

三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.18 2020

複写をご希望の方へ

当社は、複写複製および転載複製に係る著作権を学術著作権協会に委託しています。当該利用をご希望の方は、学術著作権協会（<https://www.jaacc.org/>）が提供している複製利用許諾システムもしくは転載許諾システムを通じて申請ください。

権利委託先： 一般社団法人学術著作権協会
〒107-0052 東京都港区赤坂 9-6-41 乃木坂ビル
FAX : 03-3475-5619 E-Mail : info@jaacc.jp

また、アメリカ合衆国において本書を複写したい場合は、次の団体に連絡してください。

Copyright Clearance Center, Inc.
222 Rosewood Drive, Danvers, MA01923 USA
Phone 1-978-750-8400 FAX 1-978-646-8600

三井住友建設技術研究開発報告 第18号

【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	GFRPロッドを用いた超高耐久壁高欄の開発	狩野 武 内堀 裕之 藤岡 泰輔 三加 崇 永元 直樹	1	11
2	超高耐久床版と鋼桁の接合部の構造的性能及び施工性の検証 (英文)	ランコス チャミラ クマラ 狩野 武 内堀 裕之 永元 直樹	2	17
3	パイプクーリング水温自動制御装置の適用	基 哲義 樋口 正典 伊藤 篤 竹之井 勇	3	23
4	超低収縮高強度繊維補強コンクリートの基礎的性質	佐々木 亘 恩田 陽介 松田 拓	4	29
5	人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・超低収縮高強度コン クリートの各種性状	峯竜一郎 坂本 遼 松田 拓 菅谷 泰之 若林 信太郎 横山 徹	5	33
6	生分解性プラスチックを用いた改良土の基礎的研究と建設資材 としての適用(英文)	ダヤニ サンジーワニ 程塚 保行 高橋 直樹	6	39
7	損傷制御型トラス梁の変形性能に関する研究	大圖 友梨子 江頭 寛 山田 哲也 川島 学 小坂 英之 佐藤 紘 古山 由佳 宮口 大	7	45
8	橋梁および建築構造物のリアルタイム地震モニタリングシステム (英文)	ホアン チョン クエン 内堀 裕之 永元 直樹	8	55
9	地震時損傷モニタリングデータを用いたバイズ推定による建物損 傷評価	山田 哲也 江頭 寛 内堀 裕之 チャイモンコン チャナナン	9	65
10	執務室レイアウトがスプリンクラー配管の耐震性能に及ぼす影響	矢ヶ崎 啓介	10	75

【社外発表論文一覧】

79

GFRP ロッドを用いた超高耐久壁高欄の開発

狩野 武 内堀 裕之 藤岡 泰輔 三加 崇 永元 直樹

キーワード：プレキャスト壁高欄, GFRP, 超高耐久, 衝突試験

研究の目的

高速道路の壁高欄は、経過年数による老朽化だけでなく、凍結防止剤の散布や沿岸部での飛来塩分などにより、鋼材の腐食による劣化が進行しやすい部位である。そこで、根本的な解決方法として、腐食する鋼製材料を一切使用せず、腐食しない材料であ

る GFRP (Glass Fiber Reinforced Plastics) ロッドを用いた超高耐久プレキャスト壁高欄 (以下, Dura-Barrier) の開発を行い、本構造の接合部を含む耐荷性能を確認するため、衝突試験を実施した。

研究の概要

Dura-Barrier の構造は、図-1 に示すように高欄と地覆を一体化したプレキャスト部材をその下面から突出させた GFRP ロッドを介して床版に接合させる構造であり、鉄筋を使わない非鉄製の構造である。また、壁高欄同士の接合は部材端部から橋軸方向に GFRP ロッドを突出させ、隣接部材に設けたスリットに収める構造としている。

衝突試験は、衝突箇所が異なる 3 体の試験体 (中央載荷, 端部載荷, 接合部載荷) を製作し実施した。試験法は NEXCO 試験法 441 (プレキャスト壁高欄の接合構造の性能試験方法) に準拠した。試験状況を写真-1 に示す。

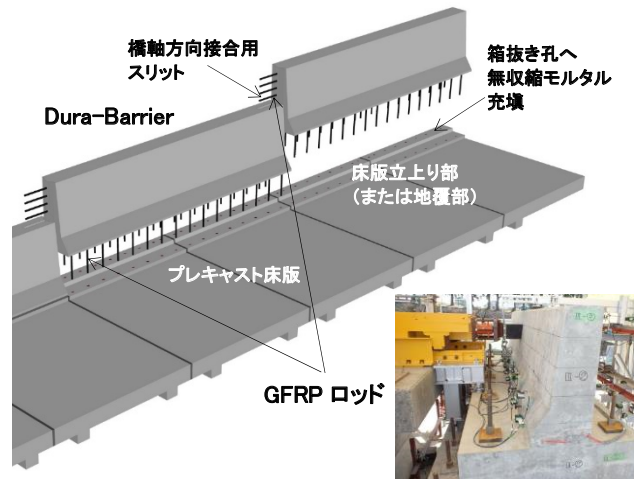


図-1 Dura-Barrier 概要図 写真-1 試験状況

研究の成果

表-1 に示すように、いずれの試験体においても試験法 441 の要求性能をすべて満足する結果となった。

各試験体の衝突エネルギーと最大荷重の関係を図-2 に示す。いずれの試験体においても、高速道路の設計要領で規定する標準配筋の場所打ち壁高欄 (以下, 場所打ち壁高欄) における耐力相当となる STEP3 までは、ほぼ直線状に増加しており、場所打ち壁高欄における耐力相当以降もじん性を有していた。写真-2 に STEP3 の中央載荷の損傷状況を示す。接合部載荷の鉛直目地やスリットについても破壊やずれはなく、一体性を保っていた。

また、試験体の破壊状況はいずれの試験体においても、衝突する台車が壁高欄を突破することは無く、余剰耐力が十分にあることを確認した。

表-1 衝突試験結果

衝突条件	試験体 No.	衝突位置	ひび割れ	GFRP ロッド ひずみ	有害なひび割れが発生しないこと	構成部材が飛散しないこと	壁高欄及び接合部に残留ひずみが発生しないこと	壁高欄基部の背面側のかぶりコンクリートにはく離が生じないこと	接合部の引張部材に破断や抜けが生じないこと
STEP1 設計荷重 相当 (2.8 kJ)	No.1	中央部	無し	最大 0.000015	OK	OK	OK	-	-
	No.2	端部	無し	最大 0.000102	OK	OK	OK	-	-
	No.3	接合部	無し	最大 0.000023	OK	OK	OK	-	-
STEP3 場所打ち壁 高欄におけ る耐力相当 (28 kJ)	No.1	中央部	最大 0.25mm	接合部目開き (最大 0.65mm)	-	-	-	OK	OK
	No.2	端部	最大 0.20mm	接合部目開き (最大 4.0mm)	-	-	-	OK	OK
	No.3	接合部	最大 0.06mm	接合部目開き (最大 0.25mm)	-	-	-	OK	OK

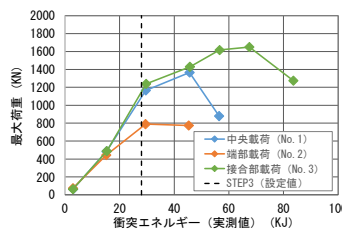


図-2 最大荷重と衝突エネルギー

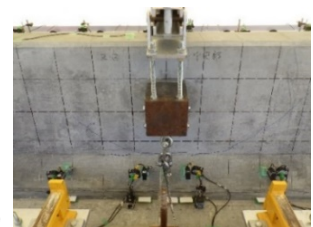


写真-2 STEP3 損傷状況 (中央載荷)

Development of Ultra-high Durable Precast Bridge Barrier Reinforced with GFRP Rods

TAKESHI KARINO HIROYUKI UCHIBORI TAISUKE FUJIJOA

TAKASHI SANGA NAOKI NAGAMOTO

Key Words : Precast bridge barrier, GFRP, Ultra-high durable, Collision test

超高耐久床版と鋼桁の接合部の構造的性能及び施工性の検証

ランコス チャミラ クマラ 狩野 武 内堀 裕之 永元 直樹

キーワード：耐久性、無収縮モルタル、超高耐久性床版、接合部、スタッド

OBJECTIVE

Considering the recent increase in highway bridge deck replacement projects in Japan, an ultra-high durable slab, "Dura-Slab", had developed. A joint system between Dura-Slab and girders was proposed to avoid deck penetrating openings and additional reinforcement in the deck around the joint. Joints were proposed with steel shear studs, holed steel angles and steel bolts and structural and construction quality were studied experimentally. Factor of safety of joints against the

design load was studied as well.

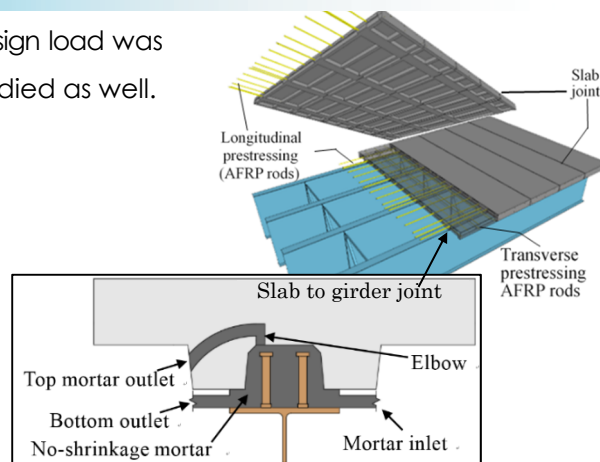


Fig. 1. Dura-Slab structure and the joint

SUMMARY

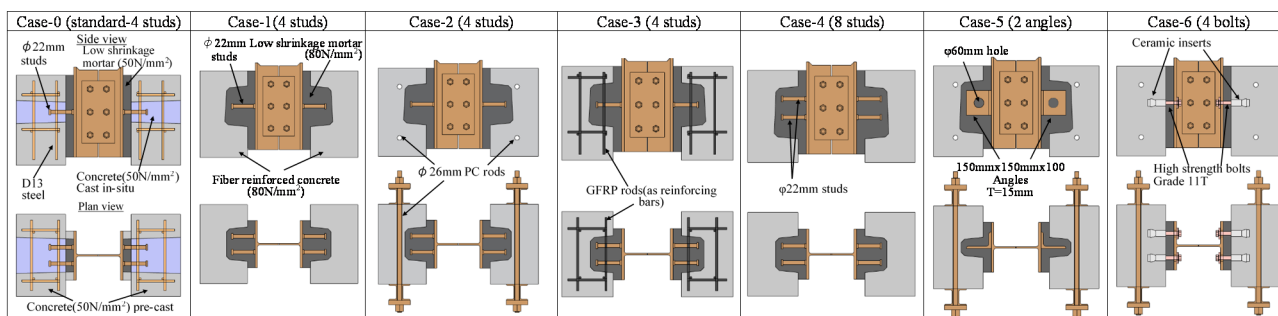


Fig. 2. Conventional (case-0) and proposed joint test specimens

Performance of proposed joints was investigated by conducting standard pushout tests. Seven test cases including a conventional joint and six new joint variations were

experimented as shown in Fig. 2 Construction quality was investigated by cutting several specimens of Case-1, 4, 5 and observing the mortar injection quality.

RESULTS

The proposed joints except the bolted joint in Case-6 showed superior structural behavior than the conventional joint as shown in Fig. 3. The failure mode of the new joints was not governed by the concrete failure, hence the provision of additional reinforcement deemed unnecessary while the effect of transverse pre-stressing may not affect the joint load capacity. Construction quality was considered to be satisfactory according to the cutting results.

Experimental load capacity of stud joints showed an ample factor of safety against calculated design loads.

