレイ用支持物設計標準
- 2) 作田美知子, 岩本毅, 土屋星 : 水上太陽光フロートシステムに作用する風力係数, 三井住友建設技術研究開発報告第 14 号, pp.91-94, 2016

AWJによる燃料集合体溶融模擬材の切断実証および評価

Evaluation and Demonstration of Cutting the Fuel Assembly Heating Examination by AWJ

環境・リニューアル技術部 丸山 信一郎 MARUYAMA SHIN-ICHIRO
生産機械技術部 綿谷 聡 WATATANI SATOSHI

福島第一原子力発電所(以下、1F と称す)の廃止措置において、安全で確実な燃料デブリの取出しを行うために、燃料デブリの形態や特性を推定することが不可欠となる。推定は、事故時の燃料集合体の溶融移行挙動調査により行われ、調査のために燃料集合体溶融模擬材の切断が必要となる。切断は、ジルコニウム合金とステンレスの溶融混合材料やセラミックの切断実績のあるアブレイシブウォータージェット(以下、AWJ と称す)工法を適用することとした。

結果、燃料集合体溶融模擬材を切断でき、切断可能な条件のデータを取得できた。今後、これらのデータは燃料デブリの取出しの検討に役立つ可能性がある。

キーワード：福島第一原子力発電所、燃料集合体、溶融模擬材、切断、AWJ

It is essential to estimate characteristics and forms of fuel debris for safe and reliable removing at the decommissioning of the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant (1F). For the estimation, melting behavior of fuel assembly in the accident is being researched. To proceed the research, the fuel debris were need to cut, and the abrasive water jet (AWJ) which had enough results for cutting ceramic material or mixed material of zirconium alloy and stainless.

The test results demonstrated that AWJ could cut the fuel assembly and accumulated the cutting data which will be subservient when removing the fuel debris in future.

Key Words: Fukushima-Daiichi NPP, Fuel Assembly, Heating Examination, Cutting, AWJ

1. はじめに

福島第一原子力発電所(以下、1F と称す)の原子炉建屋内の炉内構造物は、米スリーマイル島2号機(以下、TMI-2 と称す)事故対応の知見から原型を留めておらず、燃料デブリと炉内構造物が混在した複雑狭隘な状態になっていると想定される¹⁾。しかしながら、1Fの炉心内部で生成されている燃料デブリの形態や特性はTMI-2事故と発生状況や事故発生からの冷温停止に至る過程が異なるためTMI-2の知見と異なる可能性がある。そのため、1Fの廃止措置において、安全で確実な燃料デブリの取出しを行うには、燃料デブリの形態や特性を推定することが不可欠となる²⁾。

このような状況を鑑みて、(国)日本原子力原子力研究開発機構(以下、JAEA と称す)では、事故時の燃料集合体の溶融移行挙動の調査が行われている。

調査では、実機と同じ材料からなる制御棒と模擬物質からなる燃料集合体を使用したプラズマ加熱試験により1F実機の燃料デブリにできるだけ近い特性や状態を

模擬した燃料集合体溶融模擬材が使用されている。

特性の推定のためには、模擬材を切断して分析試料を作成する必要性があり、模擬材の表面を荒らさずに切断可能な工法が求められる。

切断可能な工法としては、JAEAバックエンド研究開発部門原子炉廃止措置研究開発センターと実施した1Fの原子炉解体検討のための委託試験(溶融燃料デブリ模擬材を用いた切断試験)³⁾でジルコニウム合金とステンレスを溶融させた材料やセラミックを切断した実績を持つアブレイシブウォータージェット(以下、AWJ と称す)工法を適用した。

本報では、融燃料デブリ模擬材の切断実績を持つAWJ工法を用いて燃料集合体溶融模擬材を切断した成果について述べる。

なお、本成果は、JAEA福島研究開発部門国際廃炉共同研究開発センターより委託されたAWJによる模擬燃料加熱試験体の切断によるもので、試験体は、平成27年度に同センターにより実施された「プラズマトーチによる模擬燃料集合体加熱試験」で生成されたものである。

2. 燃料集合体溶融模擬材の特徴と切断の課題

燃料集合体溶融模擬材(図-1)は、外周のるつぼおよび模擬燃料にジルコニア(ZrO₂)、制御ブレードに B4C およびステンレス、そして被覆管およびチャンネルボックスにジルコニウム(Zr) 合金を利用している。また、大型(外径φ300mm×H1,000mm)、かつ、溶融物を保持するためエポキシ樹脂が充填されている。このような状況の中、本試験体の材料分析を実施するためには硬度および靱性の異なる材料を一度に切断し、かつ、綺麗な切断面を保つ必要がある。

しかしながら、AWJ工法では、複数の溶融混合させた大型部材での切断実証ができていないため、燃料集合体溶融模擬材の切断の場合、まずは切断の実証が必要となる。また、切断中の切断可否状況についての確認が目視で困難なため、目視に代わる間接的な切断判定法の検討も必要となる。

3. 燃料集合体溶融模擬材を用いた切断試験

(1) 目的

本試験では、燃料集合体溶融模擬材の AWJ 工法で切断が可能であるか確認を行い、切断データを取得することを目的とした。

(2) 試験方法

本試験では、写真-1 に示す燃料集合体溶融模擬材を用いて、表-1 に示す切断条件により垂直縦切断および水平横切断を従来工法のアブレイシブ・インジェクションジェット(以下 AIJ)方式とアブレイシブ・サスペンション・ジェット(以下 ASJ)方式(写真-2)の双方で実施した。AIJ 方式と ASJ 方式の機器仕様を表-2, 3 に示す。

AIJ 方式と ASJ 方式は、双方とも AWJ 工法であるが、研掃材のミキシング方法が異なり、AIJ 方式は、研掃材をカッティングヘッド部で高速水噴流に添加して形成されるジェットを切断対象に噴射する方式である。

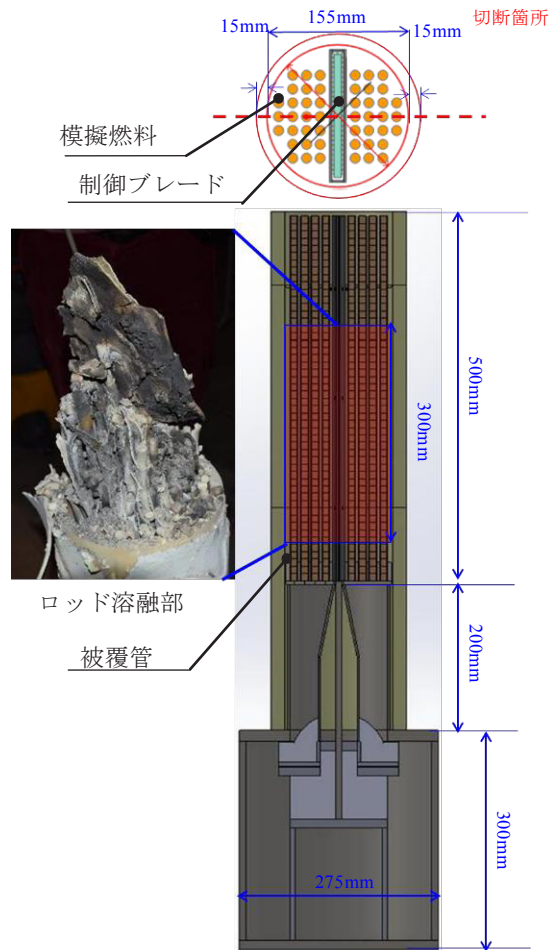


図-1 燃料集合体溶融模擬材の寸法



写真-1 燃料集合体溶融模擬材

表-1 切断条件

No.	切断方向	方式	雰囲気	カッティングヘッド	切断速度	圧力	研掃材種類	研掃材量 kg/min	スタンドオフ 距離 mm	切断 距離 mm
					mm/min	MPa				
1	水平横	AIJ	水中	汎用 WOMA 製	5	230	ガーネット (TYPE3)	1.5	10	190
2	垂直縦	AIJ	水中	汎用 WOMA 製	5~10	230	ガーネット (TYPE3)	1.5	10	135
3	垂直縦	ASJ	水中	ANT 製	5~8	230	ガーネット (80MESH)	1.5~2.0	10	135



