

三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.17 2019

三井住友建設技術研究開発報告 第17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	産業副産物を大量に使用した超低収縮・超高強度繊維補強コンクリート —鋼繊維を用いた「サスティンクリート」の開発—	佐々木 亘 松田 拓 恩田 陽介 峯 竜一郎	1	13
2	ポリプロピレン短繊維と鋼繊維の混入率が超高強度コンクリートの爆裂抑制に与える影響	峯 竜一郎 松田 拓 坂本 遼 若林 信太郎 横山 徹	2	19
3	早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートのフレッシュ性状や耐久性に及ぼす化学混和剤の影響	臺 哲義 恩田 陽介 佐々木 亘 松田 拓	3	25
4	既存杭撤去後の泥水固化による埋戻し部の性状	戸村 豪治 淵山 美怜 高岡 雄二 西成田 由 宮田 勝利	4	31
5	各種短繊維が短繊維補強鉄筋コンクリート部材のひび割れ間隔に与える影響	竹山 忠臣 恩田 陽介 佐々木 亘 篠崎 裕生 三上 浩	5	41
6	超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートを用いた梁の曲げ挙動とせん断耐力に関する実験的検討	三加 崇 野並 雄二 松田 拓 篠崎 裕生	6	49
7	板状住宅における基礎梁PCa化の検討	平田 裕一 田野 健治 貫洞 覚 西尾 俊彦 甲田 輝久 平野 秀和	7	55
8	座屈拘束部材を用いた損傷制御型トラス梁の加力実験	江頭 寛 川島 学 原田 浩之 小坂 英之 森岡 研三 和田 卓 宮口 大	8	61

※ 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
9	集成材およびLVLにおける繊維平行方向の圧縮クリープ特性	佐藤 希 徳武 茂隆 白山 貴志 新上 浩 田野 健治	9	67
10	アンボンドPC鋼より線により圧着された集成材梁を有する十字形部分架構の静的載荷実験	白山 貴志 徳武 茂隆 佐藤 希 新上 浩 田野 健治	10	73
11	構造物の出来形検測システムの開発と実橋での適用	高岡 怜 藤岡 泰輔 内堀 裕之	11	81
12	固定装置を用いないモアレカメラによるコンクリート橋の経年変化検知に関する基礎検討	玉置 一清 湯浅 香織 掛橋 孝夫	12	87

【社外発表論文一覧】

産業副産物を大量に使用した超低収縮・超高強度繊維補強コンクリート —鋼繊維を用いた「サステインクリート」の開発—

佐々木 亘 松田 拓 恩田 陽介 峯 竜一郎

キーワード：混和材，フェロニッケルスラグ細骨材，短繊維，超低収縮

研究の目的

近年、環境負荷低減への意識の高まりから混和材の使用量を高める検討が活発に行われ、土木学会より指針案も発刊された。一方で筆者らの一部は、超高強度コンクリートをベースとして粉体および細骨材に産業副産物を使用することで、単位水量を大幅に低減することができ、収縮量も非常に小さい超高強度コンクリートの開発に成功した。

研究の概要

ポルトランドセメントを用いない条件で、各種の配合要因が短繊維補強コンクリートのフレッシュ性に与える影響を検討し、材料分離抵抗性と流動性に優れたコンクリートが得られる条件を見出した。

次に、蒸気養生による促進養生方法を検討し、材齢2日で50 N/mm²程度、材齢7日で150 N/mm²程度の圧縮強度が得られることを確認した。さらに、実際の製品工場での実機を用いた製造においても、同様の性状が得られることを確認した。

本稿は、開発したコンクリートに短繊維を混入させることで、産業副産物を大量に使用した超高強度繊維補強コンクリートとする検討について報告するものである。さらに、プレテンション PC 部材の製作への対応を想定し、蒸気を用いた促進養生の検討や圧縮クリープ特性の確認を行なった。

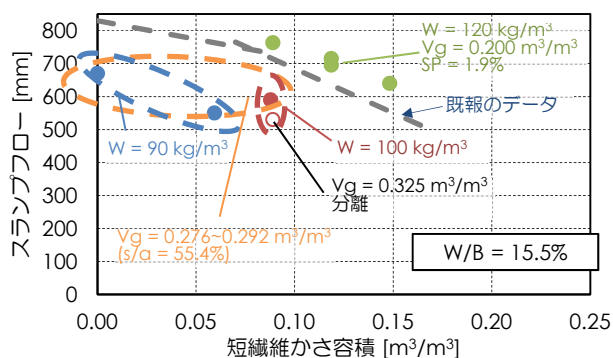


図-1 短繊維のかさ容積とスランプフローの関係

研究の成果

表-1に開発したコンクリートの配合およびスランプフローと圧縮強度の一例を示す。単位水量 100 kg/m³ で細径の鋼繊維を 1.0%含む条件ながら高い流動性を有し、また、結合材にポルトランドセメントを用いない条件であっても、高温の蒸気養生によ

り 150 N/mm² 程度の圧縮強度が得られる。図-2に示すように、選定した蒸気養生中の体積変化は収縮をほとんど生じず、図-3に示すように、養生後のクリープ係数は 10,000 日までの外挿で 0.3 程度と非常に小さな値であることが分かった。

表-1 開発したコンクリートの配合と性状の一例

W/B [%]	短繊維		単位量 [kg/m ³]				フレッシュ			圧縮強度 [N/mm ²]
	種類	混入率 [%]	水	結合材	細骨材	粗骨材	スランプフロー [mm]	空気量 [%]	蒸気養生後	
12.0	鋼繊維 φ0.2×15mm	1.00	100	833	1004	526	645	3.5	156	

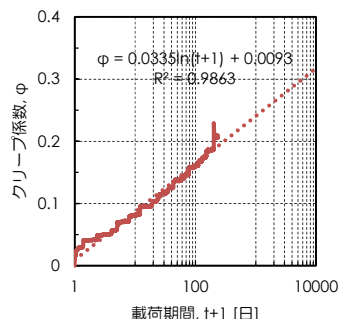
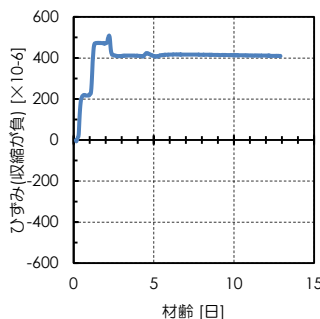


図-2 蒸気養生による体積変化 図-3 蒸気養生後のクリープ係数

Ultra-low Shrinkage and Ultra-high-strength Fiber Reinforced Concrete Containing High-volume Industrial By-products
- Development of "Sustain-crete" Containing Steel Fibers -

Wataru SASAKI Taku Matsuda Yosuke ONDA Ryuichiro MINE

Key Words : supplementary cementitious materials, ferronickel slag sand, short fiber, ultra-low shrinkage

ポリプロピレン短繊維と鋼繊維の混入率が 超高強度コンクリートの爆裂抑制に与える影響

峯 竜一郎 松田 拓 坂本 遼 若林 信太郎 横山 徹

キーワード：超高強度コンクリート，爆裂，ポリプロピレン繊維，鋼繊維，単位モルタル容積

研究の目的

火災などの高温環境下において、圧縮強度が 60N/mm^2 を超える高強度コンクリートは爆裂現象が発生するため、有効な爆裂防止対策を講じる必要がある。一般的に、爆裂防止対策として、有機繊維（ポリプロピレン繊維）を混入したコンクリート製造技術が広く使用されている。本研究は、高温環境

下における 150N/mm^2 級超高強度コンクリートの爆裂抑制を目的とした。爆裂防止対策として、ポリプロピレン繊維に加え、鋼繊維を混入したコンクリートを作製し、爆裂試験を実施することで、爆裂防止に有効な各種繊維の混入率を検証した。

研究の概要

爆裂試験を実施した供試体は、図-1 に示す鉄筋拘束のある角柱試験体（ $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ ）とした。ポリプロピレン繊維と鋼繊維の混入率および単位モルタル容積の異なる試料を作製し、図-2 に示す大型水平耐火炉を使用し、爆裂試験を実施した。

炉内温度は JIS A 1304 に規定される標準加熱曲線 A に準拠した。

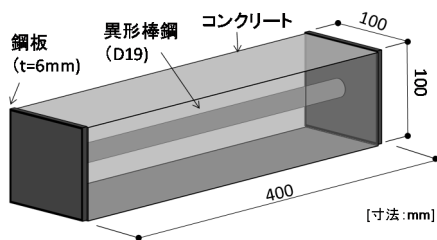


図-1 爆裂試験に使用した供試体

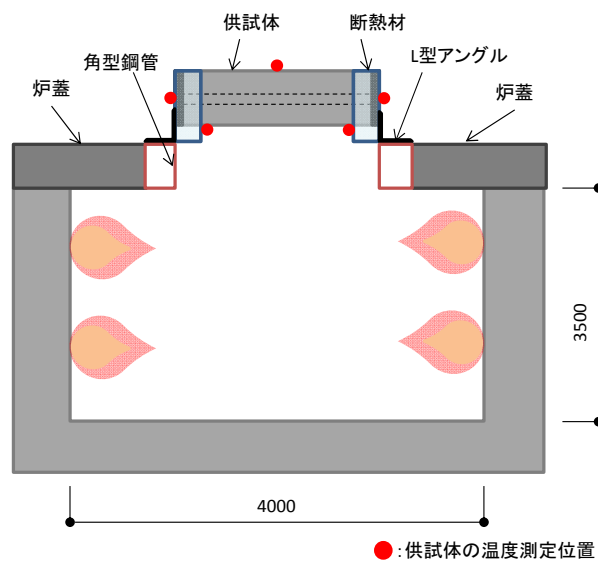


図-2 爆裂試験に使用した耐火炉

研究の成果

- (1) 混入率を $0.33\text{vol}\%$ 以上とすれば、ポリプロピレン繊維のみで爆裂抑制できた。
- (2) 単位モルタル容積が $662 \sim 723\text{L}$ の場合、ポリプロピレン繊維混入率を $0.22\text{vol}\%$ 、鋼繊維混入率 $0.5\text{vol}\%$ で爆裂抑制できた。
- (3) 単位モルタル容積が 785L の場合、ポリプロピレン繊維混入率が $0.22\text{vol}\%$ では爆裂抑制効果が少ない結果となった。

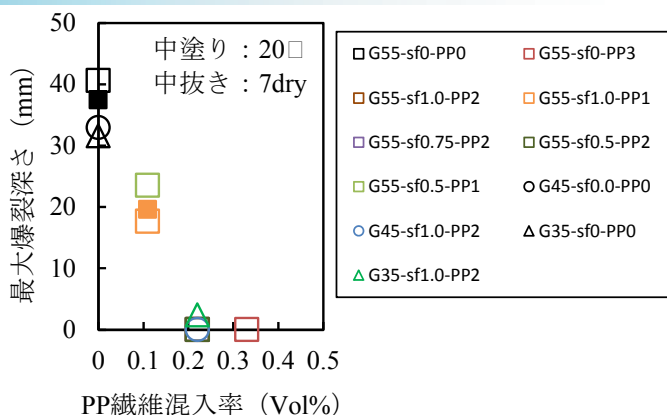


図-3 PP 繊維混入率と最大爆裂深さの関係

Study on Effect of Polypropylene and Steel Short Fiber Content on Explosive Spalling Control of Ultra-high-strength Concrete

Ryuichiro Mine Taku Matsuda Ryo Sakamoto
Shintaro Wakabayashi Toru Yokoyama

Key Words : ultra-high-strength concrete, explosion, polypropylene fiber, steel fiber,
unit mortar volume

早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートのフレッシュ性状や耐久性に及ぼす化学混和剤の影響

基 哲義 恩田 陽介 佐々木 亘 松田 拓

キーワード：化学混和剤，保持性能，耐久性，経時変化，スランプ

研究の目的

昨今の気候変動による外気温の上昇や生コン工場の減少による運搬距離の増大が近年問題となってきた。PC 上部工に用いられる早強ポルトランドセメントは普通ポルトランドセメントや高炉スラグセメントなどと比較してスランプ保持時間が短く、早強ポルトランドセメントを用いた配合のスランプ

保持性能を求めることには意義があると考えられる。コンクリートのスランプ保持性能や耐久性は構造物の施工や品質確保を考えるうえで重要な性能の一つであるため、それらの保持性能を高めた高性能 AE 減水剤について経時変化や耐久性に関する試験を行い現場適用に向けた取り組みを行った。

研究の概要

JIS A 6204 に分類されている高性能 AE 減水剤の標準型、遅延型、遅延型の遅延成分と保持ポリマーを調整した 2 種類の計 4 種類について、室内と実機

による経時変化試験、実機試験による耐久性に関する試験を行い、性能の確認を行った。経時変化試験と耐久性に関する試験は表-1 に示す内容を実施した。

表-1 試験項目

種類	経時変化試験					耐久性に関する試験				
	スランプ	空気量	CT	フリーディング	凝結	凍結融解	中性化	表層透気係数	表面吸水速度試験	スケーリング
10℃室内	○	○	○	○	○					
20℃室内	○	○	○	○	○					
30℃室内	○	○	○	○	○					
35℃室内	○	○	○	○	○					
実機	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

研究の成果

遅延型の遅延成分と保持ポリマーを調整した高性能 AE 減水剤は、夏場の高温時においてもスランプの低下を抑制することが可能であり、耐久性に関しても JIS A 6204 に分類されている従来の高性能 AE 減水剤と同程度であることが確認できた。この混和剤を用いれば、夏場の高温時においても長距離運搬が可能となり、構造物の施工や高耐久化に寄与できると考える。

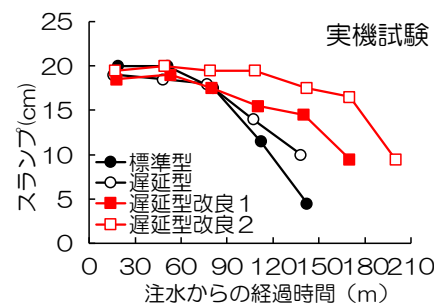


図-1 スランプの試験結果

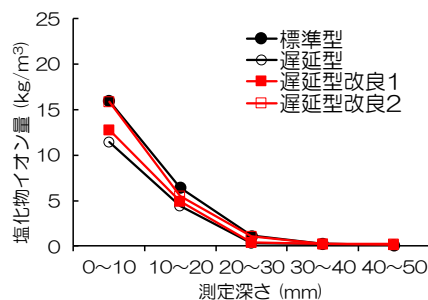


図-3 塩水浸漬試験結果

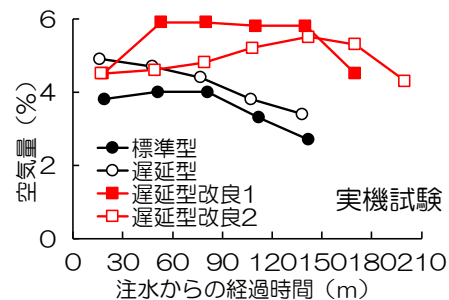


図-2 空気量の試験結果

Effects of Chemical Admixtures on Properties of Fresh Concrete and Durability of Hardening Concrete Using High-early-strength Portland Cement

Dai Akiyoshi Onda Yosuke Sasaki Wataru Matuda Taku

Key Words : Chemical admixture, Retention performance, durability, change over time, slump

既存杭撤去後の泥水固化による埋戻し部の性状

戸村 豪治 瀧山 美怜 高岡 雄二 西成田 由 宮田 勝利

キーワード：埋戻し, 既存杭撤去, 現地調査, 改良土, 比抵抗法

研究の目的

近年、既存杭を撤去した後に新設の杭を施工する事例が増加している。既存杭撤去後の杭孔の埋戻し方法には確立された工法がないのが現状であるが、特に新設杭が埋戻し部分と干渉する位置にある場合は埋戻し部の性状が新設杭の品質にも影響を及ぼす

ため、より確実な埋戻しを行うことが求められている。本稿では、既存杭を撤去し埋戻した現場での現地調査および室内配合試験、さらに、導電率を用いて埋戻し部の均質性を定量的に評価する手法について検討した結果について報告する。

研究の概要

既存杭の撤去を実施した現場での現地調査結果と、現場から採取した試料を用いた室内試験結果を基に、地盤の種類や攪拌方法の違い、さらに固化材の投入から攪拌までの時間などが埋戻しの性状に与える影響について調べた。併せて、埋戻し部の均質性を定量的に評価するための手法として、泥水と固化材の攪拌時に導電率を測定する方法について検討し、現地での適用を考慮した基礎実験を実施した。

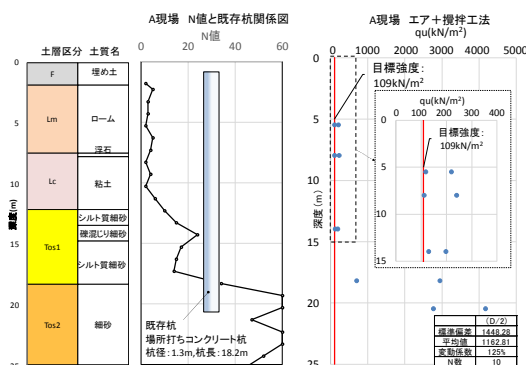


図-1 A 現場の地盤概要と一軸圧縮試験結果



写真-1 ロッドに取付けた攪拌翼



写真-2 オーガーヘッド

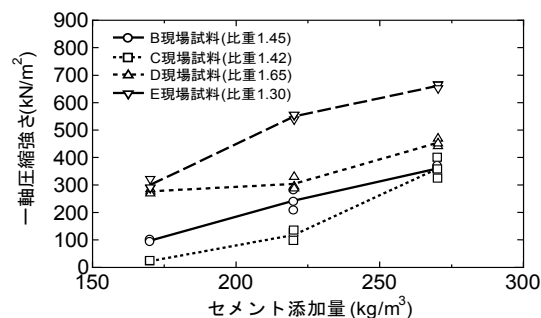


図-2 セメント添加量と一軸圧縮強さ (材齢 28 日)

研究の成果

- 埋戻し部現地調査の結果、攪拌工法や孔底の泥土撤去の有無などによらず、目標強度に達しない部分や、強度のバラツキが大きいケースがあった。
- 実際の現場では室内試験以上に地盤による強度の違いが大きい。類似地盤での施工事例が無い場合は、現地の試料を用いて事前の室内配合試験を実施することが重要である。
- 電気比抵抗による品質管理手法が硬化前の埋戻し材に対して適用できる可能性があることを室内試験にて確認した。

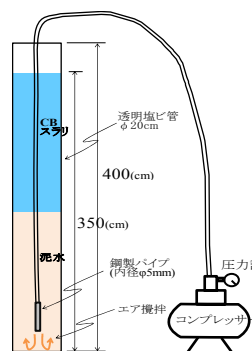


図-3 エアブローによる攪拌試験模式図

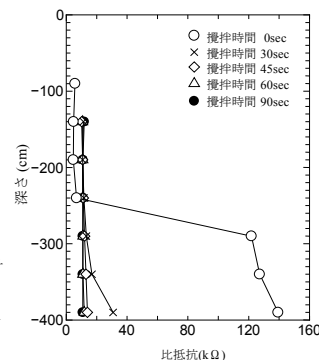


図-4 比抵抗の深度方向分布

Property of solidified slurry backfilling after removing existing pile

GOJI TOMURA MISATO FUCHIYAMA YUJI TAKAOKA
YU NISHINARITA KATSUTOSHI MIYATA

Key Words : Backfilling, Removal of existing pile, Site investigation, Improved soil, electrical resistivity

各種短繊維が短繊維補強鉄筋コンクリート部材のひび割れ間隔に与える影響

竹山 忠臣 恩田 陽介 佐々木 亘 篠崎 裕生 三上 浩

キーワード：短繊維補強コンクリート，架橋効果，ひび割れ間隔，引張軟化特性，異形鉄筋

研究の目的

短繊維補強コンクリートを用いたコンクリート部材は、設計荷重レベルの作用する使用状態でひび割れ発生をほとんど許容されていないのが現状である。

既往の研究で、鉄筋と短繊維補強コンクリートを用いた部材を対象とし、鋼繊維混入率を調整し、圧縮強度と引張軟化特性がひび割れ間隔に与える影響を検討した。コンクリート部材にひび割れ発生後の

繊維の架橋効果、すなわち引張軟化特性を考慮する上で、短繊維補強コンクリートに用いる繊維の種類が変わっても、引張軟化特性を同程度に設定すれば、部材性能は同程度になるものと考えられる。

本研究では、短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類と混入率を変化させて、引張軟化特性を同程度にした場合のひび割れ間隔を検討した。

研究の概要

本研究では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した部材の両引き試験を実施した。本研究では、繊維径、繊維長と引張強度の異なる鋼繊維を2種類、合成繊維であるPVA繊維を1種類、計3種類の繊維

を用い、使用する繊維が異なっても引張軟化特性が同程度になるように、予備試験練りを実施して繊維混入率を調整した（写真-1，図-1）。

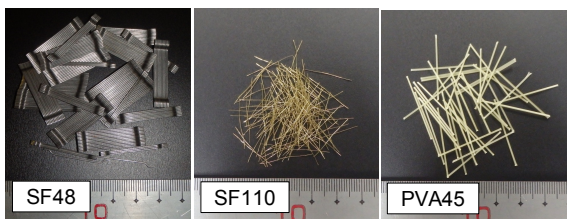


写真-1 使用繊維

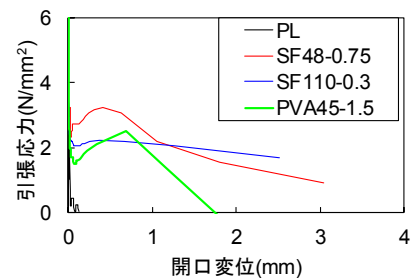


図-1 引張軟化曲線

研究の成果

短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類を変えて、鉄筋とコンクリートの両引き試験を行なった結果、繊維の種類がひび割れ状況に与える影響は小さかった。ひび割れ面における鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係には、線形的な関係があり、鉄筋ひずみに比例してひび割れ幅が増加しており、既往の研究と同様の結果が得られた（図-2）。また、本検討範囲の短繊維補強コンクリートの引張性能であれば、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した場合、繊維の種類がひび割れ間隔に与える影響は小さく、ひび割れ間隔は断面を貫通するレベルのひび割れとその隣接する複数のひび割れを1本にまとめて考慮することで、普通コンクリートと同様にかぶりの3~4

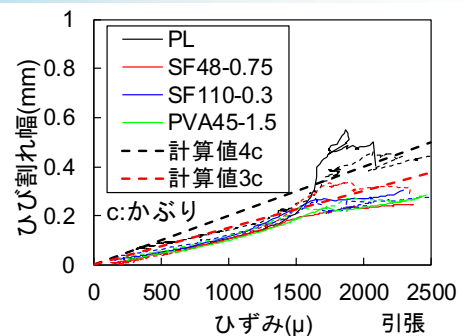


図-2 鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係

倍として考慮しても問題ないと考えられる。

本検討では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した場合のひび割れ間隔に関する検討を行なったが、今後更なる検討を継続していく予定である。

Influence for Crack Spacing of Fiber Reinforced Concrete Structure Using Various Fiber

Tadami Takeyama Yousuke Onda Wataru Sasaki Hiroo Shinozaki Hiroshi Mikami

Key Words : Fiber Reinforced Concrete, Bridging Effect, Crack Spacing, Tension Softening Property, Deformed Bar

超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートを用いた梁の曲げ挙動とせん断耐力に関する実験的検討

三加 崇 野並 優二 松田 拓 篠崎 裕生

キーワード：超低収縮，超高強度，繊維補強コンクリート，曲げ性状，せん断性状

研究の目的

プレストレストコンクリート(PC)部材において、コンクリートの乾燥収縮やクリープ変形は、プレストレスロスを生じさせる大きな要因である。

著者らは、粉体および細骨材に産業副産物を多量に使用して、超高強度と超低収縮および低クリープ変形を同時に実現したコンクリート（以下、超低収

縮コンクリート）を開発した。

超低収縮コンクリートを PC 部材への適用を想定して、プレテンション梁の曲げ試験と、RC 梁のせん断試験を実施して、その構造性能について検討を行った。

研究の概要

試験体に使用する超低収縮コンクリートは、せん断補強鉄筋等の配置を低減することを目的に短繊維（鋼繊維）を混入させたコンクリートとした(表-1)。

曲げ試験体は、高さ 300mm，幅 150mm，長さ 3000mm で、PC 緊張材として、長寿命化を目的に腐食しないアラミド FRP ロッドを 3 本束ねた 3φ7.4 を 2 段のみ配置した。試験方法は、等曲げ区間を 300mm とした 4 点曲げ載荷である (図-1)。

せん断試験体は、高さ 440mm，幅 420mm，長さ 3350mm の T 型梁で、ウェブの厚さを 100mm とし、鋼材は、曲げ補強材として φ36mm の異形 PC 鋼棒を 3 本のみ配置した。試験方法は、等曲げ区間を 350mm とした 4 点曲げ載荷である (図-2)。

表-1 試験体種類

試験体種類	試験体	配合	短繊維混入率
プレテンションPC梁 曲げ試験	A-M	超低収縮コンクリート	1.0%
	B-M		0.5%
RC梁 せん断試験	A-S		1.0%
	B-S		0.5%
	C-S	0.0%	
	D-S	普通コンクリート	0.0%

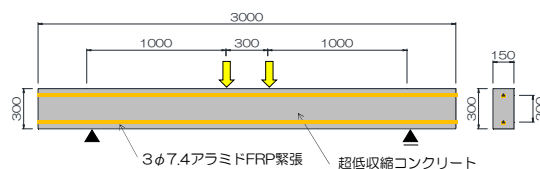


図-1 曲げ試験体

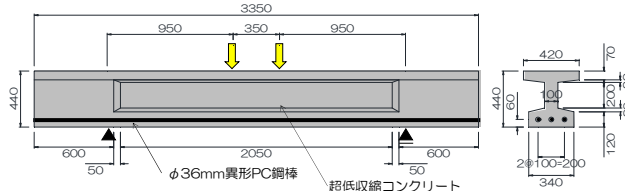


図-2 せん断試験体

研究の成果

曲げ試験では、ひび割れ発生荷重、曲げ耐力および破壊形態（アラミド FRP 緊張材の破断）が、計算結果、実験ともにほぼ同じであり、断面分割法により耐力の推定が可能であることがわかった (図-3)。

せん断試験では、短繊維混入率が 1.0%（試験体 A-S）の場合、せん断耐力の計算値に対して 1.8 倍程度と安全側に評価できることがわかった (図-4)。

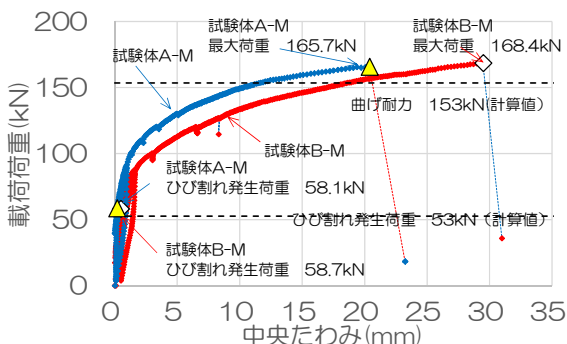


図-3 曲げ試験結果

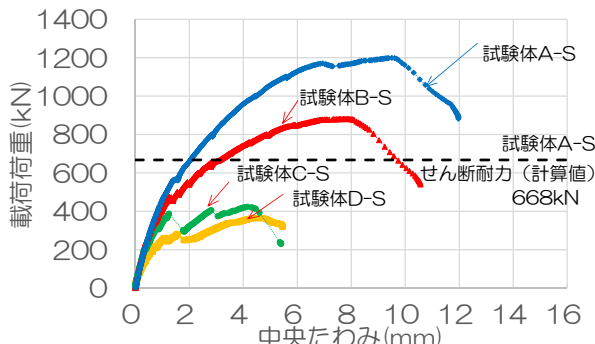


図-4 せん断試験結果

Experimental Study on Shear Strength and Flexural Behavior of Beams Using Ultra-Low Shrinkage and Ultra-High-Strength Fiber Reinforced Concrete

TAKASHI SANGA YUJI NONAMI TAKU MATSUDA HIROO SHINOZAKI

Key Words : ultra-low shrinkage, ultra-high strength, fiber reinforced-concrete, bending test, shear test

板状住宅における基礎梁 PCa 化の検討

平田 裕一 田野 健治 貫洞 覚 西尾 俊彦 甲田 輝久 平野 秀和

キーワード : PCa, 基礎梁, 設備開口, 水勾配, 現場打ち同等型, せん断加力実験

研究の目的

近年採用が増えている PCa 工法は、施工が容易であるだけでなく、部材精度の向上、全体工期の短縮等の利点がある。PCa 工法の適用部位は、上部構造の柱や梁は PCa 化が進んでいるものの基礎構造は現在も現場打ち工法が採用されている。建設工事の生産性向上と品質向上を同時に満足するために

は、建物全体の PCa 化が求められている。

本論は、集合住宅において基礎梁の PCa 化が進まなかった要因を考察するとともにその対応策を提案するものである。また、提案する PCa 基礎梁の剛性と耐力を把握するために行ったせん断加力実験についてまとめている。

研究の概要

板状住宅において基礎梁の PCa 化が進まない要因を工程、計画、施工、構造の項目に分類して考察した。住戸プランは、施主要望のため着工直前まで確定しないことが多い。これに対して、基礎梁の PCa 製作図には着工2か月前には着手する必要がある。標準プランから PCa 化を先行すれば、プラン変更の際、排水経路が対応できなくなる等のリスクが残る。また、一般に基礎梁は上部構造の梁に比べて約3倍大きく、揚重のためには分割が必要である。

これらの要因が関連して PCa 化を困難にしている。

提案する PCa 基礎梁は、梁間方向に用いるものである。基礎梁を3分割し、2つのリジッド部(PCa部)と1つのフレキシブル部(現場打ち部)により構成する。分割数3により上部構造の梁と同じ揚重機を用いることができる。本工法は、設備配管を機能毎に整理して、排水管の設備開口をフレキシブル部に限定し、後施工とすることでプラン変更のリスクを回避している。

研究の成果

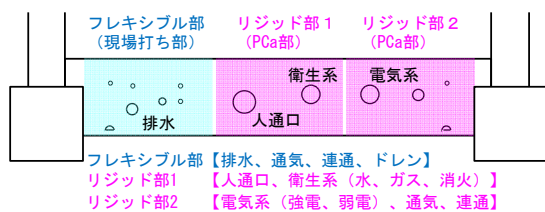


図1 梁間方向の基礎梁

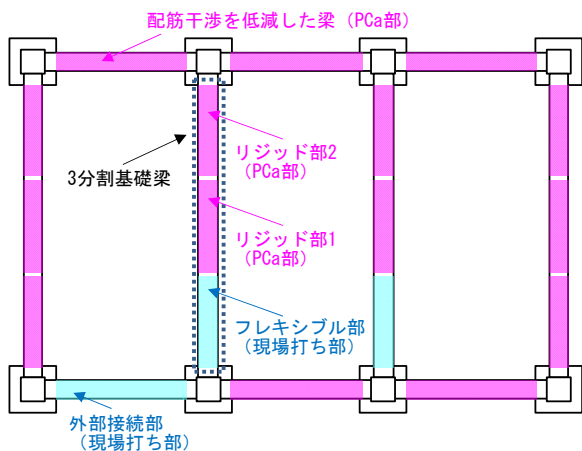


図2 板状住宅における基本構成

図1、図2に板状住宅の基本構成を示す。また現場打ちを想定した基礎梁(No.1)、PCa化を想定し接合要素に主筋とシャークキーを配したもの(No.2)、No.2 からシャークキーを除いたもの(No.3)に対してせん断加力実験を行った。図3にせん断力(Q)一部材角(R)関係を示す。3体ともに使用限界状態時までの剛性は、ほぼ同等であった。終局限界状態時までは、現場打ちのNo.1とPCaのNo.2(シャークキーあり)ではほぼ同様な载荷曲線を示した。

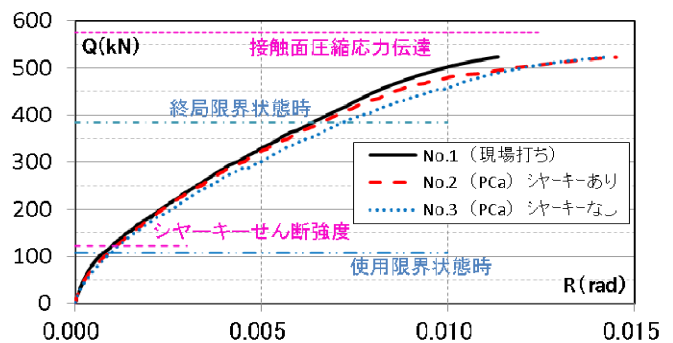


図3 せん断力(Q)一部材角(R)関係

Study on PCa Foundation Beams of Flatty Housings

YUICHI HIRATA KENJI TANO SATORU KANDO TOSHIHIKO NISHIO
TERUHISA KOUDA HIDEKAZU HIRANO

Key Words : Precast, Foundation Beam, Beam Sleeves, Drainage Slope, Emulating Cast-in-place, Shear Loading Test

座屈拘束部材を用いた損傷制御型トラス梁の加力実験

江頭 寛 川島 学 原田 浩之 小坂 英之 森岡 研三 和田 卓 宮口大

キーワード：平行弦トラス，座屈拘束部材，損傷制御，塑性変形能力

研究の目的

本研究では，大スパンの平行弦トラス梁を対象とし，座屈拘束部材をトラス梁の固定端近傍の下弦材部分に用いた損傷制御型トラス梁の耐力と塑性変形能力についての性能検証を行っている。

本報では，座屈拘束部材の有無および，座屈拘束部材の周辺部材の変形追従性に着目したトラス梁の加力実験について報告する。

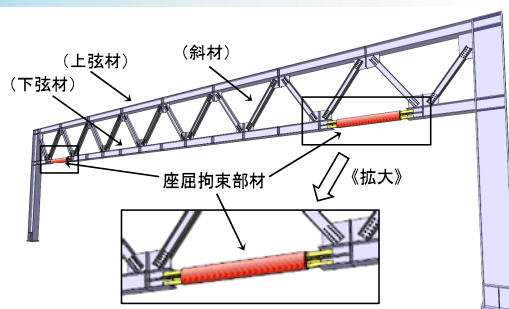


図-1 損傷制御型トラス梁の概要図

研究の概要

試験体はスパン 10m の片持ち梁形状のトラス梁 3 体である。TRUSS1 は，座屈拘束部材を用いない従来型のトラス梁，TRUSS 2, TRUSS 3 は座屈拘束部材を取り付けた損傷制御型のトラス梁である。TRUSS2 の座屈拘束部材直上の上弦材と斜材の接合部は，スチフナで補強する剛接合とした。TRUSS3 は，当該接合部を分離してシアプレートで高力ボルト接合する半剛接合のディテールとした。試験体を反力壁に固定し，1000kN の油圧ジャッキで鉛直方向に静的な加力を行った。

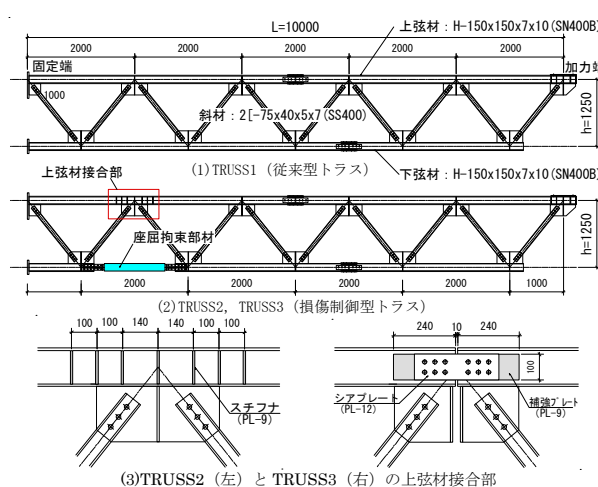


図-2 試験体図

研究の成果

本実験結果より得られた主な知見を示す。

- TRUSS1 は，固定端部分の上・下弦材に局部座屈が生じて崩壊に至る損傷状況となった。TRUSS2 は，座屈拘束部材両端の仕口部に面外方向に折れ曲がるような変形を生じ，上弦材接合部に曲げ変形がわずかに残留した。一方，TRUSS3 に目視確認できる損傷は生じなかった。
- TRUSS1 の荷重-変形角関係は，部材角 $R = -0.0125\text{rad}$ 近傍で固定端部の下弦材に局部座屈が発生し，耐力劣化が生じた。TRUSS2 および TRUSS3 は $R = \pm 0.005\text{rad}$ 近傍で座屈拘束部材が塑性化して剛性低下を生じ， $R = \pm 0.02\text{rad}$ に至るまで緩やかに耐力上昇する安定した履歴曲線を示した。

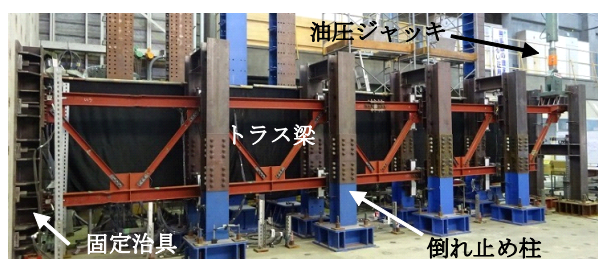


図-3 加力状況 (TRUSS1)

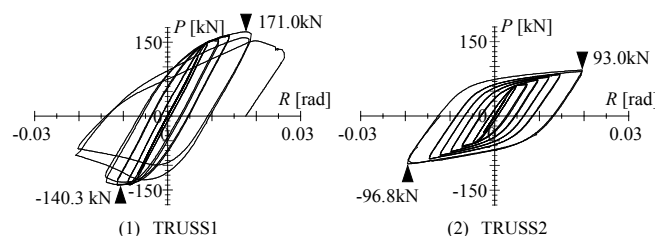


図-4 荷重-部材角関係

Loading Tests of Damage-controlled Truss Beam with Buckling Restrained Member

HIROSHI EGASHIRA MANABU KAWASHIMA HIROYUKI HARADA HIDEYUKI KOSAKA
KENZO MORIOKA TAKASHI WADA MASARU MIYAGUCHI

Key Words : Parallel Chord Truss, Buckling Restrained Member, Damage Control, Plastic Deformation Capacity

集成材およびLVLにおける繊維平行方向の圧縮クリープ特性

佐藤 希 白山 貴志 徳武 茂隆 新上 浩 田野 健治

キーワード：軸圧縮クリープ、繊維平行方向、集成材、LVL、クリープ近似曲線

研究の目的

近年、木造建築物への関心が高まるなかで、中大規模の木造建築物の建設が増加している。中大規模木造建築には集成材やLVLなどのエンジニアリングウッドが用いられることが多いが、これらのクリー

プ特性に関する研究はあまり行われていない状況にある。そこで本研究では、集成材およびLVLの繊維平行方向の圧縮クリープ特性を把握するための実験を約2年間にわたり行った。

研究の概要

試験体には寸法 105×105×650mm の対称異等級構成集成材(ベイマツ：E120-F330)とLVL(ダフリカカラマツ：120E-1級)を用い、繊維平行方向載荷となるように鋼板で試験体を挟みこみ、PC鋼棒(B種1号Φ13×4本)で締め付け荷重を与えた。初期導入力は集成材、LVLともに長期許容圧縮応力度相当(各2体)、長期許容圧縮応力度の50%相当(各2体)、無載荷(各1体)としている。載荷荷重はロードセルにより管理し、荷重が5%低下した時点で増し締めを行った。



写真-1 実験状況

研究の成果

集成材、LVLともに実験結果によるクリープ歪と近似曲線の傾向はおおむね一致していることが確認できた。しかし、載荷200日および500日あたりで実験結果によるクリープひずみの挙動に変化がみられた。LVLにおいてその現象が顕著にみられ、クリープ係数は集成材よりLVLの方が大きな値となった。

表-1 クリープ係数一覧

試験体名	樹種	載荷応力	A/ε ₀	n	50年後 クリープ係数φ _t
G-A-No.1	対称異等級構成集成材 (ベイマツ： E120-F330)	9.5 N/mm ² (長期許容圧縮応力度)	0.085	0.230	0.8
G-A-No.2			0.121	0.267	1.7
G-B-No.1		4.75 N/mm ² (長期許容圧縮応力度の50%)	0.147	0.203	1.1
G-B-No.2			0.087	0.183	0.5
L-A-No.1	LVL (ダフリカカラマツ： 120E-1級)	11.0 N/mm ² (長期許容圧縮応力度)	0.040	0.358	1.3
L-A-No.2			0.011	0.506	1.6
L-B-No.1		5.5 N/mm ² (長期許容圧縮応力度の50%)	0.027	0.432	1.9
L-B-No.2			0.059	0.374	2.3

$$\varphi_t = A/\varepsilon_0 \cdot t^n \quad [\varphi_t = (\varepsilon_t - \varepsilon_0)/\varepsilon_0]$$

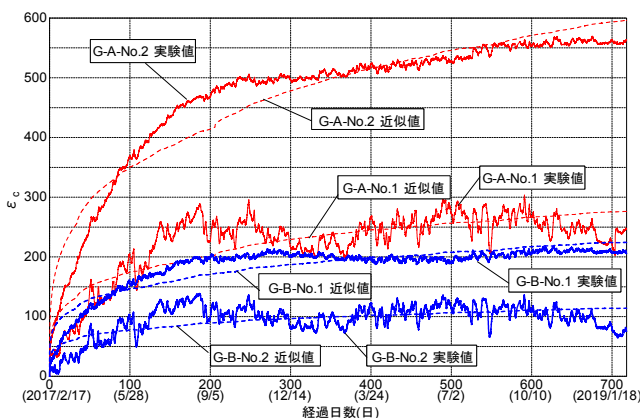


図-1 クリープ歪と近似曲線(集成材)

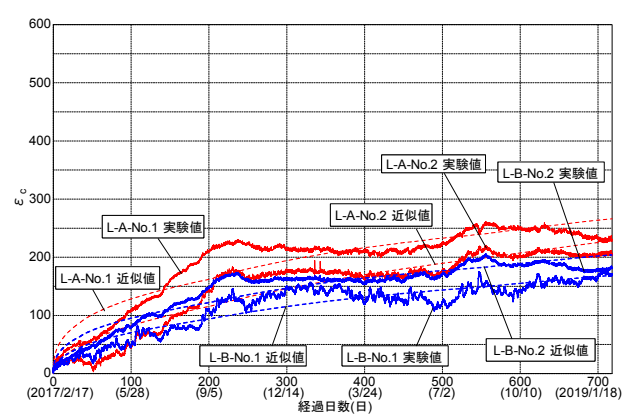


図-2 クリープ歪と近似曲線(LVL)

Compression creep property in parallel to the grain of GLT and LVL

NOZOMI SATO TAKASHI SHIRAYAMA SHIGETAKA TOKUTAKE
HIROSHI SHINJO KENJI TANO

Key Words : compression creep, parallel to the grain, GLT, LVL, creep approximation curve

アンボンド PC 鋼より線により圧着された集成材梁を有する 十字形部分架構の静的載荷実験

白山 貴志 徳武 茂隆 佐藤 希 新上 浩 田野 健治

キーワード：アンボンド PC 鋼より線、集成材、圧着工法、鉄筋コンクリート、十字形架構

研究の目的

中大規模建築物の構造用材料として、近年世界的に木材への需要が高まっている。このような中、多様なプランに応えるため、海外ではプレストレスを木質梁に導入した圧着工法が開発され、実際の建物に適用されている。日本においては、いくつか実験の報告がなされているが、その数は少なく、十分な知見が得られているとは言えない状況である。

研究の概要

試験体は図-1 に示すように、柱梁接合部を RC 造としたもの 2 体と柱全体を RC 造としたもの 1 体とした。集成材梁は対称異等級構成とし、プレストレスによる圧着のみで RC 接合部と接合した。

加力は左右の梁の反曲点位置に設置した油圧ジャッキによる正負交番載荷とした。

なお、集成材柱と柱梁接合部の接合は GIR（鋼棒挿入接着接合）としており、要素引張試験を別途行っている。また、梁に使用したラミナ等級ごとに圧縮強度試験も行った。

また、木材にはその繊維方向に比べて繊維直交方向の剛性や強度が著しく低いという異方性があり、木質柱に梁を圧着しても部材の持つ剛性や耐力を十分に生かせない。そこで本実験では柱梁接合部に RC 造を採用し、集成材梁をアンボンド PC 鋼より線により圧着接合した十字形部分架構の静的載荷実験を行い、その耐力や復元力について確認した。

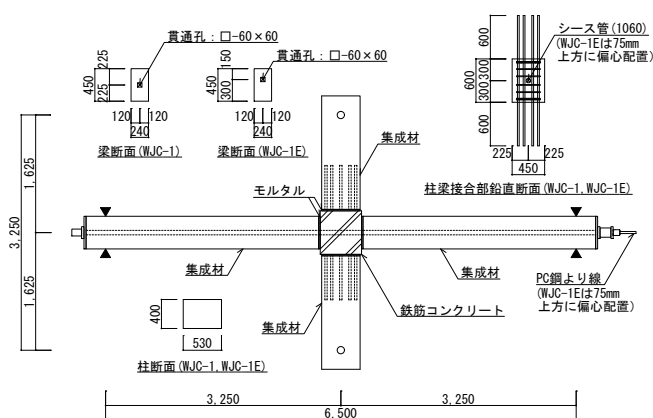


図-1 試験体概要

研究の成果

実験の結果、本架構の接合方式は、通常のもーメント抵抗接合と比較し、架構として高い耐力、剛性を示した。層間変形角 $R=1/30$ までおおむね非線

形弾性挙動を示し、残留変形も非常に小さく、 $R=1/10$ まで耐力を保持した。



[$R=1/30$]

[$R=$ 約 $1/11$]

写真-1 梁圧着端部破壊状況例

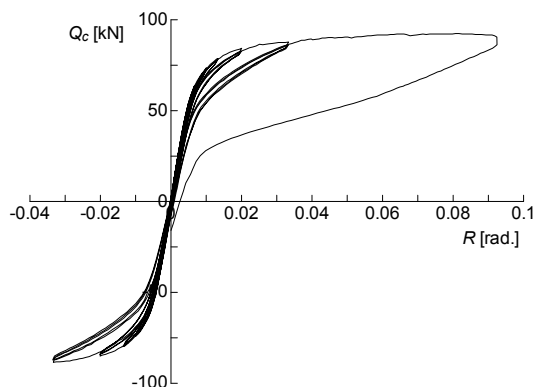


図-2 柱せん断力-層間変形角関係

Static Load Test of Interior Beam Column Subassemblages with Unbonded Prestressed Timber

TAKASHI SHIRAYAMA SHIGETAKA TOKUTAKE NOZOMI SATO
HIROSHI SHINJO KENJI TANO

Key Words : Unbonded Prestressing Strand, Glued Laminated Timber, Posttensioning Assembly, Reinforced Concrete, Interior Beam Column Subassemblages

構造物の出来形検測システムの開発と実橋での適用

高岡 怜 藤岡 泰輔 内堀 裕之

キーワード：出来形、自動検測システム、生産性向上、3Dレーザースキャナー

研究の目的

従来、構造物の出来形計測は施工管理者が手作業で行っているが、建設業界の少子高齢化に伴う担い手不足により、今後は省力化による生産性向上が期待される場所である。一方、近年コンピュータの高性能化や3Dレーザースキャナーなどの計測技術の高度化が目覚ましく、これらを活用することで業務の効率化や品質の向上への期待が高まっている。

さらに、計測したデジタルデータの解析作業を自動化することで、技術者のスキルに依存することなく、効率的かつ精度よく結果が得られると考えられる。

そこで、本研究では3Dレーザースキャナーによって取得した三次元点群データから橋梁の断面形状を自動抽出し、指定した位置での出来形寸法を自動検測するシステムを開発した。

研究の概要

本システムは、3Dレーザースキャナーによって取得した三次元点群データを用いて、橋梁上部工の小口断面の出来形寸法を自動検測し、帳票作成および出力作業までの一連業務を自動で行うものである。

法の検討、および計測対象物の材質の違いが三次元点群データの精度におよぼす影響の検証などといった基礎的研究を行ったのち、実橋におけるシステムの適用性と計測精度の検証を行った。点群データの計測からシステムの自動処理工程を図-1に示す。

システム開発にあたり、計測機器の選定や計測方

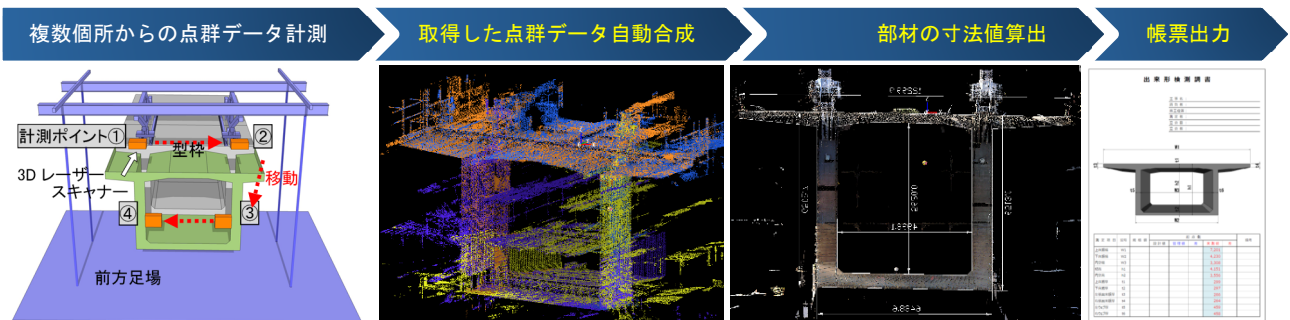


図-1 データ計測から帳票出力までの流れ

研究の成果

本システムは複数の精度検証やシステムの自動処理工程の可動性検証を重ねたのち、実橋において試行することができた。各現場によって異なる計測環境に対応し、出来形計測における技術者の省力化に資する異種の自動検測手法を確立した。またその検測結果は、部材寸法が15m程度のもので計測誤差が概ね3mmであり、施工管理者が手作業で行う従来の計測手法と同等以上の精度を有することが確認できた。

し、生産性の飛躍的な向上を目指している。

実橋における計測状況を写真-1に示す。

本検測システムは、将来的には計測機の自動搬送装置を開発することで検測の一連の流れを全自動化

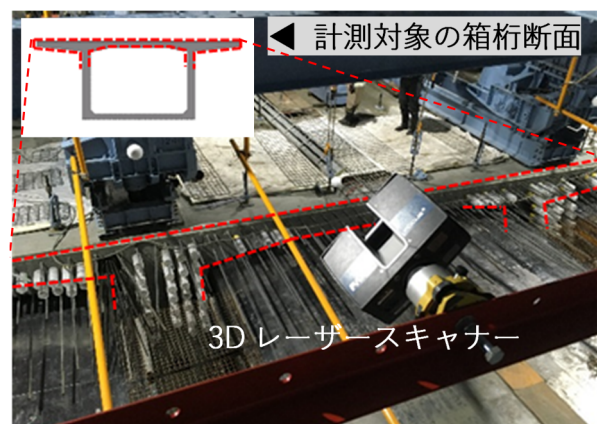


写真-1 実橋における計測状況

Development of Automatic Measurement System for Structures and Its Application to Bridges Under Construction

REI TAKAOKA TAISUKE FUJIOKA HIROYUKI UCHIBORI

Key Words : Automatic measurement system, Productivity improvement, 3D laser scanner

固定装置を用いないモアレカメラによるコンクリート橋の 経年変化検知に関する基礎検討

玉置 一清 湯浅 香織 掛橋 孝夫

キーワード：定期点検，画像解析，モアレ法，ひび割れ幅変化

研究の目的

橋梁定期点検要領改訂に伴う合理化方策の一つとして、近接目視点検と同等の診断が可能と判断された方法も活用することができることとなった。これを受け、ドローンや長尺ポール等に高性能カメラを搭載して構造物の損傷を検出する技術等が開発されており、構造上や周辺環境の制約により近接目視点検が困難な箇所での活用が期待されている。一方、近接可能な箇所における点検効率化のための技術に

ついては、価格や運用面から、活用が進んでいないのが実情である。

本研究では、定期点検の効率化、コスト縮減を目指し、一般的な市販カメラにより遠方から撮影した写真を用い、定期点検の主要項目の一つであるひび割れ幅の変化の有無を、画像解析により検知する手法を検討した。

研究の概要

写真から微小変形を検知可能なモアレ法は、写真撮影位置が不動である必要があり、長期の経年変化の点検には実用的ではない。本研究では、カメラを点検の都度持参して設置することを想定し、撮影位置が若干異なる場合においても、ひび割れ幅の微小変化を検出可能かを検証した。

ひび割れ幅の変化は、モニターに表示した格子データの右側領域を水平方向にずらして模擬した。撮影条件は撮影距離および角度、画素数、解像度の設定の組み合わせを変えた6ケースを設定し、このうち3つのケースでは、カメラ設置位置を半径1m程度の範囲で移動させた状態での撮影も併せて行った。

これらの撮影画像を専用ソフトで解析し、各ケースについて検知の可否、実際の格子の移動量との比較による検知精度の検証を行った。また、各ケースの解析結果について比較を行い、検知可否や精度に影響を及ぼす因子についても検討した。

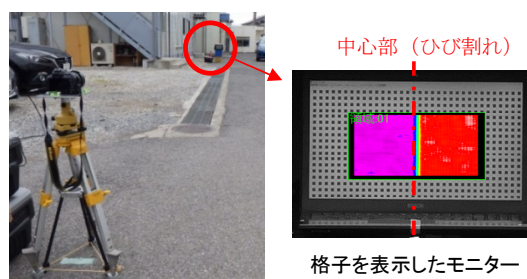


写真-1 実験状況

研究の成果

本研究の結果、以下の知見が得られた。

- (1) カメラ固定撮影の場合、格子サイズ 10mm、撮影距離 20m 程度以内、解像度 1mm/pixel 程度で、0.1mm 程度のひび割れ幅変化を検知可能であり、斜め方向からの撮影でも十分な精度が得られる。撮影距離 40m では、検知可能なひび割れ幅変化量は 0.4mm 以上となり、 ± 0.1 mm 程度の誤差が生じる。
- (2) カメラ撮影位置が若干異なる場合、ひび割れが生じていない範囲で見られる一定勾配変位をシフト補正する方法で、カメラ固定撮影とほぼ同じ解析結

果が得られる。

今後は、季節による気温変動や、日照が変化した場合の影響について、検証をすすめていく。

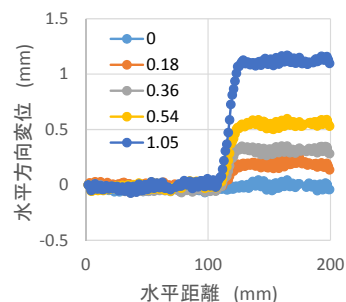


図-1 水平方向変位の平均値分布（カメラ移動）

Feasibility Study on Aging Detection of Concrete Bridge by Moire Camera Without Fixing Device

KAZUKIYO TAMAKI KAORI YUASA TAKAO KAKEHASHI

Key Words : Regular inspection, Image analysis, Moire method, Crack width change

産業副産物を大量に使用した超低収縮・超高強度繊維補強コンクリート —鋼繊維を用いた「サスティンクリート」の開発—

Ultra-low Shrinkage and Ultra-high-strength Fiber Reinforced Concrete Containing High-volume Industrial By-products
- Development of “Sustain-crete” Containing Steel Fibers -

技術研究所 佐々木 亘 WATARU SASAKI
技術研究所 松田 拓 TAKU MATSUDA
技術研究所 恩田 陽介 YOSUKE ONDA
技術研究所 峯 竜一郎 RYUICHIRO MINE

産業副産物のさらなる有効利用が着目されるなか、筆者らの一部は、産業副産物を大量に使用した、極めて収縮の小さい高強度コンクリートを開発した。本稿ではこれをベースとした超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートについての検討を行なった。その結果、 $\phi 0.2 \times 15$ mm の鋼繊維を 1.0 vol.% 使用する条件でも 100 kg/m^3 程度の単位水量で高い流動性を有すること、高温の蒸気養生により 1 週間程度で 150 N/mm^2 程度の圧縮強度を発現すること、このような条件でも収縮ひずみや圧縮クリープといった体積変化が相当に小さいことなどの知見を得た。

キーワード：混和材，フェロニッケルスラグ細骨材，短繊維，超低収縮

While focusing on the more effective use of industrial by-products, some of the authors developed ultra-low shrinkage and high-strength concrete using industrial by-products in large amount. This paper describes the results of examination of ultra-low shrinkage and ultra-high-strength fiber reinforced concrete based on the developed concrete. As a result of examination, it was obtained that the concrete has high flowability with a unit water content of about 100 kg/m^3 even under the condition of containing 1.0 vol.% of $\phi 0.2 \times 15$ mm steel fiber, that the compressive strength of the concrete develops 150 MPa in about 1 week by high-temperature steam treatment, and that even under such conditions, the volume change such as shrinkage or compressive creep is considerably small.