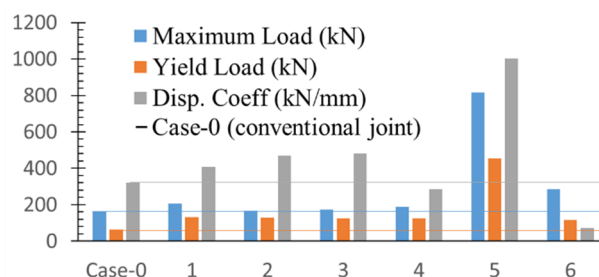


Fig. 3. Experimental results

Structural and Construction Verification of an Ultra-High Durable Deck Slab to Girder Joint

CHAMILA KUMARA RANKOTH TAKESHI KARINO HIROYUKI UCHIBORI NAOKI NAGAMOTO

Key Words : Durability, No shrinkage mortar, Dura-slab, Joint, Stud

パイプクーリング水温自動制御装置の適用

基 哲義 樋口 正典 伊藤 篤 竹之井 勇

キーワード：パイプクーリング, 自動制御, マスコンクリート, 温度ひび割れ, 温度解析

研究の目的

マスコンクリート対策の一つにパイプクーリング工法があるが、一般的なパイプクーリング工法の場合、事前の温度応力解析により定められた条件で運転が行われるが、解析時に想定されたコンクリートの打込み温度や周囲の環境温度が事前解析時の想定されたものとは異なることがあり、その場合には想

定された制御効果が十分に得られない可能性がある。これを解決すべく、打込み後のコンクリート温度をもとにパイプクーリングの水温を自動制御するインテリジェントパイプクーリングシステムを開発し、PC上部工における端支点横桁と中間支点横桁の上下線合わせて145箇所に応用した。

研究の概要

インテリジェントパイプクーリングシステムは図-1に示すように、躯体コンクリートにおける代表的な温度を計測し、その温度が事前解析で求めた温度を上回らないように、自動で低温水を混合して冷却するシステムである。

システムには事前解析により求めた温度をもとに定めた制御温度を設定することにより自動制御を行うが、コンクリート温度を制御するためには事前解析の精度がとて重要になる。このため、実際に打設するコンクリートを用いて実施した簡易断熱試験により熱伝導率や温度依存型の発熱速度式を用いて解析精度の向上を図った。

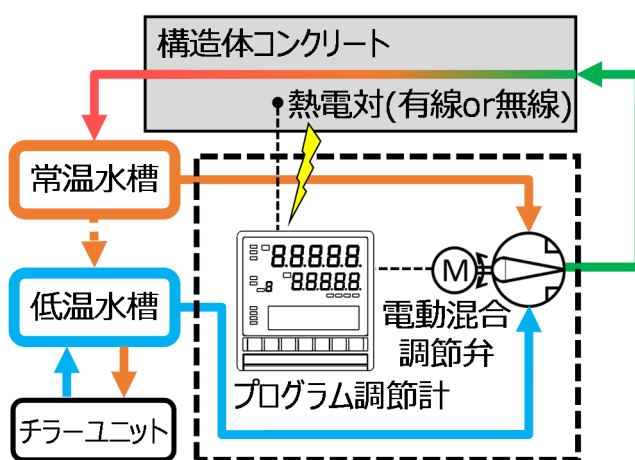


図-1 装置の概念図

研究の成果

PC 上部工工事に適用した結果、図-2に示すようにコンクリート温度が制御温度よりも低い場合には比較的温度的の高い常温の水が流れ、コンクリート温度が制御温度よりも高い場合にはそれよりも 20℃程度低い温度の水が自動で流れ、装置の特徴である水温調節のレスポンスの高さが確認できた。また、水温が自動で切り替わる点で、省力化にも貢献するシステムであることが分かる。

施工時に打ち込まれたコンクリート温度や環境温度、通水温度と通水速度をもとに再現解析を行った結果、グラフに示す様に実測温度と温度の上昇勾配や降温勾配、最高温度が非常に良く一致していることが確認できた。このことから、実際に打ち込むコンクリートの熱伝導率や温度依存型の発熱速度式を

簡易断熱試験によって求めることは有用な手段であることが分かる。

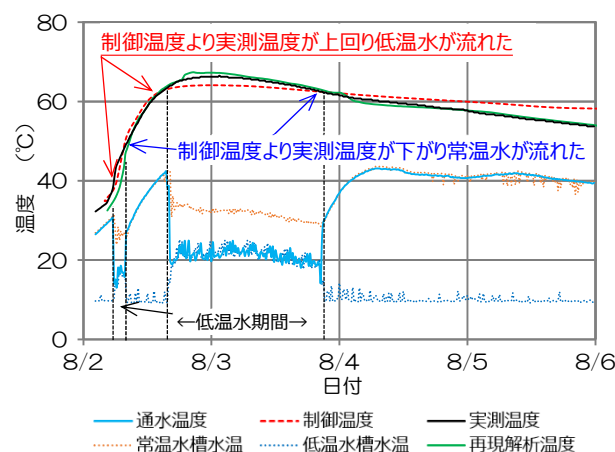


図-2 代表的な温度の計測結果

Application of Automatic Control Device in Pipe Cooling

AKIYOSHI DAI MASANORI HIGUCHI ATUSHI ITO ISAMU TAKENOI

Key Words : Pipe cooling, Automatic control, Massive concrete, Thermal crack, Thermal analysis

超低収縮高強度繊維補強コンクリートの基礎的性質

佐々木 亘 恩田 陽介 松田 拓

キーワード：短繊維，高強度，自己収縮，混和材，フェロニッケルスラグ細骨材

研究の目的

これまでの研究で、ある種の細骨材と混和材を組み合わせることで超高強度コンクリートの単位水量や収縮を著しく低減しつつ、圧縮強度および流動性は向上させることが可能であることを確認してきた。一方、短繊維補強コンクリートは、短繊維をマトリクス中に分散させつつ流動性と材料分離抵抗性を確保するために、一般のコンクリートに比べて多くの

ペースト量が必要となる傾向にある。すなわち、単位水量は大きくなる傾向にあり、収縮等に対しても有利な条件ではない。本稿では前述した超高強度コンクリートの技術を高強度繊維補強コンクリートに適用した場合の効果、主として流動性や自己収縮に与える影響について検討を行なった。

研究の概要

表-1 コンクリートの配合条件

ID	水粉体容積比 w/p [%]	単位水量 W [kg/m ³]	単位粗骨材絶対容積 Vg [L/m ³]	短繊維混入率 Vf [%]	空気量 [%]	細骨材	粉体の構成比率 (容積比)		
							M	FA	SF
CS-MS175	42.5	175	200	1.0	3.0	硬質砂岩砕砂(CS)	86	-	14
CS-MS155		155					55	30	15
CS-MFS155		155				フェロニッケルスラグ細骨材(FNS)	55	30	15
FNS-MFS175		175					55	30	15
FNS-MFS155		155							
FNS-MFS135		135							

表-1 に実験を行ったコンクリートの配合条件を示す。結合材は中庸熟ポルトランドセメント(M)、フライアッシュ I 種(FA)およびシリカフェーム(SF)を混合したものであり、細骨材にはフェロニッケルスラグ細骨材(FNS)を用いた。これと一般的な材料を用い

た超高強度コンクリートマトリクス(結合材は M および SF、細骨材は硬質砂岩砕砂(CS)) からなる短繊維補強コンクリートについて、単位水量を 175 kg/m³ から 20kg/m³ ずつ減じて性状を比較した。短繊維にはφ0.2×15mm の鋼繊維を使用した。

研究の成果

検討の結果、短繊維補強コンクリートでも単位水量と自己収縮の著しい低減が可能であることがわかった。すなわち、図-1 に示すように、一般的な材料による配合(CS-MS シリーズ)では単位水量 175 kg/m³、SP=B×3.0%でもスランプフローは 570 mm であり、単位水量を 155 kg/m³ に減じると SP を 3.5%まで増加させてもスランプフローは大きく低下する。これに対して FNS-MFS シリーズでは SP が 2.5%であってもスランプフローの値は大きく改善し、単位水量を 135 kg/m³ まで減じても、高い流動性を保持できる。図-2 は自己収縮ひずみの測定結果である。FNS-MFS シリーズの自己収縮ひずみは CS-MS シリーズの 1/2 以下であり、単位水量が小さく

なるほど自己収縮ひずみも小さくなる。

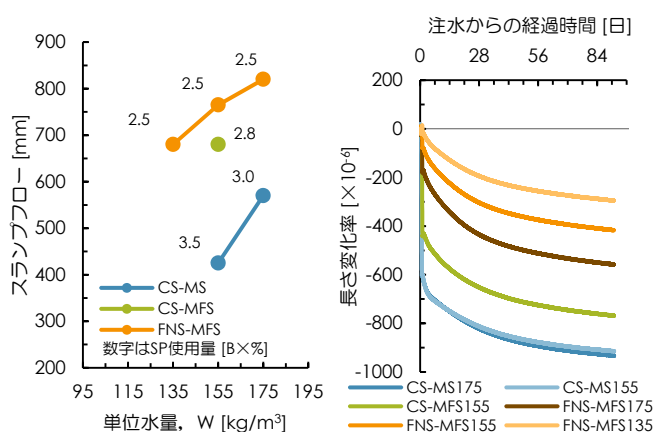


図-1 単位水量とスランプフローの関係

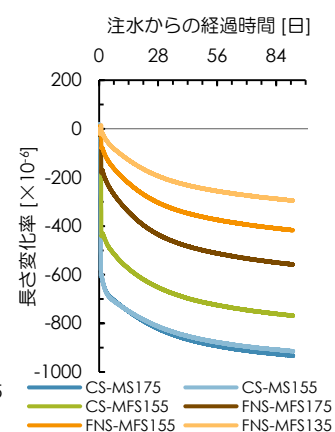


図-2 自己収縮ひずみの関係

Fundamental Properties of Ultra-low Shrinkage and High-strength Fiber Reinforced Concrete

WATARU SASAKI YOUSUKE ONDA TAKU MATSUDA

Key Words : Short fiber, High-strength, Autogenous shrinkage, Supplementary cementitious materials,

Ferronickel Slag sand

人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・超低収縮高強度コンクリートの各種性状

峯 竜一郎 坂本 遼 松田 拓 菅谷 泰之 若林 信太郎 横山 徹

キーワード：高強度コンクリート，人工軽量細骨材，低環境負荷，単位水量，圧縮強度，収縮ひずみ

研究の目的

本研究は、自己収縮と乾燥収縮のいずれも低減することのできる低環境負荷型な高強度コンクリートの開発を目的とするものである。超低水結合材比条件下において単位水量を通常よりも低減するとともに

研究の概要

コンクリートの調合条件は、水結合材比を 18.0%、単位水量 130kg/m³、結合材は普通ポルトランドセメント、高炉スラグ微粉末、シリカフュームの 3 成分系（質量比で 38 : 52 : 10）とした。細骨材率は 47.5%とし、細骨材として原料が膨張性頁岩の人工軽量細骨材と硬質砂岩砕砂の 2 種類を使用した。

試験項目は、フレッシュ試験、圧縮強度試験、収縮測定とした。圧縮強度試験については、養生条件は、水中養生と水分供給のない養生条件として 90℃封かん養生、20℃封かん養生の 2 水準、水分が逸散する養生条件として材齢 7 日まで封かん養生とし、その後気中養生（7dry）の計 4 水準とした。

に、セメントの 6 割程度を副産物で置換し、細骨材に人工軽量細骨材を使用した調合条件における各種性状の確認を行った。

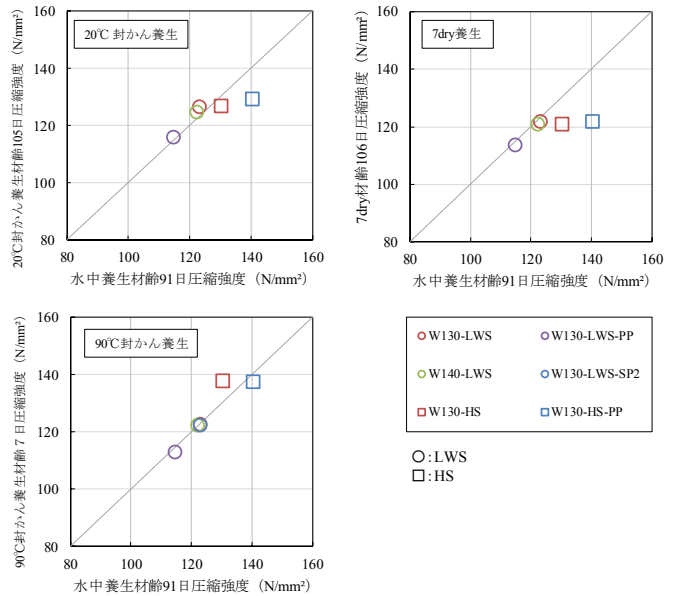


図-1 養生条件と圧縮強度の関係

研究の成果

本研究の結果、以下の知見を得た。

- (1) 一般的な硬質砂岩砕砂を用いた場合に比べて少ない化学混和剤の添加量でスランプフローが 70cm を超えるコンクリートを製造できる。
- (2) 細骨材を人工軽量細骨材としたコンクリートの圧縮強度は、水分供給の有無および水分逸散による影響が少なかった。

- (3) 静弾性係数は、一般的な高強度コンクリートと同等の値を示した。
- (4) 一般的な硬質砂岩砕砂を用いると極めて大きな自己収縮性状を示す。このとき硬質砂岩砕砂を人工軽量細骨材に置き換えると、収縮が著しく低減される。

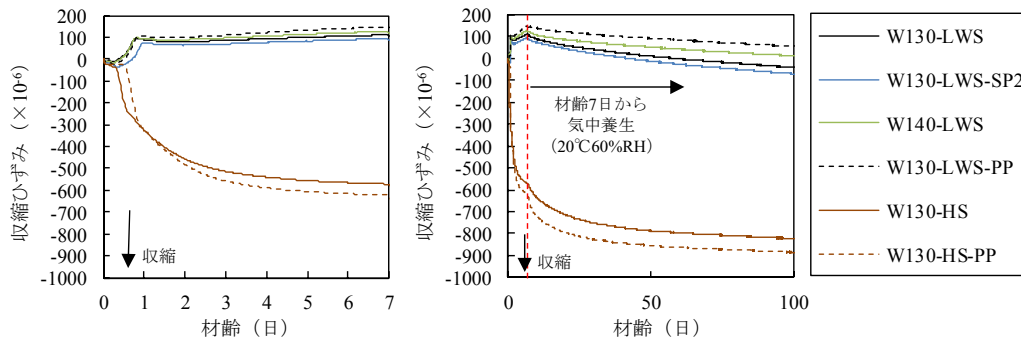


図-2 収縮ひずみ測定結果

Properties of Low Environmental Impact and Ultra-low Shrinkage High-strength Concrete Using Artificial Lightweight Fine Aggregate

RYUICHIRO MINE RYO SAKAMOTO TAKU MATSUDA YASUYUKI SUGAYA SHINTARO WAKABAYASHI TORU YOKOYAMA

Key Words : High-strength concrete, Artificial lightweight fine aggregate, Low environmental impact, Unit water content, Compressive strength, Shrinkage

生分解性プラスチックを用いた改良土の基礎的研究と建設資材としての適用性

ダヤニ サンジーワニ 程塚 保行 高橋 直樹

キーワード：生分解性プラスチック, 一軸圧縮強さ, 変形係数, セメント改良土

OBJECTIVE

The behavior of mechanical properties in the improved soil using biodegradable plastic and the factors that are affecting them at construction stage were studied. Further its applicability as a construction material was discussed.