写真-2 サスペンションユニット(ANT製)

表-2 機器仕様(AIJ方式)

使用圧力	230MPa
カッティングヘッド	汎用(WOMA製)
高圧ポンプ	最大吐出圧245 MPa(WOMA製)
研掃材供給装置	供給量1.5 kg/min
研掃材	ガーネット粒径250~600 μm

表-3 機器仕様(ASJ方式)

使用圧力	230MPa
カッティングヘッド	専用(ANT製)
高圧ポンプ	最大吐出圧245 MPa(WOMA製)
ミキシングユニット	1400mm×900mm×2200mm
研掃材供給装置	供給量2.0 kg/min
研掃材	ガーネット(80MESH)

また、ASJ方式は、研掃材を水にけん濁したスラリーを加圧・噴射することで形成されるジェットを切断対象に噴射する方式である⁴⁾。一般的に、AIJ方式とASJ方式を比較すると、研掃材とジェットが混合されている時間が長い点でASJ方式の切断能力が高いとされている。

(3) 結果

切断速度について、AIJ方式では5~8 mm/minで燃料集合体溶融模擬材を切断可能で、ASJ方式では、5~10 mm/minで切断可能であった。切断能力としては、切断

速度の比較よりASJ方式のほうが2割程度有利となった。また、溶融分の固い部分で、切断音の変化から切り残し発生を判断をした場合は、カッティングヘッドをその部分で1~2回反らせて部材の縁切りを行うことで切断を完了した。

切断面については、反復切断を行った溶融分の固い部分では多少凹凸が発生したが、分析に支障がない程度で双方の方式とも全体的に綺麗な切断面はあった。水平横切断と垂直縦切断の切面を写真-3、4に示す。

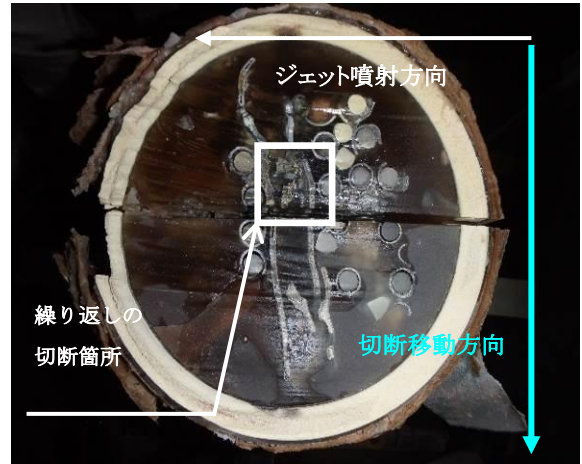


写真-3 燃料集合体溶融模擬材の切断断面 (NO,1 水平横切断結果)

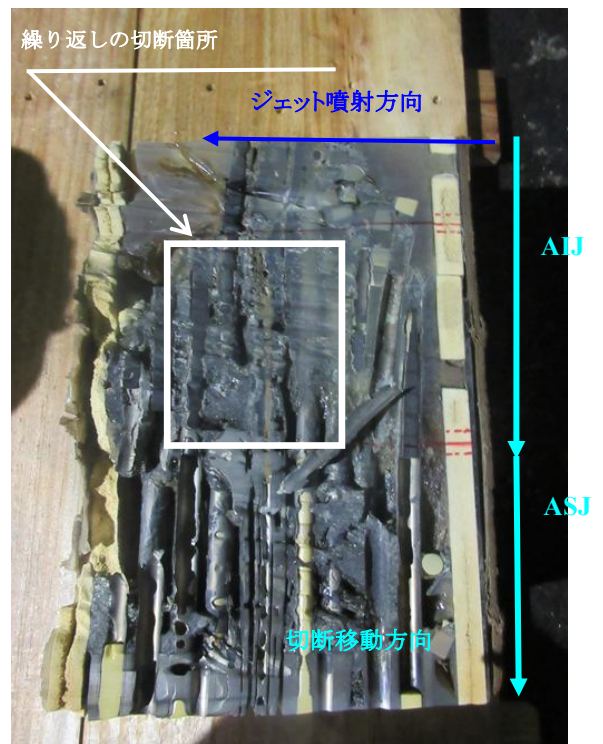


写真-4 燃料集合体溶融模擬材の切断断面 (NO,2およびNO,3 垂直縦切断)

4. 切断音計測試験

(1) 目的

1Fの燃料デブリや炉内構造物の取出し作業は、高線量下のため、カメラ等の機器を用いた目視による切断状況の監視が困難な場合が想定される。そのため、目視による切断状況の監視の代替え方法として、切断音の音圧レベル変化による切断状況の監視の可能性を確認することを目的とした⁵⁾。

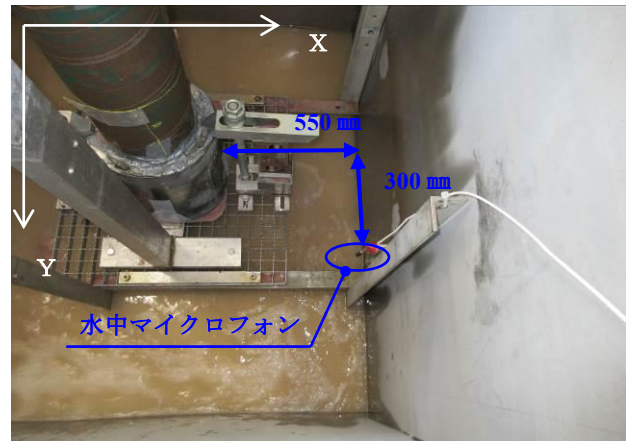
(2) 方法

水中環境下での燃料集合体溶融模擬材の水平横切断の切断状況における切断音について音圧レベルの計測を行い、音圧レベルのデータ取得し切断可否判断を行った。計測は、**図-2**に示すシステムにより水中マイクロフォンで収録したデータをマイクロフォン用アンプおよびUSB収録モジュールに取り込んだ。取り込んだデータから独自開発した「音響振動解析ソフトウェア」を用いて周波数解析を行い、リアルタイムに周波数の分布および強度を表示し、切断中の切断部材の貫通時と非貫通時の周波数帯域毎の音圧レベルの経時変化データを取得した。なお、周波数帯域における水中マイクロフォンの設置位置は、**写真-5**に示すように切断位置からX方向に550mm、Y方向に300mmの距離とし、ジェットの後方でジェットが直接当たって計測に影響がでないように配慮した。切断は、**表-4**の切断条件とし、切断速度5mm/minで約2400s(40min)の切断を行った。

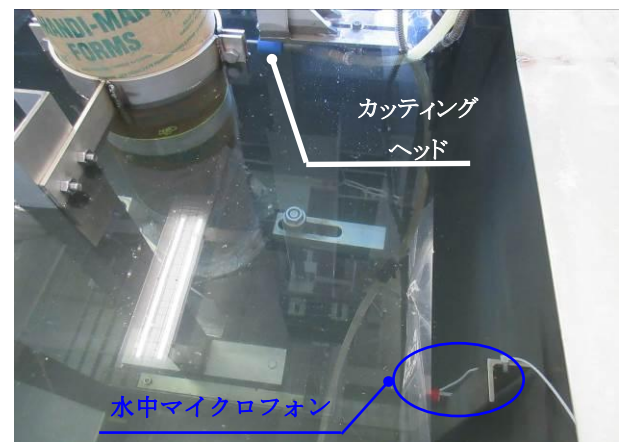
(3) 結果

模擬材の切断状況を**写真-6**に、切断時の水中音の周波数帯域における音圧レベルの経時変化を**図-3**に示す。切断開始から1500sまでは、0~1000Hzの音圧レベルが大きかった。1500~1680s(カッティングヘッド想定移動距離133~140mmの地点)の間では、1000Hz以下の音圧レベルだけでなく、1000Hz以上でも音レベルが強くなっている変化が生じた。