Key Words: supplementary cementitious materials, ferronickel slag sand, short fiber, ultra-low shrinkage

1. はじめに

近年、環境負荷低減への意識の高まりから、一般的な RC 構造物への適用を想定した強度域のコンクリートを中心に混和材の使用量を高める検討が活発に行われ、土木学会より指針案¹⁾も発刊された。一方、筆者らの一部は、超高強度コンクリートをベースとして粉体および細骨材に産業副産物を使用することで、単位水量を大幅に低減することができ、収縮量も非常に小さい高強度コンクリートの開発に成功²⁾し、「サスティンクリート」と命名した。サスティンクリートは、結合材中のポルトランドセメントの割合を 0% を含めた範囲で任意に設定する

ことが可能であるのに加え、前述の指針案で想定されているコンクリートに比べて相当に高い圧縮強度を有するものである。他方、筆者らの研究グループでは、高強度繊維補強コンクリートを使用し鉄筋や PC 鋼材などを用いない高耐久な橋梁上部構造 (Dura-Bridge) の開発を行なっている^{3), 4)}。これら 2 つの研究成果を融合させることができれば、より高耐久かつ環境負荷の小さい構造物を実現できる可能性がある。

そこで本稿では、開発したコンクリートに短繊維を混入させることで、産業副産物を大量に使用した高強度繊維補強コンクリートとする検討を行なった。さらに、プレテンション PC 部材の製作を想定し、蒸気を用いた促

表-1 使用材料

材料		物性他	記号
結合材	高炉スラグ微粉末	密度 2.88 g/cm ³ , 4000 ブレーン, 比表面積 4,270 cm ² /g, SO ₃ : 2.06%	BF
	フライアッシュ	密度 2.40 g/cm ³ , JIS 1 種相当品, 比表面積 5,540 cm ² /g	FA
	シリカフューム	密度 2.24 g/cm ³ , 比表面積 17.0 m ² /g	SF
	膨張材	密度 3.19 g/cm ³ , CaO 系, 比表面積 4,970 cm ² /g	EX
細骨材	フェロニッケルスラグ	表乾密度 2.98 g/cm ³ , 吸水率 2.91%	S
粗骨材	硬質砂岩	表乾密度 2.63 g/cm ³ , 砕石 2005, 実積率 61.5%	G
化学混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸系	SP
	消泡剤	エステル系	DF
短繊維	鋼繊維	密度 7.85 g/cm ³ , φ 0.2×15 mm, 引張強度 2000 N/mm ² 以上, 実積率 [*] 8.43%	Fb15
		密度 7.85 g/cm ³ , φ 0.2×22 mm, 引張強度 2000 N/mm ² 以上, 実積率 [*] 5.69%	Fb22

*短繊維の実積率は文献 6)による

表-2 ベースコンクリートの配合 (基準配合)

配合指標				単位量 [kg/m ³]										
W/B [%]	s/a [%]	単位粗骨材 絶対容積 Vg [m ³ /m ³]	空気量 [%]	結合材の質量割合			W	B				S	G	
				BF	FA	SF		BF	FA	SF	EX			
15.5	55.4	0.292	3.5	55	30	15	90	581	309	168	84	20	1079	768

進養生についても検討を行なった。

2. 配合要因がフレッシュ性状に与える影響

(1) 実験概要

表-1 に使用材料, 表-2 にベースとなるプレーンコンクリート (短繊維を用いないコンクリート) の配合を示す。既報において, ポルトランドセメントを使用せず, かつ, 非常に小さい収縮特性を示した配合を基本とした。この配合は, 15.5%という低い水結合材比 (W/B) であり, 単位水量 (W) が 90 kg/m³ と極めて小さく細骨材量が多い条件であっても十分な流動性が得られるものである。結合材として高炉スラグ微粉末 (BF), フライアッシュ (FA), シリカフューム (SF) および膨張材 (EX) を使用し, 細骨材 (S) には比較的吸水率の高いフェロニッケルスラグ細骨材 (FNS) を使用した。粗骨材 (G) は最大寸法 20 mm の硬質砂岩砕石を用いた。短繊維は UFC⁵⁾ で使用されることの多い細径の鋼繊維を使用することとした。

実験要因は W, W/B, 単位粗骨材絶対容積 (Vg) ならびに短繊維の種類および混入率 (Vf) である。基準配合における空気量 3.5%, EX = 20 kg/m³ および BF:FA:SF = 55:30:15 の条件は一定とした。コンクリートは公称容量 55 リットルの強制二軸ミキサで練り混ぜ, 練り直後のスランプフロー, 空気量, コンクリート温度の測定を行なった。

(2) 実験結果

表-3 に実験結果の一覧, 図-1 に短繊維かさ容積とス

ランプフローの関係を示す。ここで短繊維かさ容積とは, 粗骨材と同様の考え方により, 短繊維の実積率を測定し, 測定した実積率を使って計算されるコンクリート 1 m³ 中に含まれる短繊維のかさ容積である。筆者らは, 短繊維かさ容積を用いることで, 短繊維の種類や形状寸法および混入率がコンクリートの流動性に与える影響を一元的に評価できる可能性があることを報告している⁶⁾。図-1 には既報⁶⁾で示した短繊維かさ容積とスランプフローの関係のうち, 本実験の条件に比較的近い, W/B = 16%, Vg = 0.200 m³/m³ のデータをあわせて示した。この直線は化学混和材の使用量等によってマトリクスの流動性が変化すると平行移動する可能性が考えられるが, 本稿では短繊維がスランプフローに与える影響を議論する目的で, この直線の傾きと本実験データについて比較を行なう。

図-1 (a) より, 基準配合に短繊維を混入した W = 90 kg/m³ の条件では, 既報のデータに比べて短繊維かさ容積の増加に伴うスランプフローの低下が大きいことがわかる。また, Vg を増加させると, 短繊維と粗骨材が互いに流動を阻害して材料分離が生じた。一方, Vg を既報と同様に 0.200 m³/m³ とし, 単位水量も 120 kg/m³ まで増加させた条件では, 流動性が大きく改善し, また, 短繊維かさ容積の増加に伴うスランプフローの低下も既報と同程度となった。これらの結果より, Vg は既報と同程度の値に低減する必要があることや, 基準配合の単位水量では短繊維補強コンクリートとして流動性を確保するためのペースト量が少ないことが考えられる。ただし, この W/B = 15.5%かつ W = 120 kg/m³ という条件は, 既報と比べるとはるかに少ない単位ペースト絶対容積 (Vp)

表-3 配合およびフレッシュ試験結果

W/B [%]	W [kg/m ³]	Vp [m ³ /m ³]	Vg [m ³ /m ³]	s/a [%]	短繊維の種類	Vf [vol.%]	短繊維かさ容積 [m ³ /m ³]	SP [B×%]	スランプレ [cm]	スランプレフロー [mm]	フロー500 mm到達時間 [s]	空気量 [%]	コンクリート温度 [°C]
15.5	90	0.311	0.292	55.4	-	0.00	0.000	1.7	-	670	21.5	3.0	21.2
15.5	90	0.311	0.287	55.8	Fb15	0.50	0.059	1.9	-	550	80.7	2.5	21.8
15.5	100	0.346	0.276	55.4	Fb22	0.50	0.088	1.9	-	590	32.2	2.3	23.3
15.5	120	0.415	0.200	63.1	Fb15	0.75	0.089	1.9	-	763	7.2	3.0	21.1
15.5	100	0.346	0.325	46.9	Fb15	0.75	0.089	1.9	-	530	49.1	1.5	23.2
15.5	120	0.415	0.200	63.0	Fb15	1.00	0.119	1.9	25.5	695	14.8	2.3	19.6
15.5	120	0.415	0.200	63.0	Fb15	1.00	0.119	1.9	25.5	715	8.9	2.3	19.0
15.5	120	0.415	0.200	62.8	Fb15	1.25	0.148	1.9	-	640	22.4	2.5	24.0
12.0	100	0.418	0.200	62.9	Fb15	0.75	0.089	2.2	-	655	23	3.1	24.0
12.0	100	0.418	0.200	62.9	Fb15	0.75	0.089	2.4	-	570	30.3	2.8	22.4
12.0	130	0.543	0.200	51.5	Fb15	1.00	0.119	1.9	-	540	11.1	3.4	23.7
12.0	100	0.418	0.200	62.8	Fb15	1.00	0.119	2.4	-	595	30.9	3.1	23.9
12.0	100	0.418	0.200	62.8	Fb15	1.00	0.119	2.4	24.5	580	28.4	2.5	21.9
12.0	100	0.418	0.200	62.6	Fb15	1.25	0.148	2.4	22.5	500	-	2.5	22.2
12.0	100	0.418	0.200	62.4	Fb15	1.50	0.178	2.4	19.0	390	-	2.8	22.5
12.0	100	0.418	0.200	62.2	Fb15	1.75	0.208	2.4	15.5	365	-	2.2	22.8

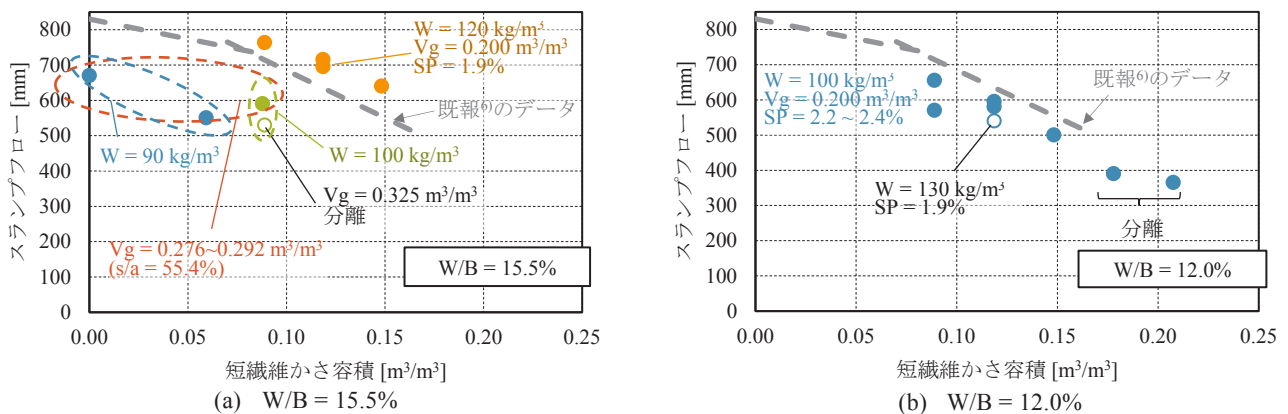


図-1 短繊維のかさ容積とスランプレフローの関係

となっており、短繊維補強コンクリートとしても、単位水量を大きく低減できるという本コンクリートの特徴は保持されていることがわかる。

図-1 (b)は単位水量を 100 kg/m³ に抑える一方で W/B を 12.0%に低減することでペースト量を確保した条件での結果である。短繊維かさ容積が相当に大きくなると材料分離が生じてしまうが、短繊維かさ容積が 0.15 m³/m³ (Fb15 であれば Vf = 1.25%) 程度までの範囲であれば、短繊維がコンクリートの流動性に与える影響は W/B = 15.5%, W = 120 kg/m³ の条件と概ね同様であった。これは、表-3 に示すように、良好な流動性が得られた W/B = 15.5%, W = 120 kg/m³ の条件とほぼ同様のペースト量となる条件である。以上の結果から、開発した、従来に比べて単位水量の著しく小さいコンクリートでも、一定のペースト量を確保することで短繊維が流動性に与える影響について従来の高強度コンクリートと同様に考えるこ

とが可能であること、また、その場合であっても、確保すべきペースト量は従来のコンクリートに比べて相当に小さい範囲であることがわかった。

3. 硬化コンクリートの特性と蒸気養生方法の検討

プレテンション PC 部材として実用化するためには、早期にプレストレスを導入可能とするための強度発現性が要求される。開発したコンクリートは混和材を大量に使用するため、初期の強度発現は相当に遅いものと考えられる。そこで、前章において良好なフレッシュ性状が得られた配合を中心に、蒸気による促進養生方法について検討を行なった。

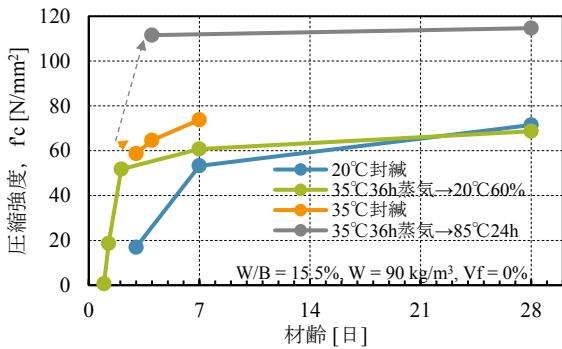


図-2 材齢と圧縮強度の関係

表-4 蒸気養生条件

記号	養生方法	
	一次養生	二次養生
A	35°C36h 蒸気 (昇温 15°C/h, 降温 7.5°C/h)	85°C24h 蒸気 (昇温 15°C/h, 降温 3°C/h)
B	20°C封緘	90°C48h 蒸気 (昇温 15°C/h, 降温 3°C/h)
C	85°C24h 蒸気 (昇温 15°C/h, 降温 3°C/h)	
D	90°C48h 蒸気 (昇温 15°C/h, 降温 3°C/h)	

(1) 力学特性

a) 圧縮強度

図-2 は短繊維を含まない基準配合を用いて給熱養生と強度発現性の関係を調べたものである。検討した養生条件は「20°C封緘」, 「35°C封緘」, 「35°C36h 蒸気養生→20°C60%RH 気中」, 「35°C36h 蒸気→85°C24h 蒸気」の4水準である。給熱養生はいずれも注水から約4時間後に昇温を開始し, 昇温速度は 15°C/h, 降温速度は 35°Cでは 7.5°C/h, 85°Cの場合は 3°C/h とした。

実験の結果, 20°C封緘では材齢2日でも脱型が出来ず, 30~40 N/mm²を上回るのは材齢5日前後であった。35°Cの条件では, 材齢1日から2日の間で急激に強度が発現し, 材齢2日で 50 N/mm²を上回る圧縮強度が得られた。材齢2日以降は強度発現が停滞し, 20°C60%RH 環境に置いた場合は材齢28日では 20°C封緘と同程度となり, 35°Cを継続した場合にも, 材齢2日以降の圧縮強度の伸びは小さかった。一方, 脱型後に 85°C24h の蒸気養生を行なった場合には, 短期間で 100 N/mm²を超える高い圧縮強度が得られることが分かった。その後の圧縮強度の変化は小さく, UFC⁵⁾等の超高強度コンクリートと同様な挙動を示すことが分かった。

この結果を受けて, 短繊維を用いた配合に対しては高温の蒸気養生を実施することを基本とし, 一次養生の有無について検討を行なった。表-4 に蒸気養生条件, 表-5 に検討を行なった配合と実施した養生条件の組合せを示す。高温の蒸気養生の条件は 85°C24h と 90°C48h の2

表-5 配合および実施した蒸気養生

W/B [%]	W [kg/m³]	Vg [m³/m³]	短繊維の種類	Vf [%]	養生条件
15.5	120	0.200	Fb15	1.00	B
12.0	100	0.200	Fb15	0.75	B
12.0	100	0.200	Fb15	1.00	A, B, C, D
12.0	100	0.200	Fb15	1.25	A

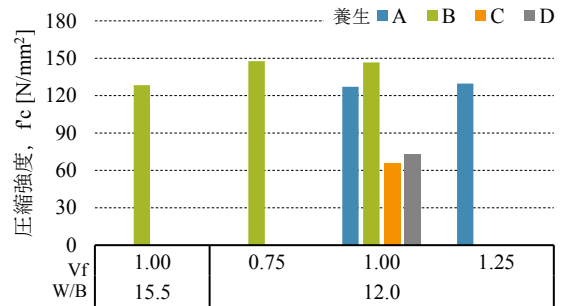


図-3 高温蒸気養生後の圧縮強度

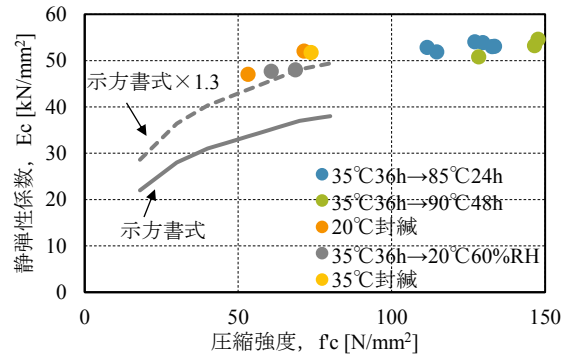


図-4 圧縮強度と静弾性係数の関係

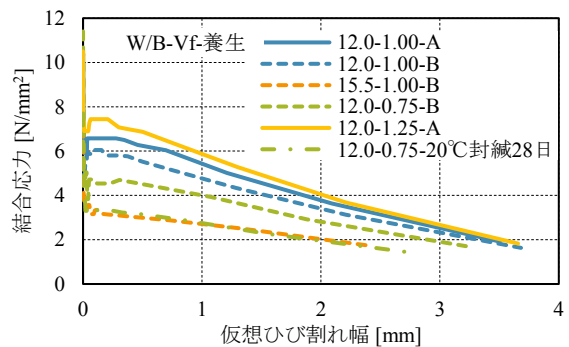


図-5 引張軟化特性

水準とした。いずれの養生方法でも, 前置き時間として注水から4時間は封緘状態で 20°Cの室内に存置した。養生 A, B では前置き時間の後, 一次養生として 35°Cの蒸気養生を行なった。一次養生の終了後に脱型し, 二次養生として高温の蒸気養生を行なった。それに対して養生 C, D では, 前置き時間の後脱型せずに高温の蒸気養生を行なうものである。図-3 に養生終了後の圧縮強度の測定結果を示す。各種養生条件について検討した配合 (W/B

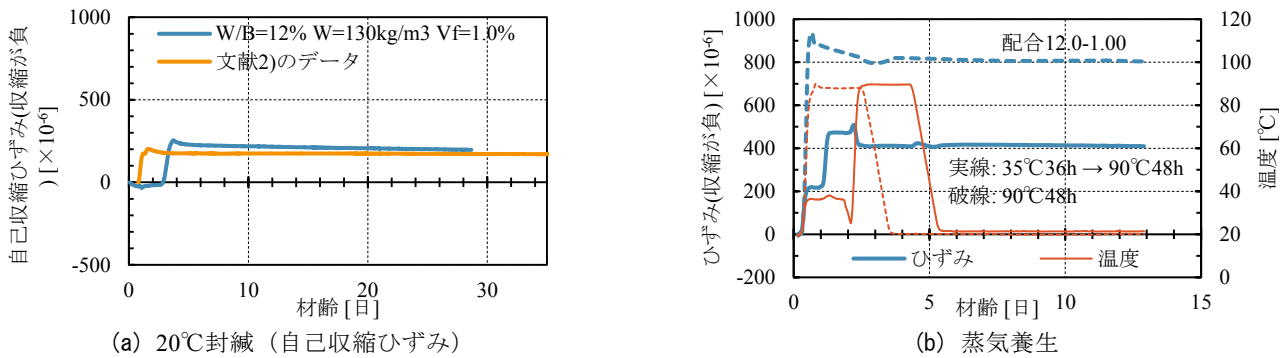


図-6 自由収縮ひずみ

($W/B=12.0\%$, $W=100\text{ kg/m}^3$, $V_f=1.00\%$)を見ると、前置き時間後すぐに高温の蒸気養生を行った場合には 100 N/mm^2 を超える高い圧縮強度は得られなかったことがわかる。ポルトランドセメントを用いない条件であっても、一次養生である程度の強度を発生させておかないと、高温養生の効果は得られないようである。一次養生を行った条件では、 $85^\circ\text{C}24\text{h}$ より $90^\circ\text{C}48\text{h}$ のほうが高い強度が得られ、その圧縮強度は 140 N/mm^2 を上回った。同じ養生条件で比較すると、圧縮強度に与える短繊維混入率の影響は小さいこと、 W/B は基準配合と同様の 15.5% より、さらに低減した 12.0% のほうが高い圧縮強度が得られることが分かった。

b) 静弾性係数

図-2 および図-3 の圧縮強度の測定時に併せて測定した静弾性係数を圧縮強度との関係として図-4 に示す。図中には参考として、コンクリート標準示方書⁷⁾に示される圧縮強度とヤング係数の関係式から求められる値、ならびにその値を 1.3 倍した値も併せて示している。この図から、開発したコンクリートの静弾性係数は、一般のコンクリートに比べて高く、示方書式の 1.3 倍程度の値となることが分かる。圧縮強度と静弾性係数の関係に与える養生方法の影響はほとんどみられない。静弾性係数は配合要因のなかで骨材の影響を大きく受け、本コンクリートは FNS の特性により高い静弾性係数を示したものと考えられる⁸⁾。圧縮強度が高くなるに伴って静弾性係数の増加の程度は鈍化するが、おおよそ、示方書式の 1.3 倍が示す曲線の延長線上にある。

c) 引張軟化特性

短繊維補強コンクリートの最大の特徴はひび割れ発生後の力学特性であり、その特性は引張軟化特性により表される。図-3 で圧縮強度を調べた条件の一部では引張軟化特性の評価も行なった。引張軟化特性は JCI-S-002-2003 により求めた。図-5 に引張軟化特性を示す。比較として 20°C 封緘養生のデータの一例も併せて示す。このデータとの比較より、圧縮強度の大幅な増加によって

高い引張軟化特性を示すことが分かる。また、ポルトランドセメントを使用せず高温の蒸気養生を行うという特殊な条件であっても、短繊維混入率の増加に伴って高い引張軟化特性、すなわち短繊維が高い引張補強効果を発揮するという通常の短繊維補強コンクリートと同様の結果が得られている。

(2) 収縮ひずみ

基準配合のコンクリートは収縮量が非常に小さいことが特徴の一つである。そのため、単位ペースト量を増やして短繊維補強コンクリートとしたことや高温の蒸気による促進養生を行うことが収縮ひずみへ与える影響について確認した。図-6 に無拘束状態での自由収縮ひずみの測定結果を示す。図-6(a) は 20°C 封緘での収縮ひずみ(すなわち自己収縮ひずみ)であり、図-6(b) は二次養生として $90^\circ\text{C}48\text{h}$ 蒸気養生を行う場合の一次養生の有無について比較したものである。図-6(a) には比較として、既報²⁾のデータのうち、本実験と近い条件のデータを示している。

図-6(a) より、 20°C 封緘状態では、単位水量を増加させ、 W/B を低減しても既報と同程度のひずみ量であることがわかる。すなわち、低収縮性という大きな特徴は損なわれていなかった。一方、同図からは、本実験の配合ではひずみの発生が遅れていることが見て取れる。 W/B を低下させ高性能減水剤の使用量が増加している影響で凝結が遅くなっていることが示唆される。図-6(b) の破線に着目すると、前置き時間後すぐに高温養生を行うと、非常に大きい膨張ひずみが発生していることが分かる。一方、実線に着目すると、一次養生の途中(材齢 24h 付近)から膨張ひずみが急増している。これは図-2 に示した 35°C 条件の強度発現と整合する結果である。すなわち、この材齢 24h 付近から膨張材の反応が活発となり、膨張が発生していると考えられる。なお、一次養生開始時点では凝結の始発には達していないと考えられるため、一次養生の昇温時の膨張ひずみは線膨張係

表-6 配合および強度試験結果

W/B [%]	W [kg/m ³]	Vg [m ³ /m ³]	短繊維の種類	Vf [vol.%]	圧縮強度 [N/mm ²]			静弾性係数 [kN/mm ²]		
					9 日	14 日	28 日	9 日	14 日	28 日
12.0	100	0.200	Fb15	1.00	156	155	157	54.4	52.6	55.0

数に変化しているために除去しきれなかった温度ひずみを含んでいる可能性がある。一方、前置き時間後すぐに高温養生を行った場合には、高温条件で膨張材が反応して異常な膨張を生じることで疎な組織が形成され、ひいては圧縮強度の停滞につながったと考えることが出来る。

二次養生の高温養生においては、従来の UFC ではここで大きな収縮ひずみを生じるが、本実験では 100×10⁻⁶程度の小さな収縮ひずみを発生するに留まっている。高温養生の終了後でひずみ変化が見られないのは、UFCと同様である。以上より、開発したコンクリートに対して、高温養生で高い圧縮強度を早期に発現させても、その低収縮性は損なわれないことが明らかとなった。

4. 実機製造および圧縮クリープ特性

前章までの結果を踏まえて、製品工場の実機ミキサによりコンクリートを製造した。実機ミキサは公称容量 2.75 m³の強制二軸ミキサであり、練り混ぜ量は 1.5 m³とした。養生方法は一次養生として注水より 4 時間後から 35℃36 時間の蒸気養生を行った。一次養生後、型枠の脱型を行ない二次養生として 90℃48 時間の蒸気養生を行った。蒸気養生における昇温速度、降温速度は前章と同様である。

表-6 にコンクリートの配合および強度試験結果を示す。実機製造においても室内と同様のコンクリートが得られた。図-7 に実機製造で採取した供試体を用いて JIS A 1157 に準じて実施した圧縮クリープ試験の結果（クリープ係数）を示す。載荷開始材齢は二次養生後の材齢 13 日である。一般のコンクリートと同様に時間の対数と線形関係となった。10,000 日まで外挿したクリープ係数は約 0.3 であり、UFC 指針⁵⁾に示される値と比べても同等以下という非常に小さい値であった。

5. まとめ

本稿では、結合材および細骨材に産業副産物を使用した超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートについての検討を行なった。検討の範囲では、φ0.2×15 mm の鋼繊維を 1.0 vol.%使用する条件でも 100 kg/m³程度の単位水量で高い流動性を有すること、高温の蒸気養生により 1

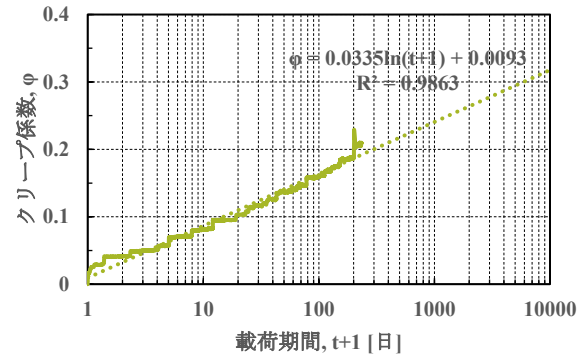


図-7 クリープ係数

週間程度で 150 N/mm²程度の圧縮強度を発現すること、このような条件でも収縮ひずみや圧縮クリープといった体積変化が相当に小さいことなどの知見を得た。

参考文献

- 1) 土木学会：混和材を大量に使用したコンクリート構造物の設計・施工指針（案），2018. 9
- 2) Matsuda, T., Noguchi, T., Kanematsu, M. & Mine, R.: Ultralow Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement, Proceedings of the fib congress 2018
- 3) Sasaki, W., Ashizuka, K., Deguchi, M. & Taniguchi, H.: Development of High-strength Fiber Reinforced Concrete for Highly Durable Bridge Structures, Proceedings of the 3rd International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies, M4-8 5, 2013.
- 4) Ogata, T., Oshiro, T., Fukuda, M., Kasuga, A., Asai, H., & Nagamoto, N.: Development and Construction of Non-metal Bridge, Proceedings of the fib symposium 2016
- 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），2004. 9
- 6) 佐々木亘，谷口秀明，樋口正典，宮川豊章：短繊維のかさ容積による高強度繊維補強コンクリートの流動性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37, No. 1, pp. 307-312, 2015. 7
- 7) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，2018. 3
- 8) 松田拓，蓮尾孝一，野口貴文：細骨材の違いが超高強度コンクリートの性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37, No. 1, pp. 1117-1122, 2015. 7

ポリプロピレン短繊維と鋼繊維の混入率が 超高強度コンクリートの爆裂抑制に与える影響

Study on Effect of Polypropylene and Steel Short Fiber Content on Explosive Spalling Control of Ultra-high-strength Concrete

技術研究所 峯 竜一郎 RYUICHIRO MINE
技術研究所 松田 拓 TAKU MATSUDA
技術研究所 坂本 遼 RYO SAKAMOTO
建築技術部 若林 信太郎 SHINTARO WAKABAYASHI
建築技術部 横山 徹 TORU YOKOYAMA

高温環境下における 150N/mm²級超高強度コンクリートの爆裂抑制を目的とし、鉄筋により拘束された角柱供試体 (100×100×400mm) を用い、ポリプロピレン繊維と鋼繊維の混入率ならびに単位モルタル容積を変化させて爆裂試験を行った。試験の結果、爆裂抑制性能はポリプロピレン繊維混入率の増加により向上したが、鋼繊維混入率の影響は明確でなかった。また、単位モルタル容積を増加させると爆裂の程度が大きくなる傾向となった。

キーワード：超高強度コンクリート、爆裂、ポリプロピレン繊維、鋼繊維、単位モルタル容積

Explosion tests were conducted on 150N/mm² class ultra-high-strength concrete for the purpose of control explosive spalling under high temperature environment. The test specimen is a square-sectioned column (100×100×400mm) embedded with deformed bar at the center, and test parameters are content of polypropylene and steel short fiber and unit mortar volume. As a result, explosion was suppressed as the polypropylene fiber content increase, but effect of steel fiber content was not clear. In addition, when the unit mortar volume is increased, the damage of explosive spalling tends to increase.

Key Words: ultra-high-strength concrete, explosive spalling, polypropylene fiber, steel fiber, unit mortar volume

1. はじめに

圧縮強度が 60N/mm²を超える高強度コンクリートは高温環境下において爆裂現象が発生することが知られている¹⁾。近年、高強度コンクリートの爆裂抑制対策として、ポリプロピレン繊維（以下、PP 繊維と略記）をコンクリートに混入する技術が実用化されている²⁾。また、PP 繊維に加え、鋼繊維を混入することで、さらに爆裂抑制性能を向上できるといった報告もある³⁾。

百瀬らは、PP 繊維の長さや径が爆裂抑制性能に与える影響を検証しており、PP 繊維が長く、径の細い方が爆裂抑制性能向上に寄与すると報告している⁴⁾。既往の研究⁵⁾においては、長さが 10mm 以上の PP 繊維についての報告は多くあるが、長さが 10mm 未満の PP 繊維を用いた報告は少ない。

一方で、爆裂試験は供試体の寸法や形状の影響を受けると言われている⁶⁾。円柱や角柱の小型供試体レベルの爆裂試験においては、鉄筋拘束がある条件とすることで、実大部材の爆裂現象を再現できているとは言い難いが、鉄筋拘束なしの条件と比べ、爆裂が発生しやすいとの報告がある⁷⁾。

本報では、繊維長さが 10mm 未満の範囲として、長さ 2mm の PP 繊維に着目し⁸⁾、PP 繊維と鋼繊維の混入率の違いおよび単位モルタル容積の違いが超高強度コンクリートの爆裂抑制性能に与える影響を確認するため、鉄筋拘束のある角柱供試体の爆裂試験を実施した。

2. 使用材料および調合条件

コンクリートの使用材料を表-1 に示す。結合材 (B)

として、中庸熟ポルトランドセメント（MC）と高強度用混和材（AD：スラグせこう系混和材とシリカフェームが質量比で7：3）を用いた。膨張材（EX）はエトリンガイト-石灰複合系を用いており、細骨材（S）は硬質砂岩砕砂、粗骨材（G）は硬質砂岩砕石を用いた。化学混和剤は高性能減水剤（SP）とし、収縮低減タイプを用いた。

PP 繊維と鋼繊維の物性値を表-2 に示す。PP 繊維は繊維長さ2mm、繊維径が18μm、熔融温度が約160℃のものを使用した。鋼繊維は繊維長さが30mm、フック型の形状のものを使用した。コンクリートの調合条件を表-3 に示す。水結合材比（W/B）は17.0%とした。膨張材は細骨材と体積置換した。また、PP 繊維と鋼繊維は調合の外割で混入した。なお、材料のロットは実験シリーズIとII、IIIで異なるものを使用した。目標スランブフローは設定せず、繊維を混入したものについては、繊維混入によるロスを見込み、繊維を混入していないものよりもSP添加率を増加させた。また、目標空気量は

2.0%とした。

試験では、次に示す2つの要因の影響を確認した。一つ目は、PP 繊維と鋼繊維の混入率の違い（実験シリーズI）、二つ目は、単位モルタル容積の違い（実験シリーズIIおよびIII）である。

3. 試験概要

(1) 爆裂試験に使用した耐火炉

爆裂試験に使用した水平耐火試験炉（炉内寸法：幅×奥行×高さ=4000×4000×3500mm）と供試体の設置状況を図-1 に示す。耐火炉は炉壁から水平方向に火炎が出るものであり、熱源は都市ガスとした。耐火炉の炉蓋の一部を試験治具に置き換え、供試体を設置した。

(2) 加熱曲線および加熱時間

爆裂試験時の炉内温度は、JIS A 1304 に規定されている標準加熱曲線Aに準拠するよう制御した。既往の文献⁹⁾によると、加熱開始後30分程度までに大きな爆裂は終了することが多いとされていることから、加熱時間は着火から30分間とした。試験終了後は、自然放冷で雰囲気温度になるまで存置した。

(3) 供試体

爆裂試験に使用した供試体の詳細を図-2 に示す。供試体の形状は角柱（100×100×400mm）とし、加熱面

表-1 使用材料

名称	種類	物性値	記号
セメント	中庸熟ポルトランドセメント	密度：3.21g/cm ³ 比表面積：3220g/cm ²	MC
混和材	高強度用混和材	密度：2.64g/cm ³	AD
膨張材	エトリンガイト-石灰複合系	密度：3.05g/cm ³	EX
水	上水道水	-	W
細骨材	栃木県鹿沼市産硬質砂岩砕砂	表乾密度：2.62g/cm ³ 吸水率：1.08%	S
粗骨材	栃木県鹿沼市産硬質砂岩砕石	表乾密度：2.64g/cm ³ 吸水率：0.62% 実績率：62.1%	G
化学混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸系（収縮低減型）	SP

表-2 各種繊維の物性値

名称	繊維長さ (mm)	繊維径 (μm)	密度 (g/cm ³)	熔融温度 (°C)	記号
鋼繊維	30	600	7.85	-	sf
ポリプロピレン繊維	2	18	0.91	160	PP

表-3 コンクリートの調合条件

実験シリーズ	NO.	記号	W/B (%)	実験水準				調合条件								
				単位粗骨材かさ容積 (m ³ /m ³)	単位モルタル容積 (L)	鋼繊維混入率 (Vol%)	PP繊維混入率 (Vol%)	単位量 (kg/m ³)								
								W	B	MC	AD	EX	S	G	sf	PP
I	1	G 55-sf0-PP0	17.0	0.55	662	0.00	0.00	155	912	737	175	10	491	893	0.0	0
	2	G 55-sf0-PP3				0.00	0.33	155	912	737	175	10	491	893	0.0	3
	3	G 55-sf1.0-PP2				1.00	0.22	155	912	737	175	10	491	893	78.5	2
	4	G 55-sf1.0-PP1				1.00	0.11	155	912	737	175	10	491	893	78.5	1
	5	G 55-sf0.75-PP2				0.75	0.22	155	912	737	175	10	491	893	58.9	2
	6	G 55-sf0.5-PP2				0.50	0.22	155	912	737	175	10	491	893	39.3	2
	7	G 55-sf0.5-PP1				0.50	0.11	155	912	737	175	10	491	893	39.3	1
II	8	G 45-sf0.0-PP0	0.45	723	0.00	0.00	155	912	737	175	10	653	731	0.0	0	
	9	G 45-sf1.0-PP2			1.00	0.22	155	912	737	175	10	653	731	78.5	2	
III	10	G 35-sf0-PP0	0.35	785	0.00	0.00	155	912	737	175	10	814	568	0.0	0	
	11	G 35-sf1.0-PP2			1.00	0.22	155	912	737	175	10	814	568	78.5	2	

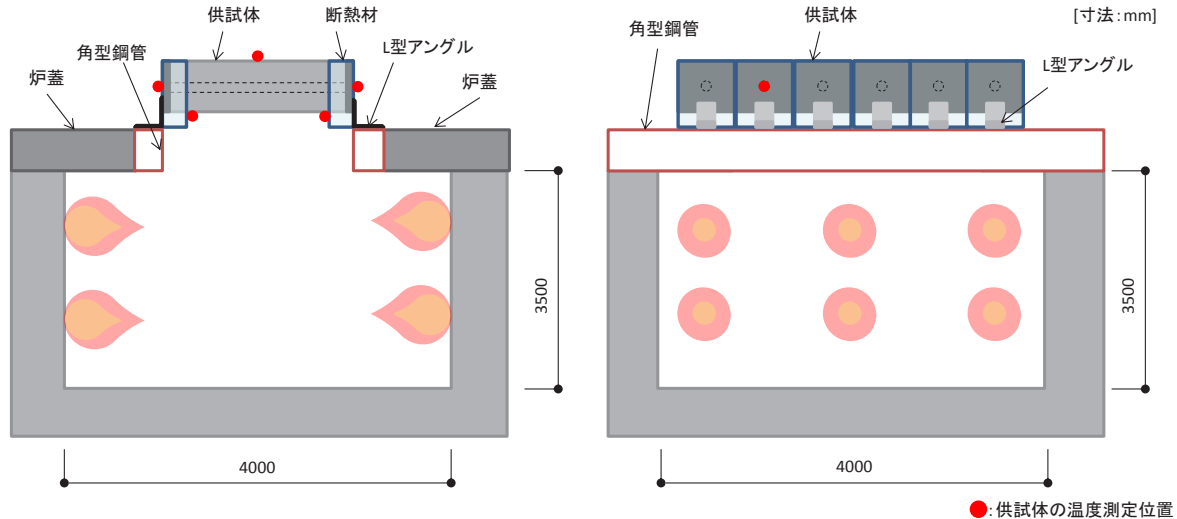


図-1 耐火炉の概要

は1面とした。D19の異形棒鋼の両端に厚さ6mmの鋼板を溶接した拘束治具を配置し、コンクリートを打設し、供試体を製作した。コンクリートのかぶり厚さは約40mmとした。また、供試体の両端にある鋼板が加熱の影響を受けないように、両端から50mmの範囲を厚さ25mm、耐熱温度1200℃以上の無機質繊維で作られた耐火ブランケットで被覆した。そのため、試験時の有効加熱面は100×300mmの範囲であった。

試験時の温度測定は図-1に示す位置で実施した。測定箇所は、加熱面のコンクリート表層付近、非加熱面のコンクリート表層付近および拘束鉄筋の温度確認のため、鉄筋と鋼板が溶接されている部分とした。なお、加熱面は打込み面に対して側面側とし、1水準につき2体で試験を実施した。

(4) 供試体の養生条件

爆裂現象の要因として、含水率の影響が大きい¹⁰⁾と言われている。そこで、繊維の混入率が要因の場合(実験シリーズI)は、試験材齢まで20℃封かん養生としたもの(20℃)と、材齢7日まで20℃封かん養生を行い、その後気中養生とし試験材齢まで養生したもの(7dry)とした。爆裂試験時の材齢はそれぞれ、135日と141日であった。

単位モルタル容積を要因(実験シリーズIIおよびIII)としたものは、材齢7日まで20℃封かん養生を行い、その後、気中養生とし試験材齢まで養生(7dry)した。爆裂試験時の材齢は91日であった。

(5) 爆裂試験結果の評価方法

爆裂試験結果の評価は既往の研究¹⁾を参考に、有効加熱面(100×300mm)を縦横それぞれ20mmのメッシュ

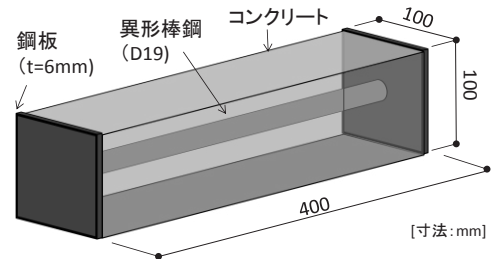


図-2 爆裂試験の供試体

で分割し、その交点(全96点)における深さ方向を測定し、(1)最大爆裂深さ(2)平均爆裂深さ(3)爆裂面積率をそれぞれ算出した。測定にはノギスを使用した。

4. 試験結果

(1) フレッシュ試験結果および圧縮強度試験結果

爆裂試験を実施したコンクリートのフレッシュ試験結果および標準養生材齢56日の圧縮強度試験結果を表-4に示す。フレッシュ試験結果を見ると、いずれの単位モルタル容積の条件においても、PP繊維と鋼繊維を混入すると、SP添加量を増加させても、スランプフローが小さくなる傾向が見られた。

圧縮強度試験結果を見ると、繊維を混入していない供試体の圧縮強度は147~152N/mm²の範囲であり、単位モルタル容積の違いによる影響は見られなかった。PP繊維と鋼繊維を混入した供試体の圧縮強度は139~149N/mm²の範囲となり、繊維を混入していない供試体と比べると、同等もしくは若干低下する傾向が見られた。

(2) 爆裂試験結果

爆裂試験時の温度測定結果の一例を図-3に示す。炉

内温度は、JIS A 1304 に示される標準加熱曲線と比べ、加熱開始から 10 分までの範囲においては若干高くなっているが、同等な傾向となった。また、供試体表面の温度（受熱面）は炉内温度に比べ約 200℃程度低くなったが、最高温度は約 600℃まで上昇した。

爆裂が発生したと思われる爆裂音は加熱開始から 13 分を過ぎた頃（受熱面温度が約 400℃）から発生し、加熱終了までの間に断続的に確認された。

爆裂試験結果を表-5 に示す。繊維混入率の違いに着目すると、養生条件が 20℃で爆裂した供試体は、繊維を混入していない G55-sf0-PP0 と鋼繊維混入率が 1vol%、PP 繊維混入率が 0.11vol% の G55-sf1.0-PP1 の 2 水準だった。養生条件が 7dry で爆裂した供試体は繊維を混入していない G55-sf0-PP0 と鋼繊維混入率が 1vol%、PP 繊維混入率が 0.11vol% の G55-sf1.0-PP1 および鋼繊維混入率

が 0.5vol%、PP 繊維混入率が 0.11vol% の G55-sf0.5-PP1 の 3 水準だった。

単位モルタル容積の違いに着目すると、単位モルタル容積を 723L とした場合、繊維を混入していない G45-sf0-PP0 のみが爆裂した。単位モルタル容積を 785L とした場合、全ての水準が爆裂した。

爆裂試験後の供試体の状況を図-4 に示す。単位モルタル容積の違いによらず、繊維を混入していないものは加熱面が全体的に爆裂し、粗骨材が露出していた。鋼繊維を混入せず、PP 繊維のみを 0.33vol%混入した G55-sf0-PP3 は、加熱面に亀甲状のクラックが確認されたが、爆裂の発生はなかった。鋼繊維を混入した G55-sf1.0-PP1 と G35-sf1.0-PP2 については、爆裂が発生し表層のコンクリートが剥離していたが、鋼繊維を混入した影響で、剥落までは至らないことが確認された。特に G35-sf1.0-PP2 はその影響が顕著であった。

爆裂試験後の供試体の破面を光学顕微鏡で観察した結果を図-5 に示す。粗骨材とセメントペーストの界面にクラックが散見された。高温環境下におけるセメントペーストと骨材の挙動の違いにより発生していると考え

表-4 フレッシュ試験結果と標準養生材齢 56 日の圧縮強度試験結果

実験シリーズ	NO.	記号	フレッシュ試験結果				圧縮強度試験結果 標準養生材齢 56 日 (N/mm ²)
			SP 添加率 (B×%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	
I	1	G 55-sf0-PP0	1.55	77.1	1.2	30.7	147
	2	G 55-sf0-PP3	1.85	67.5	1.5	27.8	143
	3	G 55-sf1.0-PP2	1.85	64.0	1.6	30.8	142
	4	G 55-sf1.0-PP1	1.85	67.4	1.3	31.1	145
	5	G 55-sf0.75-PP2	1.85	69.6	1.6	30.6	143
	6	G 55-sf0.5-PP2	1.75	70.9	1.5	31.3	149
	7	G 55-sf0.5-PP1	1.85	73.6	1.4	31.4	143
II	8	G 45-sf0.0-PP0	1.41	66.8	1.7	27.9	147
	9	G 45-sf1.0-PP2	1.71	62.5	2.5	29.5	139
III	10	G 35-sf0-PP0	1.41	72.4	1.7	27.7	152
	11	G 35-sf1.0-PP2	1.56	63.1	3.2	29.0	143

表-5 爆裂試験結果

実験シリーズ	NO.	記号	W/B (%)	実験水準				養生条件							
				単位粗骨材かさ容積 (m ³ /m ³)	単位モルタル容積 (L)	鋼繊維混入率 (vol%)	PP繊維混入率 (vol%)	20℃封かん養生 (20℃)				材齢7日まで20℃封かん養生、その後気中養生 (7dry)			
								試験材齢 (日)	含水率*1 (wt%)	試験時の圧縮強度 (N/mm ²)	爆裂*2 試験評価	試験材齢 (日)	含水率*1 (wt%)	試験時の圧縮強度 (N/mm ²)	爆裂*2 試験評価
I	1	G 55-sf0-PP0	17.0	0.55	662	0.00	0.00	135	3.58	164	×	141	3.37	-	×
	2	G 55-sf0-PP3				0.00	0.33		3.55	153	○		3.20	-	○
	3	G 55-sf1.0-PP2				1.00	0.22		3.29	162	○		3.20	-	○
	4	G 55-sf1.0-PP1				1.00	0.11		3.26	162	×		3.16	-	×
	5	G 55-sf0.75-PP2				0.75	0.22		3.34	162	○		3.12	-	○
	6	G 55-sf0.5-PP2				0.50	0.22		3.35	162	○		3.14	-	○
	7	G 55-sf0.5-PP1				0.50	0.11		3.40	167	○		3.20	-	△
II	8	G 45-sf0.0-PP0	0.45	723	0.00	0.00	-	-	-	-	91	3.27	161	×	
	9	G 45-sf1.0-PP2			1.00	0.22		-	-	-		3.17	146	○	
III	10	G 35-sf0-PP0	0.35	785	0.00	0.00	-	-	-	-	91	3.22	156	×	
	11	G 35-sf1.0-PP2			1.00	0.22		-	-	-		3.14	145	△	

※1 : JIS A 1476 に準拠し、同一養生とした円柱供試体 (φ100×200mm) の質量から求めた
 ※2 : ○ : 爆裂なし, △ : 1 体爆裂, × : 2 体爆裂

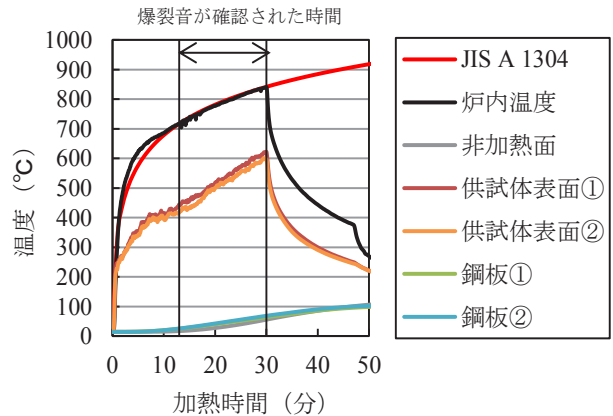


図-3 温度測定結果

られるり。

爆裂試験時の含水率と圧縮強度の関係を図-6に示す。G55シリーズ（養生条件20℃）を見ると、含水率は3.26～3.58%、圧縮強度は153～167N/mm²の範囲であった。G35、G45シリーズ（養生条件7dry）を見ると、含水率は3.14～3.27%、圧縮強度は145～161N/mm²の範囲であった。どちらも同様であり、養生条件の違いによる含水率と圧縮強度の大きな違いは見られなかった。

PP繊維混入率と各種爆裂評価の関係を図-7に示す。なお、養生条件20℃の結果については、爆裂が発生した供試体のみプロットした。最大爆裂深さを見ると、PP繊維混入率の増加に伴い、小さくなる傾向が見られた。G55-sf1.0-PP1とG55-sf0.5-PP1を比較すると、鋼繊維混入率の増加により、最大爆裂深さが小さくなった。

また、単位モルタル容積の違いに着目すると、繊維を混入していない供試体は、単位モルタル容積が小さくなると最大爆裂深さが大きくなった。なお、最大爆裂深さが40mmを超えているものについては、測定箇所が隅角部であり、鉄筋の露出はなかった。平均爆裂深さと最大爆裂深さは同様の傾向となった。爆裂面積率は、PP

繊維混入率の増加に伴い小さくなった。繊維を混入していない供試体の爆裂面積率は100%であり、養生条件の違いによる各種爆裂評価の違いはなかった。

(3) 爆裂試験結果の考察

本試験においては、含水率と圧縮強度に大きな違いが見られないことから、コンクリートの爆裂の有無については、鋼繊維とPP繊維の混入率が影響しており、特にPP繊維混入率の影響が大きいと推察される。

繊維混入率の影響については、単位モルタル容積が662Lの条件において、PP繊維のみの場合は0.33vol%以上、PP繊維と鋼繊維を併用する場合はPP繊維を0.22vol%混入すれば、爆裂抑制効果が確認された。既往の文献⁴⁾によれば、PP繊維の長さが10mmの場合、混入率を0.11vol%にすれば爆裂抑制効果が確認されている。PP繊維の長さが2mmの場合、長さが10mmの場合より混入率を増加させることで、水蒸気圧緩和に必要な空隙が形成できると考えられる。また、鋼繊維混入率がコンクリートの爆裂抑制に与える影響は明確ではないが、爆裂深さや面積率を小さくする傾向が確認できた。

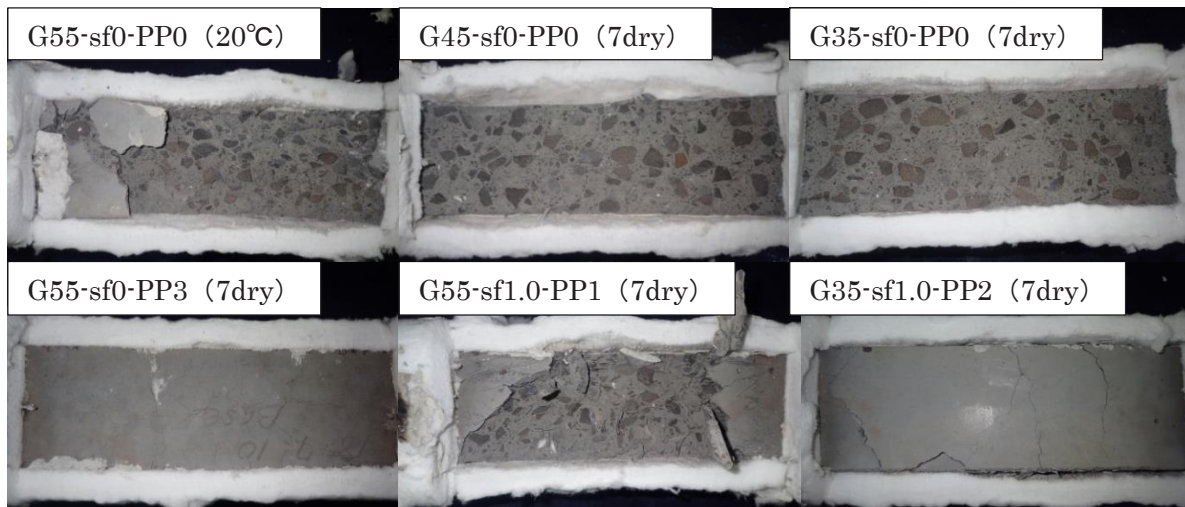


図-4 爆裂試験後の供試体の状況 () 内は養生条件を示す



図-5 光学顕微鏡による観察結果 (倍率20倍)

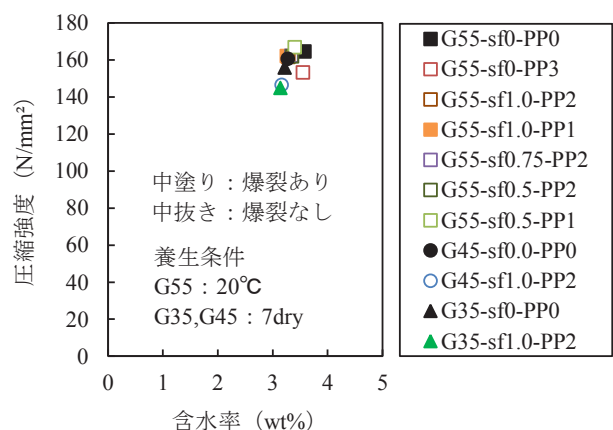
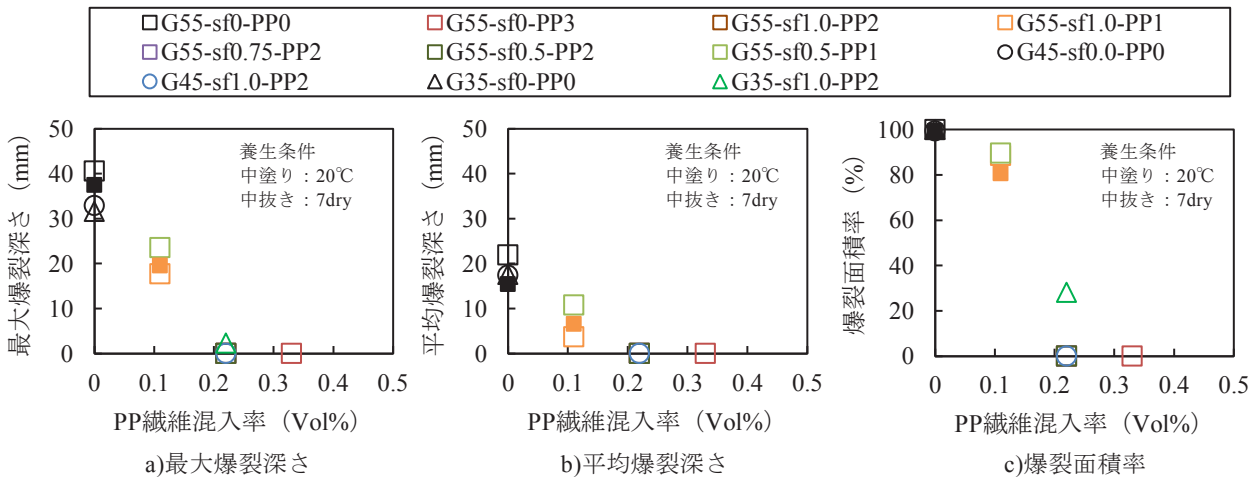


図-6 爆裂試験時の含水率と圧縮強度の関係



※養生条件 20℃については、爆裂が発生した供試体のみ記載した

図-7 PP 繊維混入率と各種爆裂試験評価の関係

単位モルタル容積の影響については、単位モルタル容積を 785L とした条件において、PP 繊維を 0.22vol% 混入しても爆裂が発生している。これは、単位モルタル容積が増加することで、コンクリート中のモルタルマトリックス部分の爆裂抑制に対して必要な PP 繊維混入率が増加するためと推察される。

また、繊維を混入していない供試体の単位モルタル容積が小さくなると最大爆裂深さが大きくなる原因として、単位容積あたりのセメントペーストと粗骨材との接触面積が増加することによる熱応力の影響などが考えられるが、今後の課題としたい。

5. まとめ

本試験の範囲内で以下の知見を得た。

- (1) ポリプロピレン繊維と鋼繊維の混入率が増加すると、流動性は低下する傾向が見られた。
- (2) ポリプロピレン繊維と鋼繊維を混入すると、圧縮強度は同等もしくは若干低下した。単位モルタル容積の違いによる影響は明確でなかった。
- (3) 混入率を 0.33vol% とすれば、ポリプロピレン繊維のみで爆裂抑制できた。
- (4) 単位モルタル容積が 662~723L の場合、ポリプロピレン繊維混入率を 0.22vol%、鋼繊維混入率を 0.5vol% 以上で爆裂抑制できた。
- (5) 単位モルタル容積が 785L の場合、ポリプロピレン繊維混入率が 0.22vol% では爆裂抑制効果が少ない結果となった。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本コンクリート工学会：高温環境化におけるコンクリートの性能評価に関する研究委員

会報告書，2017.9

- 2) たとえば森田武ほか：耐火性に優れた超高強度コンクリートの仕様と施工，コンクリート工学，Vol.39，No.11，pp.18-23，2001.11
- 3) 三井建郎ほか：設計基準強度 80~200N/mm² 超高強度コンクリート柱の耐火性能に及ぼす有機繊維および鋼繊維の影響に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 648 号，PP.461-468，2010.2
- 4) 百瀬晴基ほか：ポリプロピレン繊維を混入した設計基準強度 150N/mm² の超高強度コンクリートの耐火性に関する試験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.995-1000，2003
- 5) たとえば樋口優香ほか：石灰石粗骨材を用いた高強度鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究(その 2 物性試験および供試体加熱試験結果)，日本建築学会学術講演梗概集(関東)，pp.55-56，2015.9
- 6) 谷辺徹ほか：高強度コンクリートの爆裂性評価に及ぼす供試体種類の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.1，pp.1087-1092，2017
- 7) 桜本文敏ほか：超高強度コンクリートに関する開発研究(その 5. 小型供試体における耐火性状)，日本建築学会学術講演梗概集(北陸)，pp.479-480，1992.8
- 8) 松田拓ほか：樹脂粉末を混入した高強度コンクリートの品質，日本建築学会学術講演梗概集(近畿)，pp.399-400，2005.9
- 9) 森田武：コンクリートの爆裂とその防止対策，コンクリート工学，Vol.45，No.9，pp.87-91，2007.9
- 10) 山崎庸行ほか：爆裂防止用ポリプロピレン短繊維を混入した高強度コンクリートの性状に関する研究(その 3 供試体による耐火性状および遷移クリープ特性)，日本建築学会学術講演梗概集(東海)，pp.335-336，1994.9

早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートの フレッシュ性状や耐久性に及ぼす化学混和剤の影響

Effects of Chemical Admixtures on Properties of Fresh Concrete and Durability of Hardening Concrete Using High-early-strength Portland Cement

技術研究所 基 哲義 DAI AKIYOSHI
技術研究所 恩田 陽介 ONDA YOSUKE
技術研究所 佐々木 亘 SASAKI WATARU
技術研究所 松田 拓 MATUDA TAKU

本論文は、早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートに対してスランプの保持性能を高めた高性能 AE 減水剤を適用し、スランプや空気量の経時変化および耐久性に関する試験を実施した結果について報告するものである。一連の検討から、保持性能を高めた高性能 AE 減水剤を使用すると 1) 練上がり温度が 30℃以上であってもスランプの低下を抑制可能であること、2) コンクリートの耐久性は従来の高性能 AE 減水剤を使用したコンクリートと同程度である事が分かった。

キーワード：高性能 AE 減水剤，スランプ保持性能，経時変化，耐久性

This paper reports on the test results about slump and air content change over time and durability of the concrete with using high-early-strength cement and superplasticizer of enhanced slump retention performance. As a result, it is confirmed that when the superplasticizer with enhanced slump retention performance is applied, 1) slump reduction can be suppressed even under concrete temperature of exceeding 30 °C, 2) durability of the concrete is equivalent to the concrete using conventional superplasticizer.