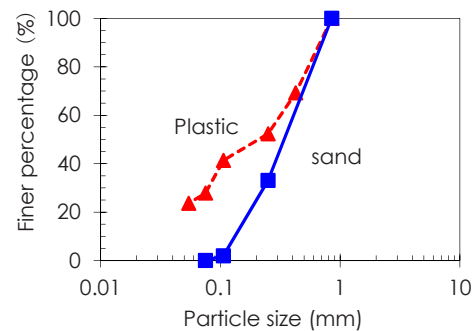


Fig. 1. Particle size distribution

SUMMARY

A series of unconfined compression tests was conducted on the specimens ($\phi=50$ mm, $h=100$ mm) which were prepared by improved silica sand using biodegradable plastic (Fig.1.) under two cases as case A and B. In case A, specimens were prepared by changing plastic content as 5, 7, 10 and 30 % while keeping the heating duration as 130 minutes. In case B, the

specimens were prepared by changing the heating duration 60, 90, 120, 140, 170 and 260 minutes while keeping the plastic content as 30 %. In both cases similar heating rate was used. The obtained results of case A were compared with the results of cement treated sand for discussing its applicability as a construction material.

RESULTS

Unconfined compressive strength (q_u) was depended on the plastic content and the heating duration while secant modulus (E_{50}) was depended only with the plastic content as shown in Fig.2. and Fig.3. It was understood from

Fig.4. that the biodegradable plastic performs well, as well as the cement treated sand and it is promising as an applicable construction material.

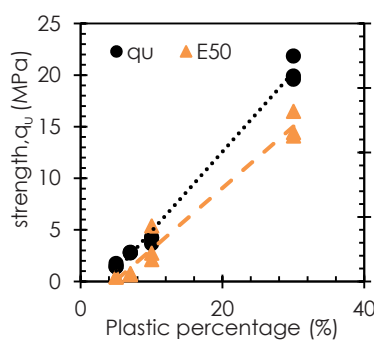


Fig. 2. Results-case A

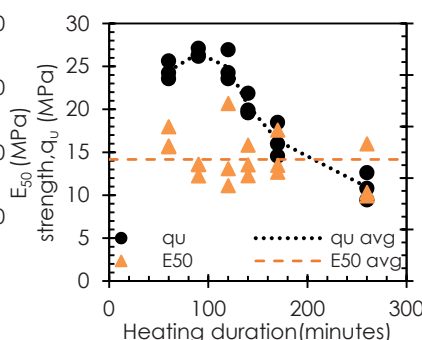


Fig. 3. Results-case B

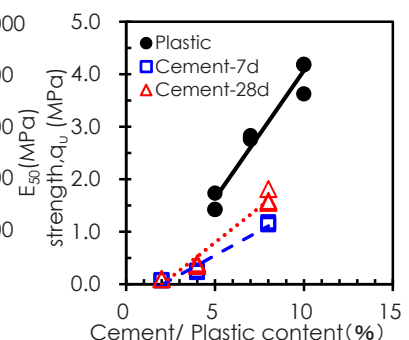


Fig. 4. Comparison with cemented sand

Fundamental Study on the Improved Soil Using Biodegradable Plastic and its Applicability as a Construction Material

DAYANI SANJEEWANI YASUYUKI HODOTSUKA NAOKI TAKAHASHI

Key Words : Biodegradable plastic, Unconfined compressive strength, Secant modulus, Cement treated sand

損傷制御型トラス梁の変形性能に関する研究

大圖 友梨子 江頭 寛 山田 哲也 川島 学 小坂 英之 佐藤 紘 古山 由佳 宮口 大

キーワード：座屈拘束部材，損傷制御，塑性変形能力，必要補剛剛性

研究の目的

著者らは、座屈拘束部材を用いて塑性変形能力を期待した損傷制御型トラス梁（図-1）を提案し、その耐力および変形性能に関する研究を行っている。本報では、損傷制御型トラス梁の変形能力を確保するために必要な補剛の評価方法と塑性時の個材の応力状態を検討するために実施した加力実験の結果について報告する。

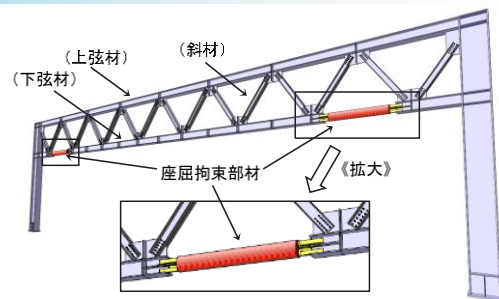


図-1 損傷制御型トラス梁の一例

研究の概要

試験体はスパン 9m の片持ち梁状のトラス梁 TRUSS4, TRUSS5, TRUSS6 の 3 体である。いずれの試験体も座屈拘束部材を下弦材の固定端側最端部に設けた。TRUSS6 は、TRUSS4, TRUSS5 の約 2 倍の塑性化部長さの座屈拘束部材を用いた。TRUSS4 は十分に剛な補剛を用いるが、TRUSS5 および TRUSS6 は鋼構造限界状態設計指針が示す圧縮材の曲げ座屈補剛の必要補剛剛性を準用した補剛とした。トラス梁の端部を反力壁に固定し、1000kN 油圧ジャッキを用いて鉛直方向に正負交番の漸増载荷を行った。

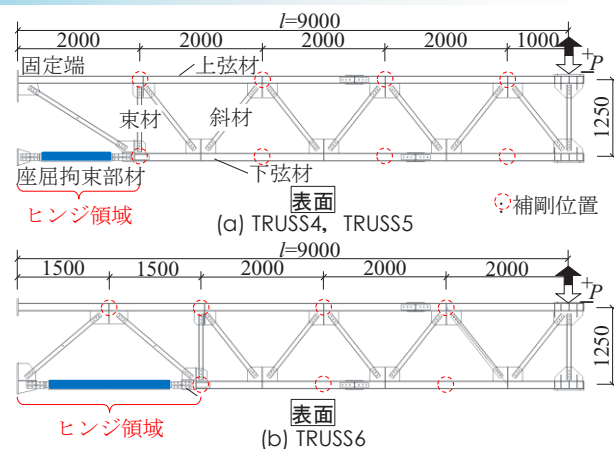


図-2 試験体形状

研究の成果

本研究で得られた知見を以下に示す。

- いずれの試験体も、安定した履歴曲線を描き、ヒンジ領域の個材の降伏がトラス梁の変形能力に与える影響はほとんどなかった。
- 補剛力は、部材角 $R = -0.02 \text{ rad}$ 時に座屈拘束部材の最大耐力に対して 2% に満たない結果を示した。これにより、設定した必要補剛剛性の妥当性を実験的に確認した。
- 弾性座屈解析により、本実験で用いた必要補剛剛性を与えた上下弦材の座屈荷重は、これらの軸耐力を大きく上回り、設定した必要補剛剛性の妥当性を解析的に確認した。
- 個材について、想定される座屈拘束部材の最大耐力時の軸力に対して短期許容応力度設計を行うことで、損傷制御型トラス梁の安定した塑性変形能力が担保されることを確認した。

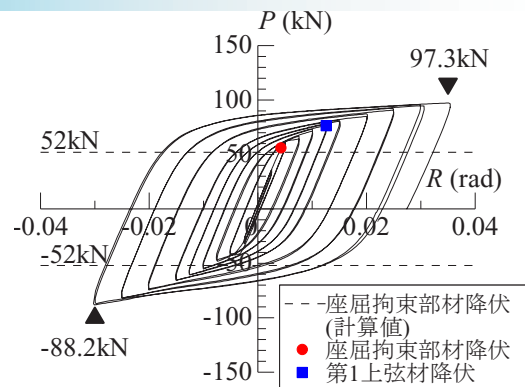


図-3 荷重変形関係 (TRUSS5)

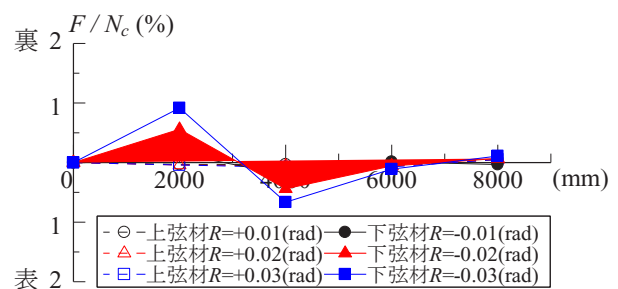


図-4 補剛力分布 (TRUSS5)

Research for Deformation Performance of Damage-controlled Truss Beam

YURIKO OZU HIROSHI EGASHIRA TETSUYA YAMADA MANABU KAWASHIMA

HIDEYUKI KOSAKA HIROSHI SATO YUKA FURUYAMA MASARU MIYAGUCHI

Key Words : Buckling restrained member, Damage control, Plastic deformation capacity, Required lateral stiffness

橋梁および建築構造物のリアルタイム地震モニタリングシステム

ホアン チョン クエン 内堀 裕之 永元 直樹

キーワード： モニタリング, 損傷検知, 傾斜角度, 固有振動数, 常時微動

OBJECTIVE

The development of an automated structure monitoring system is currently highly promoted in Japan to enable early evaluation of bridge safety after earthquakes. This paper presents an

automated real-time monitoring system that is able to identify seismic events and to detect anomalies in the structures after these events using wireless accelerometer networks.

SUMMARY

The system consists of several triaxle accelerometers at critical locations and one or several trigger nodes for seismic event real-time detection as in Fig. 1. Sensor nodes are communicated in a wireless network and driven by dry batteries. Email notification function is also included to notify the inspector about the seismic event detection. Measured acceleration is sent to the cloud server in order to give easy access to inspectors and to allow abnormal detection creating a real-time monitoring system. Natural frequencies, modal shapes, and geometry inclination are indicators

for evaluating structures. A reduction in natural frequency, change in mode shape, or geometry may indicate an anomaly change in structure due to cracks, damage in structures.

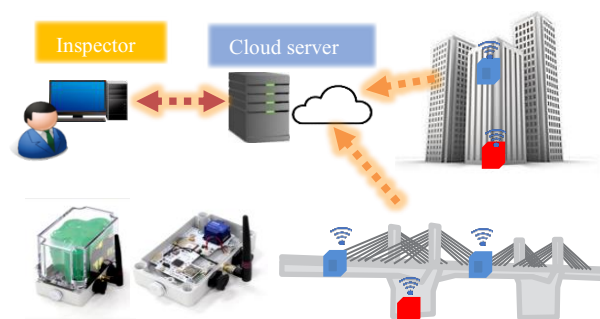


Fig. 1. Monitoring system structure

RESULTS

By tracking abnormal ground vibration using the trigger nodes, the seismic event can be detected in real-time. The intensity level of the seismic event is estimated real-time as well. Fig.2 shows the results of detected earthquakes at the monitored highway bridge.

small changes confirmed the ability to detect slight damage or deterioration in structures.