終了後の試験体の切断状態から、カッティングヘッド想定移動距離133~140mmの地点では、切断不良(縁切り不良)が起きており、その他の部分では、縁切りにできていることが分かった。



a) 水中マイクロフォンと試験体の位置の関係



b) 水中マイクロフォンとカッティングヘッドの位置の関係

写真-5 水中マイクロフォン設置概要

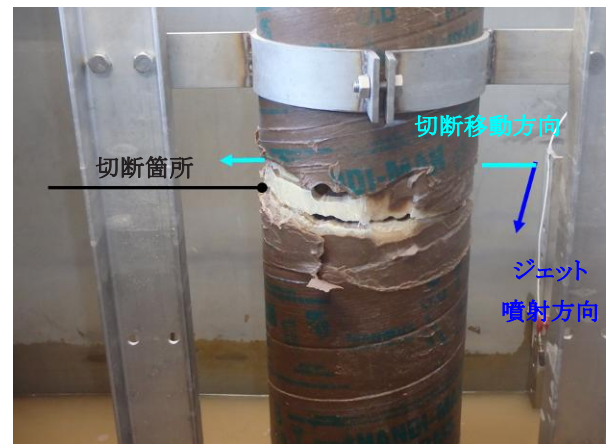


写真-6 試験体水平横切断状態(ジェット出口)



図-2 音圧レベルの計測システム

表-4 切断条件(切断音計測)

切断方向	方式	雰囲気	カッティングヘッド	切断速度	圧力	研掃材種類	研掃材量	スタンドオフ距離	切断距離
				mm/min	MPa		kg/min	mm	mm
水平横	AIJ	水中	汎用WOMA製	5	230	ガーネット φ250~600μm	1.5	10	190

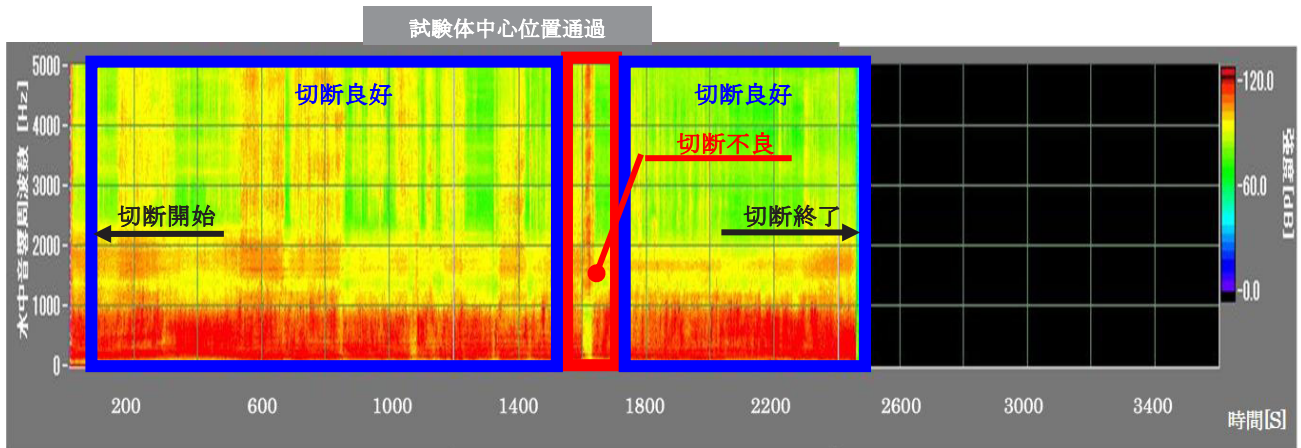


図-3 周波数帯域毎の音圧レベルの経時変化(燃料集合体溶融模擬材)

5. 結論

本試験の成果と今後検討すべき課題について、以下にまとめる。

①燃料集合体溶融模擬材を用いた切断試験

AWJ 切断により本試験体を切断することができた。溶融した固い部分で1回(ワンパス)で切断できない場合は、繰り返し切断を行うことにより切断を完了できた。さらに、AIJ方式より効率の良いASJ方式を用いたことにより切断時間を2割程度短縮できる可能性がある。

②切断音計測試験

水中での燃料集合体溶融模擬材の切断時の状況を音圧のレベル変化として捉えることができた。今後詳細なデータの取得は必要となるが、燃料デブリ等溶融材料への水中マイクロフォンを用いた切断状況判定方法を確立できる可能性が示唆された。

以上、AWJにより燃料集合体溶融模擬材が切断可能であることを確認でき、切断可能な条件のデータを取得できた。今後、これらのデータは、燃料デブリの取出しの検討に役立つ可能性がある。

しかし、1Fの炉内構造物の解体においては、燃料デブリまでのアクセス方法などの課題も多く、状況も複雑化していることが予想されるので、できるだけ多くの切断ケースを想定して切断性能を把握の必要がある。

謝辞：本報で報告した成果に関して、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 高速炉研究開発部門 大洗研究開発センター 中桐俊夫氏、阿部雄太氏にご指導、ご助言を賜りました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献：

- 1) 中村保之, 手塚将志, 岩井紘基, 佐野一哉: 福島第一原子力発電所 炉内構造物解体を想定した熱的及び機械的切断技術による適用性試験(2) アブレイシブウォータージェット切断技術による切断試験(基礎データの取得), 日本原子力学会 2013年秋の年会予稿集, N13, 2013.9
- 2) 鷺谷忠博, 荻野英樹, 高野公秀, 矢野公彦, 鍛冶直也 燃料デブリの特性に関する研究概要, 日本保全学会第12回学術講演会, 2015.7
- 3) 丸山信一郎, 綿谷聡: 福島第一原発炉内構造物解体に向けた AWJ 切断工法の適用可能性検討—溶融燃料

- デブリ模擬材の切断可能性および切断状況判定ー，三井住友建設技術研究開発報告 No,14, 2017.2
- 4) 清水誠二，佐久間正仁，人見孔太，秋山健太，彭國義：アブレシブサスペンションジェットによる水中切断，日本機械学会論文集(B編)，77 卷 775 号，2011.3
- 5) 丸山信一郎，西尾新一：「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価ー厚板水中切断性能の把握と音による切断監視試験ー，三井住友建設技術開発センター報告 No,8, 2010.11