Key Words: superplasticizer, slump retention performance, change over time, durability

1. はじめに

コンクリート構造物の品質を確保するためには、打設時におけるコンクリートのスランプを適切に管理することが重要である。近年、産業副産物の有効利用やコンクリート構造物の耐久性向上などを目的に、フライアッシュ（以下、FA）や高炉スラグ微粉末（以下、BFS）のコンクリートへの利用を拡大する取組み¹⁾が多くなされている。しかし、このような混和材を使用したコンクリートについては時間経過に伴うスランプ低下が、セメント単味のコンクリートに比べて大きいことも指摘²⁾されており、利用拡大に向けてはこれらを用いたコンクリートのスランプ保持性能の確保が大きな課題となっている。筆者らはこれまでに現場打ち PC 上部工に多く用いられる早強ポルトランドセメントと混和材を用いたコンクリートを対象として、複数の高性能 AE 減水剤（A～D）を用いたスランプなどの経時変化試験³⁾を行い、スラン

プの保持性能が高い高性能 AE 減水剤があることを確認してきた。一方、将来的な気候変動による外気温の上昇や生コン工場の減少による運搬距離の増大を考えると、早強ポルトランドセメント単味の配合においてもスランプ保持性能を高めることが求められると推察される。そこで本報告では室内試験として、既報において使用した高性能 AE 減水剤を、早強ポルトランドセメント単味のコンクリートに使用した場合の経時変化試験を、練上り温度をパラメータとして実施した。その後、レディーミクストコンクリート工場の実機ミキサにより製造したコンクリートのアジテータ車内で保管した経時変化試験を実施し、現場への適用性を検証した。また、それらのコンクリートについて凍結融解試験、促進中性化試験、塩水浸漬試験、表層透気試験、表面吸水速度試験、スケーリング試験を実施し、耐久性を確認した。

表-1 使用材料

材料		種類、物性など	記号	室内/実機	
水		上水道水	W	室内	
		地下水		実機	
セメント		早強ポルトランドセメント (密度3.13g/cm ³)	H1	C	
		早強ポルトランドセメント (密度3.14g/cm ³)	H2		
細骨材	砕砂	佐野産砕砂 (表乾密度2.73g/cm ³)	S1	S	
		佐野市会沢産砕砂 (表乾密度2.68g/cm ³)	S2		
	陸砂	神栖市波崎産 (表乾密度2.65g/cm ³)	S3		実機
		佐野市仙波産 (表乾密度2.58g/cm ³)	S4		
粗骨材	砕石	岩瀬産砕石2005 (表乾密度2.66g/cm ³)	G1	G	
		佐野市水木産砕石2005 (表乾密度2.71g/cm ³)	G2		
		佐野市仙波産砕石2005 (表乾密度2.71g/cm ³)	G3		
高性能AE減水剤		ポリカルボン酸エーテル系化合物(標準型)	SPA	SP	
		ポリカルボン酸エーテル系化合物(遅延型)	SPB		
		ポリカルボン酸エーテル系化合物(遅延型改良品1)	SPC		
		ポリカルボン酸エーテル系化合物(遅延型改良品2)	SPD		
空気量調整剤		変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤	AE	室内・実機	

表-2 コンクリートの配合

種類	W/C (%)	s/a (%)	単位量 kg/m ³												SP (C×%)	
			W	C		S				G						
				H1	H2	S1	S2	S3	S4	G1	G2	G3				
室内試験	40.0	43.0	160	400	400	-	784	784	-	-	-	1011	1011	-	-	0.7~1.2
実機試験	40.0	45.7	171	428	-	428	785	-	397	236	152	951	-	477	474	1.0~1.2

2. 実験概要

(1) 使用材料と配合

使用材料を表-1、コンクリートの配合を表-2 に示す。セメントは早強ポルトランドセメントを用い、高性能AE減水剤はAからDと標記した4種類のポリカルボン酸エーテル系化合物を主成分としたものであり、Aを基準としてアルファベットが進むにつれて保持性能が高まるように遅延成分と保持ポリマーが調整されている。そのほかの使用材料は、室内試験では砕砂と砕石を用い、実機試験ではプラントで通常使用されている砕砂と複数の陸砂を混合した細骨材と産地の異なる複数の砕石を混合した粗骨材を用いた。

室内試験で実施した配合は現場打ちPC部材に多く使用されているコンクリートを想定し、設計基準強度が40N/mm²程度の水セメント比40%とした。実機試験も条件を揃えるために同一の水セメント比としたが、通常使用している細骨材に陸砂が用いられているため、粗粒率が小さくなり、同一スランプを得るために単位水量の増加が必要となった。そのため、室内試験に比べて約10kg/m³増加した。

(2) 製造方法

室内試験の練混ぜには強制二軸ミキサ(公称容積100L)を用いた。練混ぜ手順は次のとおりとした。最初にセメントと細骨材を投入し10秒間の空練りを行い、

その後、化学混和剤を混合した水を投入し90秒間練り混ぜた。その後掻き落としを行い、粗骨材を投入し、再度90秒間練混ぜ排出した。排出後、速やかに各試験用の試料を採取した。実機による製造は以下の手順とした。セメントと細骨材を投入後、空練りを10秒間行い、化学混和剤と水を投入し30秒間練り混ぜた。その後、粗骨材を投入して60秒間練混ぜたのちにアジテータ車に排出した。前述の手順で1m³を2回練混ぜ、アジテータ車で混合してから出荷時のフレッシュ試験を行うとともに技術研究所まで運搬した。運搬時間は約10分程度であった。

(3) 経時変化試験

高性能AE減水剤AからDの4種類を用いて、スランプの保持性能などを室内試験および実機試験により確認した。経時変化試験はスランプ、空気量、コンクリート温度について実施した。そのほかの試験として凝結試験とブリーディング試験を実施した。凝結試験はJIS A 1147に準拠し、ブリーディング試験はφ150×300mmのブリキ製型枠を使用したコンクリートのブリーディング簡易試験方法(試案)⁴⁾とした。練上がり直後の目標値はスランプで18±2.5cm、空気量で4.5±1.5%とした。練上がり直後のコンクリート温度は室内試験では10、20、30、35℃とした。10℃と20℃は恒温室内で練混ぜと試験を実施し、30℃と35℃については屋外で練混ぜ、それぞれの温度環境に設定した恒温室内に保管し試験を実施し

た。それぞれの試験時間までは練り舟にシートをかけた状態で静置し、試験直前にスコップによる切り返しを実施した。実機試験は室内試験と同項目について試験を行った。試験時間まではアジテータ車内にて低速撹拌した状態で保管し、試験直前に 30 秒間の高速撹拌を実施し採取し試験した。実機試験実施時の温度については外気温が 30℃程度の夏場を実施したが、想定していたよりもコンクリート温度が上がらず 29℃であった。

(4) 耐久性に関する試験

実機による経時変化試験と同一コンクリートで耐久性に関する試験に供する試験体を製作した。凍結融解試験は材齢 6 週より開始し、そのほかの項目については JIS A 1148 に準拠して行った。促進中性化試験は試験体を材齢 4 週まで水中養生を行ったのちに、材齢 23 週まで温度 20℃、相対湿度 60%の室内で乾燥を行い実施した。そのほかの項目については JIS A1153 に準拠して実施した。塩水浸漬試験は JSCE G 572 に準拠して実施した。表層透気試験、表面吸水速度試験については、900×900×200mm の床版模擬試験体の打設面で実施し、いずれも材齢 6 週で試験を行った。床版模擬試験体作製は屋根のある屋内で打設から養生までを行った。養生終了後は試験まで雨かきのある屋外に存置した。試験体は打設のタイミングにより 2 水準とし、コンクリートの荷下ろし直後（以下、経時前）と、スランプが 10cm 以下となるまで低下したタイミング（以下、経時後）とした。それぞれ養生剤を用いて荒均しと仕上げを行ったのちに養生マットによる湿潤養生を 3 日間行った。スクーリング試験は、試験終了後の床版模擬試験体より φ150mm のコアを採取し、打設面を試験面として実施した。試験体のサイズ以外の項目については ASTM C 672 に準拠して行った。

3. 実験結果

(1) 経時変化試験

表-3 に練り上がり直後のフレッシュ性状を示す。練り直後のスランプおよび空気量はいずれも目標の範囲内であった。練り温度についてもおおむね想定していた温度であった。図-1, 2 にスランプと空気量の試験結果を示す。横軸に注水からの経過時間、縦軸にスランプおよび空気量を示した。スランプの結果より、練り温度が 10℃の条件では混和剤 B, C, D 練り温度が 20, 30, 35℃および実機試験では混和剤 C, D でスランプの低下が小さくなる傾向にあった。これは高性能 AE 減水剤に添加された遅延成分や保持ポリマーにより混和剤 C,

表-3 化学混和剤の使用量と練り上がり直後のフレッシュ試験結果

種類	混和剤の種類	化学混和剤の使用量		スランプ (cm)	空気量 (%)	練り温度 (℃)
		SP (C×%)	AE (C×%)			
室内 10℃	A	0.7	0.0005	19.0	4.1	11.0
	B	1.0	0.0010	20.5	4.2	11.0
	C	1.2	0.0080	19.0	4.5	11.0
	D	1.1	0.0070	19.5	4.2	11.0
室内 20℃	A	0.8	0.0010	22.0	4.6	21.1
	B	0.8	0.0010	20.5	4.7	21.4
	C	0.8	0.0020	19.0	4.9	22.0
	D	0.8	0.0020	19.5	3.5	21.9
室内 30℃	A	0.9	0.0015	19.5	4.6	33.0
	B	0.9	0.0015	20.5	3.3	33.0
	C	0.9	0.0020	19.5	3.4	33.2
	D	0.9	0.0025	19.0	4.0	33.0
室内 35℃	A	1.0	0.0040	19.0	5.4	36.7
	B	1.0	0.0060	20.0	5.5	36.8
	C	1.0	0.0060	19.5	4.1	35.1
	D	1.0	0.0060	21.0	5.7	36.6
実機 29℃	A	1.2	0.0010	20.0	3.8	29.0
	B	1.1	0.0010	19.0	4.9	29.0
	C	1.2	0.0030	18.5	4.5	29.0
	D	1.2	0.0030	19.5	4.5	29.0

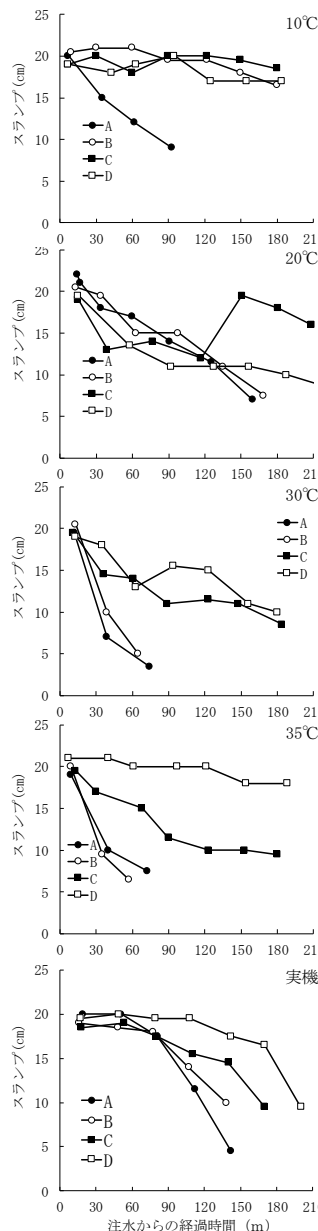


図-1 スランプの試験結果

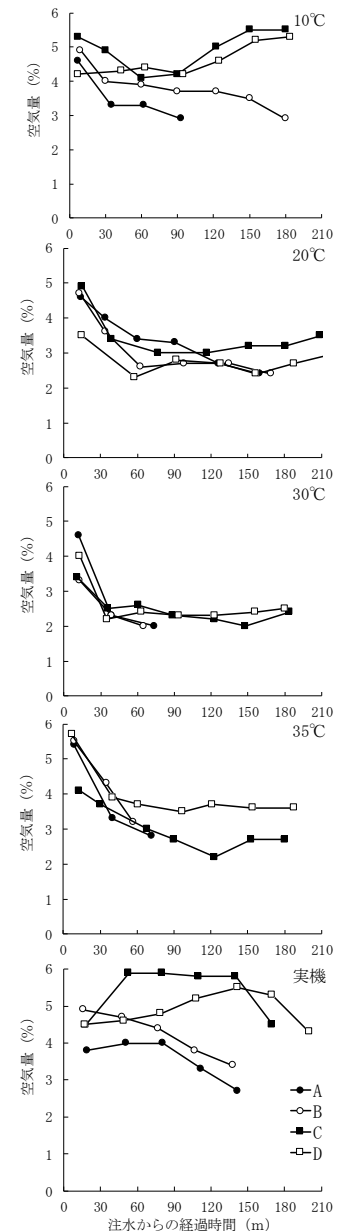


図-2 空気量の試験結果

表-4 ブリーディングと凝結試験結果

種類	混和剤の種類	ブリーディング量 (cm^3/cm^2)	凝結 (h:min)	
			始発	終結
10	A	0.00	7:30	10:30
	B	0.01	10:05	12:50
	C	0.02	14:40	17:55
	D	0.04	15:15	18:20
20	A	0.05	5:10	7:00
	B	0.03	5:35	7:30
	C	0.13	8:00	9:45
	D	0.16	8:20	10:10
30	A	0.00	3:20	4:35
	B	0.00	5:05	6:10
	C	0.00	7:00	8:15
	D	0.00	10:10	11:55
35	A	0.00	3:35	4:35
	B	0.00	5:00	6:05
	C	0.00	7:30	8:35
	D	0.00	11:00	12:05
実機	A	0.01	3:51	4:42
	B	0.01	4:31	5:33
	C	0.00	5:20	6:15
	D	0.03	6:07	6:59

Dではいずれの環境温度でもスランブの低下を抑制したものと考える。環境温度 10℃では混和剤 B でもスランブの低下抑制効果が見られた。空気量は、おおむね同様な低下傾向を示したが、練上り温度 10℃と実機試験のときの混和剤 C, D で空気量の低下が少ない。これについては表-3 に示すように空気量調整剤がほかと比較して若干多かったことが影響しているものと考え。ブリーディング試験と凝結試験の結果を表-4 に示す。本報告と類似した配合でのブリーディングに関する既往の研究として、谷口ら⁵⁾は水セメント比が 40%の配合で単位水量を変化させそのブリーディング量を測定している。その結果によれば単位水量 160~185kg/m³の範囲でブリーディング量は 0.02~0.09cm³/cm²となっている。練上り温度 20℃において、混和剤 A を用いた場合は 0.05 cm³/cm²、混和剤 B では 0.03 cm³/cm²となっており、谷口らの研究と同程度の値を示している。混和剤 C, D を用いた場合のブリーディング量は C で 0.13cm³/cm²、D で 0.16cm³/cm²となっており、A と B に比べて比較的大きい値を示した。これについては、混和剤 C, D に含まれている保持ポリマーの作用により、スランブが保持されブリーディング時間が伸びたことによるものと考え。練上り温度 30℃、35℃および実機試験においてはいずれの混和剤を用いた場合でもブリーディング量はごく少量であった。これについては温度が高いことで水和反応が促進されたことによるものと推察する。一方で 20℃と比較して温度が低い条件である 10℃では 20℃と比較

してブリーディング量が小さくなった。これは、練上り温度 10℃のみ使用したミキサが異なり、分散性などに違いがでたと推察する。渡辺ら⁶⁾はフレッシュ性状適否を判断する閾値としてブリーディング量 0.35cm³/cm²を提案している。また、建築の分野では JASS5 23 節水密コンクリート⁷⁾においてブリーディング量の規準を 0.3cm³/cm²と規定している。本実験のブリーディング量は混和剤 C, D の使用により増加したが、0.3, 0.35cm³/cm²に対して低い値となっている。凝結試験は混和剤種類について着目すると、いずれの練上り温度においても凝結が早い順に混和剤 A, B, C, D となった。これは、遅延成分が A を基準として増加しているためと考える。

練上り温度について着目すると、混和剤 A, B, C では練上り温度 20℃に対して、30℃、35℃実機試験で凝結は早まり、10℃では遅延した。D では練上り温度 20℃に対して、30, 35, 10℃が遅延した。これについては、混和剤 A, B, C では一般的なコンクリートと同様な傾向と考える。D では添加量が 20℃と比較して増加していることにより、より凝結遅延成分が多く添加されたものと考え。以上より、凝結については一部の混和剤で温度が高い条件でも遅延する傾向がみられた。

(2) 耐久性に関する試験

凍結融解試験の結果を図-3 に示す。高性能 AE 減水剤 A と B では 300 サイクル時の相対動弾性係数が 60%以下となった。表-3 より、化学混和剤 A, B を用いた場合には AE 剤の使用量が少ない。コンクリート中のエントレインドエアの量は AE 剤の量に依存する⁸⁾ことが示されており、本実験では化学混和剤 A, B ではエントレインドエアが少なくなっているものと推察される。すなわち、化学混和剤 A, B を用いた場合には、AE 剤の使用量が少なくエントレインドエアが減少していることにより、凍結融解抵抗性が低くなり、化学混和剤 C, D を用いた場合には、AE 剤の使用量は増加するものの、凍結融解抵抗性に対してはより有利に働いているものと推察される。促進中性化試験を図-4 に示す。促進中性化試験の結果では促進開始より 8 週までの範囲においてはいずれの配合にも差が見られなかった。塩水浸漬試験の結果を図-5 に示す。いずれの化学混和剤を使用した場合でもおおむね同様の結果が得られている。以上より、本実験で用いた高性能 AE 減水剤においては、中性化および塩化物の透過性への影響は同程度であった。表層透気試験と表面吸水速度試験の結果を図-6 および図-7 に示す。表層透気試験と表面吸水速度試験のどちらにおいても、経時前と経時後で値が異なることがわかる。本報

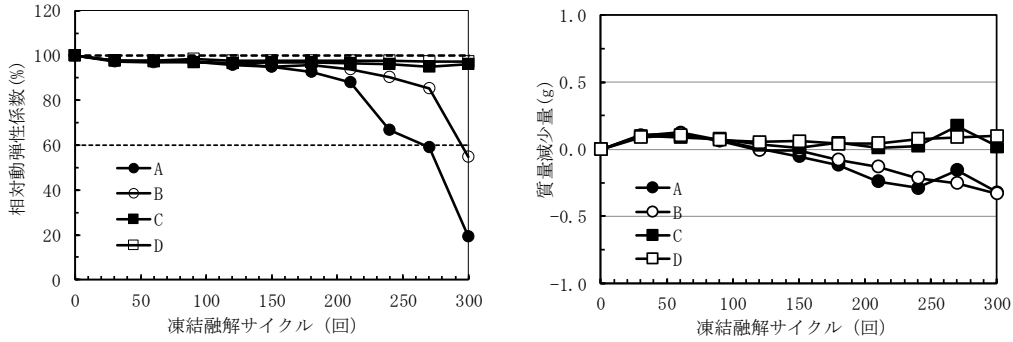


図-3 凍結融解試験結果

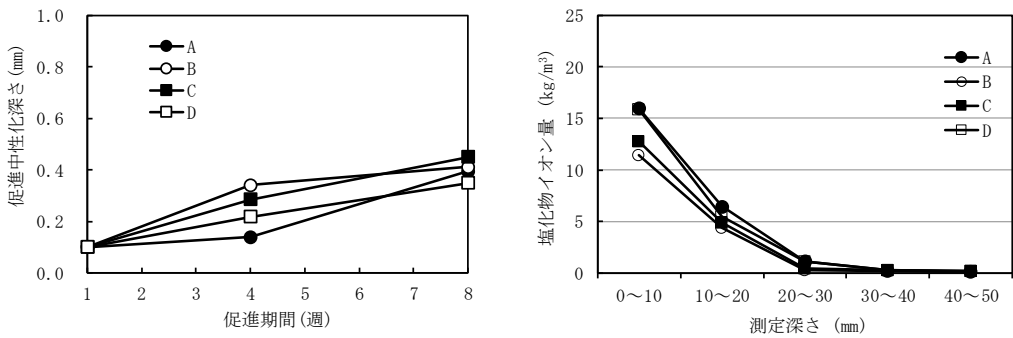


図-4 促進中性化試験結果

図-5 塩水浸漬試験結果

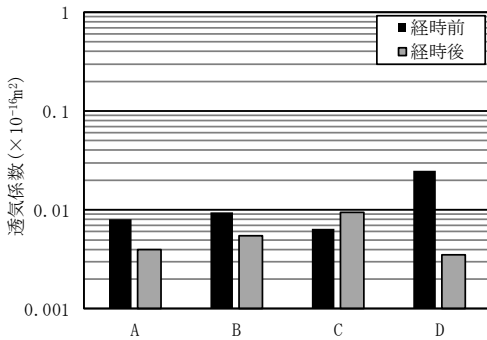


図-6 表層透気試験結果

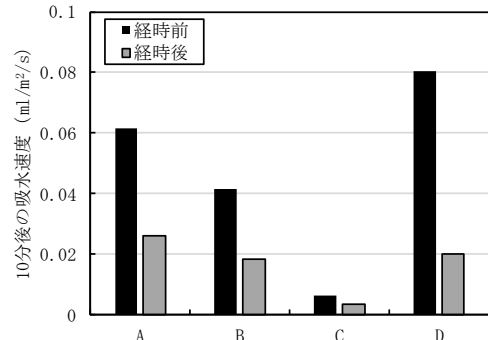


図-7 表面吸水試験結果

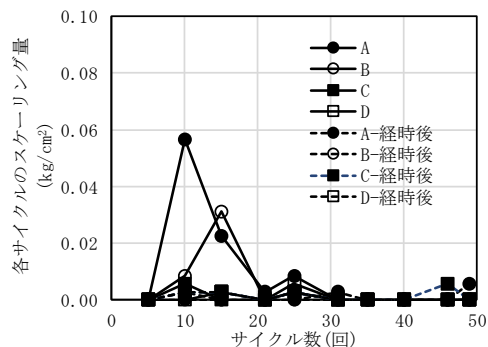
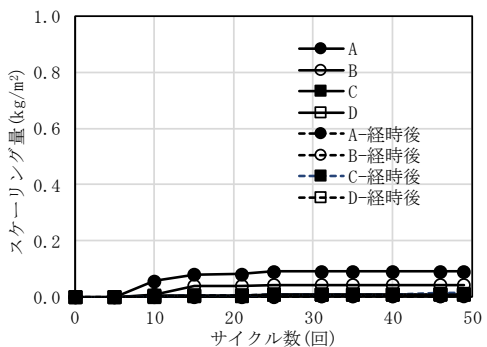


図-8 スケーリング試験結果

告では、高性能 AE 減水剤 C を用いた場合を除き、打設完了が遅い場合において、透気係数が小さくなり、表面吸水速度は遅くなった。この原因としては経時前の試験体では、ブリーディングの影響により、表層部分の水セメント比が大きくなることによるものと推察している。

図-8 にスケーリング試験の結果を示す。試験終了後の累計スケーリング量はいずれの配合においても少なかった。また、経時前に打設した試験体のうち、高性能 AE 減水剤 A および B を用いた場合では累計スケーリング量が多くなっていることがわかる。これは前述の凍結融

解試験の結果と同様に AE 剤の使用量が少なくなること
でエントレインドエアが減少していることによるものと
推察している。また、経時前後で比較すると、経時後に
打設した試験体のうち高性能 AE 減水剤 A および B を
使用した配合ではスケーリング量が少なくなっているこ
とがわかる。スケーリング量は試験を行う面により異な
ることが高橋ら⁹⁾により指摘されており、それによると
試験面が打設面であるときスケーリングの劣化が激しく、
その理由としてはブリーディングの影響を挙げている。
本実験では、試験面はいずれも打設面であり、ブリーデ
ィングの影響が含まれ、経時前に打設した試験体に比べ、
経時後に打設した試験体はブリーディングが発生する時
間が短く、影響を受けにくいものと考えられる。以上の
ことから、経時後に打設した試験体では、スケーリング
量が少なくなったと推察する。各サイクルでのスケーリ
ング量をみると、サイクル初期にスケーリング量が多い。
高橋らの報告⁹⁾においてもサイクル初期でスケーリング
量が多くなっており、ブリーディング層が初期に剥離し
たためと考察している。本試験においても同様にブリー
ディング層がサイクル初期に剥離したと推察される。

4. まとめ

早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートに
対してスランプの保持性能を高めた高性能 AE 減水剤を
適用し、スランプや空気量の経時変化および耐久性に関
する試験を実施し、以下の結果を得た。

- ① 練上り温度が 30、35℃であっても高いスランプ
保持性能を有した。
- ② いずれの化学混和剤を用いた場合でもブリーデ
ィングに大きな差はみられなかった。
- ③ スランプの保持性能を高めた高性能 AE 減水剤の
中には、練上り温度が 30、35℃の条件でも練上
り温度 20℃と比較して遅延するものがあつた。
- ④ 実機試験においても、比較的高い外気温の条件
ならびに実施工に近い条件でスランプ保持性能
を発揮することが確認された。
- ⑤ スランプ保持成分を高めた化学混和剤を用いた
コンクリートの促進中性化試験、塩水浸漬試験
の結果は、従来の高性能 AE 減水剤を用いたコン
クリートと同程度の結果が得られた。
- ⑥ AE 剤の使用量が凍結融解抵抗性に影響を及ぼす
こと、ブリーディングの変化が表層品質に関する
表層透気試験、表面吸水速度試験、スケーリ
ング試験に影響を及ぼす可能性が示唆された。

実構造物への適用にあたっては施工計画の段階
で注意する必要があると考えられる。

本実験においては、単位水量およびセメントや骨材
の種類などが与える化学混和剤のスランプ保持性能への
影響を考慮していない。これらは今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 佐々木亘，石澤正大，基哲義，谷口秀明：場所打ち
PC 橋への適用を想定したフライアッシュコンクリ
ートの強度発現，プレストレストコンクリート工学
会第 26 回シンポジウム論文集，pp.537-540，
2017.10
- 2) 根岸稔，檜垣誠，西祐宣，守谷健一：高炉スラグ微
粉末を大量混合したコンクリートの経時安定性改善
に関する一提案，土木学会第 67 回年次学術講演会，
V-463，pp.925-926，2012.9
- 3) 恩田 陽介，基 哲義，佐々木 亘，谷口 秀明：混和
材を用いたコンクリートのフレッシュ性状経時変化
への化学混和剤の影響，第 27 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.321-324，2018.11
- 4) 日本コンクリート工学会：構造物の耐久性向上のた
めのブリーディング制御に関する研究委員会報告書，
日本コンクリート工学会，pp.252-255，2017.6
- 5) 谷口 秀明，樋口 正典，藤田 学：高強度コンクリ
ートの打上がり面の表面仕上げ方法に関する検討，三
井住友建設技術研究所報告，第 2 号，pp.47-52，
2004.11
- 6) 15.3 性能規定に対応したコンクリート構造物の施
工品質管理・検査に関する研究（1），
[https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-
project/2015/pdf/pro-15-3-1.pdf](https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-project/2015/pdf/pro-15-3-1.pdf)（閲覧日：2019 月 1
日 8）
- 7) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5
鉄筋コンクリート工事，日本建築学会，p.606，
2018.
- 8) 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書，pp.7-9，
2016.6
- 9) 高橋幹雄，宮里心一：RILEM CDF と ASTM C
672 の供試体形状がスケーリングに及ぼす影響，コ
ンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.875-
880，2010

既存杭撤去後の泥水固化による埋戻し部の性状

Property of solidified slurry backfilling after removing existing pile

技術研究所 戸村 豪治 GOJI TOMURA
 技術研究所 淵山 美怜 MISATO FUCHIYAMA
 建築技術部 高岡 雄二 YUJI TAKAOKA
 建築技術部 西成田 由 YU NISHINARITA
 建築技術部 宮田 勝利 KATSUTOSHI MIYATA

近年、既存杭を撤去した後に新設の杭を施工する事例が増加している。既存杭撤去後の杭孔の埋戻し方法には確立された工法がないのが現状であるため、今回、既存杭を撤去し埋戻した現場での調査および室内配合試験を実施した。現地調査の結果、埋戻しの攪拌工法や施工法によらず、目標強度に達しない部分や、強度のバラツキが大きいケースがあった。室内試験では、電気比抵抗による地盤改良の品質管理手法が埋戻し箇所にも適用できる可能性があることを確認した。

キーワード：埋戻し、既存杭撤去、現地調査、改良土、電気比抵抗

There are increasing cases of removing existing piles before constructing new piles, in recent years. There is no established method for backfilling holes after removing existing piles. Therefore, site investigations where existing piles were removed and backfilled, and laboratory tests using field samples were conducted. As a result of the site investigations, it was confirmed that the strength at some part was less than the target one and that the variation of strength was large, regardless of the agitation method and construction method for backfilling. Laboratory tests showed that there is a possibility that the quality control method of ground improvement by electrical resistivity can be applied to the backfilling.

Key Words: backfilling, removal of existing pile, site investigation, improved soil, electrical resistivity

1. はじめに

近年、既存躯体や既存杭を解体・撤去し、その杭孔を埋め戻した後に新設杭を造成する事例が増加している。既存杭撤去後の杭孔の埋戻し方法は今のところ確立された工法がないが、特に新設杭が埋戻し部分と干渉する位置にある場合、埋戻し部の性状が新設杭の品質にも影響を及ぼすため、より確実な埋戻しを行うことが求められている。このため様々な埋戻し工法が開発されているが、実際の埋戻し性状の調査では強度不足などの固化不良も報告されており^{1), 2), 3)}、埋戻しの性状について不明確な部分が多い。

本稿では、既存杭の撤去を実施した現場での現地調査結果と、現場から採取した試料を用いた室内試験結果を基に、地盤の種類や攪拌方法の違い、さらに固化材の投入から攪拌までの時間などが埋戻し後の性状に与える影響について得られた知見について述べる。

併せて、埋戻し部の均質性を定量的に評価するための手法として、泥水と固化材の攪拌時に導電率を測定する方法について検討し、現地での適用を考慮した基礎実験を実施した結果について報告する。

2. 既存杭撤去現場における現地調査

既存杭撤去工における杭孔の埋戻し処理については、一般的に既存杭をすべて引き抜いた後、もしくは引き抜き過程で、地表面あるいは注入管により孔底から流動化処理土を注入する方法や、セメントベントナイトスラリー(以下、CB スラリー)を注入して泥水固化させる方法などがある(図-1)。

いずれの方法を用いた場合でも、孔内には削孔泥水や崩落した土砂が堆積しており、埋戻し材の流し込み注入のみでは杭孔の確実な埋め戻しは困難である。したがって、特に埋戻し箇所が新設杭と干渉する位置にある場

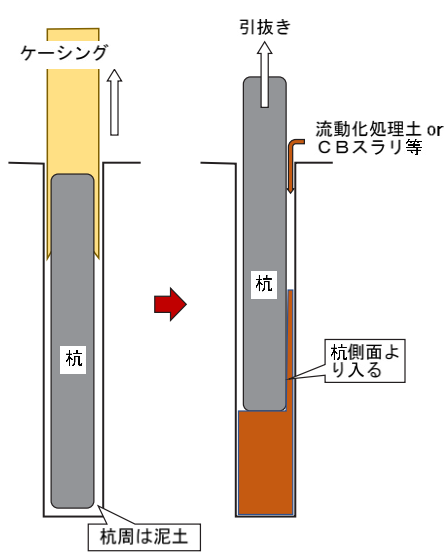


図-1 杭抜き手順の例

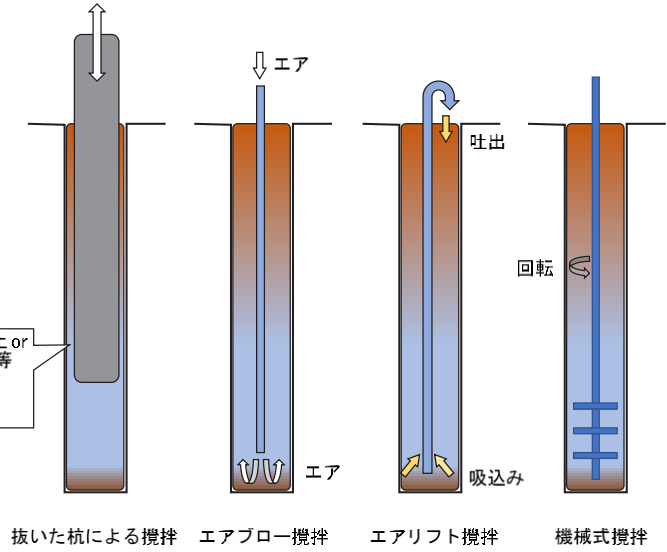


図-2 杭抜き後の充填材の攪拌方法例

合は、埋戻し材の注入後に均一化のために、スクリーオーガーによる攪拌やエアブロー・エアリフトによる攪拌，エアブローと機械式の併用による攪拌など各種の攪拌工法が採用されている（図-2）。しかしながら，これらの工法を用いた場合でも，施工後の埋戻し部の品質に関して，その実態はほとんど明らかになっていないのが現状である。

今回，既存杭を撤去した後，CB スラリーを用いて泥水固化による埋戻しを行った4つの現場において，埋戻し箇所性状に関する現地調査を実施したので，以下にその結果を示す。

(1) A現場

a) 概要

当該地の地盤概要と既存杭配置状況を図-3 に示す。地層構成は地表面(以降 GL)より，約2mの埋土，それ以下が洪積層(上位よりローム層，凝灰質粘土層，東京層砂層)にて構成されている。既存杭の代表的なものはGL-2.5m～GL-20.7m(L=18.2m)，径1.3mの場所打ち杭コンクリート杭である。

b) 施工方法

孔内が一様な性状となるように計画した。施工手順は以下の通りである。

- ①杭撤去時，杭体積分減少する孔内水を補填するため，孔口より安定液(配合：ベントナイト 30kg/m³ 添加)を投入しながら既存杭を撤去(撤去径:1.6m)
- ②杭撤去完了後，セメントミルクを孔底から注入して攪拌(孔口から安定液を回収：約60分)
- ③オーガー先端からエアを吐出しながら機械攪拌し泥水を固化(約30分)

既存杭撤去に伴い孔底に堆積した土砂は撤去せず，攪拌混合している。攪拌装置はスパイラルオーガー部分とロッド部分で構成し，ロッド部分には簡易な攪拌翼を取付けている(写真-1)。攪拌施工時には6m/min×5往復のターニングを実施し，目視で攪拌混合性状を確認しながら施工している。

c) 目標強度及び配合

埋戻し部の目標強度は，当該地盤の水平地盤反力係数および新設杭が施工可能な強度を勘案しつつ，当該地盤の中で最も改良強度が発現しにくいローム層を対象に行った配合試験の結果より，セメント系固化材の添加量は173 kg/m³とした。

d) 調査結果

埋戻し部の性状確認のため，コアボーリングによる一軸圧縮試験(σ_{97})を行った結果を図-4 に示す。その結果， $q_u=113.4\sim 4,173.6$ kN/m²，平均値1,162.8 kN/m²となり，目標強度を全層にわたり上回る結果を得ている。埋戻し最下層部分にて強度が大きくなっているが，これはTos2層のレベルと調和的であることから，セメントミルク硬化時に地盤に脱水されたことに起因していると考えられる。

(2) B現場

a) 概要

当該地の地盤概要と既存杭配置状況を図-5 に示す。地層構成はA現場と類似しており，GLより，約2mの埋土，それ以下が洪積層(上位よりローム層，凝灰質粘土層，東京層砂層)にて構成されている。代表的な既存杭はGL-1.5m～GL-20.5m(L=19m)，径1.4mの場所打ち杭コンクリート杭である。



写真-1 ロッドに取付けた攪拌



写真-2 攪拌翼

(突起部よりエアを吐出する機構)

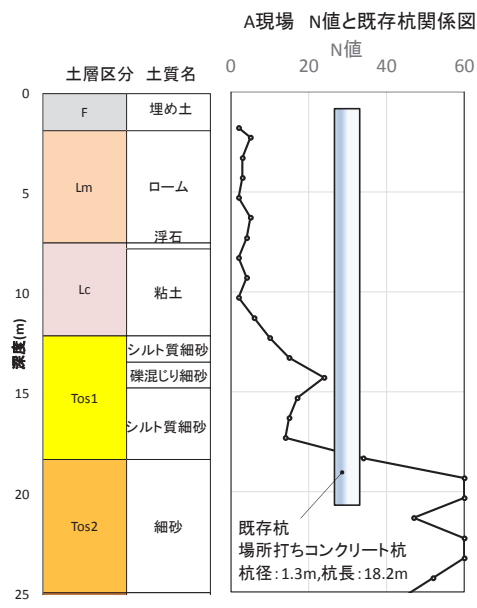


図-3 地盤概要と既存杭配置状況

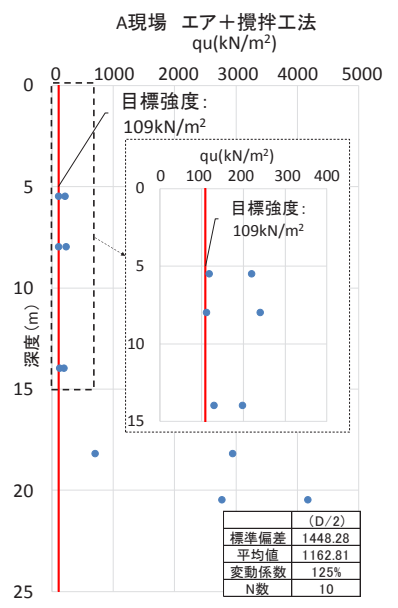


図-4 一軸圧縮試験結果
(点線内は GL-15m までの拡大)

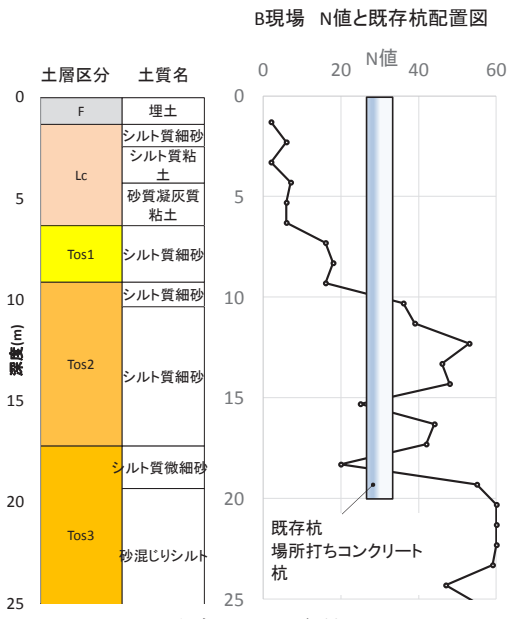


図-5 地盤概要と既存杭配置状況

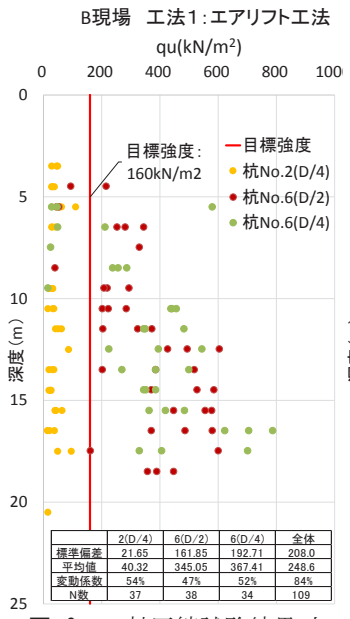
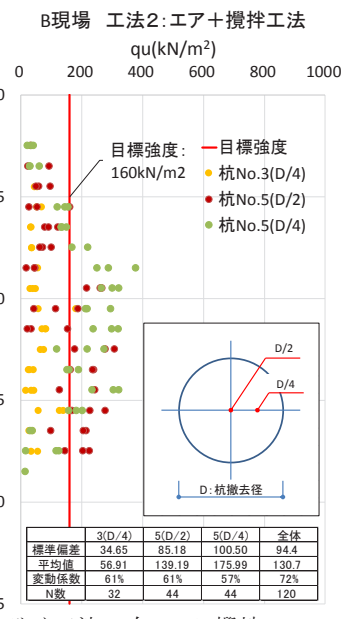


図-6 一軸圧縮試験結果(左:エアリフト工法、右:エア+攪拌)



b) 施工方法

既往の埋戻し工法比較のために 2 つの埋戻し施工法 (工法 1: エアリフト工法, 工法 2: エア+機械攪拌工法: 写真-2)を採用した。施工手順は以下の通りである。

- ①杭撤去時(撤去径:1.75m), 杭体積分減少する孔内水を補填するため, 孔口より CB スラリを入れながら撤去(約 180~330 分)
- ②杭撤去後, 孔底の泥土を底浚いし(約 60 分), 工法 1 または工法 2 による泥水固化を実施(1m³/min にて攪拌: 約 60 分)

A 現場と比較すると, 杭撤去に伴い孔底に堆積してい

る土砂を撤去していること, 杭を撤去しながら CB スラリを投入している点が異なる。そのため, CB スラリの投入から攪拌終了までおおむね 5 時間以上経過するケースも多くみられた。

c) 目標強度及び配合

埋戻し部の目標強度は, 当該地盤の水平地盤反力係数および新設杭施工可能な強度を勘案しつつ, ローム層同等の $qu=160kN/m^2$ と設定した。事前に想定した削孔泥水と CB スラリによる配合試験を実施したが, 目標値を割増すなどの特段の配慮はしていない。配合試験は既存杭引き完了後の削孔泥水と CB スラリが 1:1 の割合で混

合されるものとして実施し、その結果よりセメント添加量は 150 kg/m^3 とした。

d) 調査結果

埋戻し部の性状確認のため、コアボーリングによる一軸圧縮試験($\sigma 22\sim 25$)を行った結果を図-6に示す。その結果、工法1： $qu=13.4\sim 788.6 \text{ kN/m}^2$ 、平均値 248.6 kN/m^2 、工法2： $qu=15.2\sim 378.3 \text{ kN/m}^2$ 、平均値 130.7 kN/m^2 となり、工法1の方が工法2より強度が高い結果となったが、両工法とも目標強度に達しない部分の存在が確認されるなど強度のばらつきが大きかった。これは既存杭を撤去しながら孔口から投入したCBスラリが攪拌開始前までに初期硬化が始まってしまったことが主原因と考えられる。

(3) C現場

a) 概要

当該地の地盤概要と既存杭配置状況を図-7に示す。地層構成はGLより、約1mの埋土、それ以深が洪積層(上位よりローム層、砂礫層)にて構成されている。既存杭(代表的なもの)はGL-1m~GL-21m(L=20m)、径0.35mのプレキャストコンクリート杭である。

b) 施工方法

施工手順は以下の通りである。

- ①ケーシング外径0.6mにて既存杭と地盤のフリクションをカットし、既存杭を引抜き撤去。(約90分)
- ②杭撤去完了後、スパイラルオーガーにて再削孔を行い、セメントベントナイト(以下CB)を孔底から注入する。その後、攪拌オーガー先端からエアを吐出しながら機械攪拌し泥水を固化。(約35分)

攪拌装置は一般的なスパイラルオーガーを用いている(写真-3)。攪拌施工時は、孔底から上部15mの範囲で5mごとに3往復のターニングを行った後、再度孔底から上部5mの範囲で3往復のターニングを実施し、攪拌混合性状の確認は目視にて行った。

c) 目標強度及び配合

埋戻し部の目標強度は、当該地盤のローム層の一軸圧縮強さを鑑み、 $qu=175 \text{ kN/m}^2$ と設定した。セメント系固化材添加量を算定するにあたり、攪拌孔内中の泥水を模擬するため、原位置のロームを用いて比重1.3程度の泥水を作成し、固化用のCBを1:1で配合したもので供試体を作成した。28日強度の試験の結果よりセメント系固化材の添加量は 220 kg/m^3 とし、割り増しなどは実施しなかった。

d) 調査結果

埋戻し部の性状確認のため、コアボーリングによる一軸圧縮試験($\sigma 28\sim 56$)を行った結果を図-8に示す。そ

の結果、28日強度で $qu=14.9\sim 77.7 \text{ kN/m}^2$ 、平均値 55.7 kN/m^2 、56日強度で $qu=37.4\sim 89.3 \text{ kN/m}^2$ 、平均値 68.4 kN/m^2 と目標強度を下回る結果となったが、全層にわたりバラつきの小さい均一な強度分布が確認された。これは、配合試験に用いた現地土のロームが表層で採取されたものであったため、表層以深のローム層の性状と異なっていたことが原因と考えられる。また、28日から56日強度の変化を確認したところ、約1.2倍の強度増進を確認することができた。

(4) D現場

a) 概要

当該地の地盤概要と既存杭配置状況を図-9に示す。地層構成はC現場と異なり、細砂主体の地層である。地表面(以降GL)より、約2mの粘土質ローム、それ以深が洪積層(上位から第1~第3砂層)にて構成されている。既存杭(代表的なもの)はGL-3.5m~GL-25.3m(L=21.8m)、径1.5m(拡底径1.8m)の場所打ちコンクリート杭である。

b) 施工方法

埋戻しには直径1.17mのオーガーヘッド(先端からエアブロー可能：写真-4)を採用した。施工手順は以下の通りである。

- ①杭撤去時(撤去径:2.0m)、杭体積分減少する孔内水を補填するため、孔口よりCBを入れながら撤去。(約180分)
- ②杭撤去後、攪拌用オーガーにて、6m/minの速度で杭孔の孔底から上部15mの範囲にて5往復、その後孔底から上部6mの範囲にて15往復の上下攪拌(ターニング)の後、孔底にてエアブローを行い、泥水固化を行った。(約60分)

c) 目標強度及び配合

埋戻し部は現地地盤同等のN値を目標強度とし、本現場と同様の地盤での工法施工実績より、セメント添加量は 100 kg/m^3 とした。

d) 調査結果

埋戻し部の性状確認のため、コアボーリングによる一軸圧縮試験($\sigma 28$)及びオートマティックラムサウンディング試験(以下ARS試験)による計測を行った結果を図-10に示す。その結果、一軸圧縮試験では $qu=160.9\sim 1,839.7 \text{ kN/m}^2$ 、平均値 897.0 kN/m^2 が得られた。またARS試験では、一軸圧縮試験結果との相関性を確認することができたとともに、埋戻し後のNd値の分布は地山のN値の同様の分布を確認することができた。 qu とNd値の関係は一軸圧縮試験を実施した63箇所を確認したところ、平均で $qu \approx 50.6Nd$ の関係が確認された。



写真-3 スパイラルオーガー

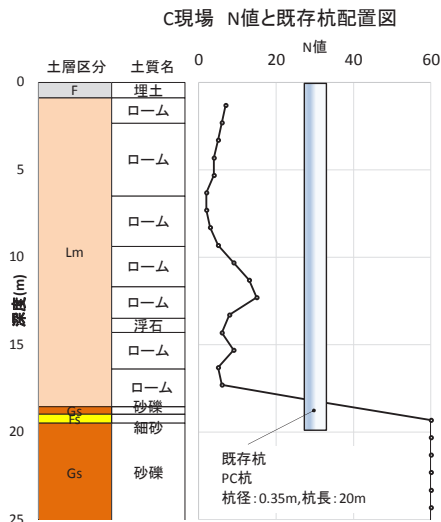


図-7 地盤概要と既存杭配置状況

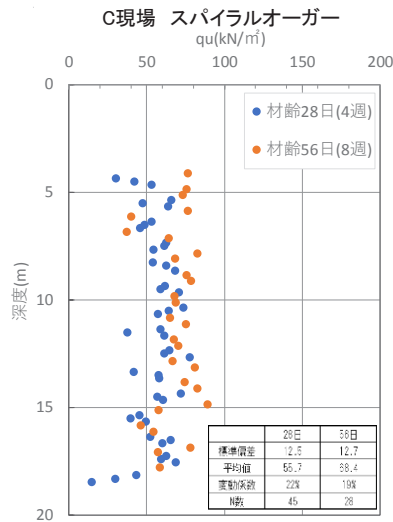


図-8 一軸強度試験(σ 28-56)結果



写真-4 オーガーヘッド

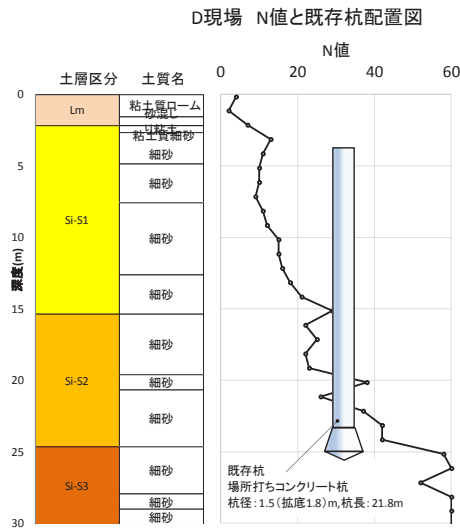


図-9 地盤概要と既存杭配置状況

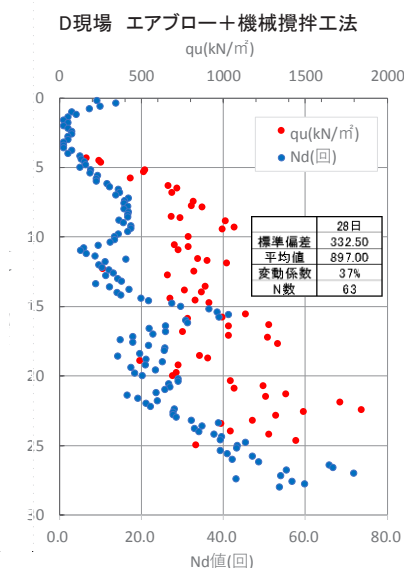


図-10 一軸強度試験(σ 28) 及び ARS 試験結果

(5) 現地調査結果まとめ

地盤構成・既存杭仕様・杭撤去方法・セメント添加量の異なる4現場での埋戻し部の性状調査を実施した結果、以下の知見が得られた。

- ①類似した地盤のA現場とB現場を比較すると、A現場では孔底の泥土を撤去していないにもかかわらず安定した埋戻し性状となったが、B現場では2種類の攪拌工法の両方で目標強度に達しない部分の存在が確認され、強度のばらつきも大きかった。これは、B現場では、A現場で実施した攪拌時のターニングを実施していないことのほか、固化材投入から攪拌完了までに5時間以上経過する場合もあり、固化材の凝結開始後の再攪拌によって強度が低下したことが考えられる。

- ②C現場では全層にわたり均一な攪拌結果が得られたが、目標強度を大きく下回る結果となった。これは、配合試験に用いた現地土のロームが表層で採取されたものであったため、表層以深のローム層の性状と異なっていたことが原因と考えられる。
- ③D現場は細砂主体で一軸圧縮試験の結果から全体的に大きな強度となっていることが確認できた。これはシルトやローム主体のB現場やC現場と対照的である。また、ARS試験及び一軸圧縮試験結果から現状地盤のN値と同様の分布を確認することができた。qu と Nd 値の関係は、平均で $qu \approx 50.6Nd$ の関係が確認された。

表-1 地盤材料

試料名	B現場試料	C現場試料	D現場試料	E現場試料	F現場試料	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.712	2.786	2.701	2.699	2.754	
自然含水比 w_n (%)	34.6	86.3	30.4	78.8	142.6	
粒度	レキ分 (%)	2.7	7.4	0.9	0.4	0.0
	砂分 (%)	61.9	12.2	79.7	6.2	4.8
	シルト分 (%)	22.1	59.2	11.1	27.0	44.6
	粘土分 (%)	13.3	21.2	8.3	66.4	50.6
	均等係数 U_c	71	-	22	-	-
	最大粒径 (mm)	26.5	19	19	9.5	2
液性限界 w_L (%)	NP	108.2	NP	88.2	204.7	
塑性限界 w_P (%)	NP	75.5	NP	40.6	98.7	
塑性指数 I_P	NP	32.7	NP	47.6	106.0	
土懸濁液のpH	-	7.8	-	6.0	7.7	
強熱減量 Li (%)	-	11.1	-	7.8	18.6	
分類名	細粒分質砂 (SF)	砂礫まじり火山灰質粘性土(II型) (VH2-SG)	細粒分質砂 (SF)	砂まじりシルト (高液性限界) (MH-S)	シルト (高液性限界) (MH)	