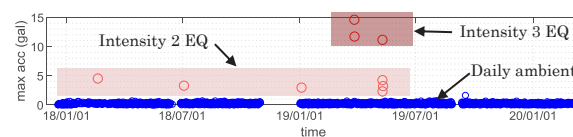


Fig. 2. Seismic event detection

Dynamic characteristic estimated by a scheduled measured data is used as a reference to detect anomalies. Whenever a seismic event would be detected, structural anomaly detection also would be implemented by comparing the statistic model of dynamic characteristics before and after the event. Fig. 3 shows a result of anomaly detection in frequency due to structural weight change in road construction work. The detection of such

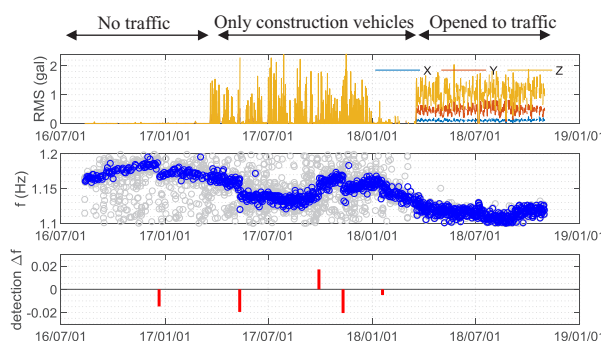


Fig. 3. Structural anomaly detection

Automated Real-time Seismic Monitoring System for Bridge and Building Structures

HOANG TRONG KHUYEN HIROYUKI UCHIBORI NAOKI NAGAMOTO

Key Words : Monitoring, Damage detection, Inclination, Natural frequency, Ambient vibration

地震時損傷モニタリングデータを用いたベイズ推定による建物損傷評価

山田 哲也 江頭 寛 内堀 裕之 チャイモンコン チャナン

キーワード：地震損傷モニタリング, 損傷評価, ベイズ推定, 被害率曲線, 最尤損傷レベル

研究の目的

地震直後の建物の損傷レベルの把握は、事業継続上の対応の判断に重要な役割を持つ。応急時には、即時性が必要であり、そのために種々の建物損傷モニタリングシステムが導入されている。しかし、モニタリングできる建物の数は限られている。そこで、得られたデータから類似の損傷特性を有するモニタリングしていない建物群の被害を統計的に評価することにより、データの活用範囲を広げ、ひいてはモニタリング市場を拓げることを目的としている。

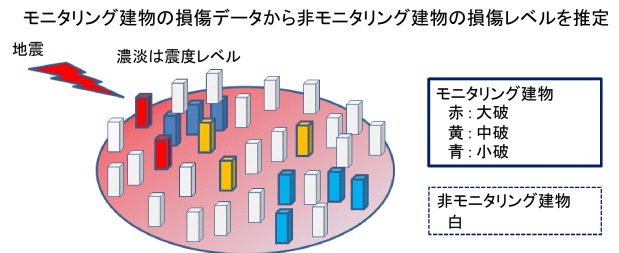


図-1 モニタリングデータ活用イメージ

研究の概要

モニタリングしていない建物の損傷レベルの推定には一定の不確実性が伴う。この不確実性を考慮した推定方法としてベイズ推定を活用する。

ベイズ推定を本テーマに当てはめると、過去の地震被害調査結果から得られている被害率曲線（計測震度と被害確率の関係）に、発生した地震による損

傷モニタリングデータを考慮することにより、当該地震による新たな被害率曲線を算定することが可能になる。それぞれの被害率曲線は、一定の不確実性を内包するベータ分布でモデル化され、そのパラメータがベイズ推定により更新される。本推定モデルの適用について検討した。

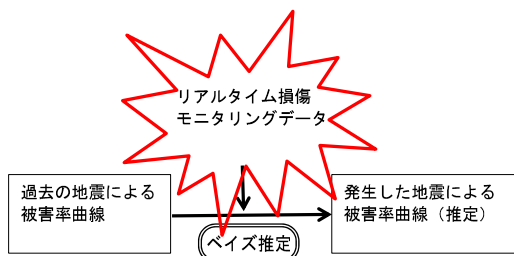


図-2 被害率曲線のベイズ推定の流れ

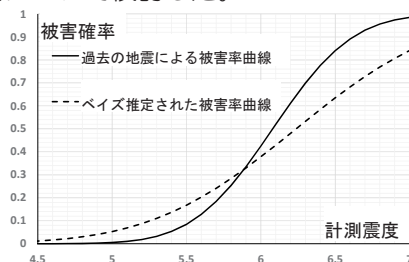


図-3 ベイズ推定前後の被害率曲線（中大破）

研究の成果

ベイズ推定による建物群の被害推定モデルの各種パラメータの影響を検討した。これにより、被害率曲線が有する不確実性が推定に与える影響を把握した。実際の地震時を想定したモニタリング建物数が計測震度毎に不均一な場合を、均一な場合と比較し、重み付き最小二乗法による被害率曲線の回帰方法を検討した。また、本モデルに過去の地震被害棟数データを適用し、仮定したモニタリング割合の違いによる損傷レベルの不確実性を、最尤損傷レベル頻度

分布により建物管理者に対し分かりやすく伝達できることを示した。

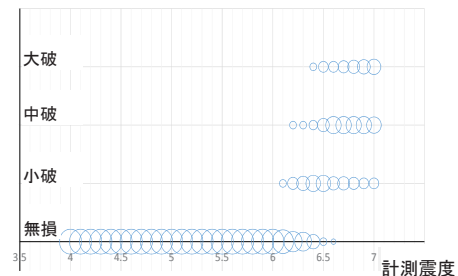


図-4 最尤損傷レベル頻度（モニタリング 50%）

Seismic Damage Estimation for Buildings by Bayesian Inference Using Real Time Monitoring Data

TETSUYA YAMADA HIROSHI EGASHIRA HIROYUKI UCHIBORI

CHAIMONGKHOL CHANANUN

Key Words : Seismic damage monitoring, Damage estimation, Bayesian inference, Fragility curve, Maximum likelihood damage distribution

執務室レイアウトがスプリンクラー配管の耐震性能に及ぼす影響

矢ヶ崎 啓介

キーワード：スプリンクラー，配管，耐震性能，耐震補強

研究の目的

スプリンクラー配管は、過去の地震被害報告において地震による損傷が他の建築設備と比べて多く、損傷や落下した際には人命に影響を与える被害が生じる可能性があるうえ、漏水による二次被害が問題視されている。また、設置基準に基づき施工されるスプリンクラー設備は、間仕切りを増設するオフィスのレイアウト変更が生じた際には、スプリンクラーヘッドの増設と、それに伴い配管径を大きくする

必要が生じる場合があり、スプリンクラー配管の耐震性能への影響が懸念される。

そこで、本報告では平面計画（執務室レイアウト）がスプリンクラー配管の耐震性能に与える影響を評価するとともに、有効な耐震補強について検討することを目的に、数値解析ソフトによりスプリンクラー配管モデルを再現し、耐震性能を評価した。

研究の概要

スプリンクラー配管の耐震性能評価には、地震動に対する配管の応答計算が可能な配管応力解析ツール「AutoPIPE（株）ベントレー・システムズ」を用いた。表-1 に示す 3 通りの執務室レイアウトと 2 通りの耐震補強を組合わせた 6 通りのスプリンクラー配管モデルを対象に、首都直下型地震に対する耐震性能を評価した。

表-1 基準階レイアウトと耐震補強の概要

基準階レイアウト	耐震補強箇所
1. 間仕切りのない空間	① 主管・配水管 ② 主管・配水管・枝管
2. 間仕切りのある空間 (南北窓際 16 室)	
3. 間仕切りのある空間 (南北窓際 16 室, 中央 12 室)	

研究の成果

本報告における耐震性能は、配管応力解析ソフトにより算出した応力度を許容応力度で除することで算出した許容応力度比 (σ_r) により評価した。

図-1 にレイアウト別、耐震補強パターン別の枝管における許容応力度比の発生割合を示す。許容応力度比の発生割合は、各スプリンクラー配管モデルの枝管に対して生じた許容応力度比を段階ごとに百分率で表した。レイアウトの違いによるスプリンクラー配管の耐震性能への影響はわずかであったが、耐震補強の違いによる耐震性能への影響は見られた。レイアウトの違いによりスプリンクラーヘッドの数が増加しスプリンクラー配管の拡大が必要になる可能性があるが、本報告で再現したいずれの執務室レイアウトに対しても脆弱箇所は配水管から枝管への分岐部であり、枝管への耐震補強が有効であることが示された。

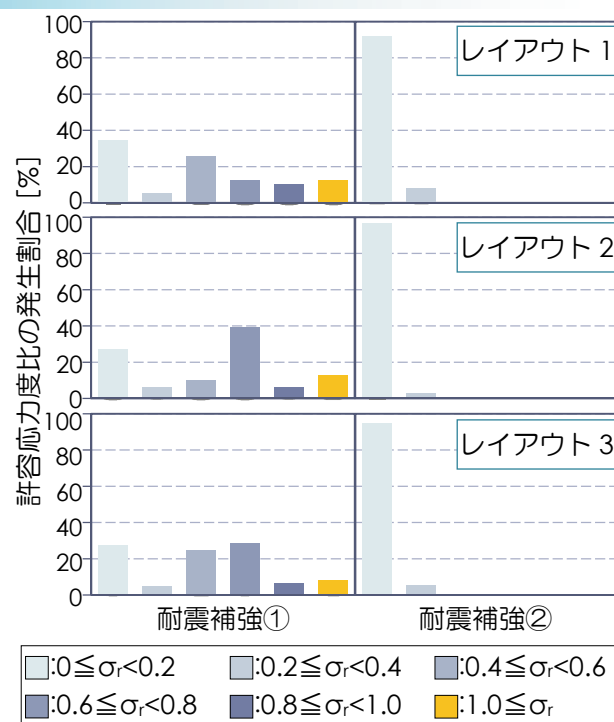


図-1 枝管における補強パターン別応力度比の割合

Effect of Layout on Seismic Performance of Sprinkler Piping

KEISUKE YAGASAKI

Key Words : Sprinkler, Piping, Seismic performance, Seismic retrofit

GFRP ロッドを用いた超高耐久壁高欄の開発

Development of Ultra-high Durable Precast Bridge Barrier Reinforced with GFRP Rods

第一構造技術部	狩野 武	TAKESHI KARINO
第一構造技術部	内堀 裕之	HIROYUKI UCHIBORI
四国支店	藤岡 泰輔	TAISUKE FUJIOKA
技術企画部	三加 崇	TAKASHI SANGA
第一構造技術部	永元 直樹	NAOKI NAGAMOTO

高速道路の壁高欄は、経過年数による老朽化だけでなく、凍結防止剤の散布や沿岸部での飛来塩分などにより、鋼材の腐食による劣化が進行しやすい部位である。そこで、抜本的な解決方法として鉄筋の代わりにGFRP ロッドを使用し、腐食する鋼製材料を一切使用しない超高耐久なプレキャスト壁高欄の開発を行った。本構造の接合部を含む耐荷性能を確認するため、実物大の壁高欄の試験体を用いた衝突実験を実施した。その結果、衝突荷重に対して十分な耐荷性能を保有していることを確認した。

キーワード：プレキャスト壁高欄，GFRP，超高耐久，衝突試験

Bridge barriers of expressways are required to be highly durable because those are prone to accelerated deterioration by sprinkling antifreeze chloride agents and airborne salt near the coastlines. Therefore, we have developed ultra-high durable precast bridge barrier reinforced with GFRP rods instead of reinforcing bar. A collision test was conducted using an actual size specimen to verify the load capacity. The test confirmed a collision load capacity equivalent to or higher than that of a typical reinforced concrete bridge barrier.

Key Words: Precast bridge barrier, GFRP, Ultra-high durable, Collision test

1. はじめに

高速道路の壁高欄は、経過年数による老朽化だけでなく、凍結防止剤の散布や沿岸部での飛来塩分などにより、鋼材の腐食による劣化が進行しやすい部位である。そのため、壁高欄では一般的に鉄筋かぶりを通常の部材より大きく設定することで、鉄筋腐食を抑制している。そこで、根本的な解決方法として、図-1に示す腐食する鋼製材料を一切使用せず、腐食しない材料であるGFRP (Glass Fiber Reinforced Plastics) ロッドを用いた超高耐久プレキャスト壁高欄（以下、Dura-Barrier）の開発を行った。本稿では接合部を含む耐荷性能を確認するため、衝突試験を実施した結果について報告する。

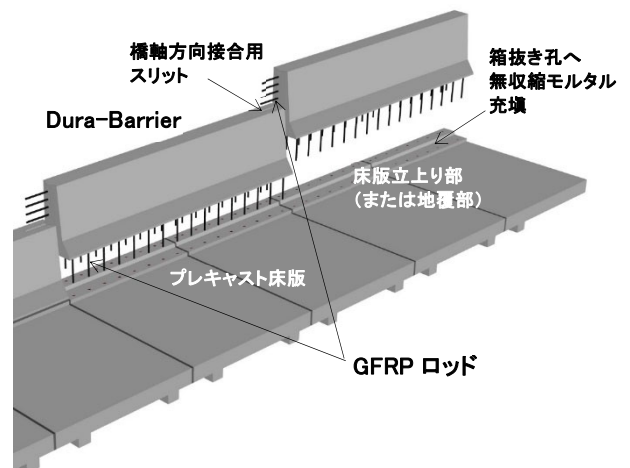


図-1 Dura-Barrier の施工概要

2. Dura-Barrierの構造

(1) 構造概要

本構造は、図-2および写真-1に示すように高欄と地覆

を一体化したプレキャスト部材をその下面から突出させたGFRPロッドを介して床版に接合させる構造であり、鉄筋を使わない非鉄製の構造である。また、写真-2、写真-3に示すように壁高欄同士の接合は部材端部から

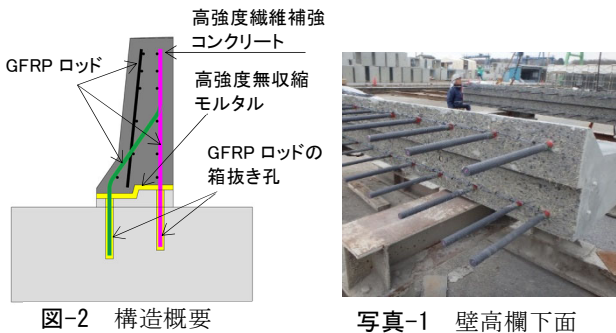


図-2 構造概要



写真-1 壁高欄下面



写真-2 壁高欄同士の接合



写真-3 スリット

表-1 GFRP ロッドの材料特性

	GFRP ロッド	鉄筋(標準値)
弾性係数	$6.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
保証引張強度	1000N/mm^2	345N/mm^2
破断ひずみ	0.016667	—