社外発表論文一覧

平成28年度(2016/04/01~2017/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	対話型遺伝的アルゴリズムを用いたひび割れ半自動抽出手法の研究	河村圭, 村上慧季 塩崎正人	山口大学大学院 当社	土木学会論文集F3(土木情報学), Vol.71, No. 2,	2016/3/30
2	画像処理技術を用いたトンネル壁面画像展開図作成における結合精度向上手法	河村圭, 古賀通博 松本潤児 塩崎正人 澤村修司	山口大学大学院 山口大学大学院 当社 山口県	土木学会論文集F3(土木情報学), Vol.71, No. 2,	2016/3/30
3	PC橋の簡易解析手法に関する基礎的研究	狩野武 原田健彦, 松沢政和 岡田昌之, 水田崇志 玉越隆史	当社(国土技術政策総合研究所交流研究員) (株)オリエンタルコンサルタンツ " " 国交省 国土技術政策総合研究所	第62回構造工学シンポジウム	2016/4/23
4	FRPシートを用いて曲げ補強したH型鋼梁の曲げ耐荷性状	三上浩 栗橋祐介, 小室雅人 岸徳光	当社 室蘭工業大学大学院 釧路工業高等専門学校	第62回構造工学シンポジウム	2016/4/23
5	AFRPシート曲げ補強したRC梁のシート破断抑制法に関する実験的研究	栗橋祐介, 佐藤元彦 三上浩 今野久志	室蘭工業大学大学院 当社 寒地土木研究所	第62回構造工学シンポジウム	2016/4/23
6	変位法の剛支持領域をもつ多層版への適用	三上浩 井之上賢一 水野政純 河野一資 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 ファイバックス㈱ 大成ロテック㈱ 弘栄貿易㈱ ㈱井沢設計 大阪工業大学名誉教授	第62回構造工学シンポジウム	2016/4/23
7	2方向地震動のPhase Polarityと非対象性を有する橋梁の地震応答への影響	五十嵐晃 儀久昂	京都大学防災研究所 当社	第19回応用力学シンポジウム 講演概要集	2016/5/21
8	Development of Simulation Tools for Precisely Controlled Dynamic Demolition of Structures	上西幸司 山地宏志	東京大学 当社	Proceedings of Computational Engineering conference Vol. 21, 2016 May	2016/5/31
9	Sustainability Evaluation of a New Type Concrete Bridge Structure - Butterfly Web Bridge -	片健一 春日昭夫 塚孝司	当社 当社 日本サステイナビリティ研究所	Second International Conference on Concrete Sustainability-ICSS16 (2016 Madrid, Spain)	2016/6/13
10	controlled disintegration of reinforced concrete blocks based on wave and fracture dynamics	上西幸司, 滋野直信 阪口直太郎 山地宏志 中森純一郎	東京大学 東京大学 当社 当社	Structural Integrity Procedia (21st European Conference on Fracture, ECF21, Catania, Italy)	2016/6/20
11	AFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁の曲げ耐荷性状に関する実験的研究	岸徳光 三上浩 栗橋祐介	釧路工業高等専門学校 当社 室蘭工業大学大学院	土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造) 72(2)	2016/6/20
12	実機ミキサによる超低収縮・超高強度コンクリートの製造およびその品質に関する検討	松田拓, 蓮尾孝一 松丸真 野口貴文	当社 SMCプレコン 東京大学	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
13	フェロニッケルスラグを用いた高強度コンクリートの自己収縮および圧縮強度特性に関する研究	西村名央, 兼松学 ペソントホル 松田拓	東京理科大学 漢陽大学 当社	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
14	繊維配向性を考慮した打込み方法がDFRCCの曲げ性状に及ぼす影響	渡邊啓介, 大園友梨子 金久保利之 宮口大	筑波大学 筑波大学 当社	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
15	トンネル壁面画像展開図作成における画像結合の位置探索の精度向上に関する研究	古賀通博, 河村圭 塩崎正人	山口大学 当社	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
16	ハープPCa梁の水平打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力の検討	松永健太郎, 小坂英之 五十嵐治人	当社 銭高組	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
17	衝撃荷重により損傷した扁平RC梁のAFRPシート曲げ補強効果	栗橋祐介 今野久志 三上浩 岸徳光	室蘭工業大学 寒地土木研究所 当社 釧路工業高等専門学校	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
18	AFRPロッド下面埋設曲げ補強RC梁の重錘落下衝撃実験	岸徳光 栗橋祐介, 佐藤元彦 三上浩	釧路工業高等専門学校 室蘭工業大学 当社	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
19	押抜き試験における横方向拘束がずれ止めの耐荷挙動に与える影響	竹山忠臣, 有川直貴 篠崎裕生 牧剛史	当社 当社 埼玉大学	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
20	床版拡幅を目的とした横締めPC鋼材12φ7mmの膨張材を用いた中間定着工法に関する研究	篠崎裕生, 藤原保久 岸田政彦, 石原陽介	当社 首都高速道路㈱	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.38	2016/7/6
21	知的情報処理技術を利用したコンクリート壁面撮影画像からのひび割れ抽出	河村圭, 村上慧季 塩崎正人	山口大学大学院 当社	安全工学シンポジウム講演予稿集Vol.2016	2016/7/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
22	Development of semi-automatic crack detection software for concrete structures	Cuong Nguyen Kim 河村圭, 松本潤児 Amir Tarighat 塩崎正人	山口大学 山口大学 Shahid Rajae Teacher Training University 当社	The 11th fib International PhD Symposium in Civil Engineering (tokyo,Japan)	2016/8/29
23	A Proposal of an Electromagnetic Environment Standard based on the Actual Survey Result of the Emission Radio Frequency Electromagnetic field.	川瀬隆治 赤尾伸一 泉敏介, 土田崇史 大川慶直 鍛冶良作, 神徳徹雄	東急建設 当社 関電工 関電工 産業技術総合研究所	The SICE Annual Conference 2016 (the Society of Instrument and Control Engineers (SICE))	2016/9/20
24	MITIGATION OF LATERAL FLOW OF SOFT SOIL BY IRREGULAR CONFIGURATION OF VERTICAL COLUMNS	東畑郁生 高橋直樹 森川嘉之, 高橋英紀	関東学院大学 当社 港湾空港技術研究所	International Conference on Problematic Soils and Ground Improvement 2016 (Soft Soils 2016)	2016/9/26
25	コンクリートの塩化物イオン浸透性に与える鋼繊維の寸法および混入率の影響	佐々木亘, 石澤正大 恩田陽介, 竹山忠臣 谷口秀明	当社 当社 当社	コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集	2016/10/13
26	ベトナムにおけるプレキャストセグメント工法を適用した大規模海上橋の施工	西村一博, 政本範雄 大保敬文, 長谷川隆志	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(第25回)	2016/10/14
27	厚木第二高架橋の設計・施工	中村誠孝, 桑野昌晴 山田菊雄, 柴崎晃	当社 中日本高速道路㈱	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(第25回)	2016/10/14
28	あじさい橋における変状の原因推定と検証	中村健一, 廣谷泉 高田亮平 春田健作	当社 京都府 京都技術サポートセンター	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(第25回)	2016/10/14
29	勘六橋橋梁上部工工事(1工区)の施工	森松一典, 田中誠一郎 井上英二 小林正芳	当社 当社 SMCテック㈱	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(第25回)	2016/10/14
30	コンクリートのひび割れ発生強度に影響を与える要因に関する実験的検討	佐々木亘, 石澤正大 谷口秀明, 樋口正典	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(第25回)	2016/10/14
31	アラミド繊維シートを用いたPC斜張橋の耐震補強工事	熊谷裕司, 安藤幹夫 坪田和也 澤口勇人	当社 東日本高速道路㈱ 苫小牧市	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集(第25回)	2016/10/14
32	25年経過したアラミドFRPロッドを緊張材に用いたPC橋の調査報告	三加崇, 浅井洋 永元直樹, 藤原保久	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(第25回)	2016/10/14
33	高強度コンクリートを用いたPC橋の建設—(仮称)朝潮運河歩行者専用橋—	野田誠, 筑紫宏之 梶木洋子 滝澤幸一郎	当社 ㈱エイ日本技術開発 東京都	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(第25回)	2016/10/14
34	場所打ち高強度コンクリートの検討—(仮称)朝潮運河歩行者専用橋—	谷口秀明, 瀧本信春 古賀友一郎, 水田武利	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(第25回)	2016/10/14
35	PC床版の拡幅構造に関する実験的研究(PC鋼線タイプ)	安藤直文, 藤原保久 岸田政彦, 石原陽介	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(第25回)	2016/10/14
36	硬化促進剤ならびに速硬性混和材の早強ポルトランドセメントへの適用性	恩田陽介, 石澤正大 佐々木亘, 谷口秀明	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(第25回)	2016/10/14
37	首都高速神奈川7号横浜北線における床版拡幅工事の設計・施工	竹之井勇, 杉山浩一 谷口博胤 前川敦	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(第25回)	2016/10/14
38	Innovation for Prestressed Concrete Bridge	永元直樹	当社	1st JSCE-CCES JOINT SYMPOSIUM OF CIVIL ENGINEERING (tokyo)	2016/10/21
39	タイヤチップおよびタイヤチップ混合砂のせん断特性に及ぼす粒径の影響	瀧山美怜 兵動正幸, 吉本憲正 中田幸男	当社 山口大学 山口大学	第12回地盤改良シンポジウム論文集	2016/10/27
40	地震時建物変位計測システムの防災上の活用方法に関する提案	山田哲也	当社	地域安全学会論文集 No.29, 2016.11	2016/11/1
41	INVESTIGATION OF TENSILITY OF ARAMID FRP TENDONS USED IN PC BRIDGES QUARTER CENTURY AFTER CONSTRUCTION	三加崇, 浅井洋 永元直樹, 藤原保久	当社 当社	fib symposium 2016 (南ア, ケープタウン)	2016/11/21
42	Spatio-temporal variation in propagation characteristics of elastic waves in a sand soil during a water injection test	中山雅之, 川方裕則 土井一生 高橋直樹	立命館大学 京都大学防災研究所 当社	IIIAE(International Institute of Innovative Acoustic Emission)2016	2016/12/5
43	三軸伸張試験における割れ目解析と破壊メカニズムの考察: 来待砂岩を例に	藤井幸泰 高橋学 高橋直樹	深田地質研 産業技術総合研 当社	深田地質研究所年報No.17	2016/12/15