なお、以上のように、埋戻し部の性状にばらつきや強度の低下がみられたが、どの現場でも埋戻し部と干渉する場合も含めて、新設杭施工時に特にトラブルは発生していない。

3. 室内配合試験

2章で現地調査を実施した4箇所の現場のうちB, C, Dの3現場、および別のE現場から採取した計4種類の試料を用いて室内配合試験を実施した。ここでは、現地盤の種類とCBスラリを投入する前の泥水の比重のほか、実施工において生じるCBスラリの投入から攪拌までの放置時間が埋戻し部分の硬化後の性状に及ぼす影響を検討した結果について報告する。

(1) 使用材料

使用した現地盤試料の土質試験結果を表-1に、粒径加積曲線を図-11に示す。表-1、図-11にはそれぞれ、後述の4章で述べる比抵抗試験で使用したF現場の試料についても併せて記載している。試料Cは有機物を多く含む砂礫混じり火山灰質粘性土(ローム)であり、試料Eは90%以上が細粒分で構成される高液性限界の砂混じりシルトである。また、CBスラリには、高炉B種セメントを使用した。

(2) 試験概要

a) 試料準備

泥水比重は、①流動性を保つ範囲で最低限まで水量を減らした状態、②材料分離が生じない範囲で最大限まで水を添加した状態、③①と②の中間の状態の3水準の比重に設定して試験を実施した。現場での実際の泥水比

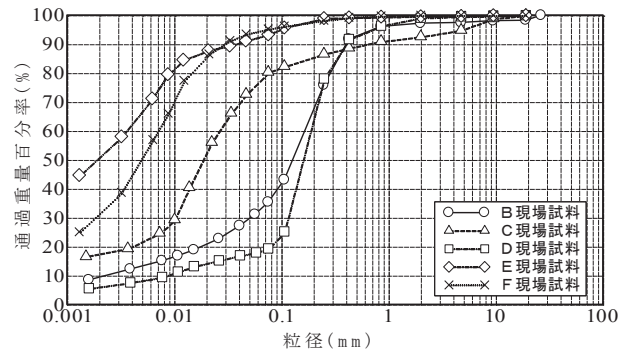


図-11 地盤材料の粒度分布

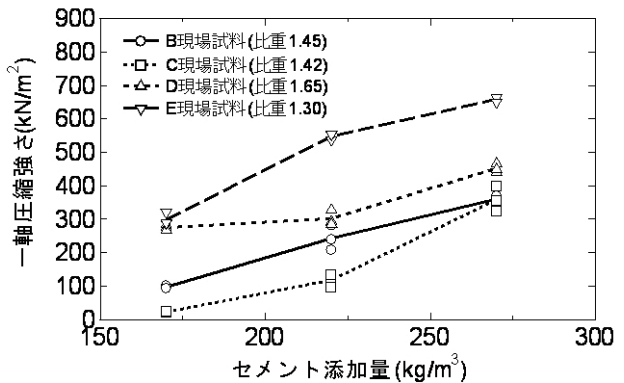


図-12 セメント添加量と一軸圧縮強さ(材齢28日)

重は地盤の種類や地下水の状況、杭撤去時の施工方法などにより異なるが、概ね③の状態である。

泥水と混合する前のCBスラリの配合は、セメント量を170, 220, 270 kg/m³の3ケース、ベントナイト量は50 kg/m³とした。泥水とCBスラリの混合割合はすべて1:1である。

b) 埋戻し材料の作製方法

まず、現地盤試料に所定の比重になるように加水し、ソイルミキサーで15分攪拌して泥水を作製した。次に別のソイルミキサーを用いて、CBスラリを所定の配合で3分間攪拌して作製した。その後泥水とCBスラリを

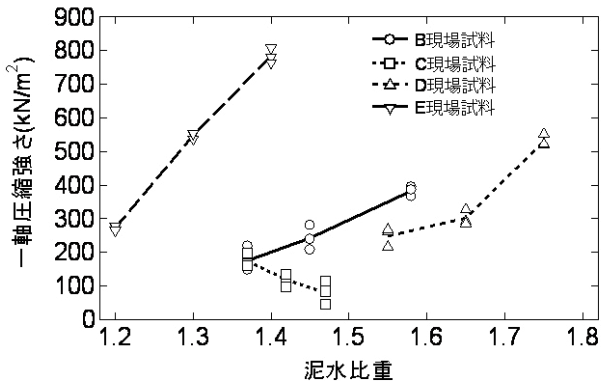


図-13 泥水比重と一軸圧縮強さ
(C=220kg/m³, 材齢 28 日)

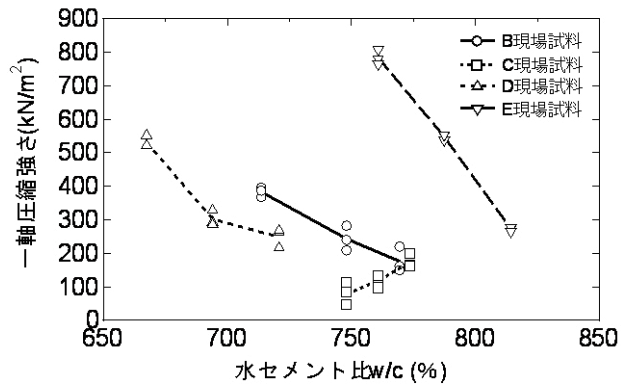


図-14 水セメント比と一軸圧縮強さ
(C=220kg/m³, 材齢 28 日)

混ぜ合わせてソイルミキサーでさらに 3 分間攪拌し埋戻し材料を作製した。

c) 試験方法

作製した埋戻し材料の性状を確認するため、「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」(JGS0821)に基づいて供試体を作製し、20℃ 気中養生で材齢 7 日、28 日の供試体で一軸圧縮試験(JIS A 1216)を実施した。

(3) 試験結果

泥水の性状を 2 項 a) の③の状態 で一定とし、CB スラリ中のセメント添加量のみを変化させた場合の一軸圧縮強さとセメント添加量の関係を図-12 に示す。試料の種類により一軸圧縮強さは異なり、同セメント添加量で比較すると、砂まじりシルトの試料 E が最も高い強度を示した。図-13 には CB スラリの配合を一定 (C=220kg/m³) とした場合の、泥水比重と材齢 28 日における一軸圧縮強さの関係を示す。また、図-14 には図-13 と同様の結果を水セメント比と関係で示した。ここでの水セメント比は、CB スラリの水セメント比ではなく、泥水中の水分も含まれている。図-13、図-14 をみると、同一の試料であれば、泥水の比重が大きく、水セメント比が小さいほど、おおむね一軸圧縮強さが増加する傾向を示している。

ただし、図-12, 13, 14 より、今回使用した 4 種類の試料の比較では、単位体積当たりのセメント量や水セメント比だけでは強度との関係は一意的には決まらず、試料によって大きく違いがでていることがわかる。また、細粒分含有率や粒度分布、pH などの物理化学特性と強度の相関も特に認められない。

また、図-13, 14 の結果では試料 C のみ泥水の比重が小さく、水セメント比が大きいほど強度が増加する傾向を示している。試料 C は、有機物を多く含む二次堆積した火山灰質粘性土(ローム)であり、低加水での試料調整

時に元の団粒構造が十分に分解されず、CB スラリとの混練時の流動性も不十分であった可能性が考えられる。

試料 C については、加水量が多く流動性が高い低比重の泥水でも他の試料と比べて強度が低い、これは上記の理由のほか、セメント系固化材の水和硬化反応に有害な有機物含有量が多いことが影響しているものと考えられる。また、ロームに多く含まれる粘土鉱物の一種のアロフェンはセメント系固化材からカルシウムイオンを大量に取り込み、固化を阻害することが知られているが^{4), 5)}、これらの粘土鉱物の種類による影響も考えられる。

図-8 に示したように C 現場では全層にわたり均一な攪拌結果が得られたものの、一軸圧縮試験結果において目標強度を大きく下回る結果となっている。これは、2 章 3 項で述べたように採取試料の代表性の問題のほか、上記のように、ローム特有の問題が影響していると考えられる。

また、D 現場の配合は、今回の室内配合試験では CB スラリの配合がセメント量 200kg/m³ に相当するが、現場における平均強度は C 現場とは逆に非常に大きな値を示している。

このように実際の現場では室内試験以上に地盤の種類による強度の違いが大きい。類似地盤において採用する埋戻し工法の施工事例がない場合は、目標強度を満たす CB スラリの配合や添加量の設定に際して、現地の試料を用いた事前の室内配合試験が重要であるといえる。また、配合の設定にあたっては、施工方法や地盤の種類によって、泥水と CB スラリの配合設定を変えたり、適切な現場/室内強度比を設定するなどの考慮が必要であると考えられる。

(4) 攪拌前の放置時間による影響

実施工での埋戻し作業では、最初に CB スラリを投入してから最終的に攪拌を終了するまでに、施工方法によ

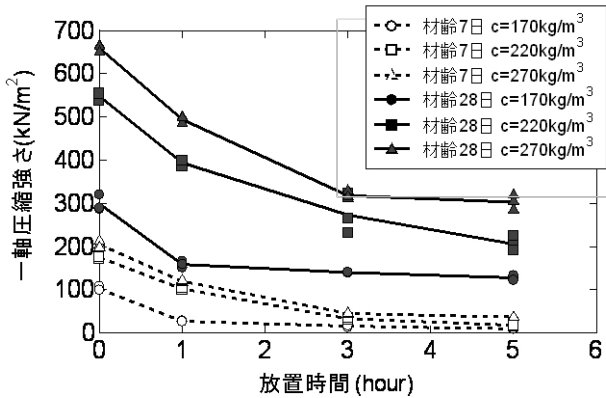


図-15 攪拌前の放置時間と一軸圧縮強さ

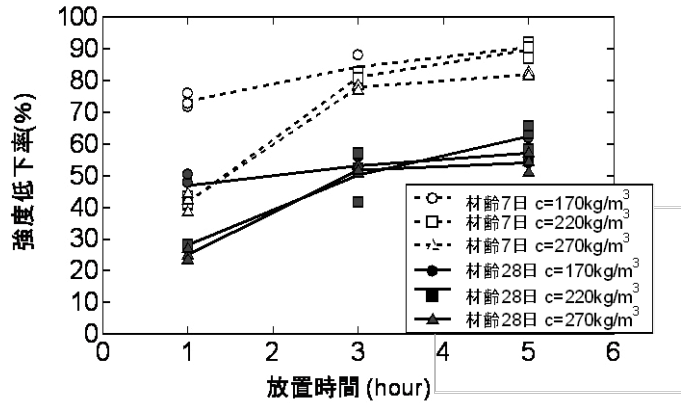


図-16 攪拌前の放置時間と強度低下率

って 1~5 時間程度の時間差が生じ、場合によっては CB スラリの凝結開始後に再度攪拌を行う状況もあり得る。この攪拌前の放置時間が埋戻し部分の硬化後の性状に及ぼす影響を確認するため、試料 E を用いた泥水に CB スラリを混合して所定の時間放置した。その後に攪拌を行い作製した供試体に対して、一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮強さと攪拌前の放置時間の関係を図-15 に示す。攪拌前の放置時間が長いほど強度が低下することを確認した。図-16 は放置時間無しの一軸圧縮強さに対する強度低下率である。セメント添加量が少ない $C=170 \text{ kg/m}^3$ では、他の添加量に比べ放置時間の影響は少ないが、 $C=220 \text{ kg/m}^3$, 270 kg/m^3 では放置時間 1 時間から 3 時間の間での強度低下が大きい。材齢 28 日の供試体においても攪拌前に 3 時間から 5 時間放置した場合、50%以上強度が低下する傾向が認められる。これより攪拌前の放置時間は埋戻し材料の強度への影響があることを確認した。

(5) 室内配合試験結果まとめ

現場の調査結果を踏まえて、室内試験では、CB スラリ投入前の泥水の状態、および投入から攪拌までの放置時間が強度に及ぼす影響について検討した。その結果、

- ①泥水の性状や水セメント比を一定にした場合でも現地盤試料の種類により一軸圧縮強さは大きく異なる。実際の現場では室内試験以上に地盤の種類による強度の違いが大きいことから、類似地盤における同工法での施工事例がない場合は、現地の試料を用いた事前の室内配合試験を実施することが重要である。
- ②材齢 28 日の供試体において、攪拌前に 3 時間・5 時間放置した場合の一軸圧縮強さは、放置時間 0 時間に比べ 50%以上低下し、攪拌前の放置時間は埋戻し材料の強度への影響があることを確認した。

4. 電気比抵抗を用いた品質管理手法の検討

(1) 概要

埋戻し箇所の均質性は施工後の地盤調査により深さ方向の強度を比較することでしか確認できず、また泥水と CB スラリの攪拌方法や攪拌時間も経験的な手法により決定されているのが現状である。

地盤改良時の品質管理手法の一つとして、セメント量との相関が高いことを利用して電気比抵抗(以下、比抵抗)を測定する試みが行われている^{6),7)}が、地盤の種類による比抵抗の違いも大きいことから、幾つもの地層からなる通常の互層地盤に対して一様に基準値を設定することは困難である。一方、既存杭撤去後の埋戻し材は比較的比重の小さい泥水と CB スラリをエアリフトや攪拌翼で攪拌しており、固化前の比重や粘性も低いことから、通常地盤改良と比較して、より適用性が高いものと考えられる。

ここでは、電気比抵抗を用いた品質管理手法について、4 探針式のプローブセンサーによるキャリブレーション試験、およびエアリフトによる攪拌試験を実施し、その適用性の評価を行った結果について報告する。

(2) 使用材料

現地盤試料は、先に表-1、図-11 に示した試料 E と試料 F を用いた。また、泥水比重と CB スラリの配合を表-2 に示す。

(3) キャリブレーション試験

キャリブレーション試験は、表-2 に示す試料を $\phi 50\text{cm} \times 50\text{cm}$ の容器の中に投入して攪拌を行って実施した。図-17 に示すように、塩ビ管に 4 本の電極を 5cm 毎に等間隔に配置 (ウェンナー配置) したセンサーを試作

し、外側の2本の探針間に一定電流を流した際に生じる内側の2本の探針間の電位差を測定し、以下の式により比抵抗を求めた。

$$\rho = 4\pi a \frac{V}{I} (\Omega \cdot \text{cm})$$

V : 内側2探針間の検出電圧

I : 外側2探針間の印加電流

a : 探針間隔(5cm)

ρ : 比抵抗

その他に、市販のポータブル電気伝導率計 (CM-31P, 東亜テイクケー社製)による伝導率の測定も併せて実施した。

結果を図-18, 19 に示す。2種類のセンサーはそれぞれ測定方法が異なるが、試料E, FともにCBスラリの割合が増加するにつれて比抵抗が減少し、理論上その逆数に比例する伝導率が増加していることがわかる。

CBスラリを添加する前の泥水の比抵抗(伝導率)には大きな違いがみられ、試料Fの比抵抗は試料Eの約20倍の値となった。このように地盤ごとの組成や塩分濃度の違いにより比抵抗が大きく異なるため、比抵抗を用いて攪拌後の均一性確認を行うためには、その都度事前にCBスラリ投入前の泥水および、CBスラリの比抵抗をそれぞれ測定し、均一性の指標となる基準値を設定する必要があるといえる。

(4) エアブローによる攪拌模擬試験

表-2に示す配合の試料Fを用いて、 $\phi 20\text{cm}$ 、高さ4mの透明塩ビ管の中に最初に泥水を入れ、上部からCBスラリを泥水と混ざらないようにゆっくりと投入した後、エアリフトを模擬したパイプを用いて攪拌状況の確認のための模擬試験を実施した。エアブロー用のパイプは、ホースの先端に内径 $\phi 5\text{mm}$ の鋼製パイプを設置したものを使用し、これを塩ビ管の上部から挿入して、コンプレッサーから送った圧縮空気で攪拌を行った。試験方法の模式図を図-20に示す。

試験では、孔底に沈積した掘削泥土の攪拌状況の目視による観測のほか、一定時間毎に攪拌を停止して、図-17のセンサーにて深度方向分布の測定を実施した。

測定結果を図-21に示すが、比抵抗の測定結果から攪拌時間40秒以後で管内の材料がほぼ均一に攪拌できたことが判断できた。また、この結果は透明塩ビ管の外側からの目視による観測結果ともほぼ一致した。

硬化後に塩ビ管を切断して $\phi 10\text{cm}$ のコアを採取し、高さ毎の一軸圧縮強さおよび湿潤密度を調べた結果を図-22に示す。一軸圧縮強さは上部の方がやや大きい傾向

表-2 試験配合

試料名	泥水比重	CBスラリ (kg/m ³)	
		C	B
試料E	1.30	220	50
試料F	1.19	220	50

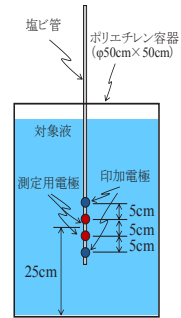


図-17 キャリブレーション試験模式図

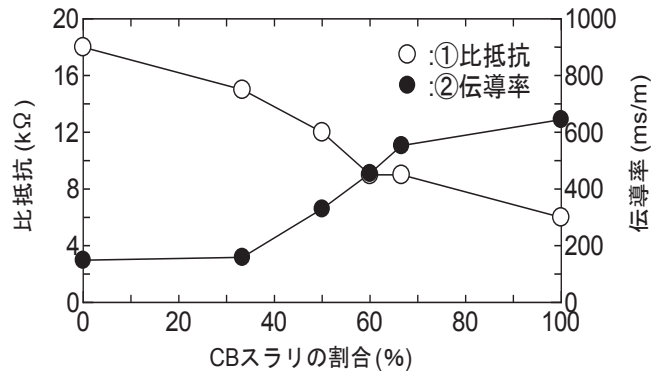


図-18 CBスラリの添加割合と比抵抗,伝導率(試料E)

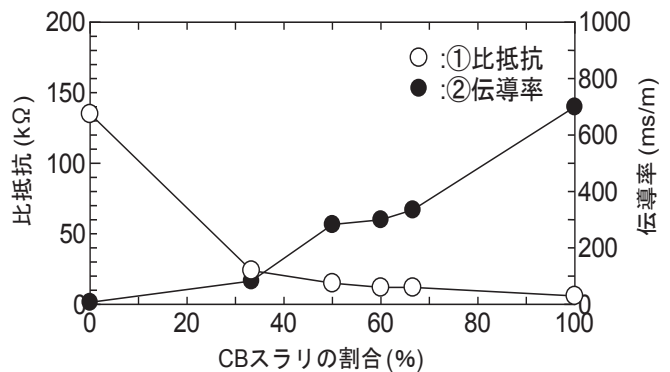


図-19 CBスラリの添加割合と比抵抗,伝導率(試料F)

が見られるが、全体として一軸圧縮強さ、湿潤密度ともに深度方向にほぼ様な固化体が作製できていることが確認できた。

(5) 電気比抵抗による品質管理手法の検討結果まとめ

事前にキャリブレーションを行ったうえで、硬化前の埋戻し材の比抵抗分布を測定することにより、既存杭撤去後の杭孔の埋戻し箇所の均質性について確認できる可能性が示された。

5. まとめ

既存杭を撤去した現場での現地調査および室内配合試験、さらに、電気比抵抗を用いて埋戻し部の均質性を

定量的に評価する手法についての検討を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ①埋戻し部現地調査の結果、攪拌工法の種類や孔底の泥土の撤去の有無によらず、目標強度に達しない部分の存在や、強度のばらつきが大きくなるケースが見られた。これは、地盤の違いだけでなく、攪拌時のターニングの有無のほか、CB スラリ注入から攪拌完了までの施工時間の影響も考えられる。
- ②室内配合試験の結果から、材齢 28 日の供試体において、攪拌前に 3 時間・5 時間放置した場合の一軸圧縮強さは、放置時間 0 時間に比べ 50%以上低下し、攪拌前の放置時間は埋戻し材料の強度への影響があることを確認した。
- ③泥水の性状や CB スラリの配合が一定でも地盤の種類により一軸圧縮強さは大きく異なる。実際の現場では室内配合試験以上に地盤による強度のばらつきが大きいため、類似地盤における埋戻し工法の施工事例がない場合は、現地の試料を用いた事前の室内配合試験を実施することが重要である。また、室内配合試験を実施する際には、複数の深度から試料を採取することが望ましい。
- ④地盤改良に関して電気比抵抗による品質管理手法が提案されているが、同手法が硬化前の埋戻し材に対して適用できる可能性があることを室内試験にて確認した。

参考文献

- 1) 崎浜博史, 宮田勝利, 川幡栄治: 既存杭と干渉する位置における場所打ちコンクリート杭施工の留意点, 基礎工 3 月号, pp.33-36, 2016
- 2) 崎浜博史, 堀井宏謙, 八重樫光: 既存杭撤去後の掘削孔に埋戻された流動化処理土の品質調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.435-436, 2014
- 3) 崎浜博史, 堀井宏謙, 八重樫光, 西正晃: 既存杭撤去後の掘削孔に埋戻された泥水固化体の品質調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.447-448, 2015
- 4) 霞誠司他ほか: セメント系改良材による関東ローム改良土の基礎的研究, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.2305-2306, 1998.7
- 5) 清水準ほか: 関東ロームと固化材の相互作用に関する一考察, 第 54 回セメント技術大会, pp.466-467, 2000.5
- 6) 高ら: 電気比抵抗によるソイルセメントコラムの品質管理, 第 46 回地盤工学研究発表会, 2011
- 7) 望月ら: 中層混合処理工法の品質管理システムの開発, 基礎工, 2018.11

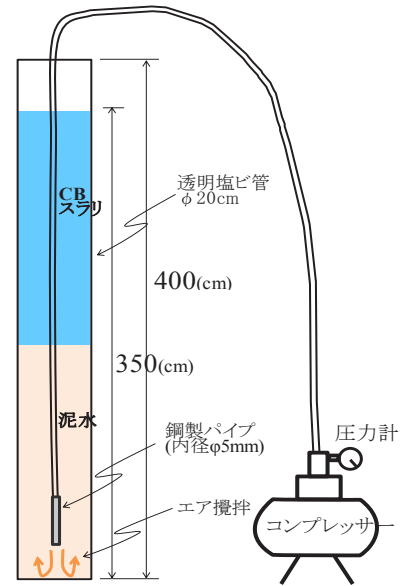


図-20 エアブローによる攪拌試験模式図

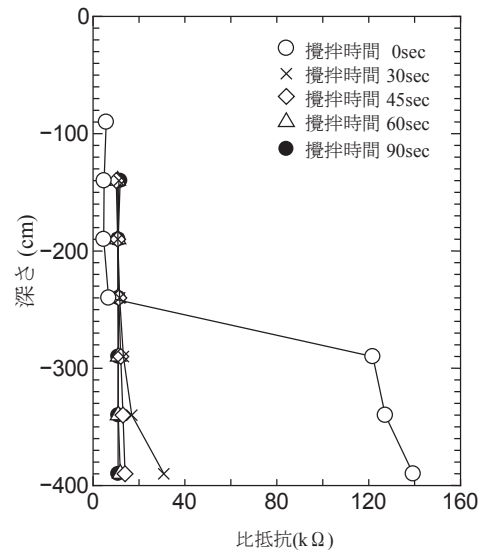


図-21 攪拌時間毎の比抵抗の深度方向分布

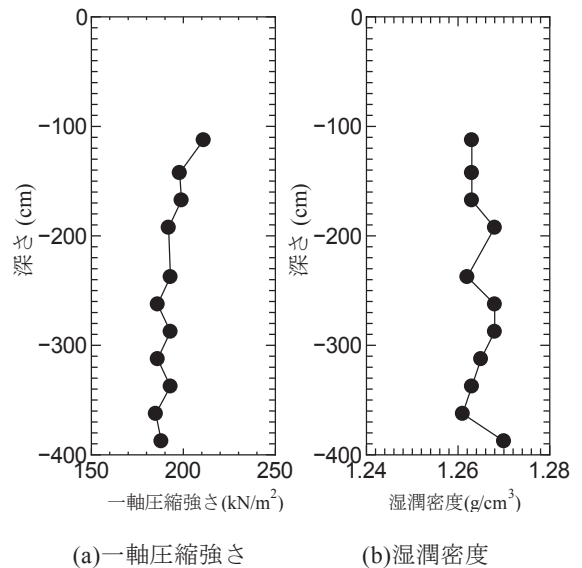


図-22 硬化後の深度方向分布

各種短繊維が短繊維補強鉄筋コンクリート部材の ひび割れ間隔に与える影響

Influence for Crack Spacing of Fiber Reinforced Concrete Structure Using Various Fiber

技術研究所 竹山 忠臣 TADAOMI TAKEYAMA
技術研究所 恩田 陽介 YOSUKE ONDA
技術研究所 佐々木 亘 WATARU SASAKI
技術研究所 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
技術研究所 三上 浩 HIROSHI MIKAMI

本報では、引張軟化特性が同程度の短繊維補強コンクリートを使用した鉄筋コンクリート試験体を用いて、短繊維の種類がひび割れ間隔に与える影響を検討した。その結果、短繊維の種類を変化させても、引張軟化特性が同程度であれば、断面を貫通するレベルのひび割れとその隣接する複数のひび割れを1本のひび割れにまとめて考慮することで、ほぼ同程度のひび割れ間隔になることが分かった。また、ひび割れ幅についても、従来のプレーンコンクリートを用いた場合と同様、ひび割れ面における鉄筋ひずみを把握することで算定できることが示された。

キーワード：短繊維補強コンクリート、架橋効果、ひび割れ間隔、引張軟化特性、異形鉄筋

This paper describes the effect of fiber type on the crack spacing of reinforced concrete specimens using fiber reinforced concrete with similar tension softening property. The test result indicates that if tension softening property are comparable, the crack spacing is almost the same even if the types of short fibers are different, in considering a crack that penetrates a cross section and its adjacent cracks into one crack. Besides, it was shown that the crack width can be calculated by grasping the strain of reinforcing bar through the crack, as in the case of using conventional plain concrete.

Key Words: fiber reinforced concrete, bridging effect, crack spacing, tension softening property, reinforcing bar

1. はじめに

短繊維補強コンクリートは古くから研究が実施されており、コンクリート中に短繊維を分散させることで、せん断耐力の向上、ひび割れ幅の抑制などの効果が期待できる。コンクリート中に混入した短繊維が効果を発揮するのは、主にひび割れ発生後である。しかし、SHCC¹⁾(ひずみ硬化型セメント系複合材料)を含む一部の材料を除いて、短繊維補強コンクリートは設計レベルの荷重が作用する使用状態での照査において、ひび割れ発生後の特性が合理的には考慮されていないのが現状である²⁾。そのため、ひび割れ発生後の繊維の架橋効果を考慮することができれば、より合理的な部材設計ができるものと考えられ、ひび割れ面におけるひび割れ間隔とひび割れ

幅の関係を把握するのは重要であると考えられる。

既往の研究^{3),4)}では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した部材を対象とし、両引き試験により、ひび割れ間隔に与える影響を検討した。ひずみ軟化型の鋼繊維補強コンクリート²⁾(引張軟化曲線における引張強度が、マトリクスの引張強度以下で、ひび割れ発生後、引張応力が軟化する材料)に対しては、軟化域の引張応力を高くしても、部材の断面を貫通するレベルのひび割れと隣接する複数のひび割れ幅の小さいひび割れを1本にまとめて考慮すれば、ひび割れ間隔に与える影響は小さく、プレーンコンクリートのひび割れ間隔とほぼ同程度であることを報告した。

しかし、引張軟化特性は使用する繊維の種類によっても変化する³⁾ことから、引張軟化特性を考慮した部材設計を行なうためには、使用する繊維の種類が変わっても引張軟化特性が同程度であれば、部材性能も同程度になることを確認する必要がある。そこで、本研究では、短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類と混入率を変化させて、引張軟化特性を同程度にした場合の両引き試験体のひび割れ性状について検討した。

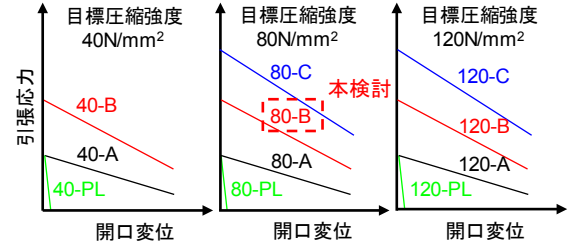


図-1 試験パラメータ

2. 実験概要

(1) 実験要因および使用繊維

本検討の実験要因は短繊維補強コンクリートの引張軟化特性であり、短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類が変わっても引張軟化特性が同程度になるように設定した。既往の研究^{3),4)}では、両端にフック加工が施された鋼繊維を用いて、圧縮強度を 40, 80, 120N/mm²の 3 水準、引張軟化特性を PL (プレーン), A, B, C (A, B, C の順に繊維混入率が高く、軟化域の応力が高い) の 4 水準に設定している (図-1)。本検討では、短繊維補強コンクリートの圧縮強度の影響を極力小さくし、繊維の種類の影響を検討するため、既報において圧縮強度と引張軟化特性が中間の水準となる 80-B と同程度になるように目標圧縮強度 (80N/mm²) と目標引張軟化特性 (フック加工が施された鋼繊維 0.75vol.%相当) を設定した。

表-1 に使用材料、表-2 にベースコンクリートの配合、写真-1 に使用した繊維を示す。本検討では、繊維径、繊維長と引張強度の異なる鋼繊維を 2 種類、合成繊維である PVA 繊維を 1 種類、計 3 種類の繊維を用いた。以下、繊維径 0.62mm、繊維長 30mm、アスペクト比 48 の鋼繊維を SF48、繊維径 0.2mm、繊維長 22mm、アスペクト比 110 の鋼繊維を SF110、繊維径 0.66mm、繊維長 30mm、アスペクト比 45 の PVA 繊維を PVA45 とする。水結合材比を 40%とし、短繊維は外割で混入した。フレッシュ性状は、打込み時のスランプと空気量の目標値を 8.0cm 以上、3.5%とし、高性能 AE 減水剤、消泡剤の使用量により調整した。

表-1 使用材料

材料	種類,物性など	
水	上水道水	
結合材	セメント	早強ポルトランドセメント,密度3.13g/cm ³
	混和材	エジプト産シリカフューム,密度2.25g/cm ³
細骨材	砕砂,栃木県産石灰砕砂,密度2.73g/cm ³	
粗骨材	砕石1505,栃木県産硬質砂岩,密度2.64g/cm ³	
短繊維	鋼繊維 (SF48)	密度7.85g/cm ³ ,繊維径0.62mm,繊維長30mm,アスペクト比48,引張強度1100N/mm ² ,両端フック付
	鋼繊維 (SF110)	密度7.85g/cm ³ ,繊維径0.2mm,繊維長22mm,アスペクト比110,引張強度2000N/mm ² 以上
	PVA繊維 (PVA45)	密度1.30g/cm ³ ,繊維径0.66mm,繊維長30mm,アスペクト比45,引張強度900N/mm ²
化学混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系
	消泡剤	ポリアルキレングリコール誘導体

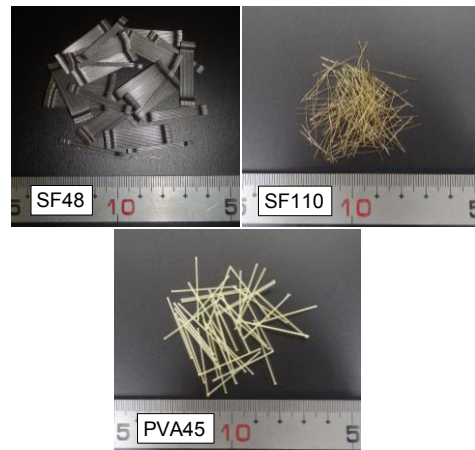


写真-1 使用繊維

表-2 配合表 (ベース配合)

W/B (%)	s/a (%)	スランプ (cm) 繊維混入後の 目標値	空気量 (%) 繊維混入後の 目標値	単位量 (kg/m ³)				
				水 W	結合材 B		細骨材 (砕砂) S	粗骨材 G Gmax15mm
					セメント C	シリカフューム SF		
40.0	69.0	8.0 以上	3.5	175	394	44	1215	528

(2) 供試体および試験体の製作

コンクリートは容量 100 リットルの強制二軸ミキサにより練混ぜ、フレッシュ性状の確認後直ちに型枠内へ打込んだ。強度試験に用いる供試体と両引き試験に用いる試験体は、早期の強度発現およびその後の強度変化の抑制を目的として蒸気養生を実施した。蒸気養生条件は、前置きが注水後 4 時間、昇温速度 15°C/hr、最高温度 50°C、保持時間を 56 時間、降温速度 7.5°C/hr であり、前述の目的から保持時間を長く設定した。蒸気養生後に脱枠を実施し、試験材齢まで実験室に静置した。

(3) 短繊維補強コンクリートの力学特性

強度試験は、蒸気養生終了後と試験時で実施し、圧縮強度試験、割裂引張強度試験、切欠きはりの 3 点曲げ試験を実施した。圧縮強度試験は JIS A 1108、割裂引張強度試験は JIS A 1113 に準拠して実施した。割裂引張強度試験では、供試体端面に荷重方向と垂直になるようにひずみゲージを設置し、計測値が不連続になったときの荷重からひび割れ発生強度⁶⁾を求めた。切欠きはりの 3 点曲げ試験は、JCI 試験方法⁷⁾に準じ、100×100×400mm の角柱供試体を用いた曲げ試験によって得られた 4 体の荷重-開口変位曲線の平均曲線を逆解析することで引張軟化曲線を算出した。

(4) 事前検討

試験体製作に先立ち、SF110 および PVA45 の短繊維混入率(V_f)を決定するための予備試験練りを実施した。目標とする引張軟化特性は既報における 80-B であり、SF48 の短繊維混入率は 0.75vol.% である。SF110 と PVA45 について、それぞれ 2 水準の短繊維混入率でコンクリートを練混ぜ、先述した蒸気養生(最高温度 50°C 保持時間 56 時間)を行なった。表-3 に予備試験練りを実施した繊維混入率の水準を示す。養生終了後、圧縮強度試験と切欠きはりの 3 点曲げ試験を実施し、曲げ試験結果から引張軟化曲線を算出した。

表-3 に圧縮強度試験結果、図-2 に引張軟化曲線を示す。それぞれ、既報の 80-B (SF48, V_f 0.75vol.%) も併せて示してある。圧縮強度は 90.6~94.0N/mm² であり、短繊維の種類や混入率の影響は見られなかった。

引張軟化曲線は、PVA45 を使用した場合、短繊維混入率を 0.75vol.% から 1.5vol.% にすると、引張応力のピークは 2 倍になった。また、PVA45-1.5 の引張軟化曲線は開口変位が 1mm 程度までは SF48-0.75 と概ね一致し、開口変位 1.5mm 程度までの引張軟化曲線の軟化勾配が同程度であることが分かる。SF110 を使用した場合は、SF48-0.75 と同一の短繊維混入率 (0.75vol.%) とすると、

表-3 短繊維混入率と強度試験結果

名称	短繊維混入率 V_f (vol.%)	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げタフネス T _{mod4} (N・mm)	備考
SF48-0.75	0.75	94.0	2.66	既報の結果
SF110-0.3	0.3	92.5	2.65	SF110 φ0.2×22mm鋼繊維
SF110-0.75	0.75	93.8	5.50	
PVA45-0.75	0.75	93.4	1.19	PVA45 φ0.66×30mmPVA繊維
PVA45-1.5	1.5	90.6	2.07	

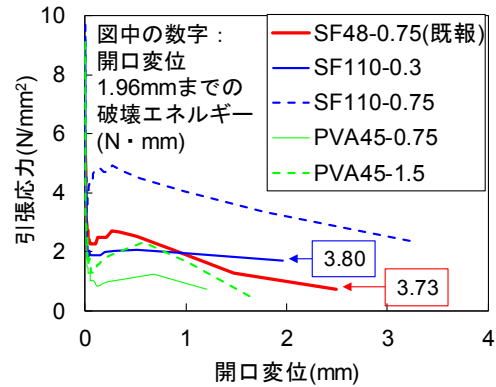


図-2 引張軟化曲線

引張軟化曲線の引張応力のピークは SF48-0.75 の 2 倍程度になった。SF110 の短繊維混入率を 0.3vol.% とすると、引張軟化曲線の引張応力のピークは SF48-0.75 よりも 1N/mm² 程度低いが、SF110-0.3 の逆解析より算出した引張軟化曲線の開口変位が最大となる約 2.0mm までの破壊エネルギー、すなわち、引張軟化曲線の面積を比較すると、SF110-0.3 と SF48-0.75 の破壊エネルギーはほぼ同程度であることが分かる。短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類を変えた場合、繊維の引張強度やヤング係数が異なるため、引張軟化曲線を完全に一致させることは難しい。

本検討では、引張軟化曲線の開口変位が 1.0mm 程度までは引張応力の応力差を ±1.0N/mm² 以内、開口変位が 1mm 以降は引張軟化曲線の軟化勾配、もしくは引張軟化曲線の破壊エネルギーを同程度にすることで、SF48-0.75、SF110-0.3 および PVA45-1.5 の引張軟化特性が同一であると見なすこととし、両引き試験体の短繊維混入率を SF48 は 0.75vol.%, SF110 は 0.3vol.%, PVA45 は 1.5vol.% とした。

(5) 試験体

図-3 に試験体を示す。寸法は 120×120×1500mm とし、断面中央に D19 の異形鉄筋(竹節)を配置した。鉄筋のかぶり厚は 50mm である。D19 鉄筋の両端に D25 のネジ節

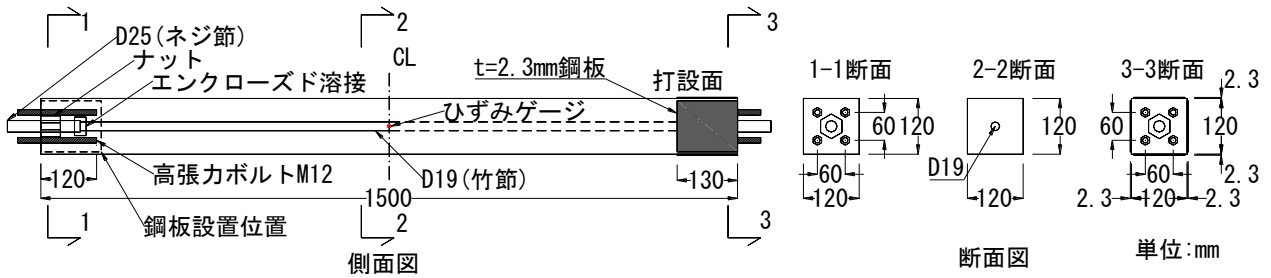


図-3 試験体

表-4 強度試験結果

試験体名	圧縮強度試験結果		割裂強度試験結果		曲げ試験結果		
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ひび割れ発生強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	Tcmod4 (N・mm)	事前検討結果 Tcmod4 (N・mm)
PL	96.2	40.5	4.52	3.67	5.69	-	-
SF48-0.75	97.9	41.0	-	4.26	9.09	3.36	2.66
SF110-0.3	89.6	35.1	-	4.66	7.48	2.93	2.65
PVA45-1.5	86.7	30.8	-	4.73	8.19	2.23	2.07

鉄筋をエンクローズド溶接で接合して端部鋼板にナット定着した。鉄筋の材質はいずれも SD345 とした。鉄筋応力を測定するために、鉄筋に 2 軸型のひずみゲージ（ゲージ長さ 2mm）を設置した。本検討では、ひずみゲージの設置による鉄筋とコンクリートの付着性能に与える影響を最小限にする目的で、鉄筋の計測位置は試験体中央の一箇所のみとした。ひずみゲージ設置に際しては、貼付け位置の異形鉄筋の節を鉄筋の断面欠損が生じない程度に削り、ひずみゲージを設置した。ひずみゲージ表面には、2 液混合型のエポキシ樹脂を異形鉄筋の節とコンクリートの付着を阻害しないように塗付した。リード線は縦リブに沿わせて試験体端部の打設面から引き出した。なお、鉄筋は試験体の側面（図-3 の断面図中、左右）に異形鉄筋の節が向くように配置した。

試験体端部には、M12 の全ネジボルトを 4 本埋込み、試験体端部の割裂破壊を防止する目的で、厚さ 2.3mm の鋼板を試験体の 4 面にエポキシ樹脂を用いて接着した。試験体数は 1 水準あたり 2 体とした。

(6) 両引き試験

本検討では、既往の検討^{2),3)}と同様、ひび割れ面における鉄筋応力を測定するため、試験体中央のひずみゲージを設置した位置に、事前に割裂引張力を与えひび割れを導入してから両引き試験を実施した（写真-2）。事前のひび割れ導入には、容量 1000kN の万能試験機を用いた。測定項目は、荷重、コンクリートひずみ、鉄筋ひずみ、開口幅（ひび割れ幅）とし、ひび割れ導入後の鉄筋ひずみと開口幅の測定値を両引き試験時にオフセットし

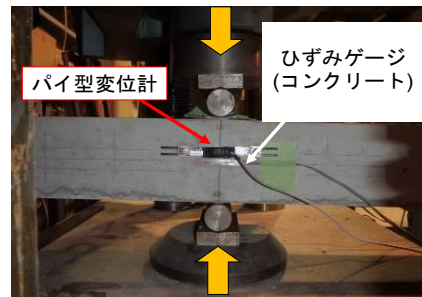


写真-2 事前ひび割れ導入状況

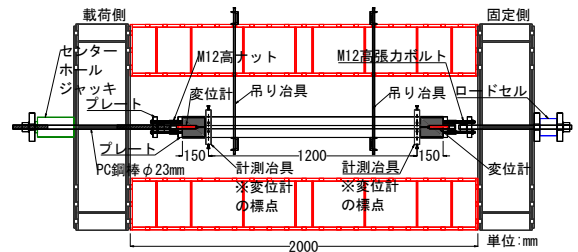


図-4 試験装置

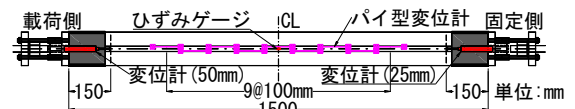


図-5 計測位置図

た。なお、ひび割れ導入前から初期値測定までで、残留した鉄筋ひずみは 100~400μ 程度、残留した開口幅は 0.005~0.1mm（両面のパイ型変位計の平均で 0.05mm 以下）程度であった。

両引き試験に使用した試験装置を図-4 に示す。試験体端部に埋め込んだ全ネジボルトを高ナットで延長し、プレートを介し、φ23mmのPC鋼棒とセンターホールジャッキを用い载荷した。吊り治具と試験体の接する面にはテフロンシートを2重で設置し、摩擦の影響を除外した。計測項目は、荷重、変位、鉄筋ひずみ、パイ型変位計による開口幅（ひび割れ幅）とした（図-5）。荷重の検出には容量300kNのロードセルを用いた。変位は、試験体端部より150mmの位置に変位計を設置して測定し、試験区間は1200mmとした。载荷側は容量50mm、固定側は容量25mmの高感度変位計を用いた。開口幅（ひび割れ幅）は、検長100mm、容量5mmのパイ型変位計を試験体側面の試験体軸方向に沿って千鳥に片面9台ずつ、計18箇所測定した。

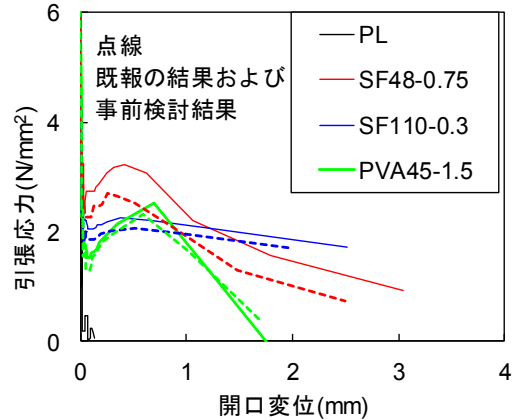


図-6 引張軟化曲線

3. 実験結果

(1) 強度試験結果

表-4 に強度試験結果、図-6 に引張軟化曲線を示す。圧縮強度は、PVA45-1.5 が若干低い結果となったが、全ての試験体間で圧縮強度は概ね 90N/mm² 程度に収まっており、いずれも目標値の範囲内であった。ひび割れ発生強度は、3.67~4.73N/mm² で概ね±1.00N/mm² の範囲内の結果であった。引張軟化特性は、SF110-0.3 と PVA45-1.5 の引張軟化曲線を比較すると、事前検討結果とほぼ同程度の結果が得られた。SF48-0.75 は、既報の結果よりも引張応力の応力差が 0.5N/mm² 程度高くなった。しかし、SF48-0.75, SF110-0.3, PVA45-1.5 の引張軟化曲線の開口変位が 1mm 程度（ひずみ軟化型の短繊維補強コンクリートの引張軟化曲線であれば、概ね軟化域に相当し、繊維の架橋効果を評価するには十分なレベル）までの引張応力の応力差を比較すると、±1.0N/mm² 程度になっており、使用する繊維が異なっても同程度の引張軟化特性が得られていると判断できる。

(2) 両引き試験結果

本検討で使用した D19 異形鉄筋（試験区間の鉄筋）の引張試験結果を表-5 に示す。試験体端部の D25 ネジ節鉄筋は全て共通で、降伏点 388.6N/mm²、引張強度 575.4N/mm²、ヤング係数 192.7kN/mm² であった。

図-7 に両引き試験で得られた荷重-変位関係、図-8 に試験終了後の試験体側面のひび割れ図を示す。いずれも両引き試験体 1 条件 2 体の間で、荷重-変位関係とひび割れ状況に大きな差がなかったため、両引き試験体 2 体の内の 1 体の結果を示している。

図-7 中には、鉄筋単体の引張試験結果より得られた

表-5 鉄筋の引張試験結果

試験体名	D19 異形鉄筋		
	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
PL	384.6	579.2	196.5
SF48-0.75	389.4	573.6	184.6
SF110-0.3	384.6	579.2	196.5
PVA45-1.5			

荷重-ひずみ関係の平均曲線から試験区間 1200mm の変位として表わした結果を示す。図中、左側には荷重-変位関係の鉄筋降伏までの部分を拡大した結果を示している。なお、PL, SF110-0.3, PVA45-1.5 の 3 体と SF48-0.75 の 1 体で試験区間の D19 異形鉄筋の力学特性が異なるが、鉄筋の降伏点が大きく異なることから、図中には、PL, SF110-0.3, PVA45-1.5 の試験体に用いた鉄筋単体の引張試験結果を示している。加力は、パイ型変位計で計測された開口幅が 2mm を超える、もしくは新たなひび割れが発生しなくなり定常状態になったと判断されるまで実施した。

図-8 では、試験終了後、試験体を観察し、1.5mm 以上に拡幅しているひび割れを赤色で示してある。载荷開始後、いずれも事前に導入した試験体中央のひび割れが拡大した。新たなひび割れが発生した後は、事前に導入したひび割れを含む全てのひび割れがほぼ均等に拡大した。PL は、鉄筋降伏後も複数のひび割れが均等に拡大したのに対して、短繊維補強コンクリートの試験体は、鉄筋降伏後、鉄筋降伏前に発生したひび割れの一本ないし数本が拡大する傾向が見られた。PL の赤色に着色したひび割れと短繊維補強コンクリートの試験体のひび割れの発生状況を比較すると、短繊維補強コンクリートの試験体は PL の赤色のひび割れとほぼ同じ位置にひび割れが発生し、そのごく近傍に複数のひび割れが発生して

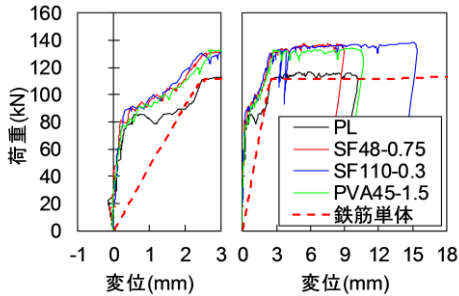


図-7 荷重－変位関係

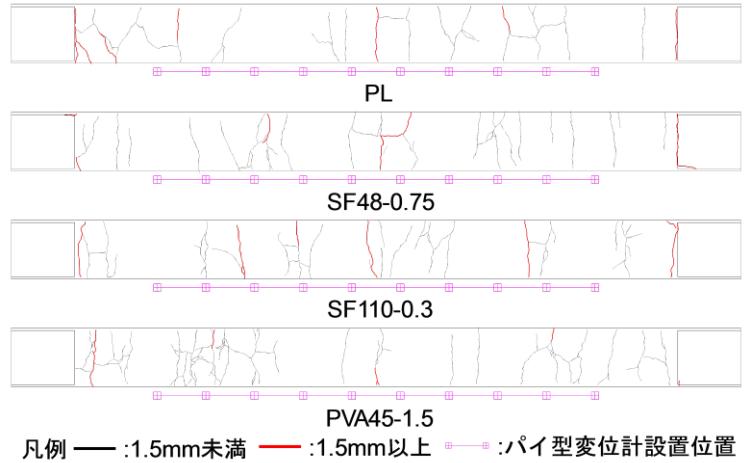


図-8 ひび割れ図（試験終了後）

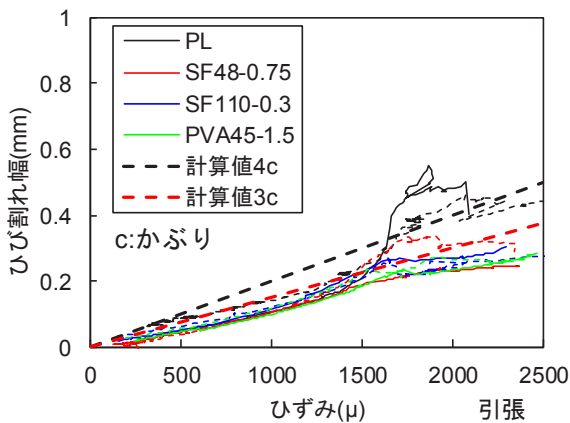


図-9 鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係

いる。PL はパイ型変位計 1 箇所の検長区間につき 1 本ないし 2 本のひび割れが発生している。短繊維補強コンクリートの試験体はパイ型変位計 1 箇所の検長区間につき複数本のひび割れが発生している。これより、パイ型変位計 1 箇所に発生した複数本のひび割れを大きく 1 本のひび割れとしてまとめると、試験体の断面を貫通するレベルのひび割れ幅の大きいひび割れの発生位置に大きな差がないことが分かる。

既往の研究⁸⁾で、鉄筋とコンクリートの両引き試験を行う場合、コンクリートの収縮による初期応力の影響が大きいことが知られている。本報では、事前に試験体にひび割れを導入していることから、初期応力が部材性能に与える影響を考慮できない。このため、荷重－変位関係の新たなひび割れが発生する（荷重 80kN 程度）までの剛性は、事前にひび割れを導入しない一般的な両引き試験の結果と若干異なると考えられる。載荷開始後、新たなひび割れが発生するまでは、全ての試験体の荷重－変位関係は一致している。PL は新たなひび割れの発生

後、荷重－変位関係が鉄筋単体に漸近し、鉄筋降伏相当の変位が 3mm 以降、荷重は鉄筋単体とほぼ同程度になっている。短繊維補強コンクリートの試験体は、テンションステイニングと繊維の架橋効果により、PL よりも同一変位における荷重－変位関係の荷重が高くなっていることが分かる。また、短繊維補強コンクリートの試験体である SF48-0.75, SF110-0.3, PVA45-1.5 の 3 体の結果を比較すると、全ての試験体の荷重－変位関係は一致していることが分かる。これより、短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類を変えても引張軟化特性を同程度に設定すると、荷重－変位関係とひび割れの発生状況に大きな差がないことから、本検討範囲での短繊維補強鉄筋コンクリート部材の引張性能は、コンクリートの引張軟化特性に依存すると考えられる。

図-9 に試験体中央で測定されたひび割れ幅と鉄筋ひずみの関係を示す。本報における開口幅（ひび割れ幅）は検長 100mm 区間の変位である。図-8 に示したように、事前に導入した試験体中央のひび割れの近傍に新たなひび割れが発生している試験体もあるため、開口幅（ひび割れ幅）は 1 本ないし複数本のひび割れを含んだ値である。図-9 より、既報の結果^{3),4)}と同様、鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係には線形的な関係があり、鉄筋ひずみに比例してひび割れ幅が増加しており、繊維の種類が異なっても同様の傾向が見られる。

一般的に、鉄筋コンクリート部材のひび割れ幅⁹⁾は、式(1)より求めることができる。

$$w = l(\epsilon_s - \epsilon_c) \quad (1)$$

ここに、 w ：ひび割れ幅(mm)、 l ：ひび割れ間隔(mm)、 ϵ_s ：ひび割れ間における鉄筋の平均ひずみ、 ϵ_c ：ひび割れ間のコンクリート表面における平均ひずみ

図-9 中には、ひび割れ間隔 l をかぶり c の 3, 4 倍として、コンクリートのひずみを無視した場合の計算値⁹⁾を併せて示す。パイ型変位計の検長区間に複数発生したひび割れを 1 本にまとめることで実験値と計算はほぼ一致しており、かぶりの 3~4 倍程度になっていることが分かる。これより、短繊維補強コンクリートの引張軟化特性を同程度にして、短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類を変えても既報の結果^{3),4)}と同様の結果となっていることが分かる。本検討では、ひずみ軟化型の短繊維補強コンクリート²⁾を検討したが、鉄筋とひずみ軟化型の短繊維補強コンクリートを併用した場合、引張軟化特性が、ひび割れ間隔に与える影響は小さいと考えられる。これより、本検討の範囲の短繊維補強コンクリートは、複数のひび割れを 1 本にまとめて考慮することで、ひび割れ間隔は、普通コンクリートと同様にかぶりの 3~4 倍として考慮しても問題ないと考えられる。

4. まとめ

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した構造を対象として、圧縮強度と引張軟化特性を同程度にして、短繊維補強コンクリートに使用する繊維の種類を変化させた場合に、ひび割れ間隔に与える影響を両引き試験により検討した。本報で得られた知見を以下に示す。

- ① 鉄筋とひずみ軟化型の短繊維補強コンクリートを併用した場合、繊維の種類を変えても、断面を貫通するレベルのひび割れと近傍のひび割れ幅の小さい複数のひび割れを 1 本にまとめて考慮した場合のひび割れ間隔は普通コンクリートと同程度である。
- ② 鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した場合も普通コンクリートと同様、ひび割れ面における鉄筋ひずみを把握することができれば、断面を貫通するレベルのひび割れと近傍のひび割れ幅の小さい複数のひび割れを 1 本のひび割れにまとめた場合のひび割れ幅の算定は可能となると考えられる。

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した場合のひび割れ間隔に関する検討を行なった。しかし、コンクリートの収縮による初期応力、鉄筋径やかぶりを变化させた場合の検討が残されており、今後さらなる検討を行なう予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー, No.127, 2007
- 2) 土木学会：コンクリート技術シリーズ 119, 繊維補強コンクリートの構造利用研究小委員会(第2期)成果報告書, 2018.9
- 3) 竹山忠臣, 恩田陽介, 佐々木亘, 篠崎裕生, 三上浩：短繊維補強コンクリートのひび割れ間隔に関する基礎的検討, 三井住友建設(株)技術研究開発報告, No.16, 2018
- 4) 竹山忠臣, 磯部岳, 佐々木亘, 内田裕市：鉄筋と短繊維補強コンクリートのひび割れ間隔に関する検討, 第27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集, pp.461-464, 2018
- 5) 例えば, 森香奈子, 川口哲生, 河野克哉, 田中敏嗣：収縮低減剤を使用した超高強度繊維補強コンクリートの収縮特性と破壊力学特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.257-262, 2011
- 6) 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
- 7) JCI 基準：切欠きはりを有し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
- 8) 例えば, 塩永亮介, 佐藤靖彦, Walraven, J. C.：高性能繊維補強モルタルを適用した RC 部材の一軸引張挙動に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.66, No.4, pp.366-379, 2010
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編], 2017

超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートを用いた梁の曲げ挙動と せん断耐力に関する実験的検討

Experimental Study on Shear Strength and Flexural Behavior of Beams Using Ultra-low Shrinkage and Ultra-high-strength Fiber Reinforced Concrete

技術研究所 三加 崇 TAKASHI SANGA
技術研究所 野並 優二 YUJI NONAMI
技術研究所 松田 拓 TAKU MATSUDA
技術研究所 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

著者らは、超高強度で収縮が極めて小さい超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートを開発した。本コンクリートは、セメント使用量を抑え、粉体や細骨材に産業副産物を多量に用いた環境負荷低減に大きく貢献する環境コンクリートである。プレストレストコンクリート部材などへの適用を目的として、PC 梁の曲げ試験およびせん断耐力確認試験を実施した。試験の結果、本コンクリートの曲げ挙動やせん断耐力は、従来の高強度コンクリートと同様な方法を用いて評価できることを確認した。

キーワード：超低収縮，超高強度，繊維補強コンクリート，曲げ性状，せん断性状

Authors have developed ultra-low-shrinkage and ultra-high-strength fiber reinforced concrete. This concrete is an environmentally friendly concrete that does not use cement and achieves low carbon consumption. The bending loading experiment of PC beam with aramid FRP tendon and the shear failure experiment of RC beam were conducted to investigate those behavior and to use that concrete as structural members. As a result of those experiments, it was confirmed that both the flexural and shear properties of that concrete structure can be generally evaluated by the conventional calculation method.