橋軸方向にGFRPロッドを突出させ、隣接部材に設けたスリットに収める構造としている。

Dura-Barrierは、設計基準強度 80N/mm^2 の緻密な高強度繊維補強コンクリートと、曲げ加工したGFRPロッドを使用しており、腐食する材料は一切使用していない。コンクリート内に混入する短繊維も非鉄製のビニロン繊維としている。Dura-Barrierの形状は、一般的な剛性防護柵であるフロリダ型とし、水平力に抵抗できるようにせん断キーを設け、せん断キーの角度は、施工性も考慮しつつ抵抗力も大きくするため、約 75° とした。施工方法は、プレキャスト壁高欄の下面から突出するGFRPロッドが挿入される箱抜き孔に高強度無収縮モルタルを先に充填し、高強度無収縮モルタルが硬化する前にプレキャスト壁高欄を所定の位置に設置した後、地覆との間詰め部（水平目地）およびプレキャスト壁高欄同士の間詰め部（鉛直目地）に高強度無収縮モルタルを充填する手順である。

なお、ガラス繊維は高アルカリ環境下での劣化が知られているが、GFRPロッドのアルカリ浸漬試験（pH13, 60°C 環境で3か月）では、ヤング係数の低下がなく、92%以上の強度保持率が確認され、引張ひずみを与えた状態でも90%以上の強度保持率が確認されている。CSA規準¹⁾における強度保持率80%以上を満足しており、本構造に適用可能と判断した。

(2) GFRPロッドによる接合部の機械的性質

a) 接合部の設計

GFRPロッドの材料特性は、表-1に示すように鉄筋と比較して高強度であり、低弾性である。弾性係数は、GFRPロッドが $6.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、鉄筋が $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ であり、同じ引張力に対してGFRPロッドは約3倍伸びやすい。そのため、ひび割れ近傍の平均ひずみも3倍程度になると考えられる。一方、付着強度はGFRPロッドの方が大きく、必要定着長は(3)節のb)で後述するようにGFRPロッドは 8ϕ であり、鉄筋は通常 25ϕ であるため、GFRPロッドの付着切れの範囲は、鉄筋の約1/3にな

ると考えられる。ひび割れ幅は、付着切れが生じている区間の長さとその部分に生じている平均ひずみの積となるため、GFRPロッドを鉄筋と同程度の断面積で配置すれば、結果としてコンクリートに発生するひび割れは、GFRPロッドを使用した場合と鉄筋を使用した場合で同程度になると想定される。このような考え方から、接合部においてGFRPロッドは、鉄筋の場合と同程度の断面積を確保することとした。

Dura-Barrierでは、直径 22mm のGFRPロッドを 250mm ピッチで配置した。高速道路の設計要領²⁾で規定する標準配筋の場所打ち壁高欄（以下、場所打ち壁高欄）の配筋と同じようにGFRPロッドを 125mm 間隔にすると、それぞれのGFRPロッドの引抜き力に対するコーン破壊面が重なり、耐力の低下が懸念されたため、本構造では重なりが少ない 250mm 間隔で配置することとした。GFRPロッドの間隔が広くなると、ひび割れの分散性が悪くなり、大きなひび割れが発生する可能性があるため、衝突試験を実施する前に静的載荷試験によりひび割れが集中しないことを確認している。Dura-Barrierは、場所打ち壁高欄の鉄筋と同程度の断面積を有するGFRPロッドに置き換えており、背面側のコンクリートが圧壊する曲げ圧縮破壊およびせん断キーのせん断破壊、載荷部の押し抜きせん断破壊よりGFRPロッドの破断による曲げ引張破壊が先行する結果になった。

b) GFRPロッドの付着強度と定着長

GFRPロッドの付着強度については、図-3に示すようにコンクリートブロックに設けた箱抜き孔に無収縮モルタルを充填しGFRPロッドを埋込み、無収縮モルタルが所定の強度を発現した後に引抜試験を実施することによって検証した。引抜試験は、GFRPロッドの定着性能を把握するため、付着強度が分かるように埋込み長を直径の5倍とした。モルタル強度が異なる試験体①、②について、それぞれ3体ずつ試験を行った。試験条件と試験結果を表-2に示す。Dura-Barrierに適用する高強度モル

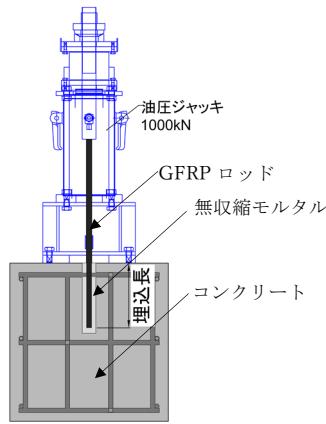


図-3 引抜試験概要図

表-2 GFRP ロッドの付着強度・必要定着長

試験体	単位	試験体①	試験体②
最大外径a	mm	20.5	
埋込長		5φ	
	mm	103	
保証引張荷重	kN	254.5	
モルタル強度	Mpa	107.0	67.4
コンクリート強度	Mpa	54.8	54.8
最大荷重*	kN	162	122
付着強度	Mpa	24.5	18.5
状態		付着切れ	付着切れ
埋込長表面積	mm ²	6601	6601
必要定着長		7.9	10.4

※最大荷重は、3体の平均値である



写真-4 GFRP ロッドの形状

タルの試験体①の付着強度は24.5N/mm²となり、コンクリート部分の圧縮強度と同程度のモルタルによる試験体②の付着強度は18.5N/mm²となった。試験体①と②の結果からも分かるように付着強度は箱抜き孔に充填するモルタル強度に依存している。また、その付着強度から保証引張荷重まで引き抜けないように必要定着長を定めた場合、試験体①の必要定着長は8φとなる。Dura-Barrierの定着長は、8φに安全率を考慮し15φとした。

c) GFRP ロッドの曲げ成形部の強度

Dura-Barrierでは、写真-4に示すようにGFRPロッドを曲げ加工しており、曲げ成形による強度低下の影響を把

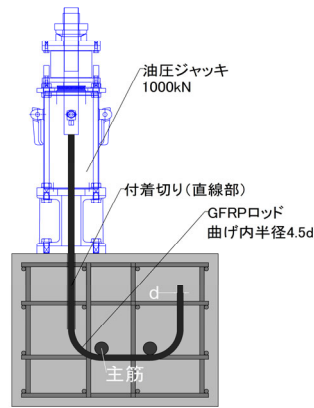


図-4 試験方法



写真-5 GFRP ロッド 曲げ成形部試験体

表-3 GFRP ロッド曲げ成形部 荷重保持率

試験体	単位	試験体A	試験体B
最大外径a	mm	20.5	26.2
最大荷重*	kN	167	285
保証引張荷重	kN	254.5	415
荷重保持率(実験)	%	65.6	68.7
荷重保持率(設計)	%	40.0	40.0
モルタル強度	Mpa	67.4	67.4
コンクリート強度	Mpa	54.8	54.8
破壊位置		曲げ成形部	曲げ成形部

※最大荷重は、3体の平均値である

握するために曲げ成形部の強度を検証した。試験方法および試験体の大きさはコンクリート工学会の試験法³⁾に準拠した(図-4)。曲げ加工したGFRPロッドを写真-5に示す。GFRPロッドは曲げ内半径を最大外径の4.5倍とし、ジャッキ下のGFRPロッド直線部の付着を切り、GFRPロッドの曲げ成形部の引張試験を実施し検証した。径が異なる試験体A、Bについて、それぞれ3体ずつ試験した結果を表-3に示す。荷重保持率は径の大きさで大きな差はなく、66~69%となり、「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)」⁴⁾に示される曲げ成型部の設計引張強度式で算出される40%より大きい結果となることを確認した。

3. 衝突試験

(1) 試験概要

衝突試験は図-5に示す衝突箇所が異なる3体の試験体を製作し、実施した。試験体は、中央載荷を試験体No.1、端部載荷を試験体No.2、接合部載荷を試験体No.3とし、試験体の大きさは、適用箇所が多い壁高欄の種別となるSB種を対象とし、長さは4mを標準とした。試験体No.3は、スリット部の影響も確認するために、スリット側が載荷位置となるように設置した。試験状況

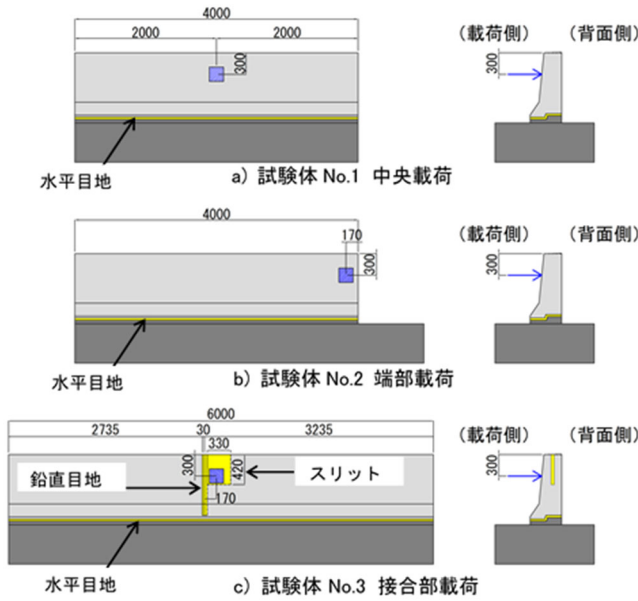


図-5 衝突試験体

表-4 プレキャスト壁高欄の要求性能（規格値）

衝突条件	衝突度	項目	規格値
「設計荷重相当」の衝突を与えた場合	2.8 kJ (SB種)	外観変状	① 有害なひび割れ(目安:0.2mm)が発生しないこと ② 構成部材が飛散しないこと
		構成部材のひずみ	壁高欄及び接合部に残留ひずみが発生しないこと
「場所打ち壁高欄における耐力相当」の衝撃を与えた場合	28 kJ (SB種)	外観変状	① 壁高欄基部の背面側のかぶりコンクリートにはく離が生じないこと ② 接合部の引張部材に破断や抜けが生じないこと

表-6 衝突試験結果

衝突条件	試験体 No.	衝突位置	ひび割れ	GFRP ロッド ひずみ	有害なひび割れが発生しないこと	構成部材が飛散しないこと	壁高欄及び接合部に残留ひずみが発生しないこと	壁高欄基部の背面側のかぶりコンクリートにはく離が生じないこと	接合部の引張部材に破断や抜けが生じないこと
STEP1 設計荷重相当(2.8 kJ)	No.1	中央部	無し	最大 0.000015	OK	OK	OK	—	—
	No.2	端部	無し	最大 0.000102	OK	OK	OK	—	—
	No.3	接合部	無し	最大 0.000023	OK	OK	OK	—	—
STEP3 場所打ち壁高欄における耐力相当(28 kJ)	No.1	中央部	最大 0.25mm	接合部目開き (最大 0.65mm)	—	—	—	OK	OK
	No.2	端部	最大 0.20mm	接合部目開き (最大 4.0mm)	—	—	—	OK	OK
	No.3	接合部	最大 0.06mm	接合部目開き (最大 0.25mm)	—	—	—	OK	OK

を写真-6、試験装置の概要を図-6示す。試験法はNEXCO試験法441（プレキャスト壁高欄の接合構造の性能試験方法）⁵⁾に準拠し、その要求性能（規格値）を表-4、衝突条件を表-5に示す⁶⁾。

STEP1、STEP3はそれぞれ試験法441における設計荷重相当、場所打ち壁高欄の耐力相当の衝突条件である。なお、STEP4以降は独自に、破壊に至るまで衝突エネルギーを漸増させた。

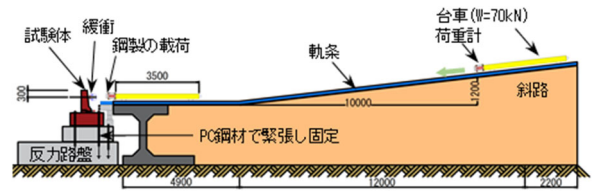


図-6 衝突試験装置の概要



写真-6 衝突試験

表-5 衝突条件

衝突ケース	衝突エネルギー
STEP 1	2.8 kJ
STEP 2	14.0 kJ
STEP 3	28.0 kJ
STEP 4	42.0 kJ
STEP 5	56.0 kJ
STEP 6	61.6 kJ
STEP 7	82.3 kJ

(2) 試験結果と考察

a) 試験結果の概要

表-6に示すように、いずれの試験体においても、試験法441の要求性能をすべて満足する結果となった。

b) STEP1の試験結果

STEP1では、いずれの試験体においても変位やひずみは弾性範囲内の挙動を示しており残留ひずみはなく、壁高欄のひび割れや接合部材の破断や抜け出しによる接合部の目開き、構成部材の飛散については確認されなかった。