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
44	Sustainability Design of concrete structure	塚孝司 柴田敏雄, 春日昭夫 中村光	日本サステナビリティ研究所 当社 名古屋大学	Structural Concrete 6 Vol.17 December2016	2016/12
45	軟弱地盤の構造変化検出を目的とした弾性波モニタリングの試み	川方裕則, 中山雅之 高橋直樹 土井一生	立命館大学 当社 京都大学防災研究所	第14回岩の力学国内シンポジウム講演論文集	2017/1/10
46	来待砂岩を用いた三軸伸張試験後のせん断割れ目解析について	藤井幸泰 高橋学 高橋直樹 朴赫 竹村貴人	深田地質研究所 産業技術総合研究所 当社 地球環境産業技術研究機構 日本大学	第14回岩の力学国内シンポジウム講演論文集	2017/1/10
47	空孔による爆破ひび割れ制御のメカニズム	山地宏志, 中森純一郎 上西幸司 阪本良	当社 東京大学大学院 ㈱ニチゾウテック	第14回岩の力学国内シンポジウム講演論文集	2017/1/10
48	Experimental Research on Widening of Prestressed Concrete Deck Structure	安藤直文 岸田政彦, 石原陽介 藤原保久	当社 首都高速道路㈱ 当社	15th.REAAA CONFERENCE(インドネシア・バリ)*REAAA=アジア・オーストラレーシア道路技術協会	2017/3/22
49	局所探索法を用いたトンネル壁面画像展開図作成に関する研究	吉崎晶俊, 河村圭, 古賀通博 塩崎正人 澤村修司	山口大学大学院 山口大学大学院 当社 山口県	土木学会論文集F3(土木情報学)Vol.72(2016)No.2	2017/3/24
50	コンクリート壁面画像からのひび割れ抽出処理における抽出点指示手法	児玉聖治, 河村圭, 村上慧季, 塩崎正人 中村秀明	山口大学大学院 山口大学大学院 当社 山口大学大学院	土木学会論文集F3(土木情報学)Vol.72(2016)No.2	2017/3/24
51	斜張橋ケーブル点検ロボットにおける点検記録システムの基礎研究	長谷川達哉 河村圭 塩崎正人	山口大学大学院 山口大学大学院 当社	土木学会論文集F3(土木情報学)Vol.72(2016)No.2	2017/3/24

論文

73件(本部内53, 本部外20)