Key Words: ultra-low-shrinkage, ultra-high-strength, fiber reinforced concrete, bending experiment, shear experiment

1. はじめに

プレストレストコンクリート（PC）部材において、コンクリートの乾燥収縮やクリープ変形は、プレストレストロスを生じさせる大きな要因である。PC 部材の設計では、10%程度の PC 鋼材の緊張力低減を考慮した設計が行われているのが現状である。このため、乾燥収縮やクリープの小さなコンクリートが実現できれば、より合理的な PC 部材が設計可能となる。

著者らは粉体および細骨材に産業副産物を多量に使用して、超高強度と超低収縮および低クリープ変形を同時に実現したコンクリート（以下、超低収縮コンクリート）を開発した。超低収縮コンクリートは、通常よりも単位水量が少なく、結合材にはセメント以外に高炉スラグ、フライアッシュ、シリカフェーム等の副産物を使用

するとともに、細骨材にフェロニッケルスラグや碎石をバランス良く配合している。この配合条件の範囲で結合材の混合比率や骨材の量を変化させることで、用途に応じて強度発現やフレッシュ性状をカスタマイズすることが出来るコンクリートである。セメントを使用しなくてもこれらの性能が発揮されるため、環境負荷の低減に大きく貢献するコンクリートである。

これまでに、材料物性の検討を行ってきたが、ここでは、PC 部材への適用を想定して、プレテンション梁の曲げ載荷試験と、RC 梁のせん断耐力試験を実施して、その構造性能について検討を行った。プレテンション梁については、別途長期保管用を製作し、PC 緊張材の定着長やプレストレストロスを計測した。

今回用いた超低収縮コンクリートは、環境負荷低減を追求しセメントを用いていない。また、生産性向上を

表-1 コンクリート使用材料

材料		物性他	記号
セメント	早強ポルトランドセメント	密度3.13 g/cm ³	C
結合材	高炉スラグ微粉末	密度2.88 g/cm ³ , 4000ブレン, 比表面積4,270 cm ² /g, SO ₃ : 2.06%	BF
	フライアッシュ	密度2.40 g/cm ³ , JIS I種相当品, 比表面積5,540 cm ² /g	FA
	シリカフューム	密度2.24 g/cm ³ , 比表面積17.0 m ² /g	SF
	膨張材	密度3.19 g/cm ³ , CaO系, 比表面積4,970 cm ² /g	EX
細骨材	砕砂	表乾密度2.70 g/cm ³	S1
	フェロニッケルスラグ	表乾密度2.98 g/cm ³ , 吸水率2.91%	S2
粗骨材	砕石	表乾密度2.63 g/cm ³ , 実績率59.0%	G1
	硬質砂岩	表乾密度2.63 g/cm ³ , 砕石2005, 実績率61.5%	G2
化学混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸系	SP
	消泡剤	エステル系	DF
短繊維	鋼繊維	密度7.85 g/cm ³ , φ0.2×15 mm, 引張強度2000 N/mm ² 以上	Fb

表-2 コンクリート配合

配合	配合指標					単位量 [kg/m ³]													
	W/B [%]	s/a [%]	空気量	短繊維混入率	結合材の質量割合			W	B						S1	S2	G1	G2	Fb
					BF	FA	SF		C	BF	FA	SF	EX						
A	12.0	62.8	3.5	1.0	55	30	15	100	833	-	447	244	122	20	-	1004	-	526	78.5
B	12.0	63.1	3.5	0.5	55	30	15	100	833	-	447	244	122	20	-	1019	-	526	39.3
C	12.0	62.8	3.5	0.0	55	30	15	100	833	-	447	244	122	20	-	1004	-	526	0.0
D	36.8	40.0	4.5	-	-	-	-	160	435	435	-	-	-	-	-	707	-	1036	-

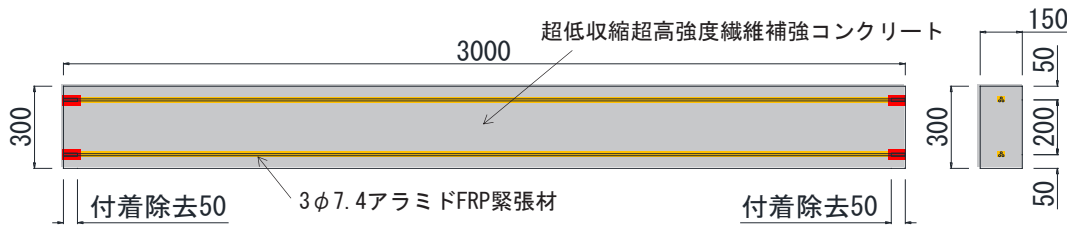


図-1 プレテンションPC梁試験体

表-3 アラミドFRPロッドの材料物性

呼称	公称断面積 (mm ²)	公称径 (mm)	公称周長 (mm)	有効断面積 (mm ²)	有効断面積に対する弾性係数 (kN/mm ²)	保証耐力 (kN)
φ7.4	48.8	7.88	24.8	42.4	53	81.4

意図してひび割れ防止鉄筋やせん断補強鉄筋の配置を不要にする鋼繊維入りの配合とした。なお、インフラの長寿命化が叫ばれている現状を踏まえて、PC緊張材には腐食しないアラミドFRPロッドを用いた。

2. 試験体

(1) コンクリート

コンクリート使用材料を表-1に、配合を表-2に示す。配合は4種類とした。配合A~配合Cは、超低収縮コンクリートで鋼繊維の混入率を0.0%(C)~1.0%(A)まで0.5%刻みで変化させた。超低収縮コンクリートの単位水量は100kg/m³、水結合材比は12.0%とした。配合Dは比較用として設計基準強度50N/mm²の普通コンクリートである。

(2) プレテンションPC梁

プレテンションPC梁試験体の形状寸法を図-1に示す。梁は、高さ300mm、幅150mm、長さ3000mmの矩形形状である。PC緊張材は、表-3に示す物性を有するアラミドFRPロッドを3本束ねたものを上下に配置しており、その他に鋼材は使用していない。試験体は、コンクリ



写真-1 試験体製作状況

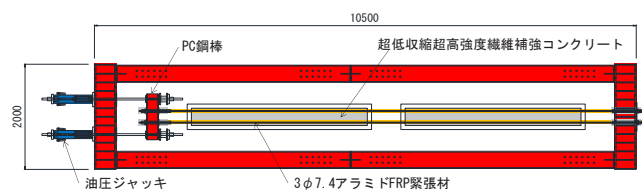


図-2 緊張架台

ートの配合AとBを用いた2体とした。

アラミドFRP緊張材は、両端に鋼管とモルタルからなる付着定着具を付けて、図-2に示す緊張架台を用いて緊張を行った。コンクリートは、梁の側面から打ち込

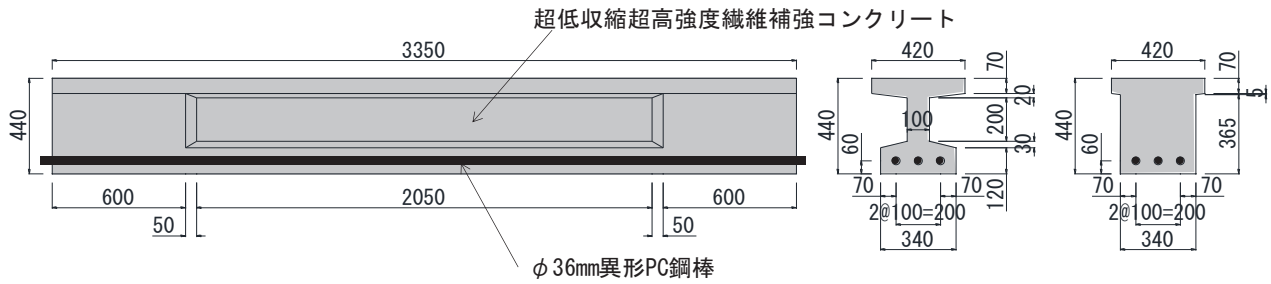


図-3 RC 梁試験体

んだ。アラミド FRP 緊張材 (3×φ7.4mm) の緊張力は 157kN で、これは、付着定着具を用いたアラミド FRP 緊張材の保証耐力 224kN の 0.7 倍である。緊張後、超低収縮コンクリートを打ち込み、蒸気養生を実施した。蒸気養生は、35℃で1日行った後脱枠を行い、その後90℃で3日間行った。蒸気養生終了後、コンクリート温度が十分低下したことを確認して緊張力を開放し、プレストレスを導入した。

(3) RC 梁

せん断試験用の RC 梁試験体の形状寸法を図-3 に示す。高さ 440mm、幅 420mm、長さ 3350mm の T 型梁とした。ウェブの厚さは 100mm で、両端部は矩形断面とした。せん断破壊するように、曲げ補強材として φ36mm の異形 PC 鋼棒を 3 本配置した。異形 PC 鋼棒以外の鋼材は配置していない。試験体は、コンクリートの配合 A～D の 4 体である。配合 A～C の試験体については、プレテンション PC 梁試験体と同様の養生条件である。蒸気養生後の試験体を写真-2 に示す。また、試験体名とコンクリート配合の関係をまとめて表-4 に示す。

表-4 試験体一覧

試験体	配合	試験体形状	試験方法
A-M	A	プレテンションPC梁	曲げ試験
B-M	B		
A-S	A	RC梁	せん断試験
B-S	B		
C-S	C		
D-S	D		



(a) PC 梁試験体



(b) RC 梁試験体

写真-2 試験体

3. 試験方法

(1) プレテンション導入試験

プレストレスを導入したときのコンクリートひずみの分布から定着長や導入プレストレス量を確認するために、図-4 に示す位置のコンクリート表面にひずみゲージを添付した。コンクリートのひずみは、端部から 100mm 間隔で 800mm の位置と中央断面において計測を行った。

(2) 曲げ試験

荷重方法および計測位置を図-5 に示す。等曲げ区間長 300mm の 4 点曲げ荷重である。ひび割れ発生時に一度除荷を行い、ひび割れ発生箇所パイ型変位計を設置した上で荷重を再開した。これは、ひび割れ再開時の荷重から、有効緊張力を推定するためである。有効緊張

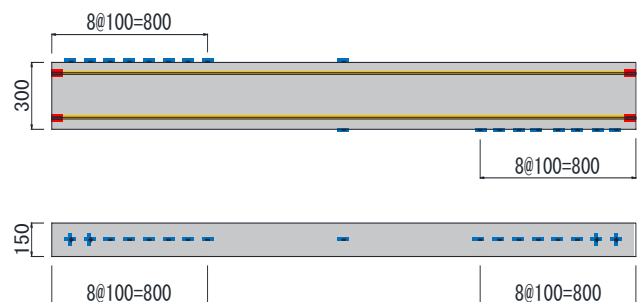


図-4 プレストレス導入時のひずみ計測位置図

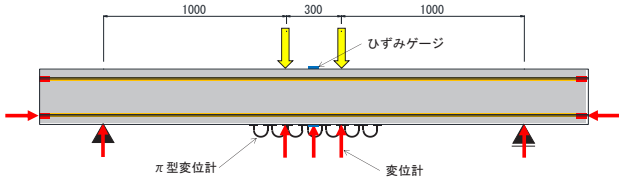


図-5 曲げ試験 荷重方法および計測位置図

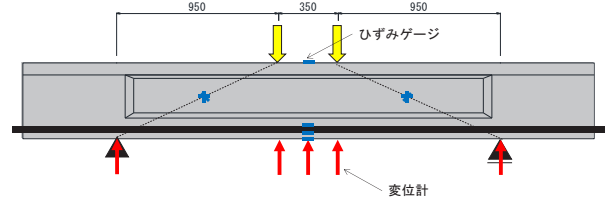


図-6 せん断試験 荷重方法および計測位置図

力は、緊張時の張力から緊張材のリラクゼーションとクリープ乾燥収縮によるロスを差し引いたものである。

(3) せん断試験

荷重方法および計測位置を図-6 に示す。等曲げ区間長 350mm の 4 点曲げ荷重である。せん断スパン比は 2.5 である。単調で破壊まで荷重した。荷重荷重と鉛直変位、異形 PC 鋼棒のひずみと上下縁および荷重点と支点を結んだ中央の 3 軸方向のコンクリートひずみの計測を行った。

表-5 コンクリート材料試験結果

配合	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	曲げひび割れ 発生強度 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
A	154.6	52.6	12.8	10.9	17.8	9.2
B	151.0	53.9	11.6	10.4	18.5	8.0
C	144.3	54.9	9.5	8.6	12.4	8.0
D	57.3	35.6	-	-	9.5	4.6

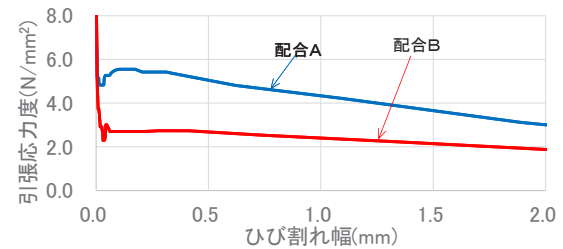


図-7 引張軟化曲線

4. 試験結果

(1) コンクリートの材料特性

荷重試験時のコンクリートの材料試験結果を表-5 に示す。超低収縮コンクリートの圧縮強度は 144.3N/mm²~154.6N/mm²、弾性係数が 52.6kN/mm²~54.9kN/mm²、曲げひび割れ発生強度が 8.6N/mm²~10.9N/mm²、せん断強度が 12.4N/mm²~18.5N/mm²であった。普通コンクリートの配合 D と比較すると、圧縮強度が約 2.6 倍、弾性係数が約 1.5 倍、ひび割れ発生強度が約 1.8 倍である。

配合 A および B について、切欠き梁を用いたコンクリートの破壊エネルギー試験から求めた引張軟化曲線を図-7 示す。繊維混入量が多い配合 A の方が、ひび割れ後も高い引張応力を示している。

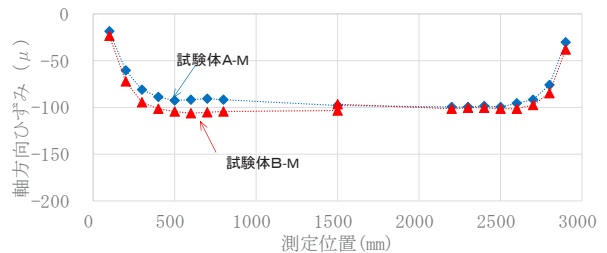


図-8 コンクリートひずみ分布

(2) アラミド FRP 緊張材の定着性能

PC 梁試験体の緊張時のコンクリートひずみ分布を図-8 に示す。ひずみ分布から、試験体 A-M、試験体 B-M とともに端部から 400mm~500mm で一定値となっていることが分かる。

アラミド FRP 緊張材は、コンクリートひずみの測定面から 50mm の深さにあること、また、コンクリート端部から 50mm で付着を除去している（付着割裂ひび割れを防止するため）ことを考慮すると、定着長は上記の範囲から 100mm を差し引いた 300mm~400mm であることが想定される。これは、過去の文献²⁾と同等の値であり、超低収縮コンクリートも一般の高強度コンクリートと同等の定着長を考慮すれば良いと考えられる。

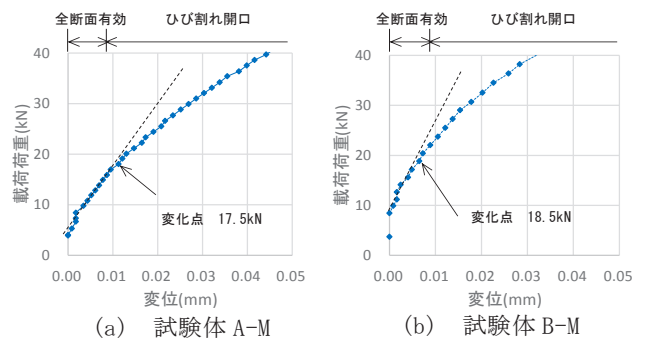


図-9 ひび割れ幅の変化

(3) アラミド FRP 緊張材の有効緊張力

曲げ荷重試験時のひび割れの挙動から、荷重時のアラミド FRP 緊張材の有効緊張力を推定した。初期荷重で曲げひび割れが桁下段のアラミド FRP 緊張材を跨ぐ程度まで荷重した後、除荷を行うとひび割れはプレストレスによって閉じて圧縮力が作用することとなる。再度、荷重を行うと、初期はプレストレスによる圧縮力が残っ

表-6 曲げ試験結果

No.	製作時		載荷試験				破壊形態
	AFRP緊張材緊張力		曲げひび割れ発生		最大荷重時		
	導入時 (kN)	載荷時 (kN)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	
A-M	128.1	130.0	58.7	0.2	165.7	20.4	AFRPロッド破断
B-M	128.4	124.0	58.1	0.5	168.4	29.5	AFRPロッド破断

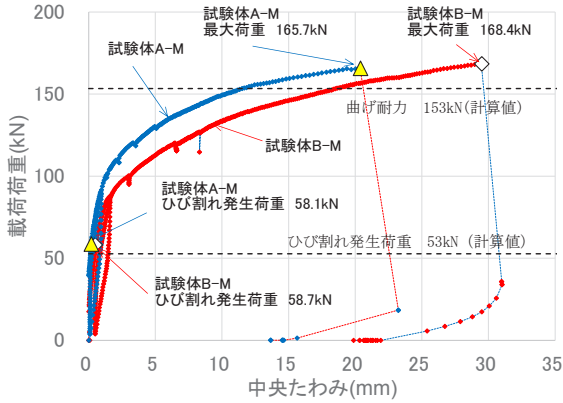


図-10 荷重と変位の関係（曲げ試験）

表-7 せん断試験結果

No.	載荷試験				せん断耐力 (kN)
	せん断ひび割れ発生		最大荷重時		
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	
A-S	566.2	1.5	1199.0	9.5	599.5
B-S	430.8	1.1	880.6	7.9	440.3
C-S	301.4	1.8	423.0	4.2	211.5
D-S	281.1	1.6	364.2	4.5	182.1

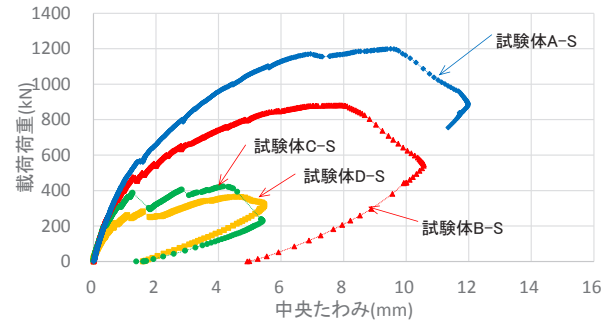


図-11 荷重と変位の関係（せん断試験）

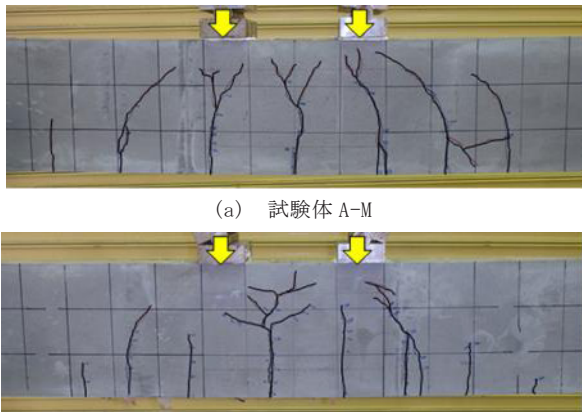


写真-3 試験後のひび割れ状況（曲げ試験）

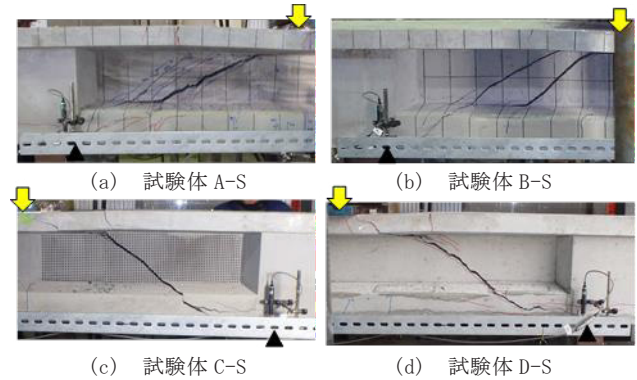


写真-4 試験後のひび割れ状況（せん断試験）

ているためひび割れの無い断面のように挙動するが、梁下縁から圧縮力は消失し始めひび割れが再開口する。ひび割れの開口幅は、この時点から急増する傾向を示すため、この時の載荷荷重から緊張材の張力を計算することができる。

図-9 にひび割れ幅と載荷荷重の関係を示す。図に示した位置でひび割れ幅の増加傾向が変化していることが分かる。本試験は鋼繊維入りのコンクリートを用いており、ひび割れが再開口した後も鋼繊維が引張力を負担するため、勾配の変化点が明瞭ではないが、図示した点で求めた有効緊張力は、1本当たり、試験体 A-M が 130kN、試験体 B-M が 124kN となった。

試験体表面に添付したひずみゲージの値から予想されるアラミド FRP 緊張材 1 本当たりの張力は、緊張時で試験体 A-M が 128.1kN、試験体 B-M が 128.4kN であるので、概ねこの方法で有効緊張力が推定できることが分かった。プレストレス導入時の緊張力に対する低下割合

は、それぞれ 1.015、0.966 であり、張力の低下は極めて小さいことが分かる。

(4) 曲げ特性

曲げ試験結果を表-6、載荷荷重とたわみの関係を図-10 に示す。ひび割れ発生荷重は、試験体 A-M が 58.1kN、試験体 B-M が 58.7kN とほぼ同じであった。材料試験結果を考慮した断面分割法による計算結果は 53kN であり、計算値と実験値がほぼ同じであった。

最大荷重は、計算値が 153kN に対して試験体 A-M が 165.7kN、試験体 B-M が 168.4kN であった。破壊形態も計算結果、実験ともにアラミド FRP 緊張材の破断であり、断面分割法により耐力の推定が可能であることがわかった。

試験後のひび割れ状況を写真-3 に示す。ひび割れ間隔、本数はほぼ同等程度であるが、試験体 B-M では、圧縮縁近傍まで発生しているのが 2 本に対して試験体 A-M では、5 本程度発生している。試験体 B-M は試験体 A-M と比較して短繊維混入量が半分であるため、短繊維

表-8 セン断耐力の実験値と計算値

No.	最大荷重 実験値 (kN)	せん断耐力		
		実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 / 計算値
A-S	1199.0	599.5	333.9 ^{※1}	1.80
B-S	880.6	440.3	306.4 ^{※1}	1.44
C-S	423.0	211.5	82.2 ^{※2}	2.57
D-S	364.2	182.1	56.0 ^{※2}	3.25

※1: 式(1), ※2: 文献4)

維による架橋効果が小さく、ひび割れが局所化していることで、たわみが大きい傾向であったと考えられる。

(5) セン断特性

せん断試験結果を表-7、載荷荷重とたわみの関係を図-11、せん断破壊側の状況を写真-4 に示す。繊維を混入していない試験体 C-S は試験体 D-S と比較すると、耐力低下の要因である斜めひび割れがほぼ同じ位置に1本生じている点は同じであるが、コンクリート強度が異なるため、試験体 C-S の最大荷重が大きくなっている。

鋼繊維の混入率が0.5%の試験体 B-S では、2本のひび割れが大きく開いており、繊維による分散効果と考えられる。混入率 1.0%では、耐力低下の要因となった斜めひび割れの周辺に細かいひび割れが多数発生していた。せん断耐力は、繊維の混入率が大きいほど高くなる傾向が見られた。これは、ひび割れ面における繊維の架橋効果に加えて、斜めひび割れが複数本に分散して生じることも影響していると考えられる。

せん断耐力の評価方法を検討した。短繊維を混入した試験体 A-S、試験体 B-S および短繊維がない超高強度の試験体 C-S については式(1)³⁾、試験体 D-S はコンクリート標準示方書⁴⁾に基づいて算出した。

$$V_{yd} = V_{rpsc} + V_{fd} \quad (1)$$

$$V_{rpsc} = 0.18 \sqrt{f'_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2)$$

$$V_{fd} = (f_{vd} / \tan \beta_u) \cdot b_w \cdot z / \gamma_b \quad (3)$$

ここに、 b_w :腹部の幅、 d :有効高さ、 f'_{cd} :超高強度繊維補強コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)、 f_{vd} :超高強度繊維補強コンクリートの斜めひび割れ直角方向の平均引張強度(N/mm²)、 β_u :軸方向と斜めひび割れ面のなす角度、 γ_b :安全係数であり、一般的に 1.3 としてよい。

表-8 に、最大荷重の実験値と式(1)およびコンクリート標準示方書によるせん断耐力の算定式から計算した値を示す。なお、計算値は材料試験結果を参考に安全係数を 1.0 として算出した。また、超高強度繊維補強コンクリートの斜めひび割れ直角方向の平均引張強度は、式(4)に示す曲げ強度と引張強度の関係式⁵⁾から算出した。

$$f_{bd} = 2.59f_{vd} + 1.54 \quad (4)$$

ここに、 f_{bd} :超高強度繊維補強コンクリートの曲げ強度(N/mm²)

式(1)は、コンクリートの設計基準強度が 180N/mm²、短繊維の混入率が 2.0%の実験結果を基にせん断耐力式が構築されたものであるが、計算値に対して試験体 A-S の実験値が 1.80 倍、試験体 B-S で 1.44 倍と上回る結果であった。超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートは、梁のせん断耐力の算出に式(1)を用いた場合でも安全側に評価できることが分かった。また、繊維を混入していない試験体 C-S、試験体 D-S についても安全側に評価できる結果となった。

5. まとめ

産業副産物を利用した超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートとアラミド FRP 緊張材を用いたプレテンション PC 梁の曲げ試験および RC 梁のせん断耐力確認試験から以下の知見が得られた。

- ① 超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレテンション梁におけるアラミド FRP 緊張材の定着長は 300mm-400mm であり、既往の研究と同等であった。
- ② 曲げ試験の結果から、ひび割れ発生荷重およびアラミド FRP 緊張材が破断する荷重は、断面分割法で安全に推定できることがわかった。
- ③ セン断耐力は、繊維混入率に応じて大きくなり、既存の評価式で安全側に評価できることが分かった。

参考文献

- 1) 例えば、松田 拓, 松丸 真, 蓮尾 孝一, 野口 貴文: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.1, pp.1449-1454, 2016.7
- 2) 池田 光次, 永井 淳一, 浅井 洋, 松元 香保里: アラミド緊張材を用いた外ケーブル定着ブロック工法, 連続繊維補強コンクリートに関するシンポジウム論文集, pp.163-168, 1998.5
- 3) 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
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2017.3
- 5) サクセム研究会: サクセム設計・施工マニュアル (案), 2008.3

板状住宅における基礎梁 PCa 化の検討

Study on PCa Foundation Beams of Flatty Housings

技術研究所 平田 裕一 YUICHI HIRATA
 技術研究所 田野 健治 KENJI TANO
 構造設計ディビジョン 貫洞 覚 SATORU KANDO
 設備設計ディビジョン 西尾 俊彦 TOSHIHIKO NISHIO
 建築技術部 甲田 輝久 TERUHISA KOUDA
 建築生産計画部 平野 秀和 HIDEKAZU HIRANO

板状住宅の基礎梁には、未だにプレキャスト（PCa）化工法は採用されていない。本論は、基礎梁がプレキャスト化されない要因を論じるとともに基礎梁のPCa化を可能にする工法を提案している。また、本論で提案するPCa基礎梁と現場打ち基礎梁のせん断加力実験を実施した。実験結果より、「日本建築学会、現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説¹⁾」に示されたPCa接合部の設計を適切に行えば、PCa基礎梁は現場打ち基礎梁とほぼ同様な性状を示すことを確認した。

キーワード：PCa, 基礎梁, 設備開口, 水勾配, 現場打ち同等型, せん断加力実験

Foundation beams of flatty housings have not been built by a precast construction method yet. In this paper, the reasons why foundation beams cannot be precasted are discussed and a construction method of PCa foundation beams is proposed. Shear loading tests of PCa foundation beams proposed and cast-in-place ones were carried out. According to those results, it was confirmed that PCa foundation beams have almost the same properties as cast-in-place ones if the beams are designed according to “AIJ Guidelines for Structural Design of Precast Concrete Connection Emulating Cast-in-place Reinforced Concrete¹⁾”.

Key Words: Precast, Foundation Beam, Beam Sleeves, Drainage Slope, Emulating Cast-in-place, Shear Loading Test

1. はじめに

近年採用が増えているPCa工法は、施工が容易であるだけでなく、部材精度の向上、全体工期の短縮等の利点がある。PCa工法が適用される部位を見ると、上部構造の柱や梁では既にPCa化が進んでいるものの、下部構造（基礎構造）は現在も在来工法（現場打ち）が採用されている。限られた労働力の下、建設工事の生産性向上と品質向上を同時に満足するためには、建物全体のPCa化が求められている。

本論は、これまで集合住宅において基礎梁のPCa化が進まなかった要因を考察するとともにその対応策を提案するものである。また、本論で提案するPCa基礎梁の剛性と耐力を把握するために行ったせん断加力実験についてまとめ、在来工法（現場打ち）と概ね同等であることを示している。

2. 基礎梁のPCa化における課題

集合住宅において基礎梁のPCa化が進まない要因を工程、計画、施工、構造の項目に分類して以下に示す。

（1）工程上の要因

図-1 に標準的な板状住宅における設計開始から着工後数ヶ月の工程を示す。図より、設計開始から約2ヶ月後に住戸プランの概要が計画される。この段階では施主の要望が定まっていないため住戸プランは確定していない。構造図や設備図の着手はさらに1ヶ月後である。また、建築確認の事前提出は工事着工の2ヶ月前を目途に行われる。この事前提出時には法律上問題になる部分は定まっているものの、住戸プランや設備図の詳細は定まっていない。これらが確定しない理由は、施主の事業計画上の要望が定まり難いこと及びその要望に関する折衝

3. 提案工法

図-4 に本提案工法で用いる梁間方向の基礎梁を、図-5 にその基礎梁を用いた板状住宅の基本構成を示す。図-4, 5 より、梁間方向の基礎梁は3分割されており、2つのリジッド部 (PCa部) と1つのフレキシブル部 (現場打ち部) より構成されている。分割数3は上部構造の梁と同じ揚重機を用いて施工することを想定したものである。本提案工法は、プラン変更に対応することが難しい排水管の設備開口をフレキシブル部に限定し、この部分を後施工とすることでプラン変更のリスクを回避している。また、各設備開口は大口径化によって集約しPCa化を容易にしている。桁行方向は杭頭補強筋との干渉を少なくした工法を用いることが望ましい。また桁行方向もフレキシブル部を1ヶ所設けることで排水管の外部への接続ルートを確認している。

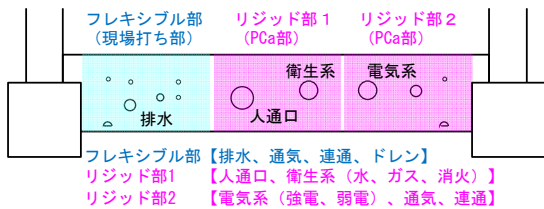


図-4 梁間方向の基礎梁

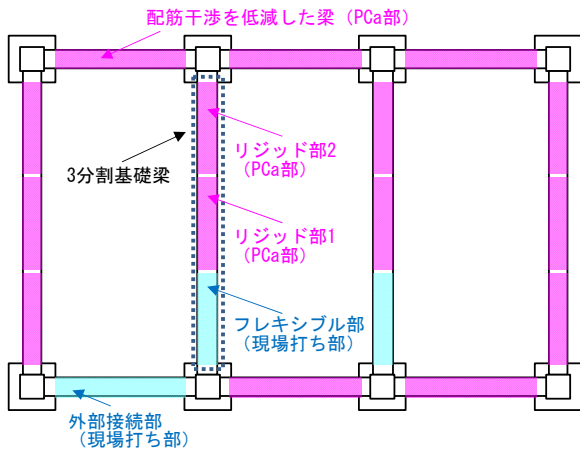


図-5 板状住宅における基本構成

4. 設計の考え方

板状住宅の梁間方向は、通常、基礎梁の上に耐震壁が配置される。梁間方向を弾塑性解析する場合、耐震壁をエレメント置換するため、標準的な一貫計算プログラムでは基礎梁の応力が出力されない。このため在来工法とPCa工法の同等性を存在応力に基づいて確認することは実務的にはかなり難しい作業になる。そこで本提案工法では、基礎梁の許容応力と耐力に基づいて現場打ち工

法と同等であることを確認することで設計することとした。

図-6 に現場打ち同等型指針¹⁾に準拠して、各設計状態に対応するせん断設計の考え方を基礎梁の端部と中央部に分けて示す。図より、使用限界状態に対しては、梁端部、中央部ともに、コンクリートの長期許容せん断応力度に断面積を乗じて許容せん断力を評価し、この力が接合面に設けたシヤーキーにより伝達できることを確認する。なお主筋の接合は、上部構造と同様にモルタル注入型の接合形式を考えている。

終局限界状態に対しては、梁端部では基礎梁のせん断耐力から正負逆対称曲げの曲げモーメント分布を仮定して算定される接触面圧縮応力によりせん断耐力が伝達することを確認する。中央部では主筋のダウエル抵抗力がせん断耐力以上であることを確認する。なお、端部と中央部では、通常、主筋量は同じか端部が多い。このため中央部のダウエル抵抗力が確認できれば端部は実質的に確認されたことになる。端部における接触面圧縮応力の伝達を確認することは、ダウエル以外のメカニズムを想定することで在来工法との同等性を高めるように配慮したものである。

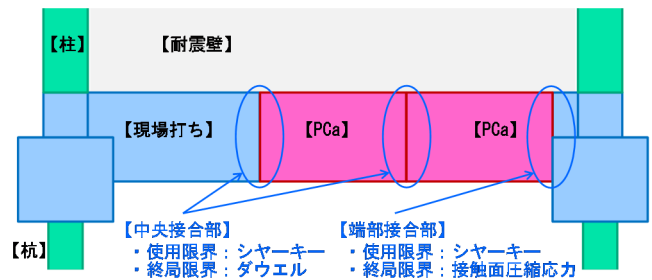


図-6 設計の考え方

5. せん断加力実験

本論で提案するPCa基礎梁を対象としたせん断加力実験を実施した。表-1 に試験体一覧を、表-2 に材料試験結果を示す。試験体は現場打ちを想定したNo.1、PCa化を想定し接合要素に主筋とシヤーキーを配したNo.2、No.2 からシヤーキーを除いた比較検討用のNo.3の計3体からなる1/3縮尺モデルである。試験体共通で、梁断面は $b \times D = 200 \times 800 \text{mm}$ の矩形であり、主筋は 8-D19 (SD685, 上下端とも)、せん断補強筋は 4-D6 (SD295) を 115mm ピッチで配した。現場打ちを想定したNo.1を除き、コンクリートは3回に分けて打設した。コンクリートの平均圧縮強度は 32.6N/mm^2 であった。

図-7 に各試験体を代表して、No.2 試験体図およびシヤーキー形状を示す。図より、PCaを想定した試験体は、

表-1 試験体一覧

試験体	施工方法	断面		配筋		コンクリート 圧縮強度 N/mm ²	接合要素
		b mm	D mm	主筋	せん断 補強筋		
No.1	一体打ち	200	800	8-D19 SD 685	4-D6 @115 SD 295	30	—
No.2	PCa (3分割)						主筋+シヤーキー
No.3							主筋

表-2 材料試験結果

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 ⁵)N/mm ²	μ(×10 ⁶)	%
梁主筋	D19(SD685)	713	912	1.93	4172	12.9
せん断補強筋	D6(SD295)	434	552	2.03	2308	16.4

部位	コンクリート			グラウト		
	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 (×10 ⁵)N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 (×10 ⁵)N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
1回目	32.1	2.81	2.43	110.4	3.25	3.90
2回目	33.0	2.94	2.46	112.6	3.39	3.75
3回目	32.6	2.99	2.40	111.5	3.32	3.83
平均	32.6	2.91	2.43			

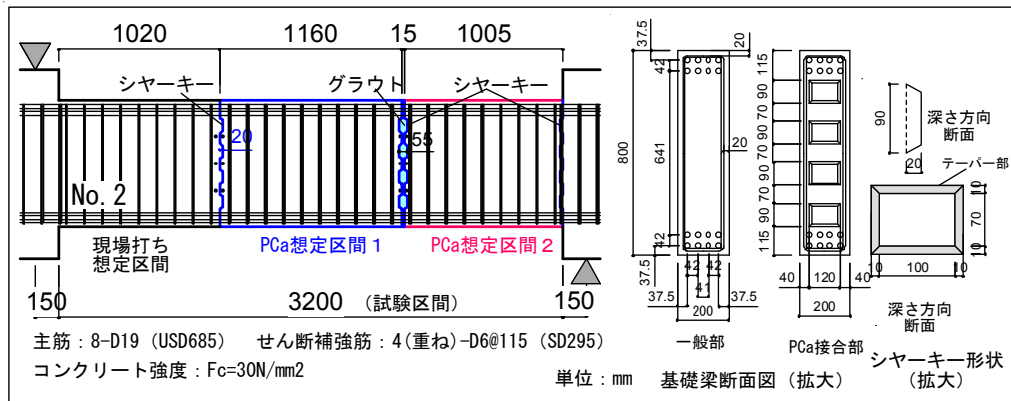


図-7 試験体図(No. 2)およびシヤーキー形状図

左から「現場打ち想定区間」「PCa 想定区間 1」「PCa 想定区間 2」と材軸方向に3分割した。PCa 想定区間 1と2の間(幅 55mm)に無収縮グラウトを充填した。無収縮グラウトを注入することにより PCa 部材の鉛直接合面に長期許容せん断力を伝達するためのシヤーキーを構成している。シヤーキーの形状は、ヨコ 120mm、タテ 90mm、深さ 20mm である。無収縮グラウトの平均圧縮強度は 111.5N/mm²であった。

表-3 に諸耐力計算値一覧(せん断)を示す。計算は、現場打ち同等型指針^りを参考に行った。全ての試験体で、最大耐力は接合部以外(一般部)のせん断破壊で決定するように計画した。接合部については、4章に記した設計の考え方で計画を行った。図-8 に加力模式図を示す。加力は 1000kN ジャッキを2台用いて載荷し、加力方法は、大野式逆対称形式で一方向単調載荷である。

6. 実験結果

図-9 に最終時のひび割れ図を、表-4 にひび割れ耐力一覧を示す。ひび割れは、①曲げひび割れ、②接合部の打継ぎに沿うひび割れ(接合面剥離)、③せん断ひび割れの順に生じ、最大耐力時にはせん断ひび割れが試験体製作時に生じたコンクリートの沈降による上端主筋下のひび割れと繋がるように進展した。計算値に対するひび割れ耐力の比率は、曲げひび割れは 0.76 から 1.60 倍

表-3 諸耐力計算値一覧

使用 限界 状態	長期許容 せん断力 (1) _t Q _d kN 107.2	シヤーキー(梁端部・中央)			曲げ耐力 略算式 Q _{mu} kN 682.8
		支圧強度 (2)Q _{sk1} kN 282.5	せん断強度 (3)Q _{sk2} kN 122.4	min((2),(3)) (1)	
終局 限界 状態	せん断耐力 荒川mean式 (4) _t Q _d kN 384.4	(梁端部)接触面 圧縮応力伝達 (5) _t Q _u kN 574.7	(梁中央)主筋の ダウエル (6)Q _{dowel} kN 1155.2		(6) (4) 3.01

(計算に用いた式)

曲げ耐力(略算式)

$$Q_{mu} = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \cdot \sqrt{\frac{L}{2}}$$

(1)使用限界状態(長期せん断力) (4)終局限界(大野・荒川mean式)

$${}_t Q_d = f_s \cdot b \cdot j$$

$${}_t Q_d = \left(\frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_w} \right)$$

(2)シヤーキーの支圧強度

$$Q_{sk1} = 1.0 \cdot \sigma_B \cdot \sum_{i=1}^n w_i x_i$$

(5)接触面圧縮応力伝達

$${}_t Q_u = \mu \cdot C$$

(3)シヤーキーのせん断強度

$$Q_{sk2} = 0.5 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot \sum_{i=1}^n a_i w_i$$

(6)主筋のダウエル

$$Q_{dowel} = 1.65 \cdot \sum a_{dowel} \sqrt{\sigma_B \cdot \sigma_y}$$

a_t:引張鉄筋の断面積(mm²)

b:梁幅(mm)

σ_y:引張鉄筋の降伏応力度(N/mm²)

j:曲げ材の応力中心距離(mm)

d:有効せい(mm)

σ_B:コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

L:試験区間長さ(mm)

w_i:シヤーキーの接触面幅(mm)

f_s:コンクリートの

x_i:シヤーキーの深さ(mm)

長期許容せん断力(N/mm²)

a_i:シヤーキー付け根部長さ(mm)

μ:摩擦係数(0.6)

C:曲げ圧縮力(N)

a_{dowel}:ダウエル鉄筋1本の断面積(mm²)

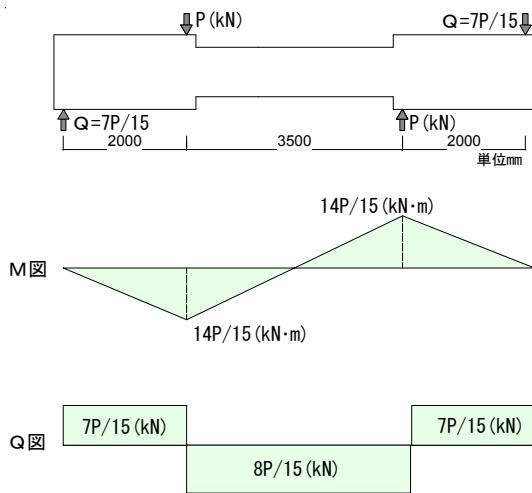


図-8 加力模式図

であり、せん断ひび割れは 0.69 から 0.83 倍であった。なお、各試験体のコンクリートは梁の上面から打設した。このため、コンクリートの沈降による上端主筋下のひび割れは各試験体で生じており、ひび割れの影響は各試験体に共通すると思われる。実施工では梁せいに応じて打設回数を増やす等の配慮が必要と考える。

図-10 にせん断力 (Q) - 部材角 (R) 関係を示す。3 体ともに使用限界状態時までの剛性は、ほぼ同等であった。その後、せん断ひび割れの発生以降、徐々に剛性が低下し、No.1 (現場打ち) と No.2 (PCa シヤーキーあり) ではほぼ同様な載荷曲線を示したが、シヤーキーのない No.3 は若干の剛性低下が見られた。シヤーキーの有無により、使用限界状態時以降の挙動に変化が生じる結果となった。また、最大せん断力時における部材角は、現場打ちの No.1 に対して、PCa 部材である No.2, No.3 が少し大きな値となり、現場打ち部材と PCa 部材の違いが見られた。しかし、終局限界状態時 (せん断耐力想定時) までは、現場打ちの No.1 と PCa の No.2 (シヤーキーあり) では、ほぼ同様な載荷曲線を示しており、本実験の範囲では現場打ちと PCa の構造性能に大きな違いはなかった。なお、本実験はジャッキの荷重能力不足のため、明らかな破壊と耐力低下の確認ができないまま終了した。

図-11 に No.2 試験体におけるせん断補強筋のひずみ分布の推移を示す。せん断補強筋は、終局限界時 (Q=384kN) では降伏ひずみに達していないが、最大耐力 (Q=523kN) 時には降伏ひずみを超えていることが確認できる。なお、プロットが煩雑になることを避けるため、図中には降伏ひずみを初めて超えたせん断力

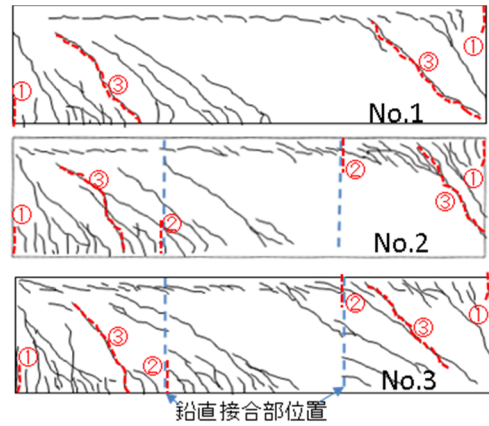


図-9 ひび割れ図 (最終時)

表-4 ひび割れ耐力一覧

実験値	①曲げひび割れ		②接合面剥離	③せん断ひび割れ	
	実験値 kN	実験値 計算値	実験値 kN	実験値 kN	実験値 計算値
No.1	80.0	1.60	—	138.8	0.83
No.2	37.9	0.76	154.6	116.8	0.69
No.3	69.1	1.38	85.3	126.8	0.75

(計算に用いた式)

$$Q_c = 0.56\sqrt{\sigma_s \cdot Z} / 1600(N)$$

せん断ひび割れ強度計算式

$$Q_c = \left(\frac{0.085k(F_c + 500)}{M/(Qd) + 1.7} \right) \cdot B \cdot j(kgf)$$

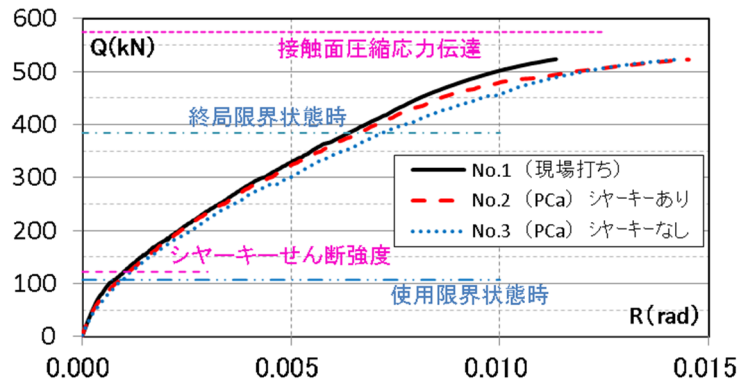


図-10 せん断力 (Q) - 部材角 (R) 関係

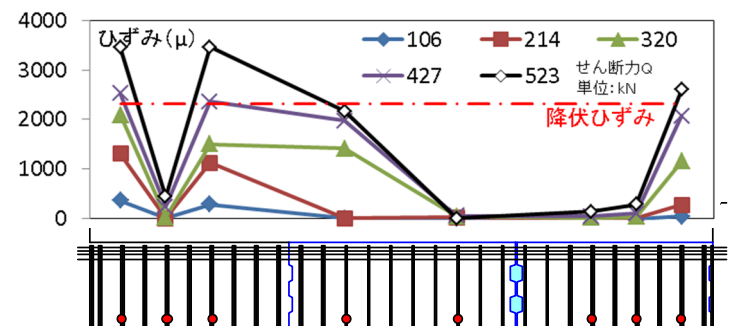


図-11 せん断補強筋のひずみ分布の推移 (No. 2)

($Q=427\text{kN}$)を代表として示している。実験では明快なせん断破壊を確認できなかったが、実験時の最大せん断力は、部材の終局せん断耐力に近い値であったと思われる。

図-12 にせん断力 (Q) - 鉛直ずれ変位 (Dv) 関係を示す。シヤーキーのないNo.3は、 $Q=50\text{kN}$ 付近から徐々に変位が大きくなり、使用限界状態時での左右接合部の平均変位は $Dv=0.11\text{mm}$ であった。一方、シヤーキーのあるNo.2は、ほぼずれが生じず $Dv=0.01\text{mm}$ であった。終局限界状態時には、No.3は $Dv=1.00\text{mm}$ と大きくずれているが、No.2は $Dv=0.04\text{mm}$ とごく小さなものであった。鉛直接合部にシヤーキーを適切に計画することによって、基礎梁をPCa化しても現場打ちと同様な挙動を示すことが確認された。

7. まとめ

本論では、基礎梁のPCa化を阻害する要因を考察している。特に、排水管に関する設備開口は住戸プランの変更に対応しにくいことから、それを回避する提案工法とその設計の考え方を示した。また、現場打ちとPCa化した基礎梁のせん断加力実験を通して、その剛性と耐力を比較検討している。その結果、現場打ち同等型指針¹⁾で

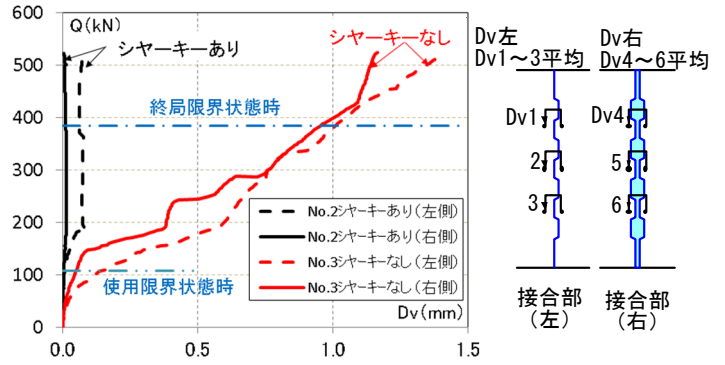


図-12 せん断力 (Q) - 鉛直ずれ変位 (Dv) 関係

示される各限界状態時の部材応力を接合部強度が上回る設計を適切に行えば、PCa 基礎梁は現場打ちの基礎梁とほぼ同様な性状を示すことが確認された。

参考文献

- 1) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説，第4章，p.57-78，2002

座屈拘束部材を用いた損傷制御型トラス梁の加力実験

Loading Tests of Damage-controlled Truss Beam with Buckling Restrained Member

技術研究所	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
技術研究所	川島 学	MANABU KAWASHIMA
技術研究所	原田 浩之	HIROYUKI HARADA
技術企画部	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
建築技術部	森岡 研三	KENZO MORIOKA
構造設計ディビジョン	和田 卓	TAKASHI WADA
構造設計ディビジョン	宮口 大	MASARU MIYAGUCHI

座屈拘束部材を用いた損傷制御型トラス梁の塑性変形能力を確認するために、トラス梁の加力実験を行った。試験体は従来型トラス梁の TRUSS1 と、損傷制御型トラス梁である TRUSS2, TRUSS3 の 3 体である。TRUSS3 は座屈拘束部材の周辺部材の変形追従性を向上させるために、座屈拘束部材直上の上弦材と斜材の接合部を半剛接合とした。加力実験の結果、TRUSS1 は部材角 $R=0.0125\text{rad}$ 近傍で圧縮側弦材に局部座屈が生じ、耐力が劣化した。一方、TRUSS2 と TRUSS3 は、 $R=0.02\text{rad}$ に至るまで安定した塑性変形能力を示し、個材の座屈は生じなかった。TRUSS2 は座屈拘束部材の周辺部材に軽微な損傷が見られたが、TRUSS3 の損傷は皆無であった。

キーワード： 平行弦トラス、座屈拘束部材、損傷制御、塑性変形能力

In order to confirm plastic deformation capacity of damage-controlled truss beam, loading tests of truss beam with buckling restrained member were conducted. The specimens are comprised of three models, one is normal type TRUSS1, the others are damage-controlled type TRUSS 2 and TRUSS3. TRUSS3 had a semi-rigid connection of diagonal and horizontal members just above the buckling restrained member to improve rotational deformation performance. As a result, TRUSS1 showed strength deterioration due to local buckling of the compression horizontal member in angle $R = 0.0125$ rad. TRUSS2 and TRUSS3 showed stable plastic deformation performance up to $R = 0.02$ rad, and no buckling was observed. TRUSS2 showed slight damage around the buckling restraint member, but TRUSS3 didn't show any damage.