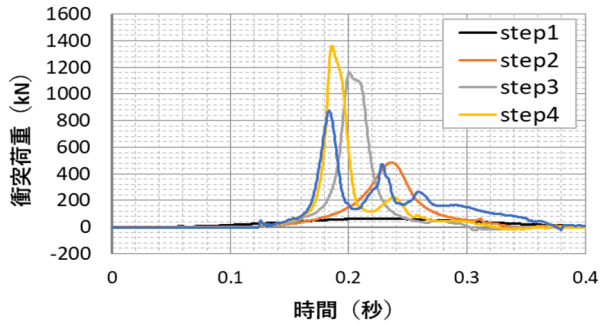


図-7 衝突荷重時刻歴 (No.1)

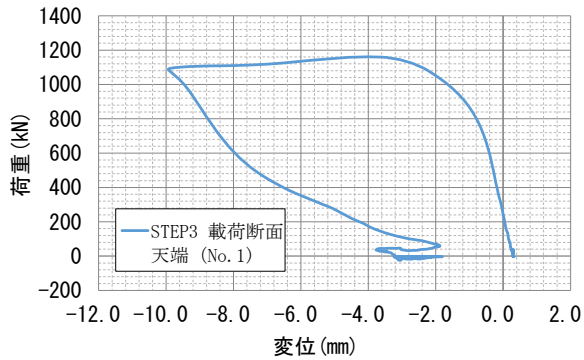


図-8 荷重と変位の関係 (No.1)

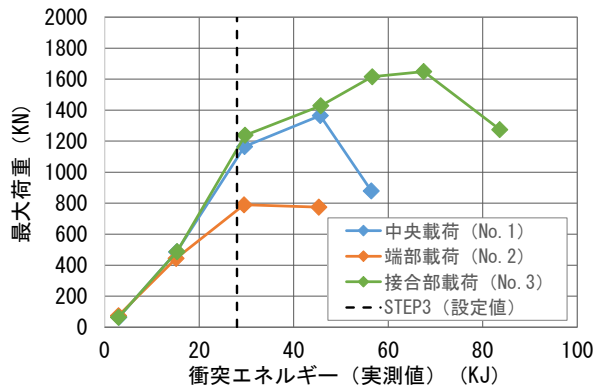


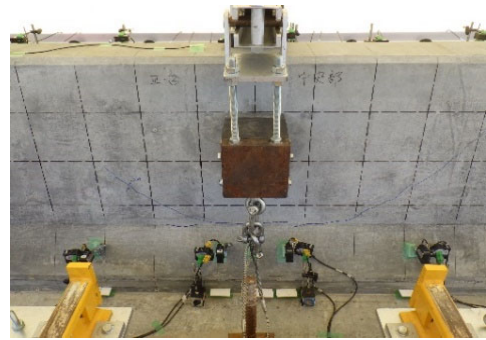
図-9 最大荷重と衝突エネルギー

接合部荷重の試験体No.3の鉛直目地についても飛散は確認されなかった。

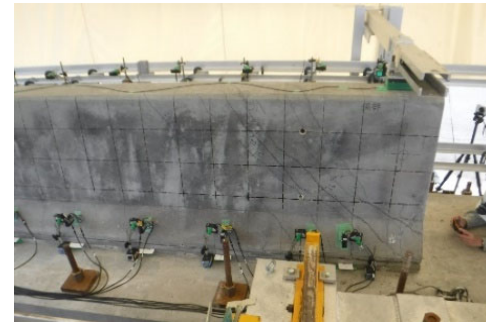
c) STEP3の試験結果

STEP3においても、すべての試験体でコンクリートの剥離は確認されなかった。試験体No.1に着目し衝撃力の時刻歴応答を図-7に示す。衝突エネルギーの増加に伴い衝突時の最大荷重が大きく、衝突時間が短くなっている。荷重は、STEP4で最大になっており、STEP4までは十分な耐荷性能を保持していることが分かる。

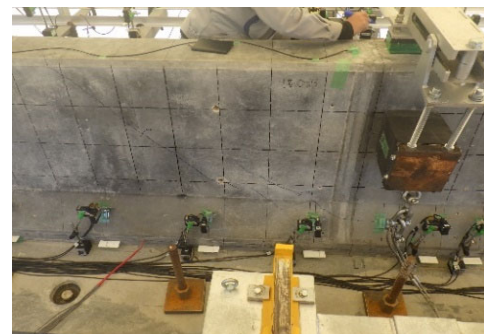
さらに、図-8に試験体No.1におけるSTEP3の載荷断面天端の水平変位と荷重の関係を示すが、最大荷重後に約2mmまで戻っており、十分な復元性能も保持していることが分かる。そのため、接合部の引張部材であるGFRPロッドは、STEP3では破断していないと判断できる。また、試験体No.1において、試験体の破壊後に、



a) 中央載荷 (No.1)



b) 端部載荷 (No.2)



c) 接合部載荷 (No.3)

写真-7 場所打ち壁高欄における耐力相当時 (STEP 3) の試験体の損傷状況一覧

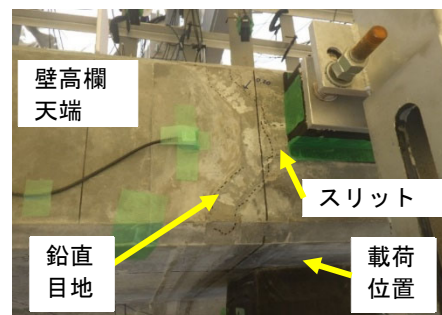


写真-8 場所打ち壁高欄における耐力相当時 (STEP 3) の鉛直目地の損傷状況 (No.3)

水平目地に沿って切断した結果、GFRPロッドの破断は見られたが、引き抜けが生じていないことを確認した。

各試験体の衝突エネルギーと最大荷重の関係を図-9に示す。いずれの試験体においても、場所打ち壁高欄における耐力相当となるSTEP3までは、ほぼ直線状に増加

しており、場所打ち壁高欄における耐力相当以降もじん性を有している。写真-7に示すSTEP3の試験体損傷状況からも分かるようにいずれの試験体においても損傷は軽微であった。写真-8に示す試験体No.3の接合部荷の鉛直目地やスリットについても破壊やずれはなく、一体性を保っていた。

d) 破壊形状に対する考察

試験体の破壊状況は、試験体No.1の中央荷および試験体No.3の接合部荷では壁高欄背面側に鉛直方向のひび割れが発生した。荷面には同心円状となるひび割れが発生し、壁高欄背面のコンクリートの圧壊およびGFRPロッドの破断により破壊に至った。試験体No.2の端部荷では荷面に斜めにひび割れが発生し、押抜きせん断破壊およびGFRPロッドの破断により破壊に至った。ただし、台車が壁高欄を突破するようなことは無く、余剰耐力も十分にあることが確認できた。試験体No.3の接合部荷についても、鉛直目地に若干ずれは発生したが、鉛直目地やスリットに大きな損傷はなく一体性を保っており、十分な耐力を確保していることを確認できた。

e) GFRPロッドの曲げ成形部に対する考察

試験体が破壊するまで衝突させた後に、試験体No.1において水平目地に沿って切断した結果、破断したGFRPロッドは曲げ成形部付近で破断していることが分かった。GFRPロッドの曲げ成形部での強度低下はあるが、衝突試験の結果、いずれの試験体についても場所打ち壁高欄における耐力相当（STEP3）まで「NEXCO試験法441」を満足できているため、曲げ成形部があっても接合部は十分な耐力を確保していることを確認できた。

4. 結論

開発したDura-Barrierの衝突試験で得られた知見を以下に示す。

- ① 鉄筋の代替としてGFRPロッドを用いたDura-Barrierは、衝突荷重に対して十分な耐荷性能を保有していることが確認できた。
- ② 壁高欄同士の接合の鉛直目地についても、場所打ち壁高欄における耐力相当の衝突荷重において破壊やずれはなく、一体性を保つことを確認できた。
- ③ GFRPロッドの曲げ成形部があっても、接合部は十分な耐力を確保していることを確認できた。

謝辞：本研究は、平成26年12月からの西日本高速道路㈱と三井住友建設（株）の共同研究『非鉄製橋梁の実現化に関する共同研究』によるものであり、西日本高速道路㈱の関係者の方々から多くのご助言を頂くとともに、細部にわたりご指導戴きました。深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Canadian Standards Association : S807-10 Specification for fiber-reinforced polymers, March 2010
- 2) 東, 中, 西日本高速道路㈱ : 設計要領第二集 橋梁建設編, 2016.8
- 3) 日本コンクリート工学協会 : JCI 規準集.1977-2002 年度, 連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書および同 (II), 連続繊維補強材の曲げ成形部引張試験方法 (試案), 2004.4
- 4) 土木学会 : 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針 (案), 土木学会コンクリートライブラリー88, 1996.9
- 5) 東, 中, 西日本高速道路㈱ : NEXCO 試験方法 第4編 構造関係試験方法, 2019.7
- 6) 東, 中, 西日本高速道路㈱ : 構造物施工管理要領, 2019.7

Structural and Construction Verification of an Ultra-High Durable Deck Slab to Girder Joint

超高耐久床版と鋼桁の接合部の構造的性能及び施工性の検証

第一構造技術部	ランコス チャミラ クマラ	CHAMILA KUMARA RANKOTH
第一構造技術部	狩野 武	TAKESHI KARINO
第一構造技術部	内堀 裕之	HIROYUKI UCHIBORI
第一構造技術部	永元 直樹	NAOKI NAGAMOTO

昨今、大規模更新事業の床版取替え工事が多く取り組まれているが、将来の維持管理を考慮した場合、できるだけ耐久性の高い床版構造が望まれる。そこで、鉄筋やPC鋼材などの腐食による劣化の原因となる鋼材を一切使用しない超高耐久床版を開発した。超高耐久床版と鋼桁の接合構造は、ずれ止め孔まわりに補強筋を設置せず、床版の耐久性をさらに高めるためにずれ止め孔を床版天端まで開けずに床版下端の箱抜きとした。本接合構造について、せん断耐力の確認試験を実施した結果、一般的なPC床版の接合構造と同等以上のせん断耐力を保有し、超高耐久床版の接合構造として使用できることを確認した。

キーワード：耐久性、無収縮モルタル、超高耐久性床版、接合部、スタッド

Considering the increased road bridge deck replacement projects in Japan recently, an ultra-high durable slab “Dura-Slab” which does not utilize any steel components had developed. A joint system between Dura-Slab and steel plate girders was proposed targeting to avoid deck penetrating openings and additional reinforcement in the deck around the joint. The usability of steel shear studs, holed steel angles and steel bolts in the joint including the effect of deck prestressing was experimentally studied. Structural behavior was evaluated against a conventional joint and the proposed joints showed a satisfactory behavior and considered to be applicable to real structures.

Key Words: Durability, No-shrinkage mortar, Dura-Slab, Joint, Stud

1. INTRODUCTION

Recently, deterioration of RC deck slabs in highway bridges has become a major problem in Japan. In numbers of cases, deck slab replacement is essential to secure the expected serviceability. A major cause of the deterioration can be identified as the corrosion of steel reinforcement which especially in snowy areas is caused by deicing agents and in coastal areas due to airborne chloride. It is well known that the reinforced concrete structures including deck slabs require a particular level of maintenance during the service life. However, the reduction of man power with aging population and increasing maintenance and renewal costs urge the promotion of ultra-durable infrastructure which will reduce the lifecycle cost as well as the overall environmental

impact.

Ultra-High Durable Slab (referred as “Dura-Slab” afterwards), a new form of pre-stressed concrete bridge deck slab was introduced by the authors¹⁾ as a viable solution to deck slab replacement projects in plate girder bridges. It is made of fiber reinforced concrete, Aramid Fiber Reinforced Polymer (AFRP) rods as pre-stressing tendons, and does not contain any form of steel reinforcement. The conventional girder-slab connection relies on the steel reinforcement in the deck slab to counteract the concentrated stresses. Since Dura-Slab does not contain reinforcing bars, further investigation was required regarding the deck-girder joint. A new type of joint was proposed and an experimental verification was carried out to understand the constructability and the structural joint performance.

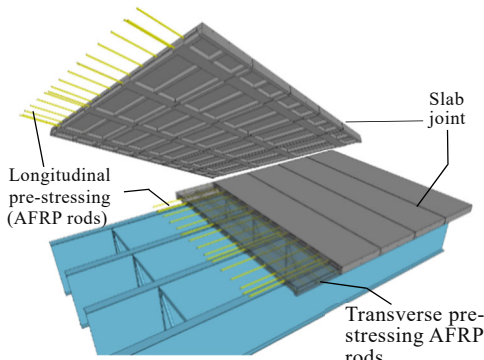


Fig. 1. Dura-Slab structure

1.1 INTRODUCTION TO “Dura-Slab”

As shown in Fig. 1, Dura-Slab is a ribbed slab made of high strength fiber reinforced (vinyl fiber) concrete with 80N/mm² design compressive strength (f_{cu}). Prestressing tendons made of AFRP rods are utilized instead of steel tendons which reduces the risk of corrosion damage. To gain faster construction speeds and higher quality, it is common practice to utilize precast deck slabs in bridge deck replacement projects. Hence, Dura-Slab is made as pre-tensioned precast panels.