1	屋外騒音に対する騒音測定および遮音設計	嶋田泰 平松友孝 古賀貴士, 峯村敦雄 田端淳 渡辺充敏	当社 ㈱音・環境研究所 鹿島建設 大成建設 大林組	日本騒音制御工学会平成28年春季研究発表会	2016/4/21
2	トンネル点検における脱着式走行型計測システムの適用	塩崎正人 河村圭 西山哲	当社 山口大学大学院 岡山大学大学院	第68回土木学会中国支部研究発表会発表概要集(平成28年度)	2016/5/21
3	ひび割れ抽出画像処理ソフトにおける抽出点指示機能の開発	児玉聖治, 河村圭, 村上慧季 塩崎正人	山口大学大学院 山口大学大学院 当社	第68回土木学会中国支部研究発表会発表概要集(平成28年度)	2016/5/21
4	局所探索法を利用したトンネル壁面展開図作成における画像結合精度向上に関する基礎研究	吉崎晶俊, 古賀通博 河村圭 塩崎正人	山口大学大学院 山口大学大学院 当社	第68回土木学会中国支部研究発表会発表概要集(平成28年度)	2016/5/21
5	地震時建物損傷評価システムのBCP訓練への活用	山田哲也	当社	地域安全学会 春季大会 地域安全学会梗概集 No.94	2016/6/3
6	動的平板載荷実験に基づく地盤最表層のS波インピーダンス測定法の開発	江口拓生, 後藤浩之 土井一生, 澤田純男 川方裕則 高橋直樹	京都大学 京都大学 立命館大学 当社	土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.2016	2016/6/11
7	コンクリート中で長期間経過したアラミド筋の引張強度変化-13年間経過したアラミド筋-	赤尾伸一, 谷垣正治 泉敬介, 土田崇 宮内理治, 中村英夫 大川慶直	当社 関電工 東レ・デュボン 元日本原子力研究開発機構	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
8	Fc220級超高強度コンクリートの空気量がフレッシュ性状に与える影響に関する実験的研究	峯竜一郎 松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文 兼松学	当社 当社 東京大学 東京理科大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
9	繊維配向性を考慮した打設方法がHPFRCC部材のせん断性状に及ぼす影響	宮口大 渡邊啓介, 大園友梨子 金久保利之	当社 筑波大学大学院 筑波大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
10	増粘剤一液型高性能AE減水剤を用いた低粘性高流動コンクリートの実大施工実験における柱・壁部材への適用	本田亮, 阿合延明 菅谷泰之	BASFジャパン㈱ 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
11	CFT造に適用する充填コンクリートの施工および強度に関する調査研究(その2 超高強度充填コンクリートの調合(Fc80N/mm ² 以上))	阿合延明 金森誠治 山本佳城 森浩之 宮野和樹 梅本宗宏 住学 菅谷泰之	BASFジャパン(株) 熊谷組 大成建設 ナカノブドー建設 前田建設工業 戸田建設 鴻池組 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
12	CFT造に適用する充填コンクリートの施工および強度に関する調査研究(その5 構造体コンクリート強度補正值)	河上浩司 鈴木衛 並木憲司 鈴木好幸 宮野和樹 森浩之 菅谷泰之 金森誠治	清水建設 浅沼組 大林組 安藤ハザマ 前田建設工業 ナカノブドー建設 当社 熊谷組	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
13	フェロニッケルスラグ細骨材を用いた高強度コンクリートの検討 その1 実験概要および圧縮強度発現特性	丹羽章暢 西村名央, 兼松学 BAE Sungchul 松田拓 野口貴文	東京理大 東京理大 漢陽大 当社 東大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
14	フェロニッケルスラグ細骨材を用いた高強度コンクリートの検討 その2 自己収縮特性および水和生成物の評価	西村名央, 兼松学 BAE Sungchul 松田拓 野口貴文	東京理大 漢陽大 当社 東大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
15	超低水結合材比コンクリートの流動性および練混ぜ負荷への使用材料の影響	松田拓, 蓮尾孝一 峯竜一郎 野口貴文 兼松学	当社 当社 東大 東京理大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
16	アルミ手摺り補修工法の開発	蓮尾孝一 蝦名浩二, 西脇靖洋	当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
17	塗装の汚れ評価方法に関する研究 その12 促進汚染試験における前処理方法の検討	富田泰宇 板谷俊郎 和田環 奥田章子 石川伸介 茂木正史 小座野貴弘 西脇靖洋	フジタ 戸田建設 鹿島建設 大林組 安藤ハザマ 奥村組 五洋建設 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
18	塗装の汚れ評価方法に関する研究 その13 汚染除去方法の検討	小座野貴弘 和田環 浦川和也 石川伸介 茂木正史 唐沢智之 富田泰宇 西脇靖洋	五洋建設 鹿島建設 佐藤工業 安藤ハザマ 奥村組 鉄建建設 フジタ 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
19	塗装の汚れ評価方法に関する研究 その14 促進汚染試験方法の提案	板谷俊郎 和田環 浦川和也 石川伸介 茂木正史 小座野貴弘 唐沢智之 西脇靖洋	戸田建設 鹿島建設 佐藤工業 安藤ハザマ 奥村組 五洋建設 鉄建建設 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
20	周波数応答補正による無指向性風速計の瞬間風速評価方法に関する研究	作田美知子 松山哲雄, 吉田幸彦 丸田栄蔵	当社 (株)WindStyle (株)WindStyle	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
21	外装材の部材耐力に基づいた強風災害リスク評価 その4 各種荷重条件を用いたリスク評価事例	畦直人 野田博 作田美知子 佐々木亮治 山岸邦彰	新井組 近畿大学大学院 当社 (株)風工学研究所 金沢工大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
22	地盤変位を作用させた杭頭半固定杭の挙動に関する検討	郡司康浩 宮田章 田村玲 小田稔 中沢楓太 奥平紀章	西松建設 鹿島建設 長谷工コーポレーション 当社 東急建設 東亜建設工業	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
23	異種強度コンクリートが混在するRC耐震壁に関する実験的検討(その1)実験計画およびひび割れ状況	松永健太郎, 小坂英之 磯崎翼, 溝口光男	当社 室蘭工科大学大学院	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
24	異種強度コンクリートが混在するRC耐震壁に関する実験的検討(その2)低強度層における床スラブの影響	磯崎翼, 溝口光男 松永健太郎, 小坂英之	室蘭工科大学大学院 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
25	既存鉄筋コンクリート建物における耐震補強が上部構造と杭基礎の地震時挙動に及ぼす影響	新井昂 北山和宏	当社 首都大学東京大学院	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
26	アンボンドPC鋼より線を用いた実大PCaPC部分架構実験による損傷制御性能に関する研究(その2 実験結果及び結論)	小原拓, 河野進 渡邊秀和 村上久志 岩淵一徳 新上浩 加藤博人 松森泰造 大村哲矢	東京工大 東京工大 東北大 熊谷組 当社 建築研 防災科学技術研 京都市大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
27	耐火被覆CFT柱の耐火性能に関する研究(その9 鋼材の高温引張試験)	丹羽博則 仲宗根淳 宮本圭一 住学 菊田繁美 堀伸輔 新上浩 木下智裕	大林組 熊谷組 鹿島建設 鴻池組 戸田建設 前田建設 当社 JFEスチール(株)	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
28	免震改修工事における建物内の振動伝搬性状の測定事例	小林秀彰, 嶋田泰, 岩本毅	当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
29	台所用各種節湯水栓の節湯効果と性能評価に関する研究 第5報 使い勝手を考慮した節湯型水栓の影響	太田恭平 矢部暁 大塚雅之	当社 都市再生機構 関東学院大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
30	クール/ヒートピット設備における真菌叢に関する研究 第2報 実建物におけるピット内真菌叢	上田華子 松鶴さとみ, 二宮秀典	当社 鹿児島大	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
31	クール/ヒートピット設備における真菌叢に関する研究 第1報 実建物における真菌汚染実態と同定手法	松鶴さとみ, 二宮秀典 上田華子	鹿児島大 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
32	新築集合住宅住戸専有部における気密性能に関する研究	高橋貴大, 原英嗣 池原基博, 酒井英二	国土館大 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
33	演能空間の復元「弘化勸進能絵巻」-復元研究 その3-	橋爪満帆 岡室舞, 高村雅彦 勝見太貴	セントラルコンサルタント(株) 法政大 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
34	演能空間における謡と囃子の伝わり方-「弘化勸進能絵巻」復元研究 その4-	岡室舞, 高村雅彦 勝見太貴 橋爪満帆	法政大 当社 セントラルコンサルタント(株)	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2016 (CD-ROM)	2016/8/24
35	動的平板載荷実験に基づく地盤最表層のS波インピーダンス測定法の開発	江口拓生, 後藤浩之 土井一生, 澤田純男 川方裕則 高橋直樹	京都大学 京都大学 立命館大学 当社	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
36	2方向地震動のPhase Polarityと曲線橋の地震応答への影響の分析	五十嵐晃 儀久昂	京都大学防災研究所 当社	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
37	多層版内部に作用する変位と応力の影響線について	廣瀬清泰 三上浩 太田正義 井之上賢一 鍋島益弘 堀川都志雄	(株)井沢設計 当社 大成ロテック(株) ファイベックス(株) (株)セーフティアイランド 大阪工業大学	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
38	異スパンの増厚コンクリートで補強される損傷床版の数値解析	三上浩 水野政純 河野一資 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック(株) (株)ポー (株)井沢設計 大阪工業大学	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
39	AFRPシート接着工法により曲げ補強したH形鋼梁の静載荷実験	栗橋祐介, 小室雅人 三上浩 岸徳光	室蘭工業大学大学院 当社 釧路工業高等専門学校	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
40	AFRPロッド埋設工法により曲げ補強したRC梁の漸増繰返し衝撃荷重載荷実験	岸徳光 三上浩 栗橋祐介, 小室雅人	釧路工業高等専門学校 当社 室蘭工業大学大学院	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
41	AFRPシート補強を施した実規模RC製ロックシェットの重錘落下衝撃実験	山澤文雄, 今野久志 西弘明 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	寒地土木研究所 寒地土木研究所 室蘭工業大学 当社 釧路工業高等専門学校	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
42	損傷度の異なる扁平RC梁のAFRPシート補強による耐衝撃性向上効果	酒井啓介, 栗橋祐介 今野久志 三上浩 岸徳光	室蘭工業大学大学院 寒地土木研究所 当社 釧路工業高等専門学校	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
43	コンクリート表面近傍にアラミド繊維を配置した場合の凍結融解抵抗性の検討	竹山忠臣, 篠崎裕生 浅井洋	当社	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
44	供用85年を経過した道路橋橋台の腐食状況調査	川上圭司, 高谷哲 山本貴士, 宮川豊章 羽村陽平 高田幸治 佐々木亘 左藤真市	京都大学大学院 京都大学大学院 株式会社 株式会社 株式会社 株式会社 大阪府立産業総合技術研究所	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
45	高炉セメントB種を用いたコンクリートの養生方法の違いが透気性および透水性に及ぼす影響	門井康太, 澤本武博 樋口正典 臺哲義 舌間孝一郎	ものづくり大学 当社 レヴェックスコンサルタント(株) 前橋工科大学	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
46	脱型時期および給水養生の開始時間がコンクリートの透気性に及ぼす影響	澤本武博, 門井康太 舌間孝一郎 樋口正典 臺哲義	ものづくり大学 前橋工科大学 当社 レヴェックスコンサルタント(株)	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
47	10°~15°で曲げ戻した鉄筋D13~D22の繰返し引張疲労試験	有川直貴, 紙永祐紀 伊原康之	当社 中日本高速道路(株)	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
48	液状水に起因した風車基礎アンカーリング周りのコンクリート疲労寿命に関する一考察	茂木寛之 千々和伸浩 齊藤智久 篠崎裕生	東電設計(株) 東京工業大学大学院 (株)ユーラスエナジーホールディングス 当社	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
49	ベトナムにおける場所打ち杭の海上施工と品質管理	池田圭宏, 安達剛 近藤慎也	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
50	ウォータージェットを活用したネガティブリクシオン対策鋼管杭の施工	近藤慎也, 板花宏明 大保敬文	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
51	ベトナムで二例目となる鋼管矢板基礎の施工	安達剛, 黒川敏広 近藤慎也	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
52	長大海上橋梁工事におけるジオチューブの適用	大井才生, 高橋英行 グエン アン チ	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
53	鉄道直下横断道路の施工に支障する埋設管の撤去	庄司実, 瀬下雄志 渡辺剛 瀬谷藤夫	東鉄工業(株) 当社 (株)常磐ボーリング	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
54	鋼橋点検時における下地処理を省略した応急的塗装に関する研究	作山卓也, 原田隆郎 笹生周平	茨城大学 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
55	道路橋補修工事における点検・診断・施工一括発注について(京都府)	小林哲也, 高田亮平 廣谷泉, 中村健一 春田健作	京都府乙訓土木事務所 当社 京都技術サポートセンター	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
56	長大支間を有する海上橋へのスパンバイスパン架設工法の適用	長谷川隆志, 西村一博 政木範雄, 大保敬文 永井雄太郎	当社 当社 当社	土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
57	斜張橋保護管の画像計測手法適用に関する基礎実験	塩崎正人 河村圭, 長谷川達哉 梶本真志	当社 山口大学大学院 山口大学	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
58	多径間長大エクストラード橋の構造成立性について	春日 昭夫	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
59	開口部を有する箱桁断面を用いた長大橋梁の耐風性に関する実験的研究	永元直樹, 春日昭夫 白土博通, 八木知己	当社 京都大学大学院	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
60	超高耐久橋梁実証橋の施工と実橋載荷実験	緒方辰男, 福田雅人 永元直樹, 浅井洋	西日本高速道路(株) 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
61	斜材張力をずれ止め鋼板に負担させる複合主塔定着構造の研究	篠崎裕生, 有川直貴 牧剛史	当社 埼玉大学大学院	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.71th	2016/9/7
62	液状化流動が杭式改良体に及ぼす流動力の評価	津田和夏希, 高橋直樹 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 港湾空港技術研 関東学院大学	第51回地盤工学研究発表会	2016/9/13
63	タイヤチップ混合砂の単調および繰返しせん断特性	淵山美鈴 兵動正幸, 吉本憲正 中田幸男	当社(山口大学) 山口大学 山口大学	第51回地盤工学研究発表会	2016/9/13
64	流動閉塞杭の実証実験 —その1:施工性の確認および品質試験—	戸村豪治, 高橋直樹 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研 関東学院大学	第51回地盤工学研究発表会	2016/9/13
65	流動閉塞杭の実証実験 —その2:杭式改良体の水平載荷試験—	戸村豪治, 高橋直樹 草竹真也, 津田和夏希 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研 関東学院大学	第51回地盤工学研究発表会	2016/9/13
66	杭式改良による液状化側方流動量の抑制効果に関する流体解析	高橋直樹, 津田和夏希 森川嘉之, 高橋英紀 高野大樹 東畑郁生	当社 港湾空港技術研 港湾空港技術研 関東学院大学	第51回地盤工学研究発表会	2016/9/13