Key Words: Parallel Chord Truss, Buckling Restrained Member, Damage Control, Plastic Deformation Capacity

1. はじめに

生産施設等の大空間構造を実現するにあたり、古くからトラス架構が用いられている。トラス架構は、長期荷重に対して合理的な設計が可能である。地震力に対しては、トラス梁の弦材の細長比および幅厚比を十分に小さくし、かつ、塑性化する弦材の区間長さのトラス梁全長に対する比を大きくした場合は、ある程度の変形能力が期待できることが明らかにされている¹⁾。しかしながら、トラス架構の終局耐力と変形性能は、トラス梁を構成する個材の座屈によって規定されるため、H形鋼梁などの

充腹材と同様に扱うことは困難である。したがって、現行の耐震設計では、トラス架構に靱性を見込まず、個材の座屈が生じる以前を限界状態と定義して架構の弾性設計を行うことが一般的である。

一方、トラスは軸力材によって構成されるため、軸力材の一部に応力制限機構を設けることで靱性を確保し、ひいては、塑性化部位を特定した損傷制御構造を実現することが可能である。これまでに応力制限機構としてせん断パネル²⁾や偏心接合部の塑性化³⁾、および二重鋼管などによる座屈拘束部材⁴⁾⁵⁾を利用し、トラス架構の塑性変形能力の改善が検討されている。

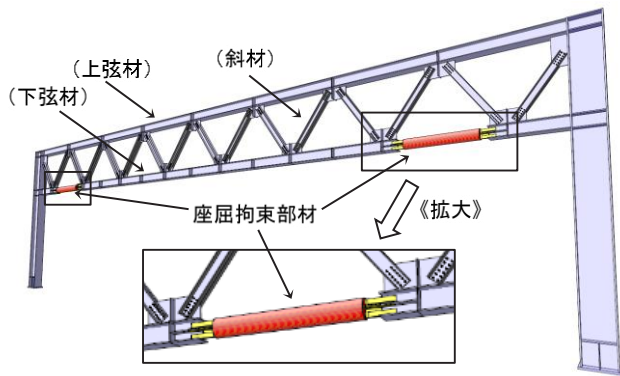


図-1 損傷制御型トラス梁の概要図

表-1 試験体一覧

試験体	タイプ	座屈拘束部材	上弦材接合部
TRUSS1	従来型	なし	剛接合
TRUSS2	損傷制御型	あり	剛接合(スチフナ補強)
TRUSS3			半剛接合

表-2 材料試験結果

部材	断面	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
上弦材	フランジ	SN400B	306	444	43
	ウェブ		329	457	40
斜材	2C-75x40x5x7	SS400	312	478	33
シアプレート	PL-12	SN490B	372	576	33
ガセットプレート, スチフナ等	PL-9	SS400	370	464	38
座屈拘束部材(心材)	t=16, w=80	SN400B	293 [※]	440 [※]	36 [※]

※ミルシート値

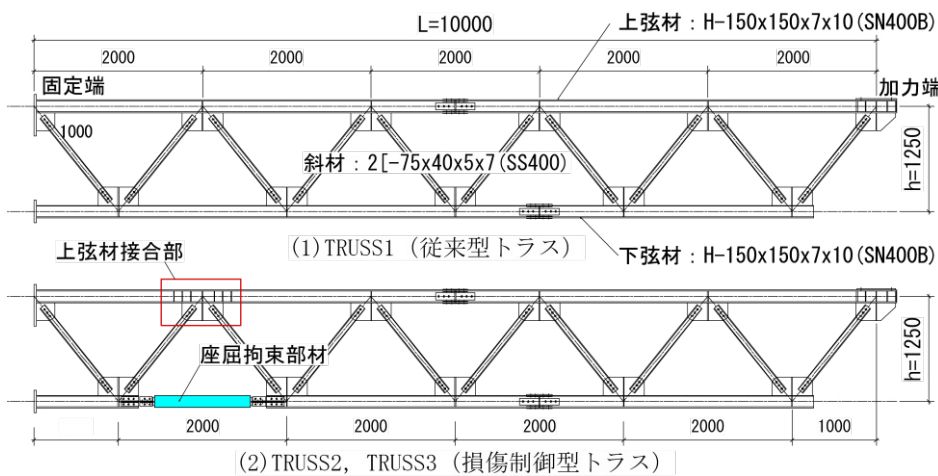


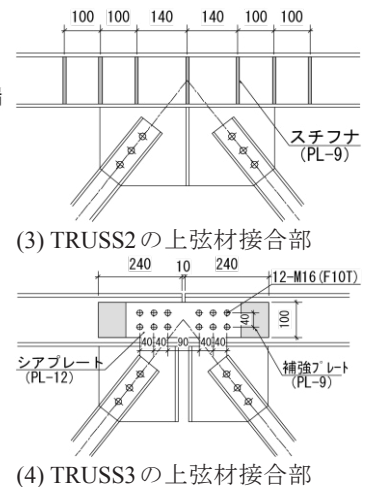
図-2 試験体図

本研究では、大スパンの平行弦トラス梁を対象とし、座屈拘束部材をトラス梁の固定端近傍の下弦材部分に用いた損傷制御型トラス梁(図-1)の耐力と塑性変形能力についての性能検証を行った。本報では、座屈拘束部材の有無および、座屈拘束部材の周辺部材の変形追従性に着目したトラス梁の加力実験について報告する。

2. 実験計画

(1) 試験体概要

試験体図を図-2に、試験体の一覧を表-1に示す。試験体はスパン40mのワーレントラス梁を対象にし、その半スパン部分を取り出して1/2に縮小した片持ち梁形状の平行弦トラスである。試験体右側の加力端に鉛直方向の集中荷重を作用させることで、対象としたトラス梁の地震時応力を再現する。試験体の固定端から加力端までの長さは、L=10mで、上・下弦材の重心位置間距離はh=1.25mである。弦材には、圧延H形鋼H-150x150x7x10(SN400B)を用い、対象としたトラス梁と同様に強軸が加力平面に直交するように配置した。斜材には溝形鋼



C-75x40x5x7(SS400)を2丁合わせて用いた。試験体は、個材の接合に偏心のない剛接トラスであり、弦材と斜材は、弦材のフランジに溶接したガセットプレートを介して高力ボルトで摩擦接合した。

試験体はトラス梁における座屈拘束部材の有無と、座屈拘束部材直上の上弦材と斜材の接合部(以下、上弦材接合部と呼ぶ)の固定度を実験要因としたTRUSS1, TRUSS2, TRUSS3の3体である。図-2(1)に示すTRUSS1は、座屈拘束部材を用いない従来型のトラス梁、図-2(2)に示すTRUSS2, TRUSS3は固定端から2番目の下弦材位置に座屈拘束部材を取り付けた損傷制御型のトラス梁である。

座屈拘束部材は厚さ16mm,幅80mmの心材(SN400B)を鋼管コンクリートにより被覆した構造になっている。座屈拘束部材の心材の軸降伏荷重は375kNである。心材降伏時の個材の存在応力に対する当該個材の座屈耐力の比(余裕率)を2.5程度確保し、個材に座屈が生じないように設定した。

TRUSS2とTRUSS3の変形概念図を図-3に示す。座屈拘束部材に心材の塑性化による軸変形が進行すると、同

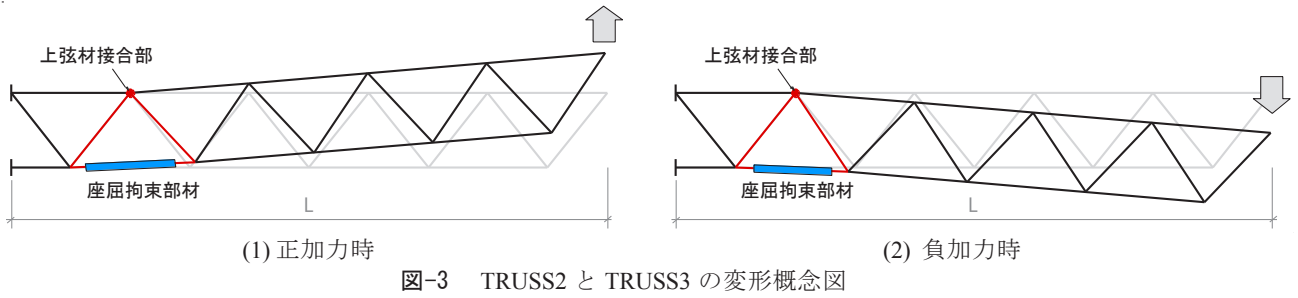
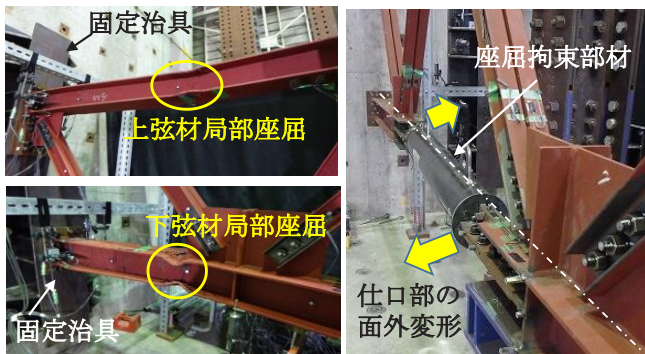


写真-1 加力状況 (TRUSS1)



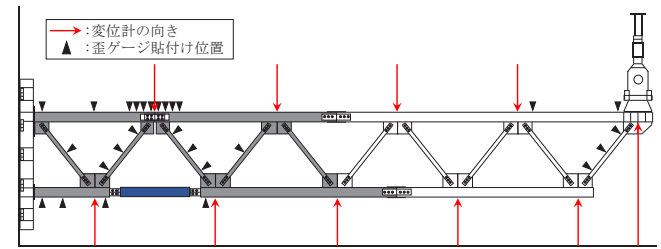
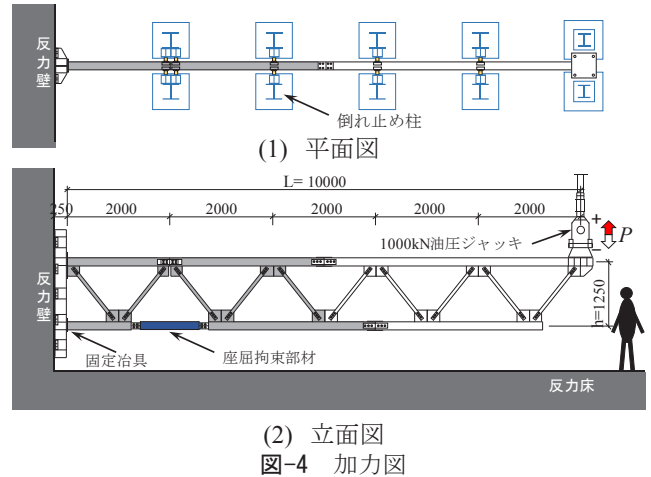
(1)TRUSS1 (2)TRUSS2

写真-2 加力終了後の損傷状況

図に示すように、トラス梁は上弦材接合部で折れ曲がる変形状態を示すため、当該部には相応の変形追従能力が求められる(例えば)。ここで、TRUSS2の上弦材接合部は、他の接合部と同様の剛接合とするが、図-2(3)に示すように、当該部をスチフナで補強するディテールとした。一方、TRUSS3は図-2(4)に示すように上弦材接合部を分離し、当該上弦材のウェブを、シアプレート(PL-12)を介して高力ボルト(12-M16)で摩擦接合する半剛接合のディテールとした。高力ボルトの締め付け方法はナット回転法とした。このとき、上弦材接合部のウェブの耐力不足を補うために、当該ウェブの両面に補強プレート(PL-9)を溶接する補強を行った。このように、TRUSS3の上弦材接合部はピン接合を模擬したディテールとし、TRUSS2と比較して変形追従性の向上を図った。トラス梁を構成する部材に使用した材料の引張試験結果を表-2に示す。

(2) 加力および計測方法

加力状況を写真-1に、加力図を図-4に示す。試験体は、



固定治具を介して反力壁に固定した。試験体と固定治具は弦材固定端に溶接したエンドプレートを通じて高力ボルトで接合した。試験体の先端に1000kNの油圧ジャッキを接続し、鉛直方向に静的な加力を行った。トラス梁の横補剛に関しては、図-4(1)に示すように、トラス梁の上弦材と斜材が交叉する全ての位置において倒れ止めの柱を設け、当該位置の上・下弦材の水平移動を拘束する方法を用いた。

加力方法は、油圧ジャッキの鉛直変位をスパンLで除した部材角を制御変位とした正負交番の漸増载荷である。加力サイクルのピーク値は、 ± 0.0025 、 ± 0.005 、 ± 0.0075 、 ± 0.01 、 ± 0.0125 、 ± 0.015 、 ± 0.02 radとし、各サイクルを2回ずつ繰り返す加力を基本とした。なお、最終加力サイクル後に加力が可能な場合は、ジャッキのストロークの限界に達するまで正側に加力した。

計測点の配置図を図-5に示す。計測項目は、トラス梁先端の鉛直荷重、同図に示す赤い矢印位置での鉛直変位、および各個材の▼位置のひずみであり、それぞれ油圧ジャッキに接続したロードセル、所定の位置に設けた変位

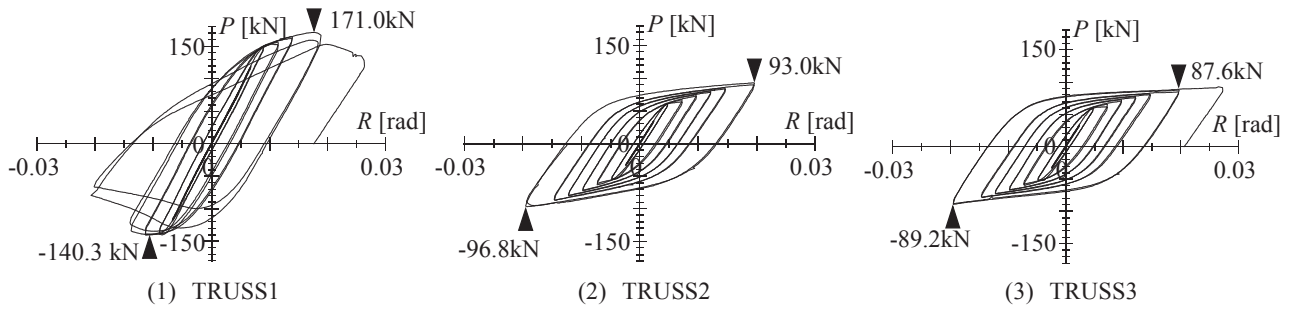


図-6 荷重 - 部材角関係

計，ひずみゲージで計測した。

3. 実験結果

(1) 加力終了後の損傷状況

写真-2に，加力終了後における各試験体の損傷状況をそれぞれ示す。同写真 (1) に示す従来型トラス TRUSS1 は，固定端部の上・下弦材のフランジに局部座屈を生じて崩壊に至った。上弦材接合部を剛接合とした TRUSS2 は，同写真 (2) に示すように座屈拘束部材両端の仕口部分がそれぞれ面外方向に折れ曲がるような変形を示したが軽微な変形であり，個材の座屈や座屈拘束部材の性能の低下は生じていない。また，座屈拘束部材の塑性化に伴って上弦材接合部に発生した付加曲げの影響により，当該部を跨ぐ上弦材に曲げ変形がわずかに残留した。一方，上弦材接合部を半剛接合とした TRUSS3 には，TRUSS2 のような座屈拘束部材の仕口部や上弦材の曲げ変形は生じず，個材の座屈はもとより目視確認できる損傷は生じなかった。

(2) トラス梁の荷重と部材角の関係

各試験体の荷重 - 部材角関係を図-6に示す。同図の縦軸は油圧ジャッキの鉛直荷重 P を，横軸は部材角 R を表している。また，図中の▲の点は， $R = \pm 2.0\%$ に至るまでの最大荷重点であり，それぞれの値を併記した。

従来型トラスである TRUSS1 は，図-6(1) に示すように $R = \pm 0.005\text{rad}$ まではほぼ線形弾性的な挙動を示した。その後の加力で剛性低下を生じたが， $R = \pm 0.01\text{rad}$ までは安定した履歴曲線を描いた。 $R = -0.0125\text{rad}$ 近傍で固定端部の下弦材に局部座屈が発生し，負側の最大荷重 - 140.3kN に達したところで耐力劣化が生じた。正側の加力は $R = +0.02\text{rad}$ 近傍で最大荷重 171kN に達した。この時点で固定端部の上弦材に局部座屈等の損傷は確認されなかったが，その後の加力で局部座屈を発生し，正負加力ともに耐力劣化が進行した。

一方，図-6(2),(3) に示した TRUSS2 と TRUSS3 の荷重 - 部材角関係は，安定したバイリニア型の履歴曲線を示

表-3 トラス梁の等価塑性変形倍率

	TRUSS1	TRUSS2	TRUSS3
正加力	0.9	6.6	5.6
負加力	0.2	6.5	6.1

した。両者ともに $R = \pm 0.005\text{rad}$ 近傍で座屈拘束部材が塑性化して剛性低下を生じ， $R = \pm 0.02\text{rad}$ に至るまで緩やかな耐力上昇を示した。 $R = +0.02\text{rad}$ における荷重は，TRUSS2 が 93.0kN，TRUSS3 が 87.6kN， $R = -0.02\text{rad}$ では，TRUSS2 が -96.8kN，TRUSS3 が -89.2kN となり，TRUSS1 の最大荷重の半分程度の値となった。これは座屈拘束部材が応力制限機構として機能したことを示すものである。なお，TRUSS2 の荷重の方が TRUSS3 より 1 割程度大きい理由は，TRUSS2 の上弦材接合部が剛接合であるため，この部分の曲げ抵抗分が付加されたものと考えられる。

(3) トラス梁の塑性変形能力

図-6に示した荷重 - 部材角関係の骨格曲線より求めたトラス梁の正負両加力における等価塑性変形倍率を表-3に示す。等価塑性変形倍率は， $R = \pm 0.02\text{rad}$ までの荷重 - 部材角関係を対象に，文献 8) に示された方法で求めた。

従来型トラス梁である TRUSS1 の等価塑性変形倍率は正加力が 0.9，負加力が 0.2 であり塑性変形能力に乏しい。一方，損傷制御型トラスである TRUSS2 の等価塑性変形倍率は正加力が 6.6，負加力が 6.5，TRUSS3 は正加力が 5.6，負加力が 6.1 である。いずれも正負両加力において同等な値であり，優れた塑性変形能力を示した。

(4) トラス梁の鉛直変位の分布

各試験体の座屈拘束部材周辺における弦材の鉛直変位分布を図-7に示す。同図の○印は，TRUSS2，TRUSS3 の座屈拘束部材の塑性化が始まる $R = \pm 0.005\text{rad}$ での変位分布を，●印は座屈拘束部材の塑性化が進んだ $R = \pm 0.01\text{rad}$ での変位分布を示している。同図 (1) に示した TRUSS1 の鉛直変位分布は，両部材角ともに滑らかな変形曲線を示した。その大きさは部材角に比例していることからおおむね弾性範囲内での変形曲線であるといえる。

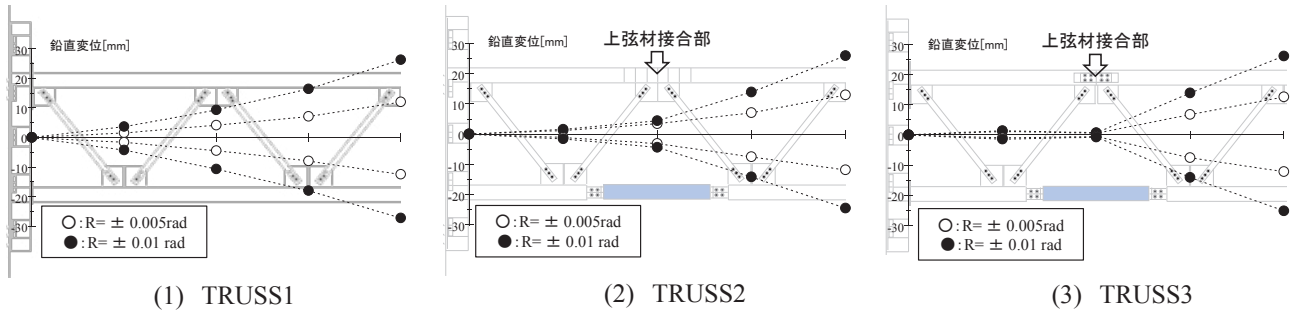


図-7 座屈拘束部材周辺における弦材の鉛直変位分布

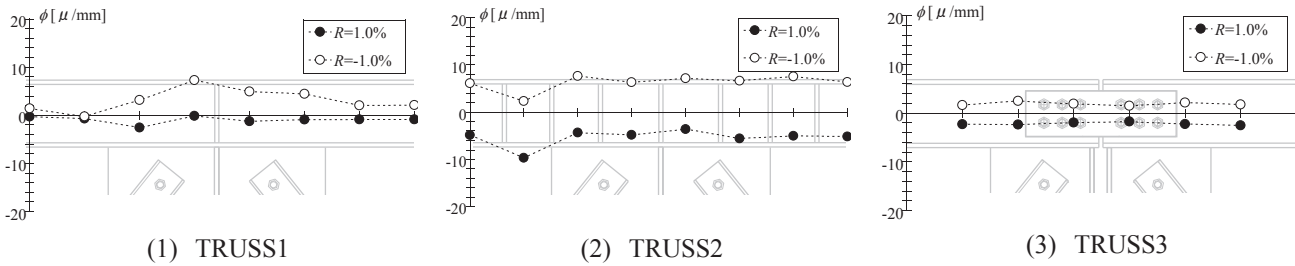


図-8 上弦材接合部近傍の弦材の曲率分布

一方、同図(2)に示したTRUSS2は、 $R = \pm 0.005\text{rad}$ ではTRUSS1とほぼ変わらないが、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ になると上弦材接合部の位置を起点として折れ曲がる変形曲線を示した。これは、部材角が0.005から0.01radの間に座屈拘束部材の塑性変形が進行し、トラス梁の曲げ変形が上弦材接合部に集中したためであり、図-3と同様な変形状態を裏付ける結果である。図-7(3)に示したTRUSS3の鉛直変位分布もTRUSS2と同様な傾向を示した。鉛直変位は固定端から上弦材接合部にかけてほぼ零であるが、上弦材接合部を起点に生じ、その値は直線的に増加している。これにより、TRUSS3の上弦材接合部はピン接合的に挙動していることが分かる。

行したことにより、上弦材接合部に付加曲げが作用したことを示している。一方、TRUSS3の曲率分布は全体的に小さく、●○印ともにTRUSS2の半分以下の $\pm 2 \mu / \text{mm}$ 程度の値となっている。TRUSS3の上弦材接合部は半剛接合のディテールであり、当該部の曲げ剛性は剛接合のディテールとしたTRUSS2と比較して小さい。これはTRUSS3の上弦材接合部がピン接合的に挙動したため、その近傍の弦材に座屈拘束部材の塑性変形に伴う付加曲げ応力がほとんど生じなかったことを示しており、図-7(3)に示した変形状態とも対応している。

(5) 上弦材接合部近傍の弦材の曲率分布

各試験体の $R = \pm 0.01\text{rad}$ における上弦材接合部近傍の弦材の曲率分布を図-8に示す。当該部の曲率は上弦材の上下フランジに貼付した歪ゲージの計測値の差分を弦材のせいで除して求めており、上端引張を正とした。

同図(1)に示したTRUSS1の $R = +0.01\text{rad}$ における曲率分布(●印)はほぼ零であり、軸力材としてのトラスの特徴を示している。一方、 $R = -0.01\text{rad}$ における曲率分布(○印)で、上弦材接合部中央の値がやや大きくなっているのは、同時点において生じた下弦材の局部座屈に伴って生じた応力変化の影響によるものと考えられる。いずれにせよ曲率は小さく、おおむね $\pm 5 \mu / \text{mm}$ 以内に納まっている。同図(2)に示したTRUSS2は比較的一定値の曲率分布となった。その値は●印で $-5 \mu / \text{mm}$ 程度、○印で $+8 \mu / \text{mm}$ 程度であり、全体としてTRUSS1よりも大きい。これはTRUSS2の座屈拘束部材の塑性変形が進

4. まとめ

座屈拘束部材を用いた損傷制御型トラス梁の加力実験を行い、以下の知見を得た。

- ① TRUSS1は、固定端部分の上・下弦材のフランジに局部座屈が生じて崩壊に至る損傷状況となった。TRUSS2は、座屈拘束部材両端の仕口部に面外方向に折れ曲がるような変形を生じ、上弦材接合部に緩やかな曲げ変形が残留した。一方、TRUSS3では座屈拘束部材以外に損傷を受けた部材がなく、靱性を確保しながらも応力制限機構により損傷を制御した。
- ② TRUSS1の荷重-変形角関係は、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ までは安定した履歴曲線を示したが、 $R = -0.0125\text{rad}$ 近傍で固定端部の下弦材に局部座屈が発生し、耐力劣化が生じた。一方、TRUSS2およびTRUSS3は $R = \pm 0.005\text{rad}$ 近傍で座屈拘束部材が塑性化して剛性低下を生じ、 $R = \pm 0.02\text{rad}$ に至るまで緩やかに耐力上昇する安定した履歴曲線を示した。

- ③ TRUSS1 の等価累積損傷倍率は正加力が 0.9 , 負加力が 0.2 であり塑性変形能力に乏しい結果となった。一方, TRUSS2 の等価塑性変形倍率は正加力が 6.6 , 負加力が 6.5 , TRUSS3 は正加力が 5.6 , 負加力が 6.1 であり, 優れた塑性変形能力を示した。
- ④ TRUSS1 の弦材の鉛直変位分布は, 滑らかな変形曲線を示した。一方, TRUSS2 と TRUSS3 の鉛直変位分布は, 座屈拘束部材塑性化後に上弦材接合部の位置で折れ曲がる変形曲線を示した。その傾向は TRUSS3 のほうが顕著であり, TRUSS3 の上弦材接合部がピン接合的に挙動していることを確認した。
- ⑤ TRUSS1 の $R=+0.01\text{rad}$ における上弦材接合部近傍の弦材の曲率分布はほぼ零であり, 軸力材としてのトラスの特徴を示した。一方, TRUSS2 の曲率分布は $R=+0.01\text{rad}$ で $5 \mu / \text{mm}$ 程度となり, 付加曲げの影響を呈した。TRUSS3 は上弦材接合部がピン接合的に機能し, $2 \mu / \text{mm}$ 程度の小さな曲率分布となった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針, 2018.2
- 2) 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 今井一郎, 石原 直：せん断パネルを配置した偏心トラス梁の力学特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 560 号, pp.185-192, 1999.12
- 3) 鈴木敏郎, 今井一郎, 石原 直：偏心接合した平面トラス梁の力学特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 519 号, pp.103-109, 1995.5
- 4) 多田元英：応力制限機構を挿入した 2 層トラスの載荷能力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 433 号, pp.103-112, 1992.3
- 5) 向 秀元, 渡辺 厚, 岩田 衛, 和田 章：トラス構造の靱性性能改善に関する縮小模型実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 448 号, pp.141-152, 1993.6
- 6) 藤本盛久, 和田 章, 佐伯栄一郎, 渡辺 厚, 人見泰義：鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, 日本建築学会 構造工学論文集, Vol.34B, pp.249-258, 1988.3
- 7) 吉敷祥一, 山田 哲, 竹内 徹, 鈴木一弁, 岡田健, 和田 章：損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 575 号, pp.113-120, 2004.1
- 8) 山田哲, 鄭景珠, 吉敷祥一：繰り返し荷重を受ける鋼部材と鋼材の損傷の関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 603 号, pp.139-146, 2006.5

集成材および LVL における繊維平行方向の圧縮クリープ特性

Compression creep property in parallel to the grain of GLT and LVL

構造技術部 佐藤 希 NOZOMI SATO
 構造技術部 徳武 茂隆 SHIGETAKA TOKUTAKE
 構造技術部 白山 貴志 TAKASHI SHIRAYAMA
 技術企画部 新上 浩 HIROSHI SHINJO
 技術研究所 田野 健治 KENJI TANO

近年、木造建築物への関心が高まるなかで、中大規模木造建築物の建設が増加している。しかし、それらに使用されることが多い集成材や LVL などといった、エンジニアリングウッドのクリープ特性に関する研究はあまり行われておらず、特に繊維平行方向の圧縮力に対するクリープ特性についての実験データはほとんどない状況にある。そこで、集成材および LVL の繊維平行方向圧縮クリープ特性を把握するための実験を、約 2 年間にわたり実施した。その結果、実験結果は既往のクリープ近似曲線でおおむね近似できたが、クリープひずみの挙動が変化する期間が確認された。LVL においてその現象が顕著にみられ、クリープ係数は集成材より LVL の方が大きな値となった。

キーワード：圧縮クリープ，繊維平行方向，集成材，LVL，クリープ近似曲線

Recently, supported by the interest in timber structure, the construction of middle/large-scale timber structure is increasing. However, research on the creep property of engineering wood such as Glued Laminated Timber (GLT) and Laminated Veneer Lumber (LVL) which are often used for middle/large-scale timber structure has not been advanced enough. In particular, there is few experimental data of compressive creep in parallel to the grain. Therefore, the tests to understand creep property in parallel to the grain of GLT and LVL have been conducted for 2 years. As a results, the observed creep strain was able to be approximated by conventional creep approximate curve, however, the periods of the change of creep behavior were observed. This phenomenon was remarkable in LVL, and the creep coefficient of LVL was larger than that of GLT.

Key Words: compression creep, parallel to the grain, GLT, LVL, creep approximation curve

1. はじめに

近年、木造建築物への関心が高まる中で、中大規模の木造建築物も建設されるようになった。中大規模木造建築物には、構造用集成材（以下、集成材）や単板積層材（以下、LVL）などのエンジニアリングウッドが用いられることが多く、これらの研究データの蓄積が中大規模の木造建築物の普及には不可欠となる。

クリープ特性に関しては、これまでいくつかの研究が行われているが、その多くは製材を対象としたものであり^{1),2)}、また、集成材を対象としたものについては曲げクリープに関する研究は行われているものの³⁾、圧縮クリープに関してはほとんどない状況である。

そこで本研究では、集成材および LVL の繊維平行方向圧縮クリープ特性を把握するための実験を、約 2 年間にわたり行った。その結果について報告する。

2. 実験概要

実験計画を図-1 に、試験体概要を表-1 に示す。また、実験状況を写真-1 および写真-2 に示す。

試験体には、寸法 105×105×650mm の対称異等級構成集成材(ベイマツ：E120-F330)および LVL(ダフリカカラマツ:120E-1 級)を用いた。試験体 2 体を 1 組とし、繊維平行方向載荷となるように鋼板で試験体を挟みこみ、PC 鋼棒(B 種 1 号 Φ13×4 本)で締め付けて荷重を与えた。

また、木材のクリープによる載荷荷重の低下をできる限り抑えるため、写真-2 に示す位置に、皿ばねを介することとした。

初期導入力は集成材、LVLともに長期許容圧縮応力度相当(試験体名：G-A, L-A 各2体), 長期許容圧縮応力度の50%相当(試験体名：G-B, L-B 各2体), 無載荷(試験体名：G-N, L-N 各1体)としている。ロードセルにより載荷荷重を計測し、初期導入力に対して5%低下とな

った時点で PC 鋼棒の再緊張を行ない、初期値まで戻すこととした。

ひずみの計測は図-1 に示すように、木材中央部分の上下2面にて行なった。

実験は栃木県の施設内で行い、計測期間は 2017 年 2 月 17 日から 2019 年 2 月 5 日までの約 2 年間 (718 日) とした。計測は 1 時間に 1 回の間隔で行った。

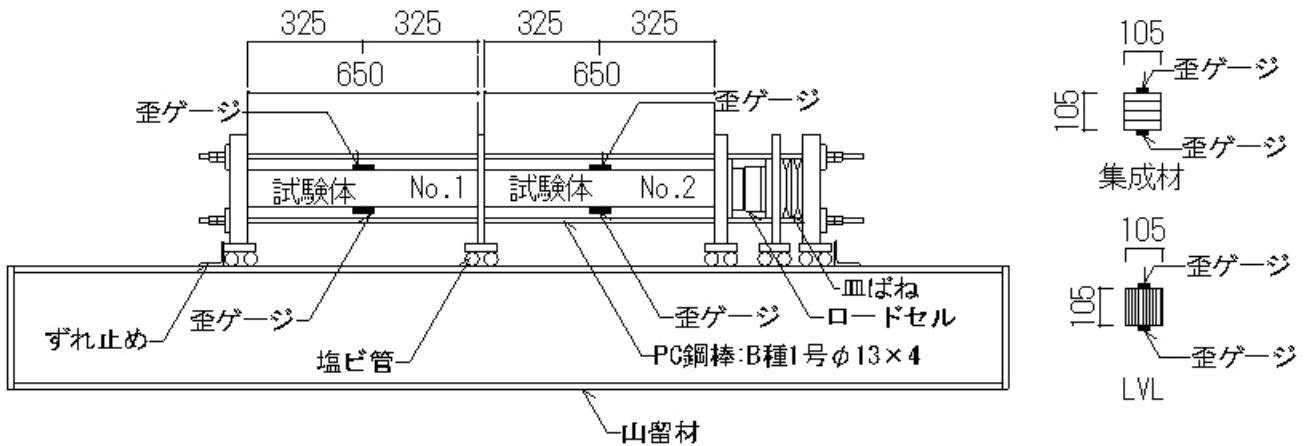


図-1 実験状況

表-1 試験体概要

試験体名	樹種	試験体寸法	載荷応力	載荷期間	試験体数
G-A	対称異等級構成集成材(ベイマツ：E120-F330) 基準強度 $F_c=25.9\text{N/mm}^2$	105×105×650 mm	長期許容圧縮応力度：9.5 N/mm ² (軸力：105kN)	2017年2月17日 ～ 2019年2月5日 (約2年間)	各2体
G-B			長期許容圧縮応力度の50%：4.75 N/mm ² (軸力：52kN)		
G-N			無載荷		1体
L-A	LVL(ダフリカカラマツ：120E-1級) 基準強度 $F_c=30.0\text{N/mm}^2$	105×105×650 mm	長期許容圧縮応力度：11.0 N/mm ² (軸力：121kN)		各2体
L-B			長期許容圧縮応力度の50%：5.5 N/mm ² (軸力：61kN)		
L-N			無載荷		



写真-1 実験状況(1)

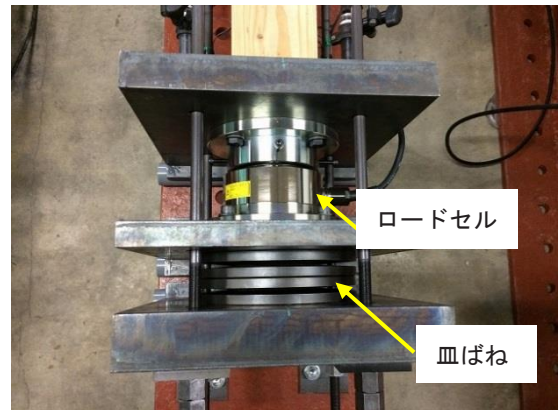


写真-2 実験状況(2)

3. 実験結果

(1) 計測結果

載荷荷重の推移を図-2 に示す。今回のデータ計測期間中では、実験開始から約1ヵ月後と約7ヵ月後に、載荷荷重が初期導入力に対して5%低下となったため、PC鋼棒の再緊張を行った。

集成材とLVLのひずみと経過日数の関係を、それぞれ図-3～図-5 に示す。なお、図-3 および図-4 に示すひずみは、温湿度の影響を補正するため、それぞれの試験体の計測結果から図-5 に示す無載荷試験体の結果を差し引いた、上下面2箇所のひずみの平均値としている。

ひずみの推移をみると、いずれの試験体も載荷200日を経過したあたりから横ばいとなり、その後のひずみの変動はほとんどみられなかった。それぞれ2体の試験体によりひずみを計測しているが、LVLにおいては2体の値はほぼ同程度となり、ばらつきはほとんどみられなかったものの、集成材においては載荷718日目のひずみをみるとG-A-No.1では約-1,000 μ 、G-A-No.2では約-1,400 μ となり、G-A-No.2の方が1.4倍程度大きい値を示し、ばらつきが大きい結果となった。

また、温湿度の推移を図-6 に、含水率の推移を図-7 に示す。含水率は、試験体と同一材から切り出した30×30×30mmの試験片を、集成材、LVLともにそれぞれ2体ずつ用意し、試験体と同一環境下においた際の重量変化から算出をした。含水率計測用試験体を写真-3 に示す。なお、図-7 に示す含水率の値は2体の平均値としている。

含水率は、集成材・LVLともにデータ計測期間中の変動はほとんどみられず、集成材では14%～17%程度、LVLでは11%～13%程度の値となった。

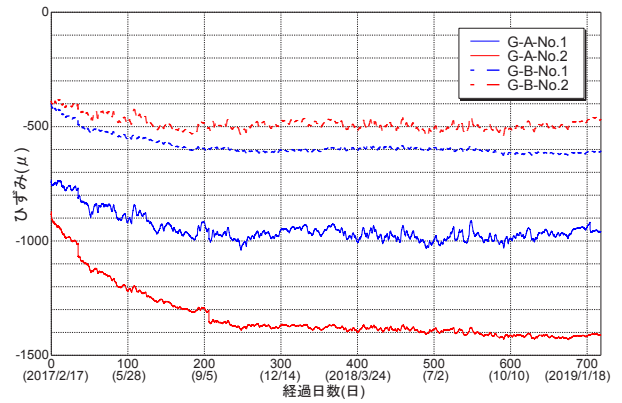


図-3 ひずみ-経過日数関係(集成材)

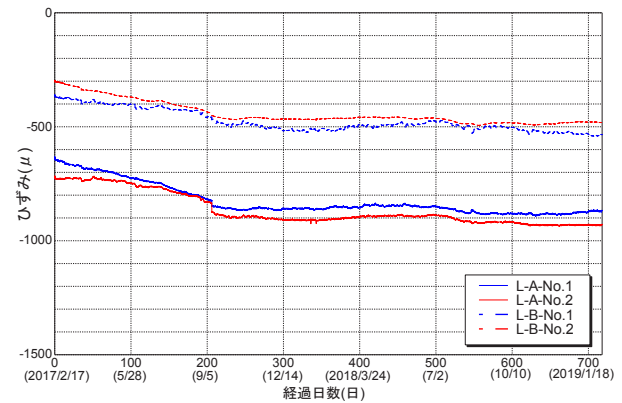


図-4 ひずみ-経過日数関係(LVL)

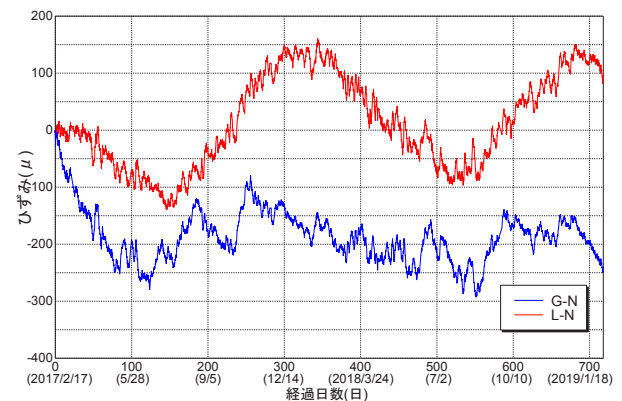


図-5 ひずみ-経過日数関係(無載荷)

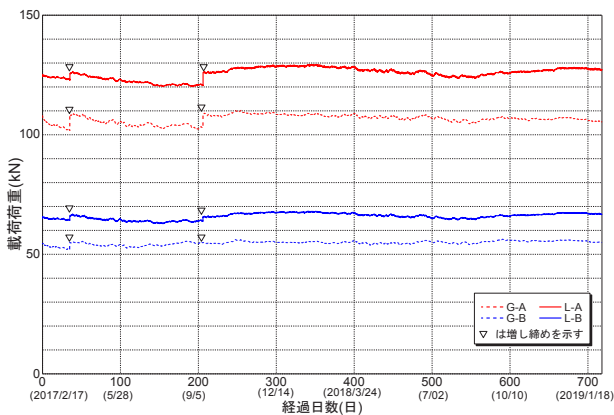


図-2 載荷荷重推移

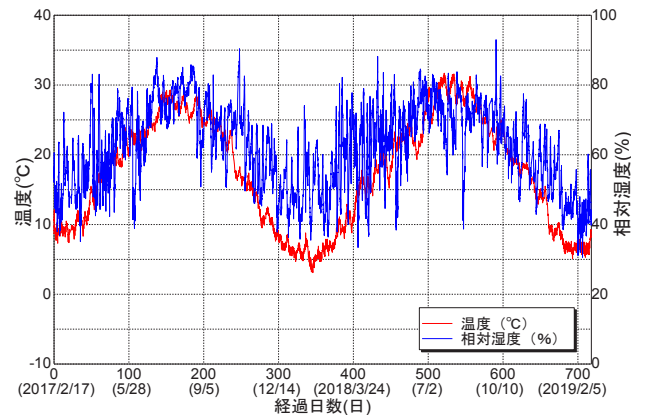


図-6 温湿度推移

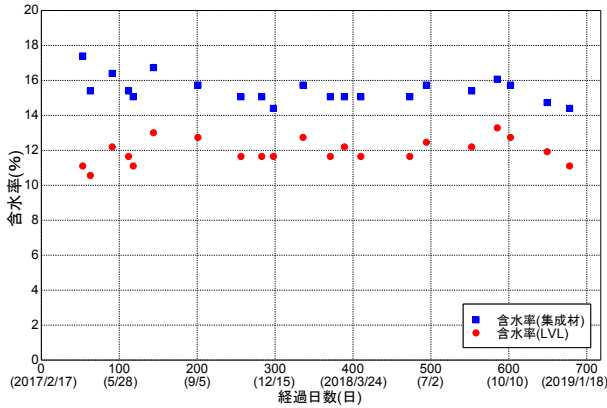


図-7 含水率推移



写真-3 含水率測定試験体

(2) クリープの検討

a) クリープ予測式

約2年間の実験より得られた計測結果よりクリープひずみに対する検討を行う。

木材のクリープを含めたひずみは一般的に式(1)で表される^{4),5)}。

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 + A \cdot t^n \quad (1)$$

- ε_t : t日後のクリープひずみを含んだひずみ
- ε_0 : 初期荷重による弾性ひずみ
- A, n : 実験による定数
- t : 荷重日数

本実験は荷重荷重の変動があるため、その変動による弾性変形と変動力分のクリープひずみについて計測データによる重ね合わせの原理を適用すると、式(1)は以下になる。

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{E} \varphi_t + \frac{1}{E} \sum_{i=1}^m \Delta\sigma_i + \frac{1}{E} \sum_{i=1}^m \Delta\sigma_i \cdot \varphi_{(t-t_i)} \quad (2)$$

- σ_0 : 初期応力
- m : t日までの計測データ数
- E : ヤング係数
- φ_t : t日間荷重したときのクリープ係数
- $\Delta\sigma_{t_i}$: t_i日目に計測された変動応力

式(2)よりクリープひずみの項だけを考慮すると、式(3)のように表すことができる。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 \varphi_t + \sum_{i=1}^m \varepsilon_i \varphi_{(t-t_i)} \quad (3)$$

ここで式(1)よりクリープ係数の関数を

$$\varphi_t = A / \varepsilon_0 \cdot t^n \quad [\varphi_t = (\varepsilon_t - \varepsilon_0) / \varepsilon_0] \quad (4)$$

とする。

また、式(5)により実験結果から t 日後のクリープひずみ ε_c を算出する。なお、ヤング係数 E は試験体荷重時の応力-ひずみ曲線における、基準強度の 10% から荷重応力までの傾きとしている。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_t - \varepsilon_0 - \frac{1}{E} \sum_{i=1}^m \Delta\sigma_{t_i} \quad (5)$$

- ε_t : t 日後のクリープひずみを含んだひずみ(計測値)
- ε_0 : 初期荷重による弾性ひずみ(計測値)

b) クリープひずみ予測

上述した予測式から、式(5)より算出した実験結果に対して式(3)を近似させることにより、定数 A/ε₀ と n を得る。クリープひずみと経過日数の関係について、実験結果と予測式による近似の結果を図-8～図-11 に示す。また、式(5)で用いたヤング係数 E、初期荷重による弾性ひずみ ε_0 および計測最終日である 718 日目の実験結果によるクリープひずみ ε_c を表-2 に示す。なお本研究では、目標荷重まで達した次の計測点を初期値とし、データ処理を行っている。

実験結果によるクリープひずみと計算結果の傾向は、試験体によりばらつきはあるものの、おおむね一致していることが確認できた。しかし、荷重 200 日および 500 日あたりで実験結果によるクリープひずみの挙動に変化

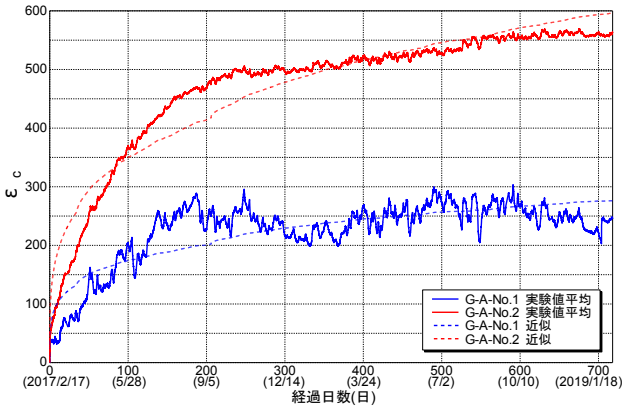


図-8 クリープひずみと近似曲線(G-A)

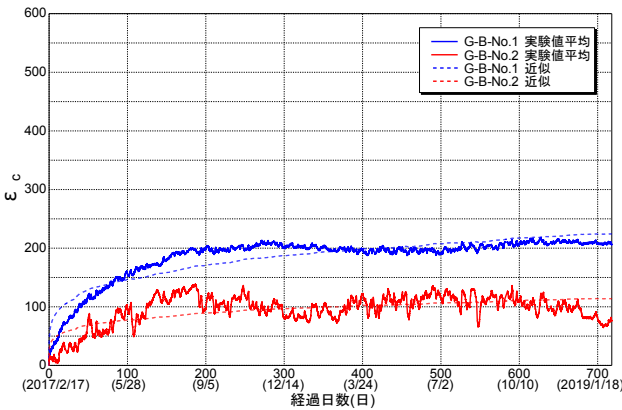


図-9 クリープひずみと近似曲線(G-B)

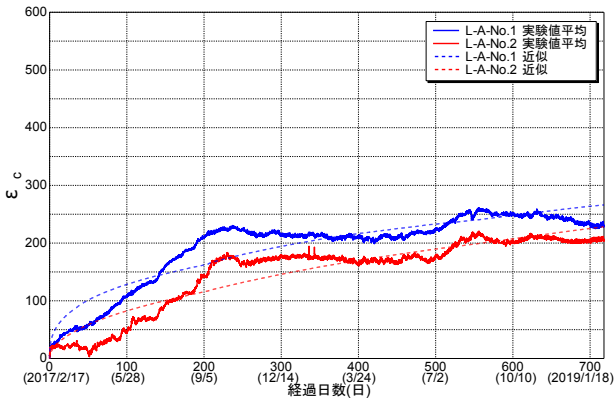


図-10 クリープひずみと近似曲線(L-A)

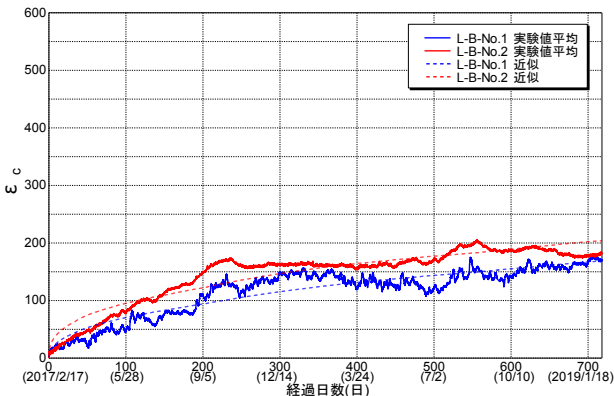


図-11 クリープひずみと近似曲線(L-B)

がみられ、特に LVL においてその変化が顕著であった。温湿度が最大から下降に入る時期あたりでその挙動がみられるため、無載荷試験体の値を差し引くことにより補正を行なっているものの、温湿度変化が実験結果に影響を与えている可能性もあると考えられ、今後さらに検討が必要である。

式(4)における実験定数と 50 年後のクリープ係数を表-3 に示す。集成材, LVL のそれぞれについて、50 年後のクリープ係数をみると、ばらつきはあるが、集成材では 0.5~1.7, LVL では 1.3~2.3 の範囲となり、LVL の方が大きな値を示した。また、一般的に t を日数とした場合には $A/\epsilon_0=0.2, n=0.2$ 程度を想定しておけばよいとされており^{4),5)}、その値を使用した際の 50 年後のクリープ係数は 1.4 程度である。今回の実験結果では、集成材においてはほとんどの試験体でその値を下回っていたが、LVL においては上回っているものが多かった。

表-2 諸元値および最終クリープひずみ一覧

試験体名	ヤング係数 $E(N/mm^2)$	初期荷重による 弾性ひずみ $\epsilon_0(\mu)$	最終(718日後) クリープひずみ $\epsilon_c(\mu)$
G-A-No.1	1.30×10^3	732	246
G-A-No.2	1.18×10^3	870	561
G-B-No.1	1.09×10^3	398	209
G-B-No.2	1.17×10^3	390	79
L-A-No.1	1.83×10^3	629	233
L-A-No.2	1.61×10^3	714	208
L-B-No.1	1.63×10^3	359	170
L-B-No.2	1.98×10^3	295	182

表-3 クリープ係数算出結果一覧

試験体名	A/ϵ_0	n	50年後 クリープ係数
G-A-No.1	0.085	0.230	0.8
G-A-No.2	0.121	0.267	1.7
G-B-No.1	0.147	0.203	1.1
G-B-No.2	0.087	0.183	0.5
L-A-No.1	0.040	0.358	1.3
L-A-No.2	0.011	0.506	1.6
L-B-No.1	0.027	0.432	1.9
L-B-No.2	0.059	0.374	2.3
一般 ⁴⁾⁵⁾	0.200	0.200	1.4

4. まとめ

本研究では、集成材および LVL の繊維平行方向圧縮クリープ特性を把握するための実験を行った。

その結果、以下の知見を得た。

- ①集成材，LVLともに載荷200日を経過したあたりからひずみは横ばいとなり，その後の変動はほとんどみられなかった。
- ②LVLにおいては2体の試験体のばらつきはほとんどみられなかったが，集成材においてはばらつきが大きい結果となった。
- ③集成材，LVLともに実験結果によるクリープひずみと近似曲線の傾向はおおむね一致することが確認できたが，クリープひずみの挙動が変化する期間が確認され，特にLVLにおいてその変化が顕著にみられた。
- ④今回の実験予測式を用いた場合，50年後のクリープ係数は集成材よりもLVLの方が大きな値となることが確認できた。

参考文献

- 1) 桑村仁：鉄骨木質構造の発展に向けた木材の粘弾性に関する研究（その3．縦圧縮クリープ限度と繊維座屈の関係），2011年度日本建築学会関東支部研究報告集，pp.457-460，2012.3
- 2) 桑村仁：木材の縦圧縮クリープ限度－鉄骨木質構造の研究 その14－，日本建築学会構造系論文集，第681号，pp.1691-1700，2012.11
- 3) 木村衛ほか：実大米松集成材の曲げクリープ性状，日本建築学会構造系論文集，第561号，pp.169-176，2002.11
- 4) 岡田恒男ほか：木質構造設計ノート，日本建築学会，pp.37-43，1995.1
- 5) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法-，pp.165-168，2013.10

アンボンド PC 鋼より線により圧着された集成材梁を有する 十字形部分架構の静的載荷実験

Static Load Test of Interior Beam Column Subassemblages with Unbonded Prestressed Timber

構造技術部 白山 貴志 TAKASHI SHIRAYAMA
構造技術部 徳武 茂隆 SHIGETAKA TOKUTAKE
構造技術部 佐藤 希 NOZOMI SATO
技術企画部 新上 浩 HIROSHI SHINJO
技術研究所 田野 健治 KENJI TANO

木材は、その繊維方向に対し繊維直交方向は著しく柔らかく、強度が低いという異方性材料である。モーメントに抵抗できる柱梁フレームを構築しても、その異方性のため剛性は低く、耐力はその接合部により決定されることが多く、柱、梁そのものの部材性能を十分に生かしきれていないと難しい。著者らは、それら従来のモーメント抵抗接合より性能の高いフレーム構造の開発を目指し、柱梁接合部を鉄筋コンクリートとし、集成材梁を圧着接合する複合構造を考案し、十字形架構の静的載荷実験によってその性能を検証した。その結果、本架構は梁部材の持つ性能、およびプレストレスの効果を十分に発揮できることが確認された。

キーワード：アンボンド PC 鋼より線，集成材，圧着工法，鉄筋コンクリート，十字形架構

Timber is anisotropic material and the stiffness and strength of the perpendicular direction to the grain are significantly lower than those of parallel to the grain. Therefore, moment resisting timber frames have low stiffness and the strength is often limited by strength of the joint, so that it is hard to make full use of the capacity of timber. The authors conducted static load tests of prestressed Glued Laminated Timber (GLT) subassemblages with RC beam column joint aiming for the higher stiffness and strength and confirmed the feasibility from the test results.