2. THE SLAB-GIRDER CONNECTION METHOD OF NON-COMPOSITE PLATE GIRDER BRIDGES

The most common form of the conventional connection between the steel girders and precast concrete deck slabs is constructed with shear-studs. An example of a conventional joint is shown in Fig. 2. Openings are provided in advance in the precast concrete deck panel in joint locations. After the deck panel is placed on the steel girder, studs are welded to the girder from the opening and the openings are sealed with no-shrinkage mortar and concrete. The slab panel is additionally reinforced as shown in Fig. 2, around the opening.

The water seepage through construction joints might aggravate slab deterioration by steel corrosion²⁾. Since the conventional deck-girder connection includes penetrating holes which are filled by concrete, the joints formed after concrete fillings might lead to water leakage with time. Regarding the current development, it was decided to eliminate the penetrating construction joints at the slab-girder connection. The stud version of the proposed joint is shown in Fig. 3. Two alternatives with holed steel angles and high strength bolts were experimented as well.

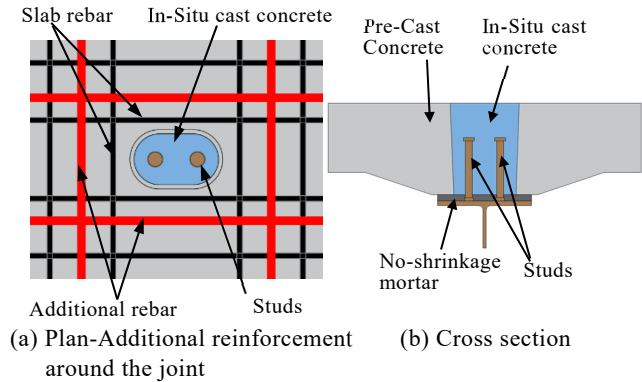


Fig. 2. A Conventional slab-girder joint

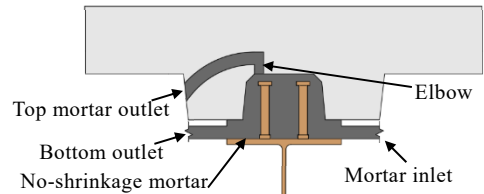


Fig. 3. Typical cross section of proposed joints

Non-deck penetrating openings and mortar outlet hoses for new joints are provided in advance in the precast panels. Mortar inlet hoses are installed at site. The openings will be sealed only by injecting high strength mortar instead of using concrete.

3. PERFORMANCE VERIFICATION OF NEW JOINTS

Applicability of the newly proposed joints was investigated by comparing the behavior with a conventional joint. The standard double shear pushout test was carried out according to the “Pushout Test Method for Headed Studs and the Latest Status of Research Related to Shear Studs” (In Japanese)³⁾ by Japanese Society of Steel Construction.

3.1 TEST CASES AND SPECIMENS

Test cases and specimen compositions are shown in Fig. 4(a) and 4(b). Case-0 represents the control specimen with a conventional joint. Case-1 to Case-6 represents the proposed joints with high strength no-shrinkage mortar and fiber reinforced concrete. Cases shown in Fig. 4(a) are made with shear studs where Case-1 represents the standard new studded joint. In Case-2, transverse deck prestressing is applied and in Case-3, GFRP rod reinforcement was introduced. Shown in Fig. 4(b), Case-5 consists of joints made of holed angle sections while Case-6 consists of joints made by high-strength bolts connected to ceramic inserts embedded in the slab. Specimens was constructed as closely

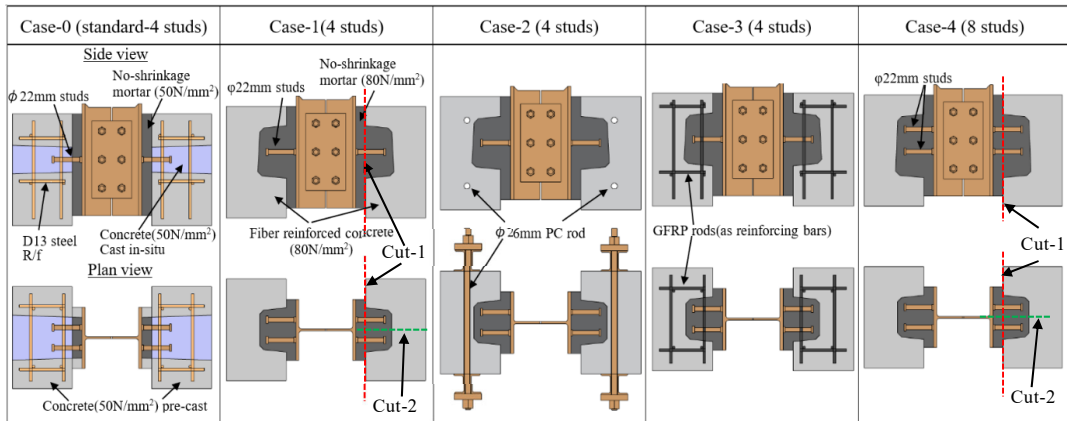


Fig. 4. (a) Specimens with shear studs

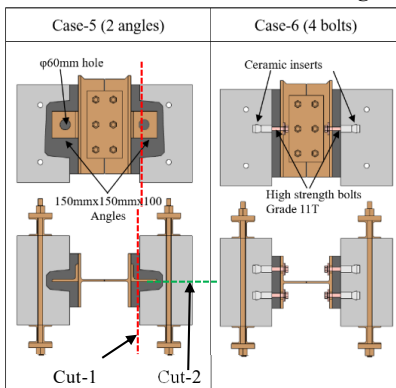


Fig. 4. (b) Specimens with angle and bolts



(a) precast concrete block

(b) block placing

Fig. 5. Specimen making (Case-4)

as possible to a real structure. Pre-cast concrete block of a Case-4 specimen and placing it on the loading girder are shown in Fig. 5.

Each test case consisted of 3 specimens (named as 1, 2, 3 e.g. first specimen of Case-0 is named as “0-1”). Two specimens (1, 2) were loaded monotonically while one specimen (3) was loaded with incremental cyclic loading (load controlled with 40kN steps until a relative displacement of 1mm and then displacement controlled in 0.5mm steps until 4mm).

3.2 EXPERIMENTAL SETUP AND MEASUREMENTS

Typical specimen dimensions and loading method are shown in Fig. 6. Steel plate supports were installed to simulate the continuity of mortar layer in real structures. Supports were not installed in Case-1-1, Case-2 and Case-3. The major measurement was the load-relative displacement curve between the concrete block and the loading girder at the level of the studs.

3.3 CONSTRUCTION QUALITY INVESTIGATION

All of the proposed joint variations require mortar injection below the deck. The mortar injection quality is not possible to be visually inspected in real construction. Hence, the

injection quality of specimens was investigated to verify the suitability of the proposed construction method. A single side of several selected specimens, 1-1, 1-3, 4-3, 5-3, were cut along the lines shown in Fig.4 for inspection. The objective of the Cut-1 was to inspect the deformed shape of the studs while Cut-2 was made to observe the mortar injection quality.

4. EXPERIMENTAL RESULTS

Load-displacement curves were normalized based on the number of studs in a specimen as recommended in the standard testing procedure³). Similarly, in Case-5 and 6 the load was normalized to the number of angles or bolts in a specimen. The normalized curves under monotonic loading for stud joints are shown in Fig. 7 (Cases with lower load capacity) and important experimental results, maximum load, yield load and displacement coefficient, which represents the joint stiffness, per stud of each specimen are shown in Table 1. The latter two parameters were calculated based on the guidelines³).

According to Fig. 7, in the cases without the steel plate supports, there was a sudden load drop after reaching a maximum value. Accordingly, there was a reduction in maximum and yield loads as shown in Table 1. However, in

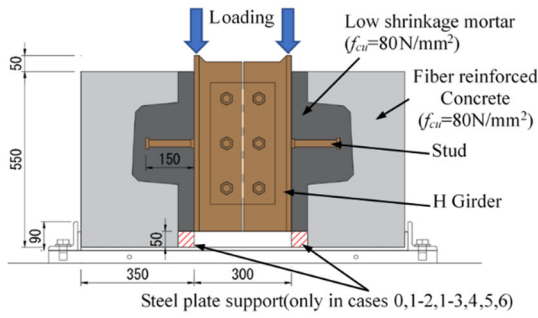


Fig. 6. Experimental setup

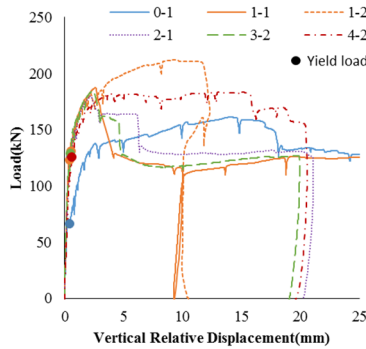


Fig. 7. Load-Displacement behavior (Load per stud)

Case 1-1 without the support, load-displacement behavior up to the sudden load drop was not significantly different from Case1-2 with the support. Additionally, considering the fact that in a real structure the mortar layer is continuous, the cases with the support may have grasped the real structural behavior. Hence, the specimens without supports may underestimate the real load capacity leading to a conservative design. Therefore, the difference of provision and non-provision of the steel plate supports was considered to be negligible for the purpose of the current study.

Third specimen of each case was loaded with incremental repetitive loading. According to the **Table 1**, it was observed that the behavior did not drastically change based on the loading method. In several cases such as 1-3, 3-1, 4-1 and 5-1 the displacement coefficient was relatively low compared to the other specimens in each case. This was due to the slight difference in time of crack appearance and displacement due to cracking.

The average (of three specimens per case) experimental results are shown in **Fig. 8**. Average maximum loads and the yield loads of Case-1 to Case-6 were more than in Case-0. Case-5 with the angle showed a significantly higher maximum and yield load due to larger dowel size and in Case-6 with bolts higher maximum load was due to higher bolt failure strength (1,040N/mm² against 440N/mm² in studs).

The displacement coefficient value in Case-4 was lower

Table 1. Experimental results

Specimen	Provision of steel plate support	Maximum load Q _{max} (kN)	Yield load Q _y (kN)	Displacement coefficient K _{st} [*] (kN/mm)
0-1	Yes	161.0	66.8	327.3
0-2	Yes	172.9	58.1	312.5
0-3	Yes	161.5	65.4	327.3
1-1	No	187.3	123.5	495.6
1-2	Yes	212.3	131.3	467.7
1-3	Yes	219.1	139.5	255.3
2-1	No	180.2	126.3	460.9
2-2	No	163.3	133.8	492.5
2-3	No	158.3	129.7	459.5
3-1	No	184.1	125.3	387.0
3-2	No	184.6	118.3	527.8
3-3	No	151.0	129.0	530.5
4-1	Yes	191.9	125.0	299.8
4-2	Yes	183.0	125.5	308.0
4-3	Yes	189.6	130.1	248.2
5-1	Yes	813.8	435.0	831.2
5-2	Yes	844.9	483.5	1166.3
5-3	Yes	788.7	444.2	1012.4
6-1	Yes	274.7	120.8	61.8
6-2	Yes	282.7	114.6	91.1
6-3	Yes	298.5	117.1	67.0

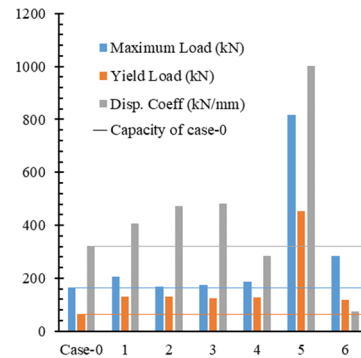


Fig. 8. Experimental results – Average value of each case

than the Case-1. The reduction may be due to the behavior interaction of closely placed studs. Due to the smaller displacement coefficient in Case-6, bolted joint was considered as not suitable for real applications without further improvements. The reduction may have occurred due to the extra space in bolt holes in flanges and between the ceramic insert wall and stud.

The behavior of the specimens in Cases-1, 2, 3 was similar irrespective of the provision of pre-stressing in Case-2 and reinforcement in Case-3. The reason is explained by the failure mode. The failure mode of specimen 1-3 is shown in **Fig. 9**. In all the specimens in Cases-1, 2 and 3, severe cracking was observed in the injected mortar without cracking in the concrete blocks. As the failure is governed by mortar failure, the applied pre-stressing and reinforcement may not have significantly contributed to the load-deformation behavior. Whereas, concrete cracks were observed in several specimens of Cases-4, 5 and 6.

The Cut-1 is shown as section B-B in **Fig. 9** and the

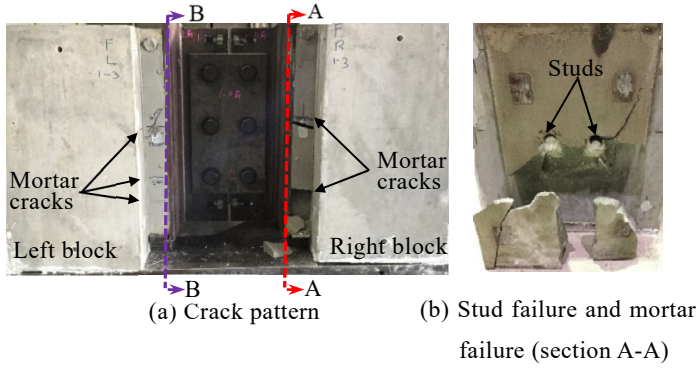


Fig. 9. Failure mode of specimen 1-3

observed stud deformation is shown in Fig. 10. Based on the stud deformation pattern, it was observed that the proposed stud joints behaved shear dominantly while the conventional joint showed a tensile dominant behavior. This phenomena may have caused the lower displacement of Case-1 at maximum load as shown in Fig. 7 .