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
67	若手技術者の建築構造・防災についての認識に関する調査研究	仲野健一, 東條有希子 井上超 喜々津仁密 向井智久 佐久間博文 田野健治	安藤ハザマ 安藤ハザマ 国土技術政策総合研究所 建築研究所 ベターリビング 当社	日本地震工学会年次大会 2016梗概集	2016/9/26
68	砂層地盤における弾性波高周波成分の透過実験	中山雅之, 川方裕則 平野史朗 土井一生 高橋直樹	立命館大学 立命館大学 京都大学 防災研究所 当社	2016年度日本地震学会秋季大会講演予稿集	2016/10/5
69	表層改良と杭式改良体を併用した液状化側方流動対策工法の開発 -その1:施工性確認および品質試験-	草竹真也, 戸村豪治 高橋直樹, 津田和夏希 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研究所 関東学院大学	Geokanto2016 第13回地盤工学会関東支部発表会	2016/10/21
70	表層改良と杭式改良体を併用した液状化側方流動対策工法の開発 -その2:杭式改良体の水平載荷試験-	戸村豪治, 高橋直樹 津田和夏希, 草竹真也 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研究所 関東学院大学	Geokanto2016 第13回地盤工学会関東支部発表会	2016/10/21
71	杭式改良による液状化側方流動量の抑制効果に関する解析的検討	高橋直樹, 津田和夏希 森川嘉之, 高橋英紀 高野大樹 東畑郁生	当社 港湾空港技術研究所 港湾空港技術研究所 関東学院大学	Geokanto2016 第13回地盤工学会関東支部発表会	2016/10/21
72	液状化流動が杭式改良体に及ぼす流動力	津田和夏希, 高橋直樹 森川嘉之, 高橋英紀 高野大樹 東畑郁生	当社 港湾空港技術研究所 港湾空港技術研究所 関東学院大学	Geokanto2016 第13回地盤工学会関東支部発表会	2016/10/21
73	橋梁点検ロボットカメラの開発と適用	梅津健司, 藤原保久 丹野浩二, 千葉嘉隆	当社 (株)日立産業制御ソリューションズ	第2回北陸橋梁保全会議	2016/10/25

報文ほか

1	超高耐久橋梁の開発と実証橋の施工	緒方辰男 大城壮司 永元直樹 片健一	西日本高速道路(株) 西日本高速道路(株) 当社 当社	プレストレストコンクリート(プレストレストコンクリート工学会) vol.58,NO.2	2016/3/31
2	さまざまな土木構造物に適用されるプレキャストPC部材	諸橋明 佐藤徹 三木竜彦	PC建協 技術部会(当社) PC建協 技術部会 PC建協 技術部会	プレストレストコンクリート, vol.58,NO.2	2016/3/31
3	2 マイクロホンと音響測定 2.1 屋外騒音測定におけるマイクの使い方	岩本毅	当社	音響技術 No.173(vol.45 no.1)	2016/3/31
4	超高耐久橋梁の開発と施工	緒方辰男, 大城壮司 永元直樹, 三加崇	西日本高速道路(株) 当社	コンクリート工学 Vol.54, No.4	2016/4/1
5	新居浜市総合文化施設「あかがねミュージアム」建設工事 遮音室等への配管配線処理の管理	鞍野真也	当社	電設技術 Vol.62, No.4	2016/4/5
6	エクストラードズド橋の誕生から発展,そしてこれから	春日昭夫	当社	コンクリート工学 Vol.54, No.5	2016/5/1
7	インフラストラクチャーで活用される検査・診断・保全技術 3)ロボットカメラ活用による橋梁等構造物の近接目視困難箇所に対する点検作業の効率化 橋梁ロボットカメラ	山下弘幸, 丹野浩二 千葉嘉隆 藤原保久, 梅津健司	(株)日立産業制御ソリューションズ (株)日立産業制御ソリューションズ 当社	検査技術 Vol.21, No.5	2016/5/1
8	高耐久化・維持管理性向上・生産性向上を旨としたPC橋の建設 -新名神高速道路武庫川橋(仮称)-	芦塚憲一郎, 前原直樹 諸橋明, 小西純哉	西日本高速道路(株) 当社	プレストレストコンクリート, vol.58,NO.3	2016/5/31
9	超高耐久橋梁の開発とその実証橋の建設 鋼材を一切用いない「Dura-Bridge」の実現	緒方辰男, 大城壮司 永元直樹	西日本高速道路(株) 当社	プレストレストコンクリート, vol.58,NO.3	2016/6/1
10	DEUX TOURS CANAL&SPA(ドゥ・トゥールキャナル&スパ)	山本陽介, 利根学 川西一至, 小田稔 田川稔	当社 当社 当社	近代建築, Vol.70, No.6	2016/6/5
11	中央ヒンジを有するPC箱桁橋の連続化 東名高速道路 由比港橋桁連結工事	小寺康広, 清水宏一朗 本山憲一	当社 中日本高速道路(株)	土木施工, 2016 Jul Vol.57, No.7	2016/6/22
12	超高耐久橋梁の開発とその実証橋の建設 鋼材を一切用いない「Dura-Bridge」の実現	緒方辰男, 大城壮司 永元直樹	西日本高速道路(株) 当社	日本建設機械施工協会誌, Vol.68, No.6	2016/6/25
13	超低収縮・低環境負荷・設計基準強度 220N/mm ² コンクリートを開発	松田拓	当社	月刊コンクリートテクノ, Vol.35, No.7	2016/7/1
14	外ケーブルを合理化配置した有ヒンジ橋の多径間連続化技術 涼徳橋上部工連続化工事	安藤直文	当社	日本建設機械施工協会誌, Vol.68, No.7	2016/7/25