Key Words: Unbonded Prestressing Strand, Glued Laminated Timber, Posttensioning Assembly, Reinforced Concrete, Interior Beam Column Subassemblages

1. はじめに

近年さまざまな用途の中大規模建築物の構造用材料として、世界的に木材への需要が高まっており、多様なプランに対応するため、さまざまな工法が開発されてきている。そのような背景の中、海外ではモーメント抵抗接合の一つとして、プレストレスを木質の梁に導入した圧着工法が開発され、実際に適用された建築物は、今までの木造建築物とは異なり、柱や壁の少ない大空間を造り出している。一方、日本においては、木質材料の梁にプレストレスを用いて圧着接合した架構の実験等が報告^{2,3)}されてはいるが、しかし未だその例は少なく、その耐力や変形性能について、十分な知見が得られているとは言えない状況である。

また、プレストレスを導入した木質構造フレームを考えた時、木材の繊維直交方向のめり込みに対する剛性や強度は繊維方向のそれに比べて、極端に低いという異方性に対処する必要がある。通常、柱や梁の材軸が繊維方向となっており、柱繊維直交方向へ直に梁を圧着させた場合には、従来のモーメント抵抗接合同様、梁部材自体が持つ性能を十分に発揮させることは難しい。

そこで本実験では、木材の繊維直交方向のめり込みの影響をなくすために柱梁接合部に鉄筋コンクリート造を採用し、集成材梁をアンボンド PC 鋼より線により圧着接合した十字形部分架構の静的載荷実験を行い、その耐力や架構の挙動について確認した。

2. 実験の概要

(1) 試験体概要

試験体は 8~10m スパンを持つ中規模程度の建築物を想定し、縮尺を約 3/4 とした十字形部分架構 3 体とした。**Table1** に試験体諸元を、**Fig. 1, 2** に試験体概要図を示す。

WJC-1 は柱梁接合部をプレキャスト鉄筋コンクリート部材とし、梁心に直線配置したアンボンド PC 鋼より線によるプレストレスで両側の集成材梁を接合部に圧着させた試験体で、WJC-1E は長期荷重によるモーメントをキャンセルすることを考慮し、PC 鋼より線を梁上端側に 75mm 偏心させたものである。両試験体とも柱も集成材であり、鉄筋コンクリート接合部に通し配筋した全ネジボルト (14-M24:SNR490) を柱に設けた孔に挿入し、二液混合型エポキシ樹脂系接着剤を用いて接合 (Glued-in Rod, 以降 GIR と表記する) した。CJC-1 は柱全長を鉄筋コンクリート造としたもので、梁については WJC-1 と同様である。また、各試験体の集成材柱、および梁は RC 部と接する面に 20mm 厚でグラウトしている。

(2) ラミナ圧縮強度

本実験で使用する梁は **Fig.3** に示すように、等級の異なる約 30mm 厚さのラミナ 15 層により構成される断面を持つ対称異等級構成集成材である。構成された断面については、**Table1** に示すように圧縮強度等が規定されているが、実際は梁断面内の各ラミナは等級により曲げ剛性、曲げ強度が異なるうえ、JAS 等による圧縮強度の規定がない。本実験では集成材梁の圧縮端での圧壊を想定しており、より詳細に梁断面内の圧縮強度分布を把握する必要があると考え、梁に使用されているラミナ等級ごとに圧縮試験を行い、各々の性能の確認を行った。試験用ラミナは 30×30×180mm の直方体 3 体を各等級のラミナから切り出した。試験結果を **Table2**、破壊状況の例を **Photo1**、圧縮応力と試験体中央部 2 面に貼ったひずみゲージの平均値との関係を **Fig.4** に示す。また、**Table2** に示すヤング係数は各々の圧縮強度に対する 10% 応力時と 40% 応力時を結ぶ直線の傾きとしている。

(3) GIR 引張強度

本試験体は実際の施工性を考慮し、RC 柱梁接合部と集成材柱の接合に GIR を採用している。認定や評定を受けたメーカー仕様ではなく、当社独自仕様としており、引張強度と引張剛性の確認をするため要素引張試験を行い、本試験体の柱接合部の設計を行うこととした。要素引張実験概要図を **Fig.5** に示す。使用する材料には架構実験で採用したものと同一 E105-F300 のカラマツ集成材

Table1 Specimen details

Specimens		WJC-1	WJC-1E	CJC-1
Tendon	Number-Diameter	1-φ28.6(SWPR19L)		
Beam	Material	GLT(Japanese Larch)		
	Strength-Grade	E105-F300		
	Width×Depth[mm]	240×450		
	Compressive strength[N/mm ²]	23.2		
	Bending strength[N/mm ²]	30.0		
	Coefficient of tendon(q) ^{※1}	0.32		
	Initial post tension force[kN]	609	591	606
	Ratio of initial tensile stress(η) ^{※2}	0.75	0.73	0.75
	Eccentricity of tendon arrangement	-	75mm	-
	Compressive strength of grout[N/mm ²]	125	117	109
Column	Material	GLT(Japanese Larch)[E105-F300]		RC
	B×D[mm]	400×530		
Beam Column Joint	Compressive strength[N/mm ²]	56.3	63.1	52.9
	Young's modulus[10 ³ N/mm ²]	31.5	34.5	30.9

※1 Ratio of the sum of tensile yield load of all tendons to the product of cross sectional area and its compressive strength
 ※2 Ratio of the initial tensile stress to tensile yield strength of the tendon

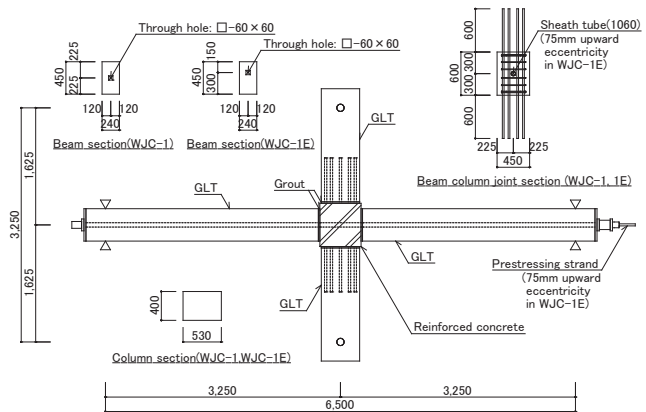


Fig.1 Elevation and cross sections of specimen WJC-1, 1E

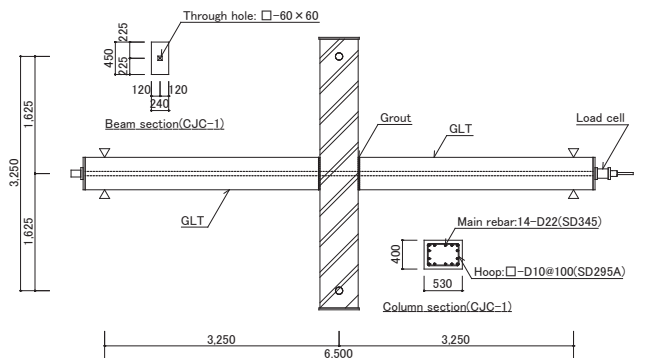


Fig.2 Elevation and cross sections of specimen CJC-1

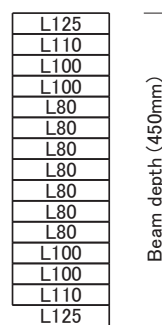


Fig.3 Composition of laminae

Table2 Results of compression test

Test specimens	Compressive strength (N/mm ²)	Young's modulus (10 ³ N/mm ²)
L80-1	53.3	11.4
L80-2	40.2	7.0
L80-3	38.0	6.4
L100-1	60.6	12.2
L100-2	61.2	12.5
L100-3	56.7	11.8
L110-1	60.4	12.0
L110-2	52.5	8.5
L110-3	54.6	9.0
L125-1	82.6	18.7
L125-2	76.3	14.6
L125-3	80.3	17.0

と M24 (SNR490) 全ネジボルトを使用し、実験因子は鋼棒埋込み長さ e と鋼棒芯から集成材外縁までの距離 e （へりあき）とした。

要素引張試験結果一覧を Table3 に、最終破壊状況を Photo2 に、荷重と鋼棒の抜け出し量の関係を Fig.6 に示す。すべての試験体において、破壊形式は Photo2 に示すように木材の割裂破壊であった。そのため、へりあき 2.5d シリーズの引張耐力が大きくなっていると考えられる。また、へりあき 1.7d の試験体では埋込み長 25d が 20d より最大荷重平均値で約 7%大きくなったが、へりあき 2.5d では定着による差は見られなかった。しかしながら Photo2 に見られるように、すべての試験体で木材小口部に孔からあふれ出た余分な接着剤が付着しており、各試験体でその量も異なっており、試験結果に影響を与えている可能性がある。

なお、架構試験体の GIR 部のへりあきは 2.5d、埋込み長さは 25d であり、同様のサイズの要素引張試験体は 1 体しかないが、木材の強度、剛性はばらつきが大きいことを考慮して、試験結果と接着剤メーカー資料をもとに 1 本あたりの引張強度 150kN、最大荷重時のすべり量を 2.0mm と設定し、参考資料⁴⁾をもとに柱接合部を設計した。

(4) 加力方法

載荷装置計画図を Fig.7 に示す。試験体は柱部分の上下反曲点位置でピン支持としてセットし、梁にプレストレスを導入し圧着させた後、梁部分の左右反曲点位置に載荷用の油圧ジャッキを取り付けた。載荷は上記の状態において、Fig.8 に示す左右の梁の載荷点の変位 (δ, δ) を 0 とし、柱軸力を 180kN まで与え、左右の油圧ジャッキより梁にせん断力を加える方法とした。なお、柱梁接

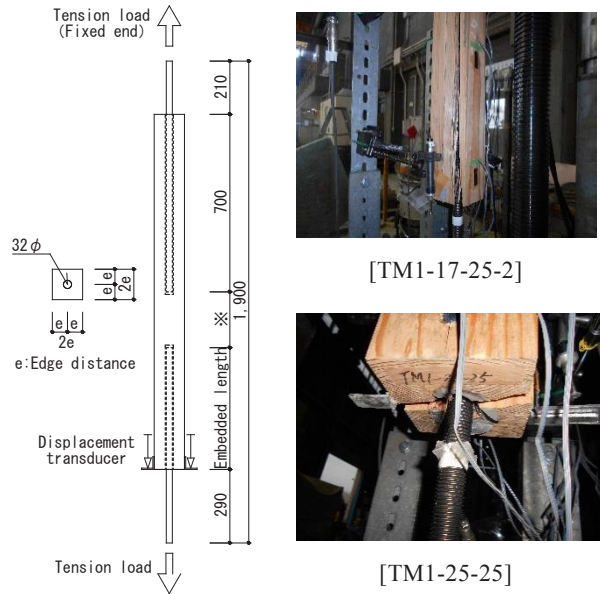


Fig.5 Test specimen

Photo2 Failure mode

Table3 Results of tension test

Tension test specimen	No.	Bolt	Timber size (mm*mm)	Edge distance (mm)	Embedded length (mm)	Maximum load (kN)		Slip (at Maximum load) (mm)
						Result	Ave.	
TM1-17-20	1	M24	80*80	40 (1.7d)	480 (20d)	140.2	142.4	2.12
	2					145.0		3.00
	3					131.7		2.99
	4					152.8		2.62
TM1-17-25	1	M24	80*80	40 (1.7d)	600 (25d)	148.9	151.8	3.58
	2					160.8		5.12
	3					145.5		2.15
TM1-25-20	1	M24	120*120	60(2.5d)	480(20d)	169.6		5.37
TM1-25-25	1	M24	120*120	60(2.5d)	600(25d)	166.6		3.72

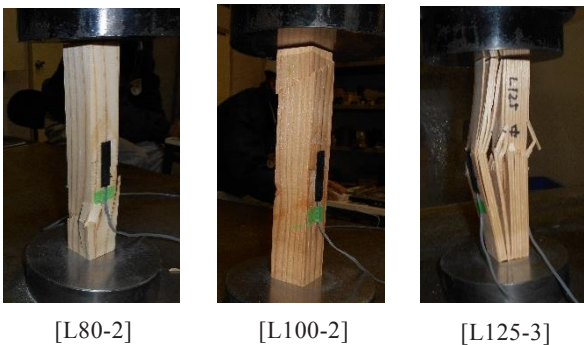


Photo1 Fracture modes

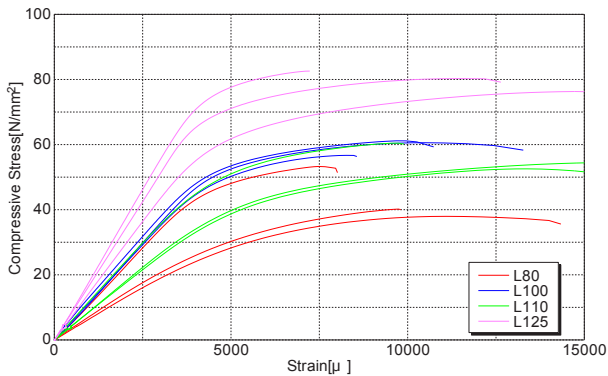


Fig.4 Compression stress - strain relationships

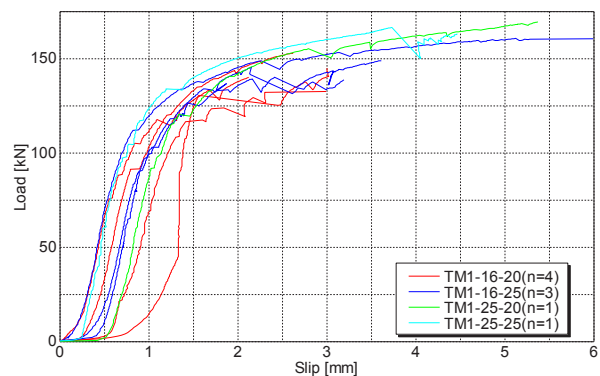


Fig.6 Tension load - slip relationships

合部のみ RC 造の試験体は、集成材柱と RC 接合部の GIR を柱セット前に先行して行っている。

載荷履歴は、 $n\delta$, $s\delta$ が等しくなるように加力し、層間変形角 R で制御し、最大変形角 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30 の正負交番載荷を各々3回繰り返した後、梁端部の変形で各々300mm ($R=1/10.8$) まで正方向に押切単調載荷を行った。

3. 実験の結果

(1) 柱せん断力-層間変形角関係

Fig.9 に、梁に与えたせん断力からモーメントの釣り合いにより計算される柱せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係について示す。図中には、参考として文献⁵⁾に示されるプレレストコンクリート梁の曲げ耐力式を準用した下式、

$$M_u = T_i(d_p - k_2 \cdot x_n) \tag{1}$$

M_u : 曲げ耐力

T_i : 初期緊張力

d_p : 圧縮縁から緊張材までの距離

$$x_n = T_i / (b \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot F_b) \tag{2}$$

x_n : 圧縮縁から中立軸位置までの距離

b : 梁幅

F_b : 集成材曲げ基準強度

k_1 : 0.85, k_2 : 0.42, k_3 : 1.0

により算出した梁曲げ耐力、および後述する式(3)により算定した梁曲げ耐力から求められる柱せん断耐力を破

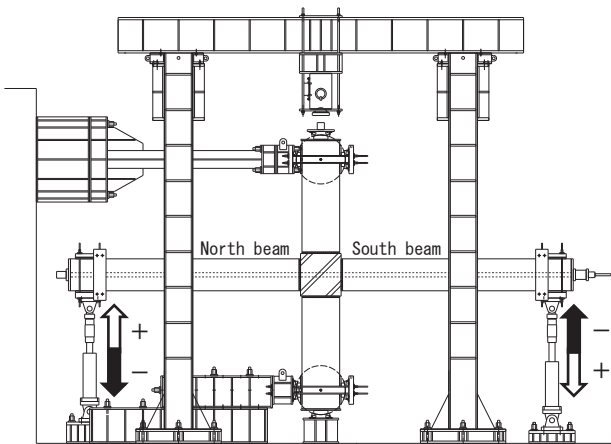


Fig.7 Test setup

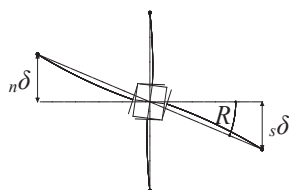


Fig.8 Story drift angle R

線で示している。

すべての試験体において、柱せん断力と層間変形角の関係は $R=1/100$ 付近まで非線形弾性挙動を示した。 $R=1/75$ から $1/30$ の間では、初載荷時の復元力特性に非弾性挙動がわずかに見られたが、 $Q_c=0$ 時の残留変形は非常に小さく、プレストレスが有効に機能していたと考えられる。2回目以降のサイクルでは初載荷時の除荷剛性をたどるが、耐力の低下は見られず、 $R=1/10.8$ の大変形時まで耐力を一定に保持した。ただし、WJC-1E については、北梁が $n\delta=287\text{mm}$ ($R=約 1/11.3$) 時において梁

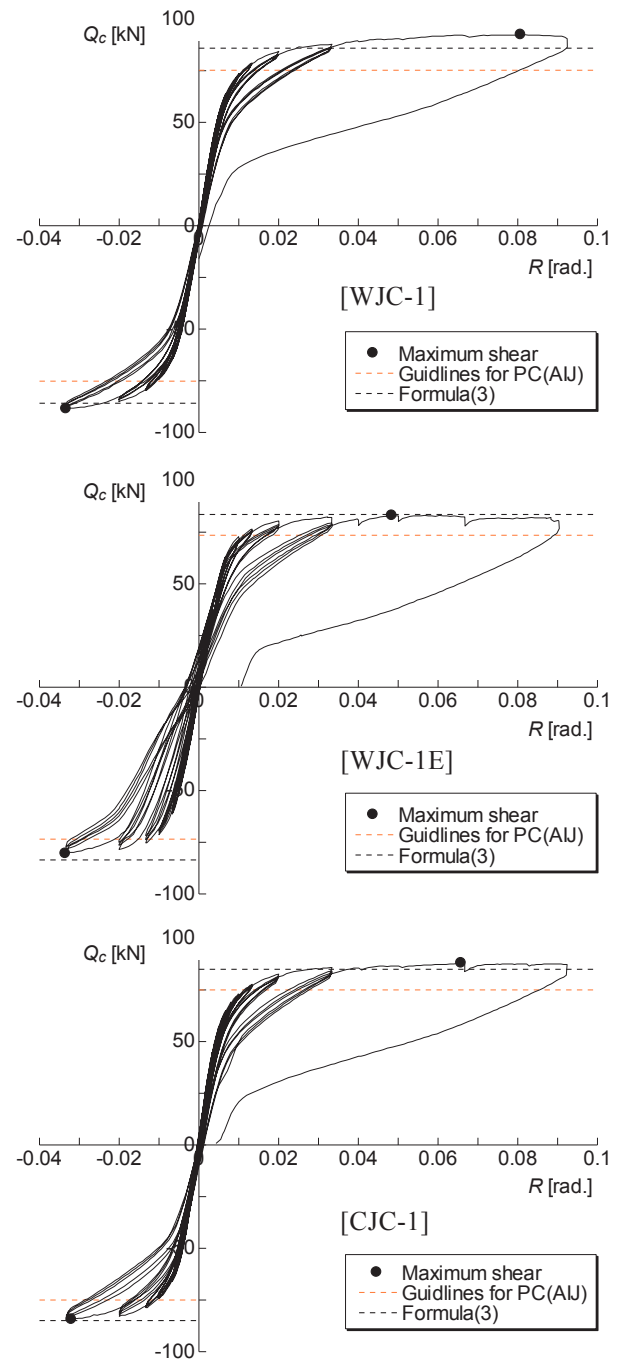


Fig.9 Story share force Q_c - story drift angle R relationships

圧着部にせん断破壊 (Photo3 [R=1/10.8]参照) が生じたため、それ以降の加力を中止 (変形は維持) し、南梁のみ載荷を続けた。

(2) 破壊状況

梁圧着部でのディコンプレッションはすべての試験体において $R=1/450\sim 1/300$ の加力サイクルで生じた。柱梁接合部のみ RC 造である WJC-1, および 1E とも、集成材柱と RC 接合部の継目であるグラウト部に $R=1/150$ サイクルで曲げひび割れが発生し、接合部せん断ひび割れが WJC-1 で $R=+1/30$, WJC-1E では押切載荷時に発生した。CJC-1 においては、 $R=1/100$ サイクルで柱危険断面付近に曲げひび割れが、 $R=+1/75$ 載荷時に接合部せん断ひび割れが生じた。しかしそれらの損傷は、その後の加力で特に大きく広がることはなかった。

Photo3 に WJC-1E 北梁の $R=+1/30$ 時と押切時の梁端部破壊状況を示す。すべての試験体の梁側面に圧着部から梁軸方向に沿って Photo3 [R=+1/30] に示すような割れが発生し、WJC-1 では $R=+1/50$ 載荷時に南梁、 $R=-1/30$ 載荷時に北梁、CJC-1 は $R=-1/50$ の 2 サイクル目に北梁、 $R=+1/30$ 載荷時に南梁に割れが生じた。緊張材を梁上端側に偏心して配置した WJC-1E は $R=+1/100$ 載荷時に北梁、南梁では $R=-1/30$ 載荷時に生じ、割れの幅と長さが層間変形角の増大に伴い、ほかの 2 体と比較して大きく拡大、進展した。また、これらの割れは逆方向載荷時には閉じる傾向も見られた。試験終了後、梁断面を確認したところ、すべての試験体において、割れが梁の幅方向に貫通していた。しかしながら、これらの割れにより耐力が低下することはない、最終的には集成材梁圧着部の圧縮降伏、またはせん断破壊 (WJC-1E の北梁のみ) が生じている。

また、本試験体は圧着部にシアキーを設けていないため、損傷が進むにつれ、繰り返し載荷による梁圧着端部の移動が生じた。特に WJC-1E の北梁では集成材に割れが生じた後、繰り返し載荷に伴い、梁の圧着側端部が下方へ移動し始め、 $R=1/30$ サイクル終了時には梁圧着端



[R=+1/30]

[R=1/10.8]

Photo3 Side view of north beam's end(WJC-1E)

部下端側にあてた変位計で約 28mm 下がったことが計測された (Photo3 参照)。なお、WJC-1 と CJC-1 の梁圧着端部については 1~2mm 程度のずれであった。また、試験終了後の圧縮降伏した集成材梁の端部断面に現れる残留変位から推計すると、WJC-1E の北梁で 15mm 程度、その他の試験体では 5mm 程度幅方向にもずれが生じていたと思われる。

(3) 変形成分割合

Fig.10 に WJC-1, CJC-1 の柱、梁、および接合部の各変形成分 (R_c , R_g , R_j) の正載荷時ピーク層間変形角に対する割合を示す。梁の変形成分には圧着部の目開きによる回転を含んでいる。両試験体とも、微小変形時から梁の変形成分割合が高く、大変形時では 90%以上が梁の変形成分で占められた。

WJC-1 の柱変形成分割合が CJC-1 に比べ高くなっているが、集成材柱と RC 接合部の接続部である GIR 部分に特にすべりは確認されておらず、RC 柱よりヤング係数、およびせん断弾性係数の低い集成材柱の変形により変形割合が増大したものと考えられる。

また、WJC-1 の接合部変形成分の占める割合がほぼない。損傷状況から見ても接合部せん断ひび割れの発生が $R=+1/30$ と非常に遅く、これは、RC 接合部がほぼ剛体

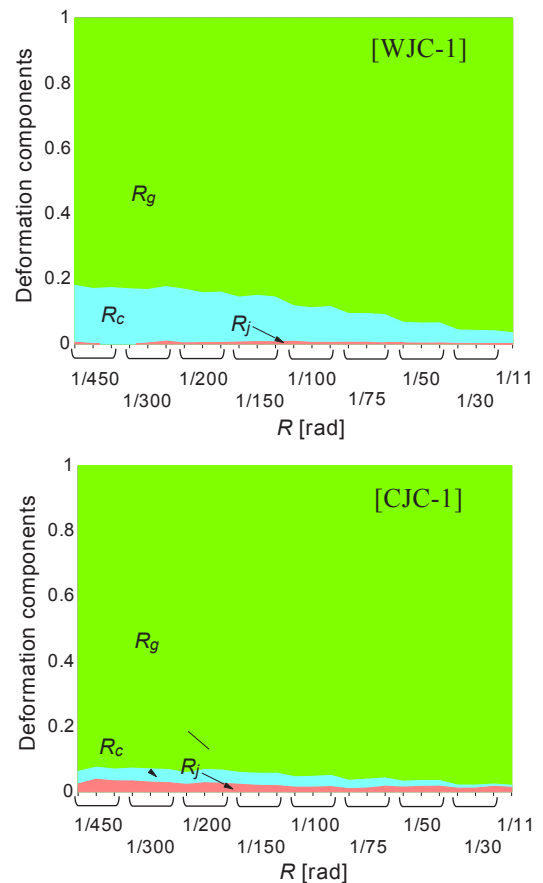


Fig.10 Deformation components contributions

のまま回転していたことを示している。

なお、WJC-1EについてはWJC-1と同様の傾向を示していた。

(4) 梁圧着端部の回転

本架構の挙動は、前述したように梁圧着端部の目開きによる梁端部回転の影響が大きい。そこで Fig.11 にすべての試験体の梁圧着端でのモーメントと梁圧着端部における回転角の関係を示す。梁圧着端部の回転角は Fig.12 に示す変位計の計測値から算出した。なお、WJC-1Eの北梁については、 $R=1/50$ の3サイクル目に梁圧着端部の下方への移動が大きくなり、梁下端側のRC接合部との相対変位が計測できなくなり、計測を中止し

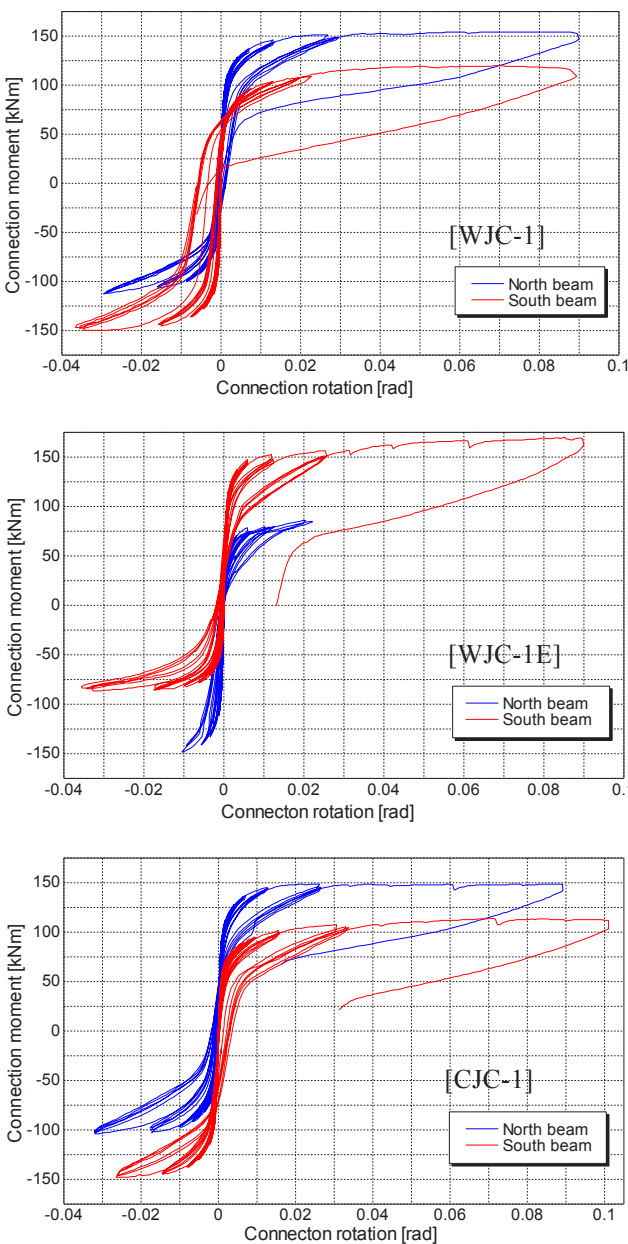


Fig.11 Connection moment and connection rotation relationships

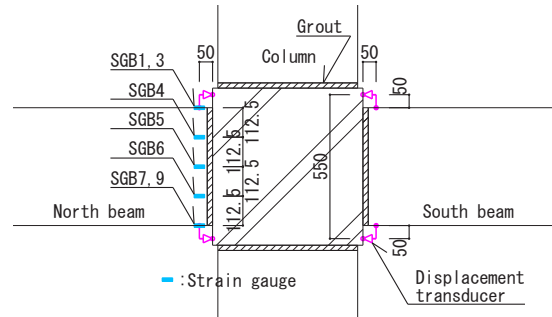


Fig.12 Arrangement of measuring devices

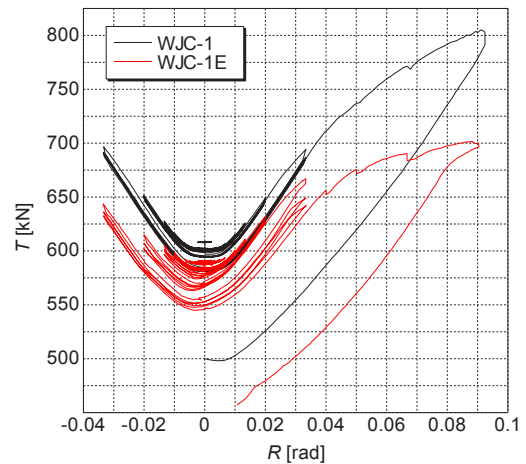


Fig.13 Tension force of PC strand

ためグラフが示されていない。

すべての試験体で圧着端部のモーメントー回転角関係に Q_c-R 関係と同様の非弾性挙動が存在しており、また変形成分割合も考慮すると、架構全体の挙動において、圧着部の目開きによる回転変形特性が支配的であることが分かる。また、南梁について、PC 鋼より線を偏心配置させた WJC-1E での最大曲げモーメントは、偏心させていない試験体より約40%大きくなっている。よって、緊張材を偏心配置させることで長期応力による曲げモーメントをキャンセルし、正負の曲げ耐力のバランスを計ることができる。

なお、各試験体における南北梁間でのモーメント差は、梁自重、および梁先端に取り付けた冶具等の重量の影響である。

(5) 緊張力の推移

Fig.13 にロードセルで計測した WJC-1, および 1E の PC 鋼より線緊張力 (T) の繰り返し载荷に対する推移を示す。両試験体とも層間変形角の増大に伴い緊張力も増加し、また、梁圧着端部の損傷が進むにつれ集成材の縮みが進み、 $R=0$ での緊張力が低下した。また、梁の損傷が大きかった WJC-1E の押切時での緊張力の増加は WJC-1 より小さかったが、 $R=1/30$ までの緊張力の層間

変形角に対する増加率は両試験体ではほぼ同等であった。

(6) 最大耐力の評価

Fig.14 に WJC-1, および 1E の荷重開始時～R=1/30 までの各最大変形角初荷重時でのひずみ分布を示す。なお、各ひずみゲージの位置は Fig.12 に示す通りである。2章 2節のラミナの材料試験結果を考慮すると、このグラフからは WJC-1 で R=1/75 前後、WJC-1E は R=1/100 前後で梁圧着端部の集成材が圧縮降伏していると思われる。

また、曲げ耐力を考察するため Fig.9 の図中に黒破線で示した耐力は、Fig.15 に示す曲げ圧縮端側からの試験結果によるラミナの圧縮強度の和と初期緊張力の釣り合いを仮定した式(3)による M_y から算出される曲げ耐力を示している。

$$M_y = T_i(d_p - d_c) \tag{3}$$

$$d_c = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} \cdot t_i \cdot b \cdot h_i)}{C} \tag{4}$$

$$C = \sum_{i=1}^n (f_{ci} \cdot t_i \cdot b) \tag{5}$$

ここで、

- C : 圧縮合力
- f_{ci} : ラミナ等級ごとの圧縮強度平均値
- t_i : 各ラミナ厚さ
- h_i : 各ラミナにおいて、圧縮強度に達した範囲の圧縮縁からの距離

T_i : 初期緊張力

試験結果との対応から、集成材の曲げ圧縮強度を用いて本架構の梁曲げ耐力を評価できると考えられる。

Fig.16 に層間変形角と梁圧着端部モーメントを緊張力 (T) で除すことにより算定した梁危険断面位置での応力中心間距離 (j) の関係を示す。R=1/50 以降、応力中心間距離がほぼ一定となるか、またはゆるやかに減少している。実際の挙動として圧着部の回転変形が増大するに従い、緊張材の張力も増加したが、それともなって集成材梁圧着端部の曲げ圧縮端側から内側に圧縮降伏領域が拡大していったものと思われる。ラミナ材料試験における圧縮強度-歪関係では、非線形領域に入ってから最大強度を経験し試験終了するまでの間、非常にゆるやかな勾配を描いており、部材の曲げ強度算定時のラミナ

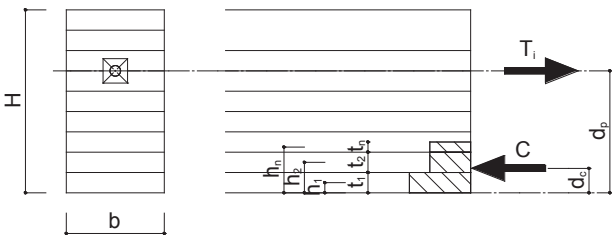


Fig.15 Explanatory diagram of formula(3)-(5)

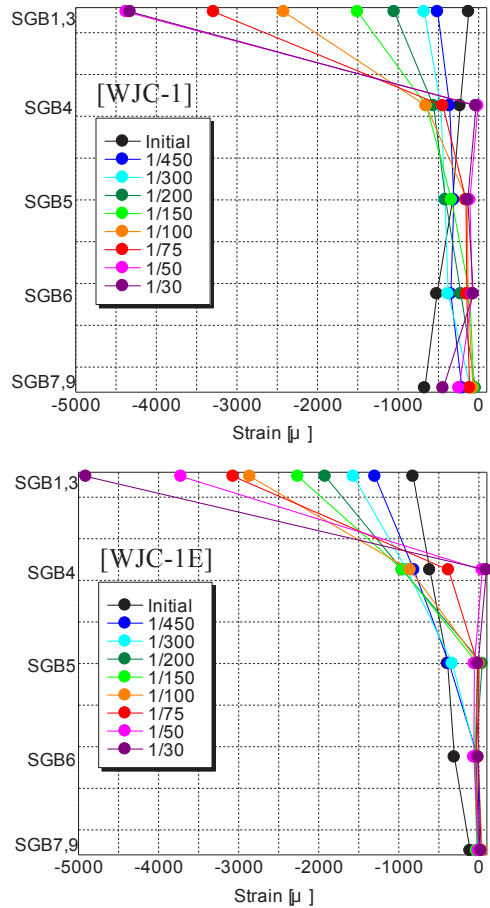


Fig.14 Strain of beam's edge

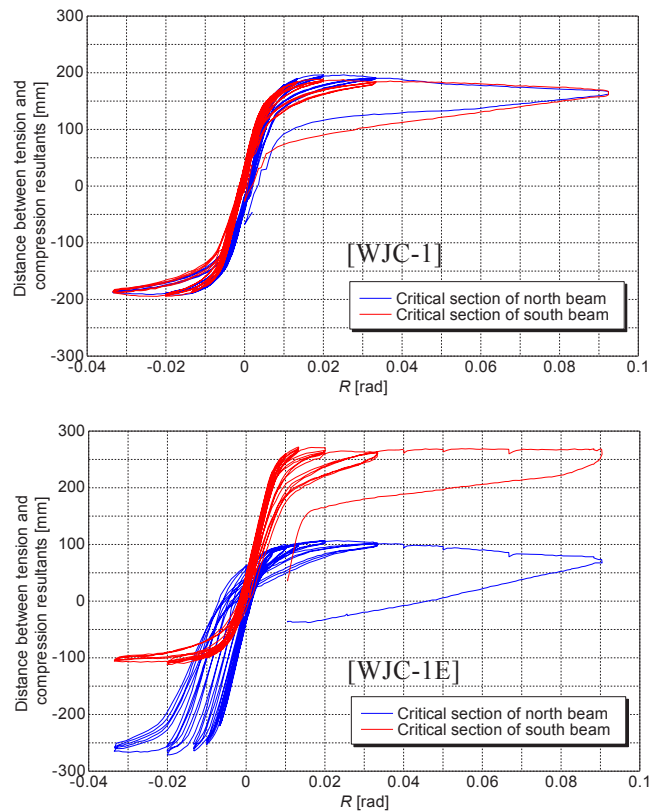


Fig.16 R and distance between tension and compression resultants j relationships

の圧縮強度の評価方法についてはより詳細な検討が必要であると思われる。

4. まとめ

本論では、集成材梁にプレストレスを導入した十字形部分架構の静的載荷実験を行い、その結果について報告した。

実験により本架構について得た知見を以下にまとめる。

- ①柱梁接合部を RC 造とすることで、集成材梁自体が持つ性能をより発揮させることができ、架構として高い耐力、剛性を得ることができた。
- ②層間変形角 $R=1/30$ までおおむね非線形弾性の復元力特性を有し、残留変形も小さく、耐力も約 $R=1/10$ まで保持した。
- ③梁の軸方向割れは剛性低下を招くが、耐力は低下せず、曲げ耐力は木材の圧縮降伏、またはせん断破壊により決定された。よって最大曲げ耐力は集成材の曲げ圧縮強度により算定可能と思われるが、その際の強度の評価手法については今後のさらなる検討が必要である。
- ④最大耐力を発揮した後の靱性能は集成材梁の圧縮特性によるものが大きいと考えられるが、梁圧着部の回転変形が大きくなり、圧着面積が小さくなると、せん断破壊を起こす可能性がある。

謝辞：本実験を進めるにあたり、工学院大学建築学部河合直人教授、J 建築研究所 手塚慎一氏にご指導、ご協力をいただきました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) Palermo, A., Pampanin, S., Buchanan, A. & Newcombe, M.: Seismic Design of Multi-Storey Buildings using Laminated Veneer Lumber(LVL), New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference, 2005.5
- 2) 塩屋晋一, 松木和彦, 有馬桃子: プレストレスを利用する木造ラーメンの剛接合法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.632, pp.1787-1796, 2008.10
- 3) 池上寛樹, 山崎義弘, 坂田弘安: 集成材を用いた圧着工法による圧着部の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.595-596, 2018.9
- 4) 田中圭, 井上正文, 後藤泰男: GIR (Glued-in Rod) 接合法を用いた木質構造接合部の曲げ耐力算定法, 日本建築学会九州支部研究報告集, Vol.41, pp.297-300, 2002.3
- 5) 日本建築学会: プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015

構造物の出来形検測システムの開発と実橋での適用

Development of Automatic Measurement System for Structures and Its Application to Bridges Under Construction

構造技術部 高岡 怜 REI TAKAOKA

構造技術部 藤岡 泰輔 TAISUKE FUJIOKA

構造技術部 内堀 裕之 HIROYUKI UCHIBORI

現在、構造物の出来形検測は施工管理者が手作業で行っているが、我が国の少子高齢化に伴い建設業界においても担い手不足が顕著になりつつあり、現場管理においても更なる生産性向上が期待されている。そこで、著者らは 3D レーザースキャナーによって構造物の出来形形状を計測し、取得した三次元点群データから構造物の断面形状を自動抽出、指定した位置での出来形寸法の検測と調書作成を自動で行うシステムを開発した。本稿では、システム開発のための精度検証から実橋における試行業務までを報告する。

キーワード：出来形，自動検測システム，生産性向上，3D レーザースキャナー

Currently, the finished shape of structures is measured by construction engineers. With the declining birthrate and the aging population in Japan, the shortage of engineers and skilled workers in the construction industry is becoming remarkable, and further productivity improvement is desired in the site management. Therefore, the authors developed the automatic measurement system for the structures. A 3D laser scanner is used in the system to measure the finished shape of the structure and the target cross-sectional shape of the structure is extracted from the measured 3D point-cloud data. The system also automatically measures the finished shape dimensions at specified positions, and prepares documents. In this paper, it is reported from accuracy verification for system development to trial work in the actual bridge.

Key Words: Automatic measurement system, Productivity improvement, 3D laser scanner

1. はじめに

従来、構造物の出来形計測は施工管理者が手作業で行う管理手法であったが、建設業界の少子高齢化に伴う担い手不足により、生産性向上を図る新しい管理手法の確立が今後期待される場所である。また、近年コンピュータの高性能化や 3D レーザースキャナーなどの計測技術の高度化が目覚ましく、これらを活用することで業務の効率化や品質の向上への期待が高まっている。

そこで、著者らは 3D レーザースキャナーによって取得した三次元点群データから橋梁の断面形状を自動抽出し、指定した位置での出来形寸法を自動検測するシステムを開発した。

本稿では、計測機器の選定や計測対象物の材質の違いがおよぼす三次元点群データの精度への影響の検証、および張出架設工法によって建設する橋梁上部工を対象

構造物としたシステムの適用性と計測精度の検証、そして実橋における試行業務について報告する。

2. 三次元点群データの取得方法の検討

出来形計測に適した三次元点群データの取得方法を選定するために、以下の3つの手法について比較検討した。

- ① 一眼レフカメラを用いたステレオ撮影による取得方法
- ② ハンディスキャナーによる取得方法 (図-1)
- ③ 地上型3Dレーザースキャナーによる取得方法 (図-2)

①は対象物を異なる場所から撮影した複数の画像から、画像間の関係を解析することで対象物の点群を取得する

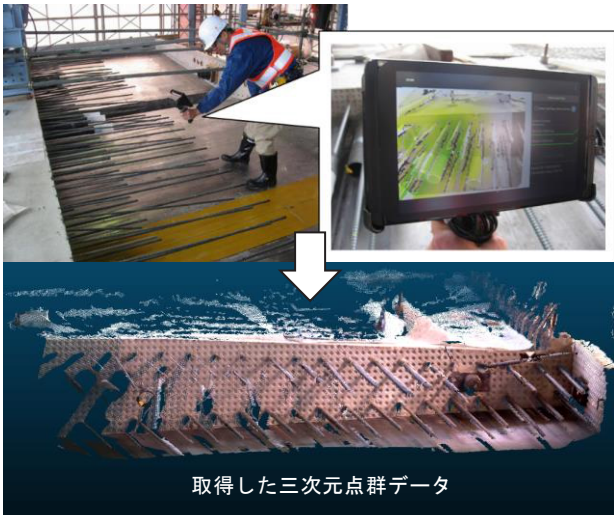


図-1 ハンディスキャナーによる取得

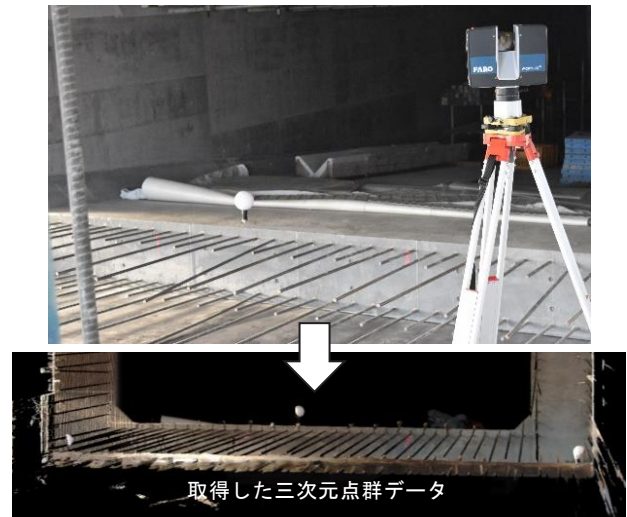


図-2 レーザースキャナーによる取得

方法である。この方法では、三次元点群データを生成する解析時間を短縮するために、計測対象物近傍に解析専用のマーカーを 30 cm 程度間隔に配置する必要がある。構造物の特徴点を利用することでマーカーレスでの計測も可能であるが、その場合の解析時間は膨大となる。また、計測したいポイントには別途マーカーの設置が必要となり、効率化に繋がらないため、本システムへの適用には課題が残ると判断した。

②は計測対象物に沿ってハンディスキャナーを動かし、特徴点を使って点群取得と合成を随時行うことで、全体の点群を作成する方法である。この方法の場合では、三次元点群データの処理精度を向上させるためには、合成用のマーカーを構造物近傍に多数置く必要がある。また、ハンディスキャナーは計測対象物が比較的小さいものに適しているため、大きな構造物では誤差が累積し、目標となる精度を確保するには課題が残る。中には求める精度を確保できるものもあるが、赤外線を照射し計測する機械であるため、屋外での日中の計測が困難であった。

③はレーザースキャナーを複数箇所に設置し、各箇所から得られた点群を最後に合成して全体の点群を作成する方法である。3Dレーザースキャナーはレーザー光を照射し、反射した光との差分を計測することで対象物との距離を求める機材であり、一度に面的な三次元点群データを大量に取得でき、精度の高い三次元形状を把握できる。分割して取得した点群データ同士の合成に必要なマーカーは最低3点と少なく、合成精度も高い。

これらの特徴から、効率化への寄与と将来性を考慮して、地上型3Dレーザースキャナーを選定した。

なお、3Dレーザースキャナーには、レーザーが計測対象物に反射して返ってくるまでの時間から距離を、レーザーの移動方向角度から角度を算出し、この距離・角



図-3 検証状況

度情報から3次元位置情報を求める「Time of flight方式」と、数種類のレーザーを連続放射し、出射光と対象物で反射した戻り光との間に生じた波長の位相差で計測距離を算出する「フェーズシフト方式」のものがある。本計測では、大量な点群データをより短時間で取得できる特徴を持つ、フェーズシフト方式の3Dレーザースキャナーを採用した。

3. システム開発に向けた基礎的研究

(1) 材質検証

建設現場ではさまざまな材質にレーザーを照射して構造物の三次元点群データを取得する。そのため、計測対象物の材質が精度におよぼす影響を事前に検証した。

検証方法は、図-3 に示す支持台に計測対象物となる異なる材質を固定し、10m および 20m 離れた位置から3Dレーザースキャナーとトータルステーション (TS) を用いて各材質の中心点までの水平距離を計測し比較をした。各材質と機械は正対させることで、レーザーの入射角による点群のばらつきが計測精度へ影響することを排除した。

表-1 材質検証結果

計測対象物	対象距離	TS計測との差(mm)	
		10m	20m
コンクリート		-1	0
木製型枠		-1	-1
鋼製型枠		-1	-3
樹脂型枠		3	2
プラスチック製型枠		8	11
ステンレス型枠		-	-

+) 計測対象物より奥行側となる計測結果
-) 計測対象物より機械側となる計測結果

計測対象の材質と検証結果を表-1に示す。計測対象の材質がコンクリートや木製、鋼製である場合は両機械での計測差はほとんど無く、材質による点群データの精度に影響が小さいことが把握できた。

一方、透明性のあるプラスチック製型枠や樹脂型枠については、レーザーが透過する傾向があるために本来対象物が存在する位置に点群データが取得できず、計測差が大きく生じた。

また、研磨したステンレス材のように鏡のような光沢がある素材はレーザーが乱反射してしまうため、点群データ自体が取得できない結果を示した。

以上より、現場計測時には計測対象物の材質が点群データの精度に影響を与える可能性があり、留意が必要であることを確認した。

(2) 実橋での点群データの精度検証および計測方法の検討

システム開発にあたり現場環境下での計測方法を検討するため、張出架設工法を用いた箱桁断面を有する橋梁上部工の現場において計測を試み、三次元点群データの精度検証を行った。目標とする三次元座標の精度は、3D レーザースキャナーの計測精度 1~2mm と合成精度 2mm, および常時微動などの 1mm を含め、対象物の長さ 15m 程度で 5mm 以内とした。

3D レーザースキャナーの設置方法を図-4に示す。3D レーザースキャナーを移動作業車内の型枠と前方足場の間に設置し、計測ポイント①~④に移動させて4つの点群データを取得した。4箇所取得した三次元点群データの合成には、基準球を用いた。三次元点群データの合成に必要な基準球の配置方法や 3D レーザースキャナーの設置位置、および機械の設置姿勢について精度検証をするとともに、求める精度を確保するための分解能や三次元点群データの取得時間とを組み合わせた最適な

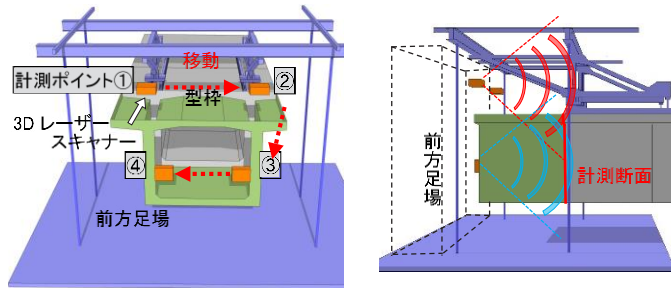


図-4 レーザースキャナー配置図

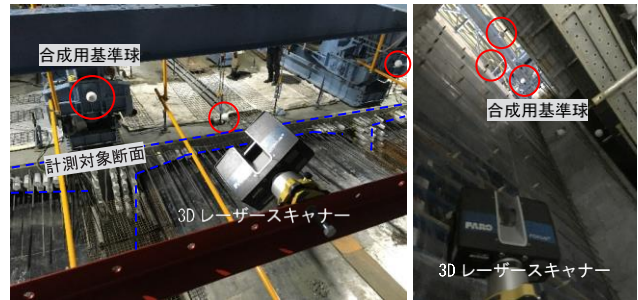


図-5 基準球設置状況および機械の設置姿勢

計測設定の検討を行った(図-5)。本検証は複数の実施現場で行い、各現場によって異なる計測環境に適応可能となる計測方法と精度の検証を行った。その結果、取得した三次元点群データの精度は目標値以内に収まる結果を得ることを確認した。

4. 構造物の出来形自動検測システムについて

実橋において取得した精度の良い三次元点群データをもとに、データの解析作業が技術者のスキルに依存することなく効率的かつ精度よく結果を得るため、合成から寸法計測まで自動化された、本システムの開発を行った。

本システムの具体的な自動処理工程は以下のとおりである。

- ① 3Dスキャナーで計測した複数の点群データを点群処理ソフトに取り込む
- ② 基準球を認識して点群データ同士を合成する
- ③ 計測時に予め配置するチェッカーボードターゲットを点群データ内で認識し、検出したい位置・方向を特定する
- ④ 点群データから検出したい断面の輪郭を抽出する
- ⑤ 抽出した輪郭から部材の寸法値を算出する
- ⑥ 寸法値を帳票に出力する

これら一連の処理工程はすべて自動化されており、ソフトにデータを取り込んだ後、実行ボタンを押すだけで結果を得ることができる(図-6)。

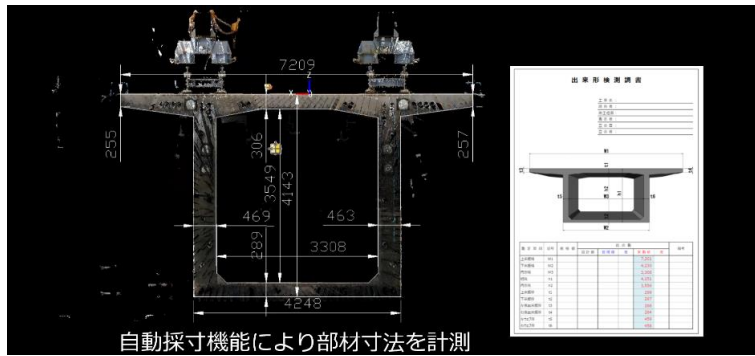


図-6 検測処理イメージ

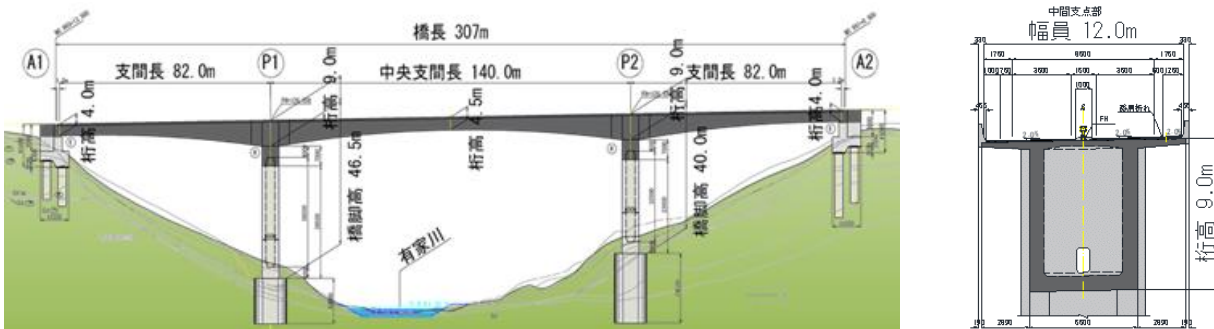


図-7 構造一般図

5. 国土交通省直轄工事における試行業務

実橋における計測を通して精度検証および開発が行われた本システムは、国土交通省が公募した「建設現場の生産性を飛躍的に向上するための革新的技術の導入・活用に関するプロジェクト」に採用され、一般国道45号三陸沿岸道路の有家川橋上部工工事において試行業務として導入された(図-7)。

この現場での計測条件における課題は、使用していた型枠が透明型枠であった点と、桁高が9mと高く、箱桁内に設置された施工用の足場が計測の障害物となり、3Dレーザースキャナーによる計測方法の工夫が必要であった点である。

透明型枠に対しては、レーザーの反射性が高い白地の壁紙を透明型枠に貼付ける対策をして計測を行うことで、三次元点群データを取得することができた。

計測方法については、桁高の中央付近での計測を左右1回ずつ増やすことで、必要な桁内の点群データを取得した(図-8)。今回計測回数を増やしたことで合成精度が落ちることは無く、求める精度を満足することができた。また、距離の離れた基準球を精度良く認識するためには、分解能を上げて点群の密度を高める必要があることが分かった。

一方で、計測中の風雨による水たまりには照射した

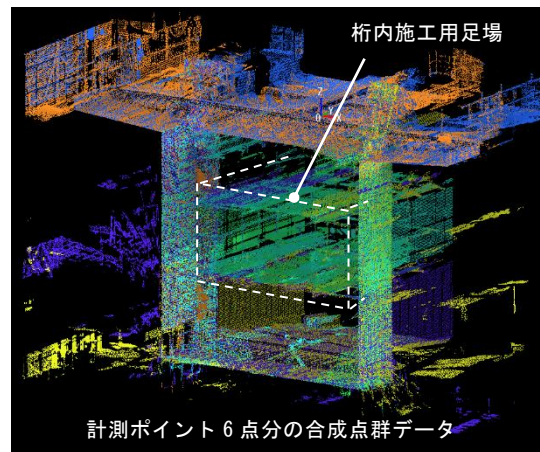


図-8 取得した点群データ

検査業務に要する施工管理者の延べ拘束時間 (橋梁1断面当り)

従来作業 (手動計測)	計測	計測	検査	検査	写真	写真	帳票	45分
	5分/人	5分/人	5分/人	5分/人	10分/人	10分/人	5分/人	
開発技術 (全自動計測)	スキャナー 設置・起動 10分/人		ターゲット設置 10分/人	撤去 5分/人	25分			生産性向上 約2倍
	←							
	←							

図-9 期待される効果

レーザーが反射されず、点群データが欠落する現象が確認された。そのため、今後の計測では雨による計測対象物の変化には留意すべきであることが分かった。

今回の計測では、部材寸法が15m程度のもので計測誤差が概ね3mm、最大5mmであり、本システムは従来計測手法と同等以上の精度を有することが確認された。

6. 本システムの期待される効果と今後の展望

本検測システムは将来的には計測機の自動搬送装置を開発することで計測を全自動化し、生産性の飛躍的な向上を目指している（図-9）。

また、本システムは張出し施工時の橋梁構造物を中心に開発を行ったが、それに限定することなく、コンクリート工場製品等の出来形計測や既存構造物の3D図面化へ

も適用可能であると考えられる。

さらに、本システムにより取得したデータは3次元As Builtデータとして事業者を引き継ぐことにより、維持管理の基礎資料としての展開も可能になると考えられる。

謝辞：本研究は国土交通省「建設現場の生産性を飛躍的に向上するための革新的技術の導入・活用に関するプロジェクト」の助成を受けたものである。

本システムの開発には施工中の現場における実験的検証が不可欠であり、発注者をはじめとした皆様、そのほか関係者各位の多大なご理解とご協力を賜り開発に至ることができた。本システムの開発にあたり、ご指導・ご支援を頂いたすべての皆様に感謝の意を表します。

固定装置を用いないモアレカメラによるコンクリート橋の 経年変化検知に関する基礎検討

Feasibility Study on Aging Detection of Concrete Bridge by Moire Camera Without Fixing Device

環境・リニューアル技術部 玉置 一清 KAZUKIYO TAMAKI

環境・リニューアル技術部 湯浅 香織 KAORI YUASA

建設情報技術部 掛橋 孝夫 TAKAO KAKEHASHI

写真から微小変形を検知可能なモアレ法は、写真撮影位置が不動である必要があるため、長期にわたる経年変化の点検には実用的ではない。本研究は、カメラの都度設置を想定し、撮影位置が若干異なる場合においても、モアレ法により、ひび割れ幅の微小変化が検出可能かを検証したものである。検証の結果、0.1mm程度のひび割れ幅変化を検知するには、撮影距離20m程度以内の場合、半径1m以内のカメラ位置の移動であれば、簡易な補正手法で、カメラ固定と同等の精度を有することがわかった。

キーワード：定期点検、画像解析、モアレ法、ひび割れ幅変化

The moire method, which can detect minute deformations from photographs, is not practical for long-term inspection over time, because it is necessary for the photographing position to be immobile. In this study, it was assumed that the inspection camera should be reinstalled in each inspection, and was verified whether the minute deformations of the crack width can be detected by the moire method under the shooting position of slightly different. As a result of that verification, if the difference of the camera position is within a radius of 1 m, crack width change of about 0.1 mm can be detected as the same accuracy as fixing the camera, under the condition of the shooting distance of less than about 20 m and by using the simple correction method.