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
15	(次世代に伝えたい50橋) 寺迫ちょうちよ大橋 主桁軽量化と維持管理性に有効なバタフライウェブ橋	中積健一	当社	橋梁と基礎, Vol.50, No.8	2016/8/1
16	(次世代に伝えたい50橋)青雲橋 自碇式PC複合トラス橋の誕生と発展	桑野昌晴	当社	橋梁と基礎, Vol.50, No.8	2016/8/1
17	(次世代に伝えたい50橋)名護屋大橋 PC橋の長大化への足がかりとなった橋	則久芳行	当社	橋梁と基礎, Vol.50, No.8	2016/8/1
18	ラックフェン新国際港アクセス道路橋の基礎	山地斉, 黒川敏宏 池田圭宏, 近藤慎也	当社	基礎工, Vol.44, No.9	2016/8/28
19	つばき橋における河川内大規模場所打ち杭の施工	金重順一, 鈴木政則	当社	基礎工, Vol.44, No.9	2016/8/28
20	ラックフェン新国際空港アクセス道路橋梁プロジェクト	山地斉	当社	ACe 2016 Vol.65	2016/9/25
21	PC床版の拡張構造に関する実験的研究	岸田政彦, 石原陽介 安藤直文, 藤原保久	首都高速道路(株) 当社	プレストレストコンクリート, Vol.58, No.5	2016/9/30
22	杭式改良体による液状化地盤の側方流動抑制工法の開発	森川嘉之, 高橋英紀 津田和夏希, 高橋直樹, 戸村豪治 東畑郁生	港湾空港技術研究所 当社 当社 関東学院大学	港湾空港技術研究所資料, No.1326	2016/9
23	つくばエクスプレス線入出庫線複線化における鋼桁の設計と架設	青柳広樹, 横山秀喜 藤原良憲 永刈宏治 松尾仁	鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 当社 パンフィックコンサルタンツ	橋梁と基礎, Vol.50, No.10	2016/10/1
24	ラックフェン橋の施工 —新国際港へのアクセス—	柳瀬進, 黒川敏広 西村一博, 安達剛 長谷川隆志, 近藤慎也	当社 当社 当社	橋梁と基礎, Vol.50, No.10	2016/10/1
25	わが社のミャンマー市場への取り組み	北田郁夫	当社	OCAJI 40(10・11) (一社)海外建設協会誌	2016/10
26	ベトナム土木事情—ラックフェン新国際港への海上アクセス	山地斉	当社	土木学会誌 Vol.101, No.10	2016/10/15
27	コンクリート橋における破壊的イノベーション =急速施工・軽量化・高耐久性への挑戦=	永元直樹	当社	建設機械, Vol.52, No.11	2016/11/1
28	橋梁等構造物の点検ロボットカメラ	藤原保久, 梅津健司 丹野浩二, 千葉嘉隆	当社 (株)日立産業制御ソリューションズ	日本ロボット学会誌, Vol.34, No.9(2016年11月号)	2016/11/15
29	加熱養生の不要な超低収縮・超高強度コンクリート	松田拓	当社	建築技術, No.803 (2016年 12月号)	2016/11/17
30	インドネシア初の地下鉄工事—ジャカルタMRT南北線工事(CP108工区)—	諸田元孝	当社	土木施工, 2016 Dec Vol.57, No.12	2016/11/24
31	日本のPCは世界で生き残れるか	春日昭夫	当社	プレストレストコンクリート, Vol.58, No.6	2016/11/30
32	ベトナムでの人材の育成と技術貢献	山地斉	当社	プレストレストコンクリート, Vol.58, No.6	2016/11/30
33	日本最大のアルミドーム	小野正博	当社	配管技術, Vol.58, No.12	2016/12/1
34	気になる型枠技術いろいろ 橋梁で使われる特殊な型枠技術	谷口秀明, 諸橋明, 齋藤謙一, 石澤正大	当社 当社	セメント・コンクリート, Vol.838(2016年12月)	2016/12/10
35	三井ショッピングパークららぽーと湘南平塚	是永吾郎, 奥村浩和	当社	近代建築, Vol.70, No.12	2016/12/05
36	岩を支持層とする直接基礎の事例 —新名神武庫川橋工事—	前原直樹 村尾光則, 富山茂樹 小西純哉	西日本高速道路(株) 当社 当社	基礎工, Vol.44, No.12	2016/12/15
37	橋梁上下部工事におけるプレキャスト工法を用いた生産性向上事例	中積健一, 村尾光則	当社	土木施工, 2017 Jan vol.58, No.1	2016/12/22
38	第3部「選択と集中」の現場—リソースの再マッピング 施工技術者不足とPCa技術	蓮尾孝一	当社	建築雑誌, Vol.132, No.1692 (2017年1 月号)	2017/1/20
39	GNSS測位を利用した建設施工管理への取り組み	千葉史隆, 草竹真也	当社	JACIC情報, 115号 (2017 Vol.31 No.2)	2017/1/27
40	二方向アラミド繊維シートで補強した道路橋RC床版の余寿命推定	三上 浩	当社	プレストレストコンクリート, Vol.59, No.1	2017/1/31
41	講座 型枠工事 ①型枠工事の基本	中田善久 谷口秀明 舟橋政司	日本大学 当社 前田建設工業	コンクリート工学, vol.55, No.2	2017/2/1
42	VI.コンクリート工事の合理化 集合住宅の施工生産性	菅谷和人	当社	建築技術, No.806 (2017年3 月号)	2017/2/17
43	VII.ICTまたはロボットによる施工の合理化 ICTを活用した施工管理	戸倉健太郎, 大野寛太	当社	建築技術, No.806 (2017年3 月号)	2017/2/17

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
44	被圧帯水層を支持層とする大型水門の構築— 小白浜地区海岸災害復旧(23災594号)工 事—	仁木英人, 樋口正典 岡田康弘, 村尾光則	当社 当社	土木施工 2017 Jan vol.58 No.3	2017/2/22
45	北海道横断自動車道(余市IC~小樽JCT) における寒冷期のコンクリート品質向上に対 する取組み	横山貴士 金森真一 中村收志	東日本高速道路(株) ピーエス三菱 当社	コンクリート工学 Vol.55, No.3	2017/3/1
46	山梨文化会館耐震改修(免震レトロフィット) 計画	丹下憲孝 宮崎潤 谷垣啓司	丹下都市建築設計 織本構造設計 当社	新建築, Vol.92, No.3	2017/3/1
47	日本のコンクリート橋の今とこれからを考える	春日昭夫	当社	土木学会誌 Vol.102, No.3	2017/3/15
48	都市部の狭隘箇所における各種橋脚基礎 の設計施工	久野元, 高島知之 外山洋文 福島賢二 津田和海希 宮崎昌哉	首都高速道路(株) 東日本旅客鉄道(株) 鹿島建設 当社 オリエンタル白石	基礎工 2017 Vol.45, No.3	2017/3/15
49	横浜北線生麦ジャンクションの施工	田中芳和 津田和海希 榎原正志	首都高速道路(株) 当社 エム・エムブリッジ(株)	土木施工 2017 Apr vol.58 No.4	2017/3/22