Key Words: Regular inspection, Image analysis, Moire method, Crack width change

1. はじめに

5年に1回の定期点検の合理化を図ることを目的に、2019年2月、道路橋定期点検要領の見直しが行われた。その方策の一つとして、人が肉眼により部材の変状等の状態を把握し評価が行える距離まで近接して目視を行う、いわゆる近接目視を基本とする方針に変更はないが、その補完または代替手段として、近接目視と同等の診断を行うことができると判断した方法も活用することができるよう改訂された¹⁾。これを受け、ドローンや長尺ポール等に高性能カメラを搭載し、カメラを構造物に近接させることで、ひび割れ等の損傷を検出する技術等が続々と開発されている²⁾。構造上や周辺環境等の制約により、橋梁点検車や高所作業車が使用できない場合や、人の立入が困難な狭隘部の点検等、従来の近接目視点検が困難な

箇所での使用に対しては、大いに期待されている。しかし、これらの機器は高価であったり、運用に特殊技術が必要であったりするため、近接目視点検が可能な箇所への使用は、ニーズが高まっていないのが実情である。本研究は、定期点検の効率化、コスト削減を目的とし、定期点検の主要な項目の一つであるひび割れ幅の変化の有無を、近接することなく、また特殊な機器も使用せずに、一般的な市販カメラで撮影した遠景写真から画像解析により検知する手法について検討を行ったものである。

2. 画像解析によるひび割れ幅測定手法

(1) 現状と課題

定期点検により検知が求められているひび割れ幅は、RC構造物では0.2mm以上、PC構造物の場合は0.1mm以

上となる。これらのひび割れを画像から検知するためには、0.1mm/pixel以下の高解像度の画像が必要であり、2400万画素のカメラを使っても、600mm×400mm程度の拡大写真を取得する必要がある。1pixel単位の色要素を解析するサブピクセル法を用いることで、0.2~0.3mm/pixelの画像から、0.1mm程度のひび割れを検知する技術も開発されているが、その場合も1m²/枚程度の拡大写真が必要である。拡大写真は、望遠レンズを用いることで遠方からでも取得可能であるが、風等により微小な振動があると焦点を完全に合わせることが難しい等、撮影条件がシビアとなる課題があった。このため、ドローン等にカメラを搭載し、2~3mに近接させて撮影する方法が現実的となっている。また、拡大写真であるため、従来、人が近接して記録していた場合と同様、損傷図の作成には画像毎に位置情報を持たせる必要があるが、位置情報取得技術が大きな課題となり、撮影装置が複雑化、高額化してしまうケースも多い。

(2) モアレカメラの概要と経年変化検知への課題

低解像度の画像、例えば遠景写真から、微細な変状を検出する手法の一つとしてモアレ法が注目されている³⁾。

モアレ(干渉縞)法とは、**図-1**に示す等間隔の格子模様を対象構造物に設置し、設置直後に取得した初期画像と、変形後に取得した画像を重ね合わせることで発生するモアレ縞が、実際の移動量より拡大して表示されることを利用した変位測定手法である。その精度は、設置する格子サイズ(**図-2**参照)の1/100程度であり、理論上、解析が可能となる画像の最大解像度は、格子サイズの1/4以下である。**表-1**に、格子サイズと、変位検知精度および1枚の画像の撮影範囲の例を示す。

格子は、撮影範囲すべてに設置する必要はなく、変位情報を得たい領域ごとに設置することができる。変位情報は、格子領域の画像ピクセル単位で得ることができ、面的にXY方向の変位が検知可能となる。本手法は、ひび割れ幅の絶対量を得るものではなく、格子設置時からの変化量を測定する技術である。このため、すでにひび割れが発生している箇所に適用する場合は、格子設置時に、ひび割れ幅の絶対量を別途、測定、記録しておく必要がある。本手法により、0.1mm精度のひび割れ幅変化を検知するのであれば、格子10mmサイズで、15m程度の範囲を一度に撮影できるため、撮影画像から、ひび割れ位置の特定は比較的容易になるものとする。

本手法はカメラを固定していることが条件であるが、長年にわたって屋外現場にカメラを固定設置することは困難であり、これを実現するには、設備投資面からも実用的ではない。

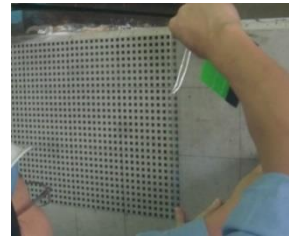


図-1 モアレ法による格子設置状況

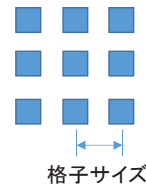


図-2 格子サイズの定義

表-1 格子サイズと必要解像度および撮影範囲の関係

格子サイズ	精度	解析可能な 限界解像度	2400万画素カメラを 使用した場合の 最大撮影範囲
mm	mm	mm/pixel	
10	0.1	2.5	15m×10m
20	0.2	5	30m×20m
50	0.5	12.5	75m×50m
100	1	25	150m×100m

3. ひび割れ幅変化検知に関する基礎実験

(1) 実験概要

カメラを現場に固定することなく、都度現場に持参して遠方から撮影することで、微細なひび割れ幅変化が検知可能かを検証する。ただし、初期画像撮影の際のカメラ位置を記録または現場にマーキングすることで、毎回、半径1m程度以内の範囲には設置できるものと想定した。格子画像は正面から撮影することが望ましいが、実構造物を対象とする場合、その環境によっては正面からの撮影が困難であり、斜めからの撮影となる場合がある。これらを考慮し、**図-3**に示す4つのケースを想定した。

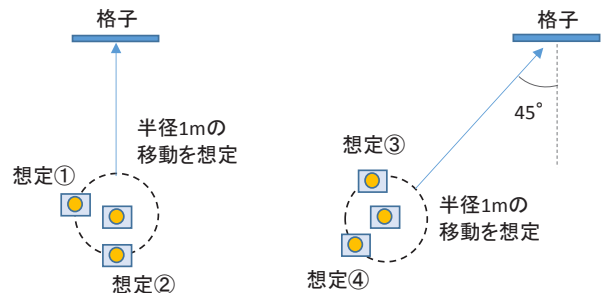


図-3 カメラ撮影位置の移動範囲の想定

本実験では、微小なひび割れ幅の変化を正確に再現するため、格子をモニター画面に表示し、中央にひび割れが生じたことを、右半分の格子を1ドット単位(0.18mm)でずらしていく方法で模擬した(**図-4**)。なお、紙に印刷した

格子とモニターに表示した格子では、解析結果に相違がないことを事前に確認している。使用したカメラ仕様を表-2に示す。実験は、基本的に屋外において実施した。実験状況を図-5に示す。

表-3に、実験ケースを示す。case1~3は、撮影距離をパラメータとし、レンズ焦点距離および記録画素数を変化させて、画像の解像度をモアレ法の設定限界値の約1/2に固定したものである。case4,5は、モアレ法の基本的な精度検証用に、解像度を極端に変化させたものである。斜め45度の位置にカメラを設置したcase6のみは、設備等の都合により室内実験とした。

(2) カメラ固定によるひび割れ幅変化の検知精度検証

カメラを固定した標準的なモアレ法によるひび割れ幅変化検知精度の結果を示す。格子領域のうち、ひび割れを想定した中心部を跨ぐ横 224mm×縦 112mm の領域を解析対象とすることで、200×100ピクセル分、2万点の変位情報が得られる(図-6参照)。図-7に、右半分を0.18mm変位させた際の水平方向変位分布(200点)を、縦方向ピクセル(100点)の本数分重ねた全データを示す。距離を変化させたcase1から3は、同一解像度としているため基本的に同じ画像のはずであるが、距離が長くなるにつれ、解析値のばらつきが大きくなる傾向となった。距離20mまでであれば、おおよそ0.2mm程度の変化を判別することができるが、距離40mの解析値からは読み取ることができない。また、解像度を解析可能限界値まで大きくしたcase5も、ばらつきが大きく、0.2mmの変化を読み取ることが困難である。次に、領域の縦方向ピクセルのばらつきの平均値を算出した水平方向変位分布を図-8に示す。あわせて、変位量を0.18~1.05mmまで変化させたケースも示している。実線は、変化量の設定値である。平均値をとることで、ひび割れ幅の変化は、より明確になるが、距離が増大するにつれ、水平変位一定区間(ひび割れが無い区間)にも0.1~0.2mm程度の揺らぎが生じていることがわかる。これは、大気の揺らぎの影響を受けているものと推

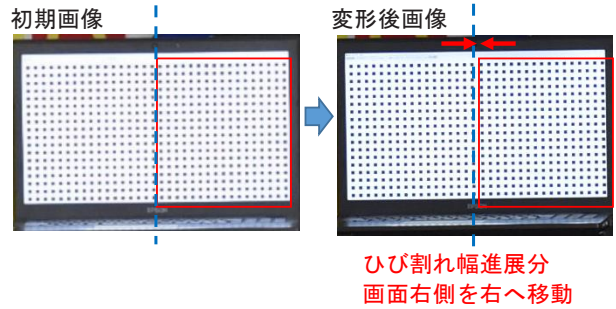


図-4 モニターに表示した格子

表-2 検証に使用したカメラの仕様

機種	Nikon D5600
型式	レンズ交換式一眼レフレックスタイプデジタルカメラ
有効画素数	2416万画素
撮影素子	23.5×15.6mmサイズCMOSセンサー

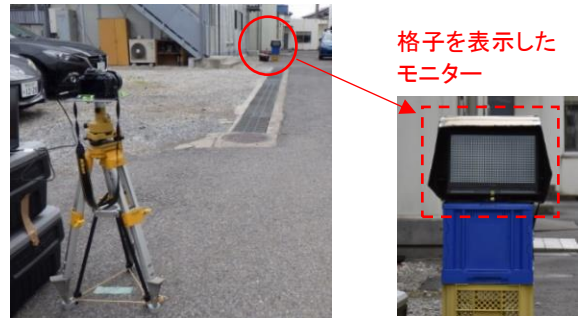


図-5 検証実験状況

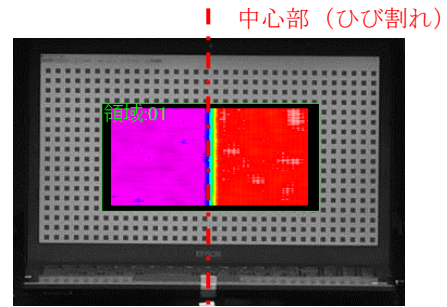


図-6 解析領域と解析結果カウンター図

表-3 実験ケース

			正面					45度
			case1	case2	case3	case4	case5	case6
カメラ移動			想定①②	-	想定①②	-	-	想定③④
撮影条件	環境		屋外					室内
	距離	m	10	20	40	10	20	10
モアレ格子	格子サイズ	mm	10					
カメラ設定	焦点距離	mm	70	140	140	70	70	70
	記録画素数	万画素	598	598	2400	2400	598	598
画像	解像度	mm/pixel	1.12	1.12	1.12	0.56	2.24	1.12
	1格子あたりのピクセル数	pixel	8.9	8.9	8.9	17.9	4.5	8.9

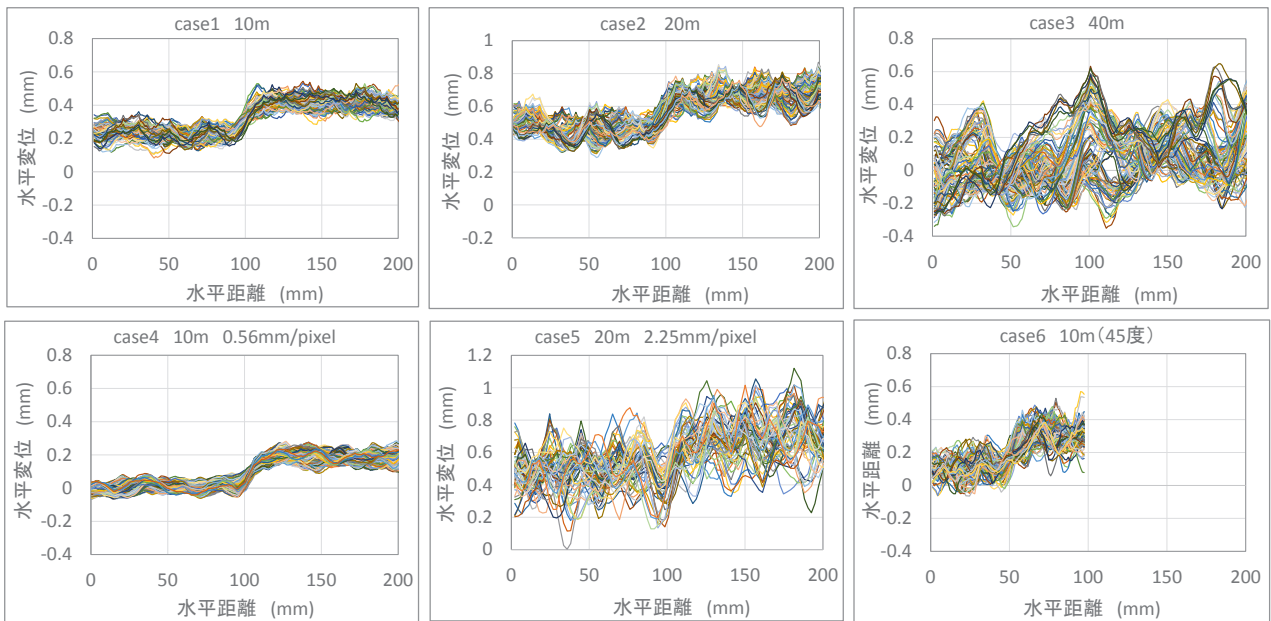


図-7 解析領域内の水平方向変位分布

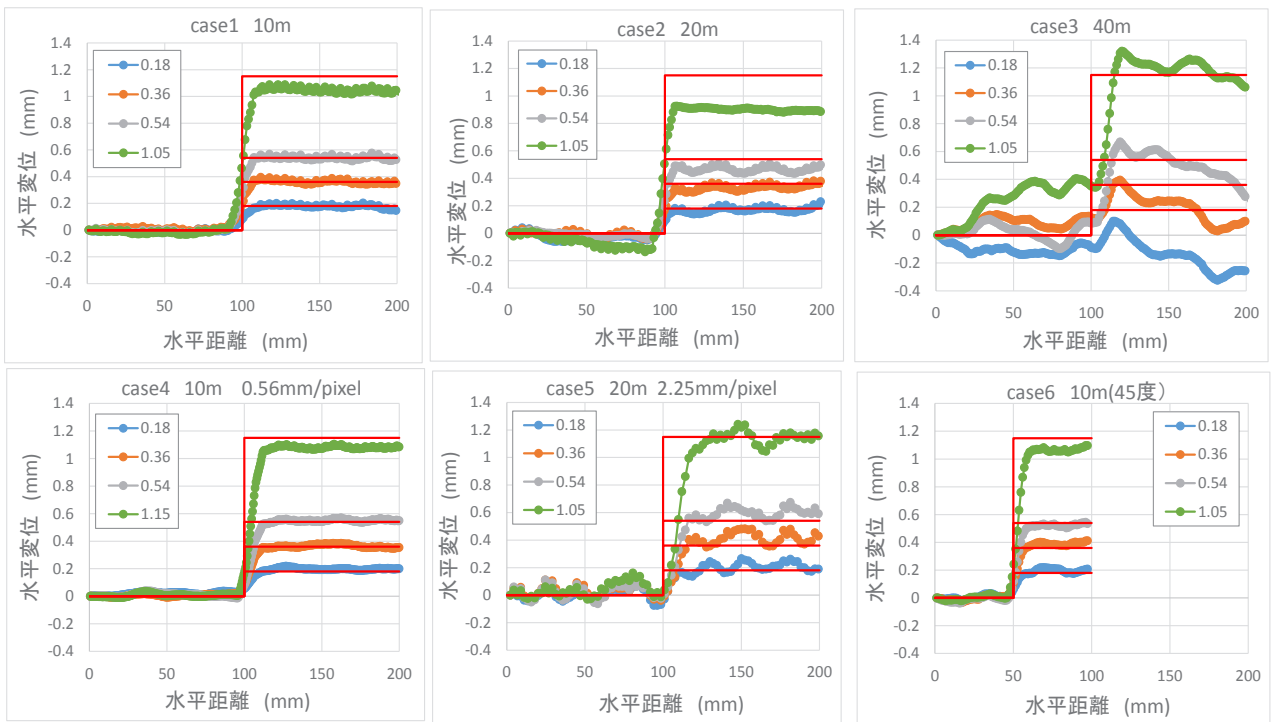


図-8 水平方向変位の平均値分布

測される。距離 10m ではほとんど揺らぎがなく、距離 20m までの揺らぎならば、0.1~0.2mm 程度の変位量を十分に読み取ることができるが、撮影距離が 40m になると、0.2mm 以下の変化量を検知するのは難しくなる。

次に、case5 より、解像度の設定を解析可能限界値まで大きくした場合も、揺らぎの影響が大きくなり、平均値をとることで 0.2mm 程度以上の変化ならば読み取り可能であるが、0.1mm の変化を検知するのは困難である。逆に、最も高解像度である case4 は、case1 とほぼ差異はなかった。

斜めから撮影した case6 は、正面から撮影した場合に比べ、若干ばらつきが大きくなるが、平均値をとることで、精度はほぼ同等となった。

図-8 のグラフから、揺らぎとは異なる大きな変化があった個所をひび割れ幅変化と特定し、その前後の相対差分を読み取った値と、モニター設定値の比較を図-9 に示す。撮影距離 20m 以内であれば、0.1~0.2mm 程度の微小ひび割れ検知が十分に可能であるものと考えられる。撮影距離が 40m 程度になる場合、検知可能なひび割れ幅変化量は 0.4mm 以上となり、±0.1mm 程度の誤差が生じる。

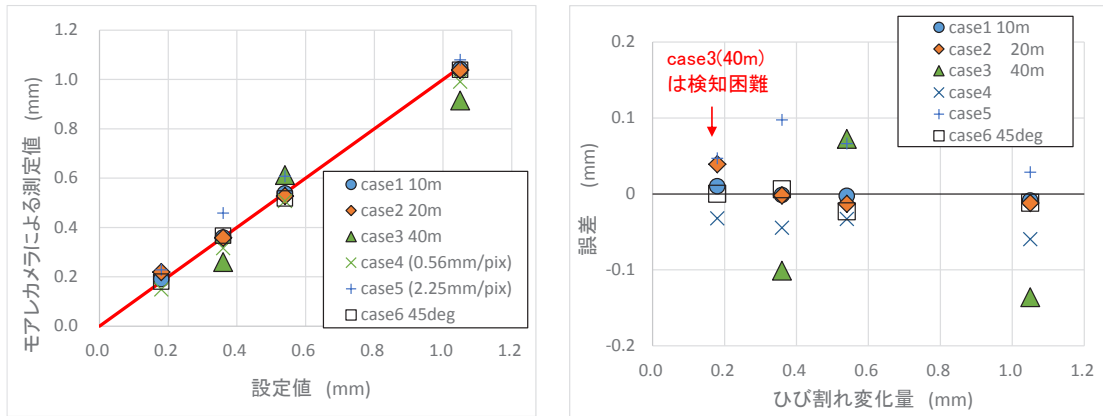


図-9 ひび割れ幅変化検知の精度 (カメラ撮影位置固定)

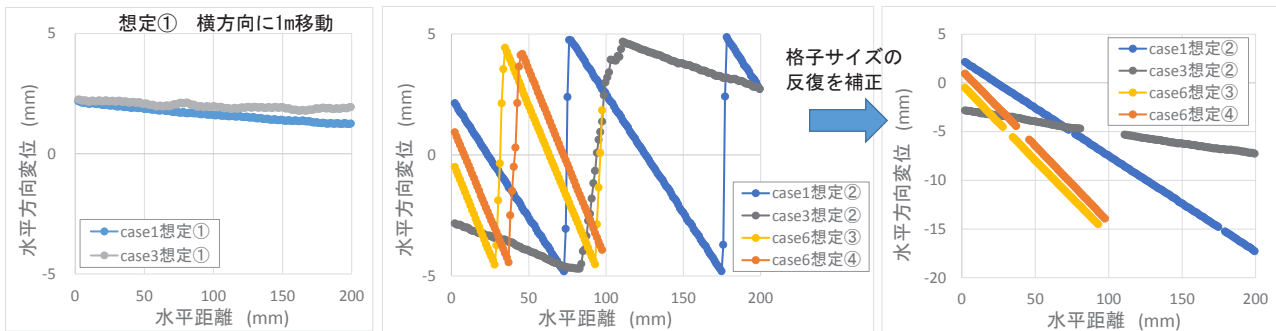


図-10 見かけ上の水平方向変位の平均値分布 (カメラ撮影位置移動)

(3) カメラ移動により生じる見かけ上の変位

本手法では、カメラの撮影位置が変化すると、画像の大きさが変化し、見かけ上、大変形が生じたものと認識される。

図-10に、図-3に示す想定で撮影位置を移動し取得した2枚の格子画像を解析した、見かけ上の水平方向変位分布を示す。カメラ移動により、画像中の格子範囲が初期画像の格子範囲から大きく外れてしまった場合、それぞれの画像から格子領域のみをトリミング加工(図-11)することで解析は可能となる。たとえば、撮影距離が10mから11mに変化するcase1 想定②では、撮影範囲は1.1倍となり、格子領域は、見かけ上、 $1/1.1=0.91$ 倍に縮小する。この場合、横幅224mmの領域は20mm縮小したと認識される。モアレ法では、格子サイズ(本実験では10mm)以上の変位が生じた場合、変位が元に戻ったものと認識され、変位分布は反転を繰り返す。反転位置を特定し、格子サイズ分を累加することで連続した変位分布とすることができる。補正した図-10右より、格子領域内に変化がなければ、カメラ移動による変位はほぼ単純な直線変化となる。



図-11 画像トリミングによる位置あわせ

合の変位解析結果を図-12に示す。前項で示したように、カメラ移動に伴い、変位は全体に一定勾配を示すが、ひび割れ幅変化位置には特異勾配が生じる。0.5mm程度の変化があれば、この特異勾配を確実に検出することができるが、0.1mm程度の微小変化の場合、この特異勾配を検出することは難しい。しかし、一定勾配領域、つまり、格子領域のうち、ひび割れが生じていない範囲の勾配を検出し、これをシフト補正することで、カメラ固定で撮影した場合と、ほぼ同じグラフを得ることができる。この簡単な補正方法により、0.1~0.2mm程度のひび割れ幅変化を検知できる可能性がある。なお、解析生値は、風の影響により、全体的な変位が上下にばらついているため、勾配補正をする際に、領域の左端がゼロとなるよう、補正している。このように、風の影響を受けると全体変位はばらつくが、領域内の変位分布は安定しており、局所的なひび割れ幅検知には特に影響ないものとする。

図-13に、図-3の想定内のカメラ移動を伴ったモアレ

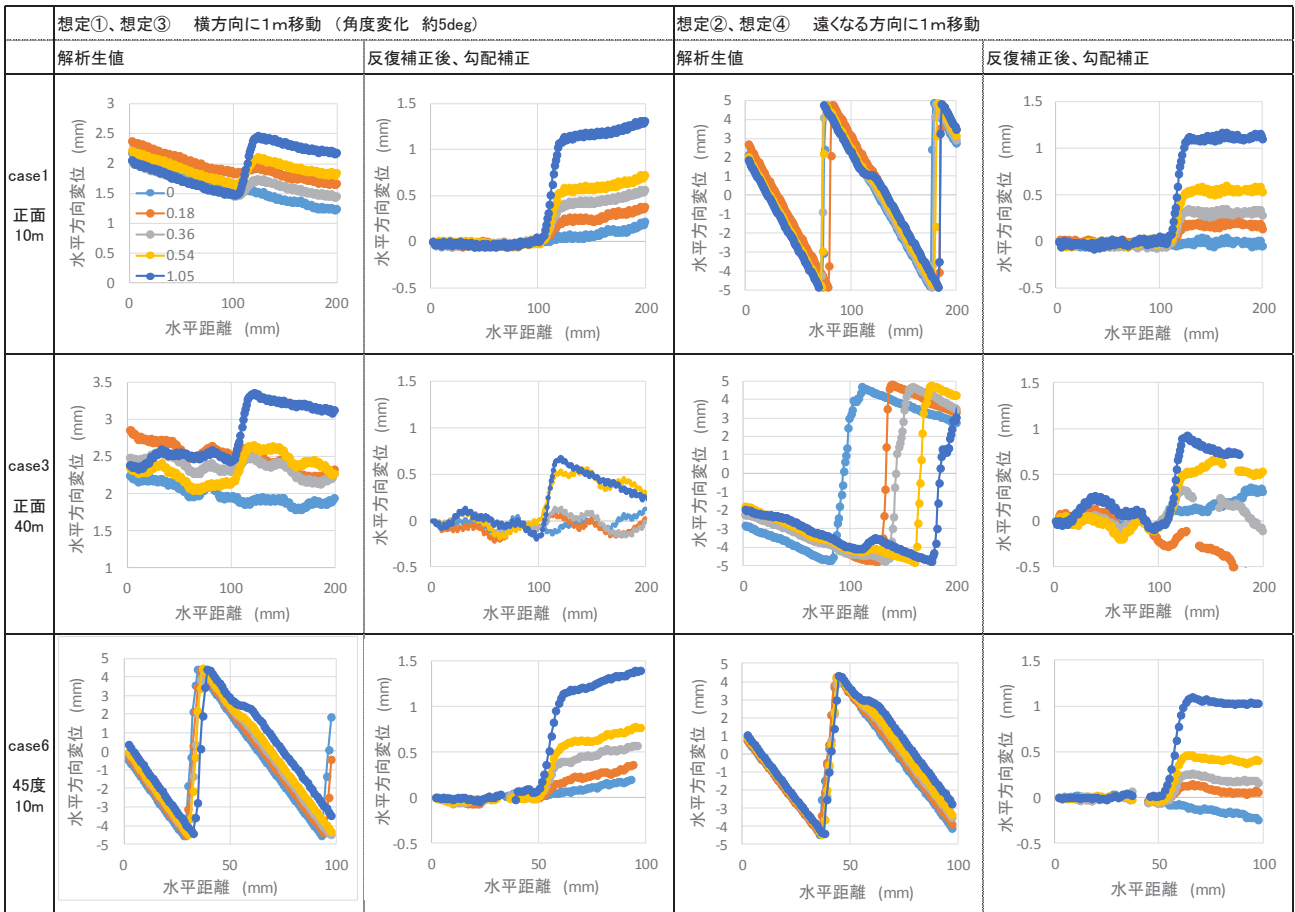


図-12 水平方向変位の平均値分布 (カメラ撮影位置移動)

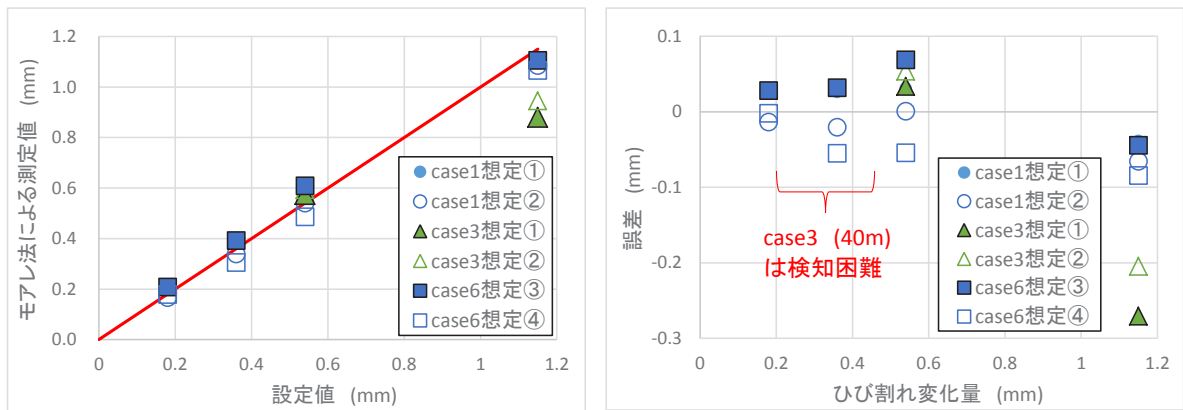


図-13 ひび割れ幅変化検知の精度 (カメラ撮影位置移動)

法により測定した、ひび割れ幅変化量およびその精度を示す。斜め45度から撮影した case 6 では、カメラ移動による見かけ上の変位が大きく、若干、精度は悪化しているが、本検討の範囲では、 $\pm 0.1\text{mm}$ の範囲内であり、十分な精度は確保できているものと考えられる。

4. まとめ

カメラを固定して撮影する標準的なモアレ法による基本精度の検証において、以下の知見が得られた。

- (1)本検証の範囲では、モアレ法により 0.1mm 程度のひび割れ幅変化を検知するためには、対象構造物に格子サイズ 10mm のマーカ領域を設置し、撮影距離を 20m 程度以内、解像度を、 $1\text{mm}/\text{pixel}$ 程度とすれば、定期点検における要求精度は得られる。逆に、これ以上の高解像度としても、ほとんど精度は向上しない。
- (2)撮影距離が 40m の場合、大気の影響と推測される揺らぎが顕著となるため、検知可能なひび割れ幅変化量は 0.4mm 以上となり、 $\pm 0.1\text{mm}$ 程度の誤差が生じる。

- (3)撮影場所は、必ずしも正面とする必要はなく、斜め方向からでも十分に精度は確保できるものと考えられる。
- (4)局所的なひび割れ幅変化検知では、風の振動は特に結果に影響しないと考えられる。

実際の定期点検実務で想定される、カメラを都度持参し、カメラ撮影位置が若干異なる場合の検証において、以下の知見が得られた。

- (1)格子領域内の、ひび割れが生じていない範囲における一定勾配変位をシフト補正する簡易な方法で、カメラを固定した場合と、ほぼ同じ解析結果を得ることができ、0.1～0.2mmのひび割れ幅変化検知に対し、十分な精度が得られるものと推定される。
- (2)今回の検証は、ひび割れ幅の変化を同一日で行ったものであり、季節による気温変動や、日照が変化した

場合の影響について、今後、検証をすすめていく。

謝辞:本実験を実施するにあたり、株式会社共和電業の関係者様各位に多大なるご協力、ご助言を頂いた。ここに記して深甚な謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省 道路局：道路橋定期点検要領，平成 31 年 2 月
- 2) 六郷恵哲，羽田野英明：ロボット技術による橋梁定期点検の効率化・高度化と交通規制の大幅短縮，建設マネジメント技術，2018.8
- 3) 藤垣元治，村田頼信，栗林健一，武内宣夫，前田芳巳，津田仁，榎谷明大，森本吉春：位相解析手法を用いたインフラ構造物用画像計測システムの研究開発，NEDO インフラ維持管理技術シンポジウム，2018.10

社外発表論文一覧

2018年度(2018/04/01~2019/3/31)

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	実橋床版の打継ぎ目を有する増厚補強工の数値解析	三上浩 藤田広志 井之上賢一 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック ファイベックス 井沢設計 大阪工業大学名誉教授	構造工学シンポジウム 構造工学論文集Vol.64A	2018/4/21
2	2種類のRC梁下面埋設FRPロッドの耐衝撃性向上効果に関する実験的研究	岸徳光 小室雅人, 栗橋祐介 三上浩 船木隆史	釧路工業高等専門学校 室蘭工業大学 当社 室蘭工業大学	構造工学シンポジウム 構造工学論文集Vol.64A	2018/4/21
3	STRENGTH DESIGN OF CEMENT-TREATED PILES SUBJECTED TO LATERAL FLOW OF LIQUEFIED GROUND	高橋英紀, 森川嘉之 津田和夏希 淵山美伶, 高橋直樹 東畑郁生	港湾空港技術研究所 当社 当社 関東学院大学	International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement (Roma,Italy)	2018/6/6
4	Controlling dynamic fracture and structural disintegration	Shintaro Sakaguchi Koji Uenishi Hiroshi Yamachi Junichiro Nakamori	東京大学(現日産自動車) 東京大学 当社 当社	Proc. of the first international conference on tehoritical, applied and experimental mechanics (キプロス)	2018/6/18
5	早強ポルトランドセメントを用いたモルタルの物質透過性に与える短繊維および水セメント比の影響	佐々木亘, 恩田陽介 梶真一, 谷口秀明	当社 当社	コンクリート工学年次論文集 第40巻(2018)	2018/7/4
6	鉄筋と短繊維補強コンクリートのひび割れ特性に関する基礎的検討	竹山忠臣, 佐々木亘 篠崎裕生 内田裕市	当社 当社 岐阜大学	コンクリート工学年次論文集 第40巻(2018)	2018/7/4
7	CFRPシート/ロッドを用いて曲げ補強したRC梁の静的および衝撃荷重実験	岸徳光 栗橋祐介, 船木隆史 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 第40巻(2018)	2018/7/4
8	Controlled fracture of brittle material baseds on wave dynamics	Koji Uenishi S.Sakaguchi, N.Shigeno H.Yamachi, J.Nakamori	東京大学 東京大学 当社	Proceedings of 22nd European Conference on Fracture (Belgrade, Serbia)	2018/8/26
9	STUDY ON CABLE DESIGN METHOD OF AN EXTRADOSED AND SUSPENSION HYBRID BRIDGE WITH 800M SPAN	Hiroyuki Uchibori Akio Kasuga Salpisoth Heng	当社 当社 当社	The International federation for Structural Concrete 5th International fib Congress 2018(メルボルン)	2018/10/8
10	Experimental Study on Fatigue Durability of Ultra High Durable Slab	Masato Fukuda Kenichiro Ashizuka Takeshi Karino Akio Kasuga	西日本高速道路 西日本高速道路 当社 当社	The International federation for Structural Concrete 5th International fib Congress 2018(メルボルン)	2018/10/8
11	Study on the design of an extradosed and suspension hybrid bridge with 800m span of butterfly web girder	Salpisoth Heng Akio Kasuga Hiroyuki Uchibori	当社 当社 当社	2nd CCES-JSCE JOINT SYMPOSIUM OF CIVIL ENGINEERING	2018/10/24
12	コンクリート中鋼材を間欠通電によって電気防食した場合の腐食環境と防食効果に関する実験的検討	阿部健, 山本悟 佐々木亘 三村典正 峰松敏和	日本防蝕工業 当社 ショーボンド建設 住友大阪セメント	(日本材料学会)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	2018/10/25
13	橋梁桁端狭隙部を対象とした電気防食工法の開発	佐々木亘, 清水宏一朗 藤原保久 山本誠, 峰松敏和	当社 当社 住友大阪セメント	(日本材料学会)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	2018/10/25
14	重交通下における既設PC単純桁の動的挙動に関する一考察	玉置一清, 湯浅香織 森川英典, 殿井杏梨 高橋篤志	当社 神戸大学 兵庫県庁	(日本材料学会)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	2018/10/25
15	シート補強工法における補強効果と再補強工による余寿命の比較	三上浩 藤田広志 井之上賢一 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック ファイベックス 井沢設計 大阪工業大学 名誉教授	(土木学会)第10回道路橋床版シンポジウム論文報告集	2018/11/1
16	間隔をあけた細幅のアラムド繊維シートにより補強された梁のせん断耐力試験	清水宏一朗, 野並優二 近藤真一 睦好宏史	当社 ファイベックス 埼玉大学	第27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	2018/11/7
17	建設後28年が経過したアラムドFRP緊張材プレテンション桁の曲げ性状	三加崇, 野並優二 臺哲義, 浅井洋	当社 当社	第27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	2018/11/7
18	セルロースナノファイバーを混入したコンクリートの基礎的特性	佐々木亘, 谷口秀明 佐々木寛人, 大川淳也	当社 大王製紙	第27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	2018/11/7
19	混和材を用いたコンクリートのフレッシュ性状経時変化への化学混和剤の影響	恩田陽介, 臺哲義 佐々木亘, 谷口秀明	当社 当社	第27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	2018/11/7
20	早強フライアッシュコンクリートの養生条件が耐久性に及ぼす影響	梶真一, 樋口正典 臺哲義	当社 当社	第27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	2018/11/7
21	横川高架橋(A1~P5間)の施工	北川祐至, 花井崇 浅井宏隆, 樋口正典	当社 当社	第27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	2018/11/7
22	拡張鉄筋を有するプレキャスト壁高欄の衝突性能と実用化	藤岡泰輔 ランコス チャミラ 内堀裕之, 永元直樹	当社 当社 当社	第27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	2018/11/7
23	橋梁点検ロボットカメラの利便性向上のための新たな機能	梅津健司, 藤原保久 玉置一清 丹野浩二	当社 当社 日立産業制御ソリューションズ	第27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	2018/11/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
24	鋼板孔に鉄筋を挿した簡易なずれ止めの耐力とずれ変位の実験的検討	野並優二, 篠崎裕生 中積健一	当社 当社	第27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	2018/11/7
25	鉄筋と短繊維補強コンクリートのひび割れ間隔に関する検討	竹山忠臣, 佐々木亘 磯部岳, 内田裕市	当社 岐阜大学	第27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	2018/11/7
26	超高耐久橋梁の実用化に向けた実証橋の建設	福田雅人, 芦塚憲一郎 藤岡泰輔, 三加崇	西日本高速道路 当社	第27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	2018/11/7
27	大桁高・長支間を有する波形鋼板ウェブ橋の実橋での挙動検証	高岡怜, 野並優二 大城壮司	当社 西日本高速道路	第27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	2018/11/7
28	簡易断熱試験による温度依存性を考慮した発熱速度推定に関する研究	臺哲義, 樋口正典 梶貢一 澤本武博	当社 当社 ものづくり大学	第27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	2018/11/7
29	斜張橋点検ロボットの開発に向けた基礎実験	塩崎正人, 浅井洋 車田茂美 河村圭	当社 テクノフラッシュ 山口大学大学院	第27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	2018/11/7
30	Evolution of bridge construction in Japan	A. Kasuga	当社	fib IWAMISSE 2018 Istanbul, Turkey (International Workshop on Advanced Materials and Innovative Systems in Structural Engineering)	2018/11/16
31	空気量調整剤の添加が超高強度コンクリート中の気泡の形状と寸法および流動性に与える影響	峯竜一郎, 松田拓	当社	コンクリート工学年次論文集第40巻(2018)	2018/7/4
32	架橋則に基づくDFRCC部材のせん断架橋性能の評価	大園友梨子 金久保利之	当社(筑波大学) 筑波大学	コンクリート工学年次論文集第40巻(2018)	2018/7/4
33	繊維せん断架橋特性に基づく鋼繊維補強PCa柱梁接合部のせん断強度評価	八十島章, 金久保利之 山田大 大園友梨子	筑波大学 鴻池組 当社(筑波大学)	コンクリート工学年次論文集第40巻(2018)	2018/7/4
34	Self-sufficiency-rate Prediction of Water Supplies Post Occurrence of Large-scale Earthquakes	K. Yagasaki T. Nishikawa	当社 工学院大学	2018 Symposium CIB W062 – Azores, Portugal	2018/8/26
35	材料施工部門－研究協議会 ICTによるコンクリートの生産革命「高生産プレキャスト工法の進化と海外展開の可能性」	菅谷和人, 高橋克行 Evdon Sicut	当社 当社	2018年度日本建築学会大会材料施工部門－研究協議会資料	2018/9/5
36	Modeling of Bridging Law for PVA Fiber-Reinforced Cementitious Composite Considering Fiber orientation	大園友梨子, 宮口大金久保利之	当社 筑波大学	Journal of Civil Engineering and Architecture Volume 12, Number 9, September 2018	2018/9
37	ULTRALOW SHRINKAGE AND HIGH STRENGTH CONCRETE WITHOUT PORTLAND CEMENT	Taku Matsuda Ryuichiro Mine Takafumi Noguchi Manabu Kanematsu	当社 当社 東京大学 東京理科大学	The International federation for Structural Concrete 5th International fib Congress 2018(メルボルン)	2018/10/8
38	冬期における脱型時期と養生シート材がコンクリートの中性化に与える影響	峯竜一郎, 横山徹 松井幸一郎, 臺哲義	当社 当社	第27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	2018/11/7
39	数値計算に基づくスプリンクラ設備の耐震性能評価 建築の非構造部材・建築設備の耐震補強と改修に関する研究 その3	矢ヶ崎啓介 西川豊宏	当社 工学院大学	日本建築学会技術報告集 Vol.25 No.59	2019/2/20

論文

1	流動する液状化層上の不飽和層からの土圧に関する遠心模型実験	高橋直樹, 津田和夏希 瀧山美鈴 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	第53回地盤工学研究発表会	2018/7/24
2	側方流動する液状化地盤中の杭式改良体に作用する地震慣性力の評価	津田和夏希, 高橋直樹 瀧山美鈴 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	第53回地盤工学研究発表会	2018/7/24
3	コンクリート床版における養生方法の違いが表面硬度および透気性に及ぼす影響	坂本大河, 澤本武博 樋口正典, 臺哲義 梶貢一	ものづくり大学 当社 当社	コンクリート構造物の非破壊検査シンポジウム論文集(Vol.6)	2818/8/2
4	コンクリートの養生方法および使用環境が柱部材の透気性に及ぼす影響	齋藤雅仁, 澤本武博 舌間孝一郎 樋口正典 篠崎徹	ものづくり大学 前橋工科大学 当社 ものづくり大学	コンクリート構造物の非破壊検査シンポジウム論文集(Vol.6)	2818/8/2
5	CFRPシートおよびロッドを用いて曲げ補強したRC梁の耐衝撃性に関する実験的検討	船木隆史 岸徳光, 栗橋祐介 小室雅人 三上浩	西松建設 室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
6	FRPロッド下面埋設曲げ補強RC梁に関する重錘落下衝撃実験	岸徳光, 小室雅人 栗橋祐介 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
7	流動する液状化層上の不飽和層からの土圧の評価	高橋直樹, 津田和夏希 瀧山美鈴 森川嘉之, 高橋英紀	当社 当社 港湾空港技術研究所	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
8	床版コンクリートの養生方法が耐久性に及ぼす影響	梶貢一, 臺哲義 樋口正典 澤本武博	当社 当社 ものづくり大学	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
9	コンクリート応力と衝撃弾性波速度との相関に関する実験的検討	篠崎裕生, 野並優二 立見栄治	当社 コスモブランニング	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
10	コンクリートの作用応力と超音波速度変化率に関する基礎的検討	森拓未, 大野健太郎 宇治公隆, 上野敦 篠崎裕生	首都大学東京 首都大学東京 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
11	混和材の置換率を高めた早強コンクリートの強度発現に関するモルタルを使った基礎的検討	恩田陽介, 佐々木亘 谷口秀明	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
12	熱流センサーを用いたコンクリートの簡易断熱試験	臺哲義, 樋口正典 梶真一 澤本武博	当社 当社 ものつくり大学	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
13	貧配合コンクリートの塩化物イオン拡散係数および中性化に与える短繊維の影響	佐々木亘, 恩田陽介 谷口秀明	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
14	凍結融解作用を受けた短繊維補強コンクリートの破壊じん性に与える短繊維の影響	谷口秀明 佐々木亘, 恩田陽介	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
15	鉄筋を併用した短繊維補強コンクリートのひび割れ特性に関する基礎的検討	竹山忠臣, 恩田陽介 佐々木亘, 篠崎裕生 内田裕市	当社 当社 岐阜大学	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
16	ICT盛土管理データと連動した盛土CIMの開発・適用事例	湖山美裕, 草竹真也 福田智之, 清水雄一	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
17	超高耐久橋梁(Dura-Bridge)の実証橋モニタリングと実用化への評価	福田雅人, 芦塚憲一郎 藤岡泰輔, 三加崇	西日本高速道路 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
18	支間長800mエクストラードズ吊橋を構成するケーブルシステム設計に関する研究	ヘンサルビソット 内堀裕之, 永元直樹 春日昭夫	当社 当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
19	鋼板孔と鉄筋からなるずれ止めのせん断耐力に関する実験的研究	野並優二, 篠崎裕生 中積健一	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
20	シート補強工法の補強効果に関する数値解析	三上浩 藤田広志 井之上賢一 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック ファイベックス 井沢設計 大阪工業大学名誉教授	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
21	トンネル覆工巻き厚レーザー計測の省力化に向けた機器開発	塩崎正人, 岡田隆一 車田茂美 加藤健一	当社 テクノフラッシュ ステラ精密	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.73th	2018/8/29
22	斜材ケーブル点検ロボットの実橋梁への適用	長谷川瑛士, 河村圭 塩崎正人	山口大学大学院 当社	第43回土木情報学シンポジウム	2018/9/27
23	生活に伴って下階に伝搬する衝撃音測定事例	松岡明彦 平光厚雄 藤橋克己 柳沼勝夫 岩本毅 山本耕三	戸田建設 国総研 前田建設工業 奥村組 当社 東洋建設	日本騒音制御工学会研究発表 会講演論文集 Vol.2018 春季	2018/4/17
24	TMDによる重量床衝撃音低減に関する検討	小林秀彰, 岩本毅 嶋田泰, 赤尾伸一 山岸邦彰	当社 当社 金沢工業大学	2018年8月度建築音響研究会	2018/8/10
25	低分子量セルロースエーテルのコンクリートへの適用性に関する基礎的研究～その6 モルタル粘度による影響～	坂本遼 山川勉, 小西秀和 小山明男, 星健太	当社 信越化学工業 明治大学	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
26	新規セルロースエーテルのコンクリートへの適用性に関する基礎的研究～その3 高吸水性樹脂添加コンクリートとの硬化性状の比較～	山川勉, 小西秀和 星健太, 小山明男 坂本遼	信越化学工業 明治大学大学院 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
27	新規セルロースエーテルのコンクリートへの適用性に関する基礎的研究～その4 高吸水性樹脂添加コンクリートとの耐久性の比較～	星健太, 小山明男 山川勉, 小西秀和 坂本遼	明治大学大学院 信越化学工業 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
28	鋼繊維のマトリクスからの拔出し挙動における配向角の影響に関する検討	越前沙紀, 金久保利之 大園友梨子	筑波大学 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
29	多大な繊維配向角を有する鋼繊維の単繊維引抜実験	大園友梨子 越前沙紀, 金久保利之	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
30	繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材のせん断耐力評価に関する研究	並木啓泰, 金久保利之 大園友梨子	筑波大学 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
31	セルロースナノファイバーコンクリートの基礎物性	佐々木亘, 恩田陽介 松田拓, 谷口秀明	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
32	高流動性コンクリートの材料分離抵抗性の評価に関する研究 (その7 フェーズ2 円筒貫入試験およびふるい分離試験)	金森誠治 唐沢智之 加藤淳司 金子樹 松田拓 三谷和裕, 清水峻	熊谷組 鉄建建設 飛鳥建設 長谷工コーポレーション 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
33	練上がり温度および加熱開始前の養生条件が超高強度コンクリートの強度発現に与える影響 その1 実験概要とシリーズIの試験結果	松田拓, 峯竜一郎 横山徹	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
34	練上がり温度および加熱開始前の養生条件が超高強度コンクリートの強度発現に与える影響 その2 シリーズIIの試験結果と考察	峯竜一郎, 松田拓 横山徹	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
35	フェロニッケルスラグ細骨材の自己養生効果と強度発現に関する基礎的研究	塩塚瑠子, 西尾悠平 松田拓 野口貴文 兼松学	東京理科大学 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
36	冬期における脱型時期および養生シート材の使用がコンクリートの中性化深さに与える影響	松井幸一郎, 横山徹 峯竜一郎, 松田拓	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
37	フィリピンの構造基準に関する基礎的研究—躯体の靱性を確保するための規定— その1 調査研究の背景、趣旨及び概要	樫府龍雄 石山祐二 北茂紀 池田周英 荒木美香 TARIRAH Shingirayi 松崎志津子 岡本隆之祐 韓永輝 古山由佳	国際協力機構 北海道大学名誉教授 北茂紀建築構造事務所 竹中工務店 佐藤淳構造設計事務所 佐藤淳構造設計事務所 都市計画・建築関連OVの会 山下設計 パシフィックコンサルタンツ 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
38	フィリピンの構造基準に関する基礎的研究—躯体の靱性を確保するための規定— その2 梁の仕様規定	松崎志津子 石山, 韓, 北, 池田, 橋府, 荒木, Shingirayi, 古山, 岡本	都市計画・建築関連OVの会 ※連名者所属はNo.37参照のこと	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
39	フィリピンの構造基準に関する基礎的研究—躯体の靱性を確保するための規定— その4 梁・床柱接合部の仕様規定	池田周英 橋府, 石山, 岡本, 北荒木, Shingirayi, 松崎古山, 韓	竹中工務店 ※連名者所属はNo.37参照のこと	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
40	フィリピンの構造基準に関する基礎的研究—躯体の靱性を確保するための規定— その5 耐震壁の靱性について	北茂紀 石山, 橋府, 池田, 荒木 Shingirayi, 松崎, 岡本韓, 古山	北茂紀建築構造事務所 ※連名者所属はNo.37参照のこと	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
41	フィリピンの構造基準に関する基礎的研究—躯体の靱性を確保するための規定— その6 ACI 314R-11の概要	橋府龍雄 韓, 石山, 松崎, 岡本池田, 北, Shingirayi, 荒木, 古山	国際協力機構 ※連名者所属はNo.37参照のこと	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
42	錫ブラグ入り積層ゴム支承を用いた超高層免震住宅の風応答性状に関する研究(その1) 建物概要と風応答解析	山谷裕介, 小田稔 作田美知子 木田英範, 齊木健司 野田博	当社 当社 免制震デバイス 近畿大学	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
43	錫ブラグ入り積層ゴム支承を用いた超高層免震住宅の風応答性状に関する研究(その2) 縮小試験体による風応答加振実験	齊木健司, 木田英範 小田稔, 山谷裕介 作田美知子 野田博	免制震デバイス 当社 当社 近畿大学	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
44	応答変位法による杭頭半固定杭の杭体応力に関するケーススタディ(その1:検討概要および応力分布)	田村玲 中沢楓太 宮澤憲一 郡司康浩 長嶋龍太郎 山田正毅	長谷工コーポレーション 東急建設 奥村組 西松建設 当社 東洋テクノ	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
45	強震観測記録に基づく水平・上下振動特性に及ぼす地盤の影響とその経時変化	川島学 永野正行 鹿嶋俊英	当社 東京理科大学 建築研究所	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
46	免震改修建物の地震応答性能指標の提案	白山貴志, 徳武茂隆 平田裕一, 原田浩之	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
47	鋼繊維補強コンクリートと平鋼で構成された張弦梁構造の曲げ載荷実験	江頭寛, 松田拓 峯竜一郎	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
48	脚部を半固定とするRC造柱の開発(その5) テーパー部を有する柱の各種構造性能に関する実験 実験概要	安藤敏史, 武居宗太郎 山田哲也, 小田稔 長嶋龍太郎 高橋治	東京理科大学 当社 当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
49	脚部を半固定とするRC造柱の開発(その6) テーパー部を有する柱の各種構造性能に関する実験 結果分析	武居宗太郎, 安藤敏史 山田哲也, 小田稔 田野健治 高橋治	東京理科大学 当社 当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
50	脚部を半固定とするRC造柱の開発(その7) テーパー部を有する柱の曲げ性能に関する解析モデルの検討	山田哲也, 小田稔 武居宗太郎, 安藤敏史 高橋治	当社 東京理科大学 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
51	中間階免震改修を想定した積層ゴム取付け部の加力実験(その1 実験概要)	鈴木亨, 原田浩之 徳武茂隆, 古山由佳 河井慶太	当社 当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
52	中間階免震改修を想定した積層ゴム取付け部の加力実験(その2 実験結果, 考察)	古山由佳, 徳武茂隆 鈴木亨, 佐藤希 白山貴志	当社 当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
53	プレテンション方式によるPCaPC梁を用いた架構の開発(その2) 径の大きい緊張材の定着実験	松永健太郎, 蛭田駿 新上浩	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
54	プレテンション方式によるPCaPC梁を用いた架構の開発(その3) 緊張材の定着長さおよびプレストレス有効率に関する一考察	蛭田駿, 新上浩 松永健太郎	当社 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
55	都心部での到来波信号に関する測定実験 その15 東京スカイツリー発信後の室内と屋上での安定到来波の電界強度差について	川瀬隆治 赤尾伸一 泉敬介 神徳徹雄, 鍛冶良作 大川慶直	東急建設 当社 関電工 産業技術総合研究所 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
56	事業継続計画策定を支援する建築の非構造部材・建築設備の地震リスクに関する研究 (その12) 超高層建築の給排水衛生設備の耐震性能について	矢ヶ崎啓介 西川豊宏, 大橋一正 渡辺荘児 田口茂敏 菅野晃平	当社 工学院大学 森ビル 墨田区役所 東電設計	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
57	事業継続計画策定を支援する建築の非構造部材・建築設備の地震リスクに関する研究 (その13) 水槽を有する超高層建築における地震時の水賦存量の予測	菅野晃平 西川豊宏, 大橋一正 渡辺荘児 田口茂敏 矢ヶ崎啓介	東電設計 工学院大学 森ビル 墨田区役所 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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
58	事業継続計画策定を支援する建築の非構造部材・建築設備の地震リスクに関する研究 (その14) 水槽を有する超高層建築における地震時の給水自給率について	田口茂敏 西川豊宏, 大橋一正 渡辺荘児 矢ヶ崎啓介 菅野晃平	墨田区役所 工学院大学 森ビル 当社 東電設計	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4
59	事業継続計画策定を支援する建築の非構造部材・建築設備の地震リスクに関する研究 (その15) 実使用量に基づく超高層建築の給水自給率予測と非常災害用井戸による対策事例	西川豊宏, 大橋一正 田口茂敏 矢ヶ崎啓介 菅野晃平	工学院大学 墨田区役所 当社 東電設計	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.2018 (CD-ROM)	2018/9/4

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
60	事業継続計画策定における建築設備の地震リスクに関する研究(第8報) 超高層建築における給水自給率について	矢ヶ崎啓介 西川豊宏, 大橋一正	当社 工学院大学	2018年空気調和・衛生工学会 大会 学術講演論文集	2018/9/12
61	オフィス環境の木質化による執務者への影響	恒次祐子, 皆川有子 小島千里, 紺野康彦 堀田修吾, 磯田信賢 山内活也 軽部正彦	東京大学 当社 住友林業 住友林業 森林総合研究所	第78回日本生理人類学会梗概 集	2018/10/27
62	強震観測記録に基づく免震建物の水平・上下振動特性と動的相互作用効果	川島学 永野正行, 北村春幸 井口道雄	当社 東京理科大学 東京理科大学	第15回日本地震工学シンポジ ウム(東北大学)	2018/12/6
63	座屈拘束部材を応力制限機構として用いた損傷制御型トラス梁の構造実験	石川裕貴, 吉敷祥一 巽信彦, 仲田章太郎 江頭寛, 原田浩之 川島学	東京工業大学 東京工業大学 当社 当社	日本建築学会関東支部2018年 度(第89回)研究発表会 研究 報告集CD-ROM	2019/3/6
64	新工法を用いたCLTパネル工法建物の実大施工実験	新藤健太, 軽部正彦 鈴木賢人, 宇京斉一郎 野田康信 田野健治, 岩野秀之 谷垣啓司	森林総合研究所 森林総合研究所 森林総合研究所 当社 当社	第69回日本木材学会大会 (ポスター発表)	2019/3/14
65	オフィス環境へのヒノキのにおい導入が執務者の疲労感及び気分状態に与える影響	島啓志, 恒次祐子 前田啓, 信田聡 小島千里, 紺野康彦 堀田修吾, 磯田信賢 軽部正彦	東京大学 東京大学 東京大学 住友林業 森林総合研究所	第69回日本木材学会大会 (口頭発表)	2019/3/14

報文ほか

1	新名神高速道路 安威川橋一長支間波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計・施工と振動実験	内堀裕之, 増田徹 笹尾雄一, 小林邦行	当社	プレストレストコンクリート MAR-APR Vol.60, No.2	2018/3/31
2	IoT技術を活用した地盤防災観測網による土工事安全管理	大津慎一 上西幸司	当社 東京大学	建設機械 vol.54, No.4	2018/4/1
3	哲学を持つ5人の土木技術者の提言 第6回 脱・茹でガエル論ー創造と想像の重要性ー	春日昭夫	当社	土木施工 Vol.59, No.5	2018/4/21
4	コンクリート工、コンクリート構造 Trunc-headを用いたプレキャスト床版継手の開発	三加崇, 篠崎裕生 鈴木良和	当社 当社	建設機械施工 Vol.70, No.4	2018/4/25
5	橋梁の自動点検を可能とする自走式ロボットカメラの開発	藤原保久 梅津健司, 玉置一清	当社 当社	検査技術 Vol.23, No.5	2018/5/1
6	インテリジェント・パイプクーリングシステム-完全自動制御マスコンクリート対策技術-	村尾光則, 樋口正典	当社	電力土木 No.395	2018/5/5
7	2017年制定土木学会コンクリート標準示方書[設計編]のPCに関連する改訂概要	永元直樹 渡辺健 濱田譲 下村匠	当社 鉄道総合技術研究所 ジェイアール西日本コンサルタンツ 長岡技術科学大学	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.60 No.3	2018/5/31
8	コンクリートの耐久性実証へのチャレンジ	渡辺博志, 古賀裕久 中村英佑, 西崎到 佐々木敏, 櫻庭浩樹 谷口秀明 鈴木雅博, 青山敏幸 手塚正道, 栗原勇樹	土木研究所 土木研究所 土木研究所 当社 PC建設業協会 PC建設業協会	第46回PC技術講習会(2018年) 日本の誇れるPC技術(プレ ストレストコンクリート工学会)	2018/6/1
9	2017年制定土木学会コンクリート標準示方書[設計編][施工編]の概要	宮川豊章 下村匠 井上晋 渡辺忠朋 武若耕司 谷口秀明	京都大学 長岡技術大学 大阪工業大学 北武コンサルタント 鹿兒島大学 当社	セメント・コンクリート No. 856	2018/6/10
10	橋梁モニタリング・マッチングイベントへの参加を通じた技術開発の展開	梅津健司 丹野浩二	当社 日立産業制御ソリューションズ	土木施工 Vol.59, No.7	2018/6/22
11	橋梁点検ロボットカメラの開発と適用ー近接目視困難箇所の点検にー	藤原保久, 梅津健司 玉置一清 丹野浩二	当社 当社 日立産業制御ソリューションズ	土木施工 Vol.59, No.7	2018/6/22
12	水温自動制御機能を有するインテリジェントパイプクーリングシステムを適用したマスコン対策技術ー小白浜地区海岸災害復旧(23災594号)工事ー	仁木英人, 臺哲義 原勝哉, 樋口正典	当社 当社	コンクリート工学 Vol.56, No.7	2018/7/1
13	橋梁点検ロボットカメラのモニタリングへの適用	梅津健司, 藤原保久 丹野浩二	当社 日立産業制御ソリューションズ	建設機械 Vol.54, No.7	2018/7/1
14	2017年制定土木学会コンクリート標準示方書[設計編][施工編]改訂の概要	井上晋 中村光 渡辺忠朋 武若耕司 綾野克紀 谷口秀明	大阪工業大学 名古屋大学 北武コンサルタント 鹿兒島大学 岡山大学 当社	橋梁と基礎 Vol.52, No.7	2018/7/1
15	完全自動制御マスコンクリート対策技術『インテリジェント・パイプクーリングシステム』の開発と適用	村尾光則, 樋口正典	当社	土地改良 Vol.56, No.3	2018/7/15
16	i-Construction, CIM, ICT PC上部工工事におけるi-Bridgeの実現に向けた新たな試み	大野寛太, 吉野正道 戸倉健太郎	当社 当社	建設機械施工 Vol.70, No.7	2018/7/25
17	哲学を持つ5人の土木技術者の提言 第11回 続・脱茹でガエル論ー技術の歴史から学ぶことー	春日昭夫	当社	土木施工 Vol.59, No.10	2018/9/22
18	建設現場における省力化技術1) 橋梁側面を自動点検する自走式ロボットカメラの開発	梅津健司, 藤原保久 玉置一清	当社 当社	建設機械 Vol.54, No.10	2018/10/1
19	レゾナンスサイレンサによるトンネル発破音の低減工法の開発	嶋田泰	当社	新技術・新工法に関する講習 会テキスト (一社)日本建設業 連合会 土木工事技術委員会	2019/1/29

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
20	新時代を拓く最新施工技術 第103回 SLAM(自己位置と環境地図の同時推定)を利用した 管通孔位置管理システムの開発と適用	戸倉健太郎	当社	建築技術 No.820	2018/4/17
21	自治体におけるビル風に関する環境影響評価の実態 調査	作田美知子 白澤多一 富永禎秀	当社 大妻女子大学 新潟工科大学	日本風工学会誌 No.155	2018/4/30
22	TMDによる重量床衝撃音の低減効果	小林秀彰, 岩本毅 赤尾伸一, 嶋田泰 山岸邦彰	当社 当社 金沢工業大学	騒音制御 Vol.43 No.1	2019/2/1