Based on the experimental results, the stud joints was considered to be the most desirable because the angled joint might require more construction effort due to significantly increased weld lengths. Bolted joint was considered to require further improvements to be applied in a real structure.

4.1 INVESTIGATION OF THE CONSTRUCTION QUALITY

Specimens, 1-1, 1-3, 4-3, 5-3, were cut to inspect the mortar injection quality. A single side of the observed surfaces after executing the Cut-2 in specimen 1-1 and 5-3 are shown in Fig. 11. It was observed that small air pockets were remained near the top mortar outlet hose in specimen 1-1 and 4-3. In the other two specimens this condition was not observed. However, in specimen 5-3 it was observed that air has stuck on a portion of the mortar outlet hose.

Since not all specimens had air pockets near the top outlet hose, it was considered that formation of this air pocket can be prevented by careful construction and properly pressurizing mortar before sealing the outlet hose. The air trapping in the outlet hose might be able to control by slightly angling the outlet hose inside concrete instead of using the elbow as shown in Fig. 3.

5. JOINT SAFETY FACTOR AGAINST DESIGN GUIDELINES

Design load capacity of the studded joints was calculated according to Specification for Highway Bridges ⁴⁾ by Japan

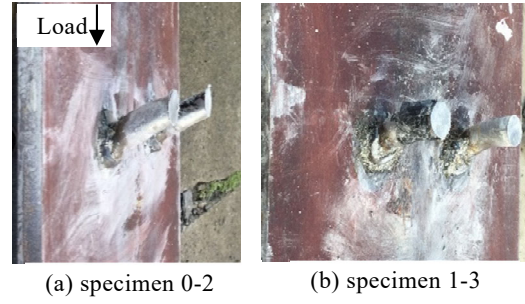


Fig. 10. Deformation of studs

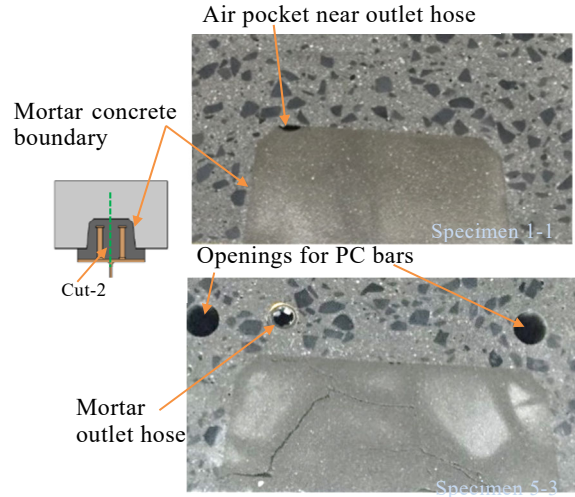


Fig.11. Cutting face of specimen 1-1, 5-3

Road Association(JARA) guidelines and Standard Specification for Composite Structures⁵⁾ by Japanese Society of Civil Engineers(JSCE). The factor of safety of the joint specimens was evaluated as the ratio between the experimental load capacity and the calculated design load capacity.

5.1 DESIGN LOAD CALCULATION

Allowable design load on a stud (Q_a) can be calculated according to equation (1) when height to diameter ratio exceeds 5.5 (6.8 in current experiment) based on JARA guidelines. Stud diameter is denoted by d and σ_{ck} is the design compressive strength of concrete (80N/mm^2).

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (1)$$

$$V_{ssud} = 31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} + 10000 \quad (2)$$

$$V_{ssud} = A_{ss}f_{ssud} \quad (3)$$

Ultimate load capacity of a stud (V_{ssud}) is given by the least value defined by equations (2) and (3) according to JSCE standards. The design load capacity is obtained as $0.5V_{ssud}$. The quantities defined by A_{ss} , h_{ss} , d_{ss} , f'_{cd} , f_{ssud} , are

Table 2. Factor of safety

Case	Experimental		JARA			JSCE	
	Q _y	Q _u	Q _d	FOS _(Q_y)	FOS _(Q_u)	Q _d	FOS _(Q_u)
C-0	63.4	165.1	32.2	2.0	5.1	76.0	2.2
C-1	131.4	206.2	40.7	3.2	5.1	76.0	2.7
C-2	129.9	167.3	40.7	3.2	4.1	76.0	2.2
C-3	124.2	173.2	40.7	3.1	4.3	76.0	2.3
C-4	126.9	188.2	40.7	3.1	4.6	76.0	2.5

Q_y, Q_u, Q_d are in kN, all values are given per stud

stud cross sectional area, stud height, stud diameter, compressive strength of concrete and stud strength (400N/mm²). Compressive strength of concrete was used as 50N/mm² based on the scope of equation (2). The design joint load capacity was governed by equation (3) for all the specimens irrespective of used compressive strength value.

5.2 CALCULATION RESULTS

Factor of safety calculation results are shown in **Table 2** where Q_y, Q_u, and Q_d denote experimental average yield load, experimental average ultimate load and calculated design load. FOS_(Q_y) and FOS_(Q_u) respectively denote the factor of safety against experimental yield load and factor of safety against experimental ultimate load.

The design load capacity calculated from JSCE equations results in ultimate load capacity. Therefore, the factor of safety against yield load was not evaluated.

The FOS_(Q_y) of proposed joints according to JARA standards was above 3.0 and was greater than the standard specimen. However, FOS_(Q_u) was smaller than the standard test case in Cases-2,3 due to the lack of continuity due to absence of steel plate supports which might increase to same level as Case-1 with continuous mortar layers in real structures. In Case-4, reduction might be due to the group action of studs. According to JSCE calculation method, all the proposed joints showed a higher safety factor than the standard specimen. JARA standards may be used to estimate the design strength of proposed stud joints when the joints consists of only two studs based on results of Case-1.

6. CONCLUSIONS

A new type of joint was proposed between ultra-high durable slab, Dura-Slab, and steel girders targeting to remove the deck penetrating holes in slab. An experimental study was carried out to investigate the structural performance of the new joint system and suitability of using shear studs, holed angle steel sections and bolts as well as the requirement of

additional deck reinforcement near the joint and effect of deck transverse pre-stressing on the joints were investigated based on joint load capacity, yield load and displacement coefficient.

The performance of newly proposed joints except of the bolted joint showed a superior behavior with respect to a conventional joint. The failure mode of the new joint was not governed by the concrete failure, hence the provision of additional reinforcement deemed unnecessary while the effect of transverse prestressing may not affect the joint load capacity. The construction quality of the joint was investigated by cutting several selected specimens and the quality was considered to be at an acceptable level with some room for improvement in later stages.

Factor of safety of the joints was evaluated based on JARA and JSCE design specifications and showed an ample factor of safety against design load. Considering the margin of safety, JARA standards may be used to calculate the design capacity of newly proposed stud joints with only two studs.

Acknowledgement: This study was conducted as a part of a joint research between West Nippon Expressway Co., Ltd. and Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd. Authors express their sincere gratitude to responsible personnel.

References

- 1) Fukuda M., Ashizuka K., Karino T., Sanga T.: "Experimental Study on Fatigue Durability of Ultra Durable Slab", 26th Symposium on Developments of Prestressed Concrete, pp555-558, 2017.
- 2) Tanaka Y., Murakoshi J.: "Diversification of deterioration modes and waterproofing measures for reinforced concrete slabs for road bridges", 8th Road Bridge Slab Symposium, Japan Society of Civil Engineers, pp281-284, 2014.
- 3) Pushout Test Method for Headed Studs and the Latest Status of Research Related to Shear Studs, Japanese Society of Steel Construction, 1996.
- 4) Japan Road Association, "Specification for Highway Bridges", vol.03, 2012.
- 5) Japan Society of Civil Engineers, "Standard Specification for Composite Structures", 2014.

パイプクーリング水温自動制御装置の適用

Application of Automatic Control Device in Pipe Cooling

建設基盤技術部 基 哲義 AKIYOSHI DAI
 建設基盤技術部 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI
 中部支店 伊藤 篤 ATUSHI ITO
 土木技術部 竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

コンクリート構造物における確実な温度ひび割れ制御を目的として開発したパイプクーリング水温自動制御装置（以下、インテリジェントパイプクーリングシステムと称す）を、PC 上部工工事で横桁部 145 箇所に適用した。その結果、循環水の水温制御が確実に実施されていることを確認し、システムの性能と現場での適用性および自動化による省力化を検証できた。また、事前解析において、簡易断熱試験による使用材料の適正確認と、施工条件を含め適切な条件設定が重要であることが分かった。

キーワード：パイプクーリング，自動制御，マスコンクリート，温度ひび割れ，温度解析

For the purpose of reliable thermal crack control in concrete structures, 145 automatic control devices in the pipe cooling were applied to a prestressed concrete bridge superstructure. As a result of that, field applicability and labor saving were confirmed. In addition, it was found that it is important that, in pre-analysis, proper materials are selected by thermal insulation test, and appropriate condition is set.

Key Words: Pipe cooling, Automatic control, Massive concrete, Thermal crack, Thermal analysis

1. はじめに

セメントの水和発熱により発生する温度ひび割れが想定されるコンクリート構造物に対しては、ひび割れ発生の有無やひび割れが構造物の性能に与える影響を事前に照査し、適切な対策を講じる必要がある。PC 上部工の横桁部においてはマスコンクリートになるケースが多く、さまざまな対策が講じられている。一般的な水循環式パイプクーリング工法は、図-1 に示すように水槽を用いた常温水や冷却水を循環させる方式であるが、コンクリートを通過した水は高温となって戻ってくるため想定した効果を得られない場合がある。これを解決すべく、筆者らは打込み後のコンクリート温度をもとにパイプクーリングの水温を自動制御するインテリジェントパイプクーリングシステムを開発し、水門カーテンウォール工事に適用してその有効性を確認してきた²⁾。本システムは図-2 に示すように、常温水槽と低温水槽を有し、躯体コンクリートの温度が装置に入力した制御温度を上回ると自動で低温水を混合して冷却するシステムである。

本稿では PC 上部工における端支点横桁と中間支点横桁の上下線合わせて 145 箇所に適用したシステムの概要

と適用結果について報告する。

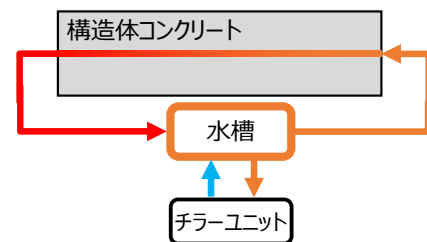


図-1 通常の水循環式パイプクーリングの概要図

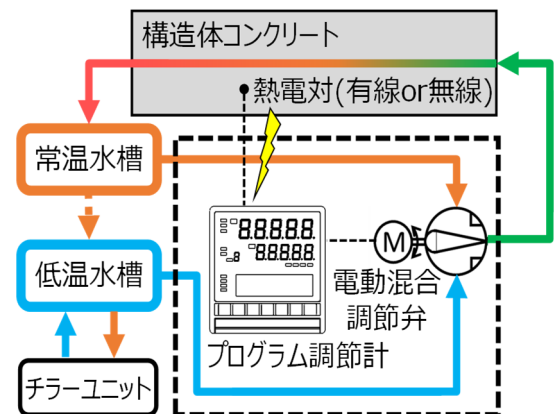


図-2 インテリジェントパイプクーリングシステムの概要図

2. インテリジェントパイプクーリングシステム

一般的なパイプクーリングの場合、事前の温度応力解析により定められた条件で運転が行われるが、解析時に想定されたコンクリートの打込み温度や周囲の環境温度が事前解析時の想定されたものとは異なることがあり、想定された制御効果が十分に得られない場合がある。また、施工時の計測データをもとに技術者が手動で温度や流量などを調整することもあるが、最も調整が必要となる温度上昇時は夜間になることが多く、リアルタイムでの管理・調整は困難と考えられる。アラームによる遠隔操作などの方法も考えられるが、タイムラグが大きく急激な温度変化には対応できない可能性がある。さらに、常温水や冷却水を循環させる方式は、コンクリートを通じた水が高温となって戻ってくるため、水槽内の水温を一定に保つには大型なチラー設備が必要となり、設置場所やコストなど様々な問題が出てくる。

一方、インテリジェントパイプクーリングシステムは、躯体コンクリートにおける代表的な温度を計測し、その温度が設計時に想定された温度を上回らないように、パイプクーリングの水温を自動制御するものである。循環する水は、常温水に常温水よりも10℃程度低い温度の低温水を混合する混合方式とすることで、通常の温まった循環水を冷却する方式よりも早く循環水を冷却できる。システムの特徴としては、以下である。

- ① 完全自動制御のため迅速かつ確実な制御が可能で、省力化も図れる。
- ② 常温水に低温水を混合する水温制御方式を採用することによって、水温調節のレスポンスを高めた。
- ③ 躯体コンクリートの温度が最高温度から制御温度以下に低下した後は、常に常温水が循環し、常温水槽の水温も徐々に上昇することから過冷却を防止できる。
- ④ 装置や水槽が独立しているため設置場所が施工箇所に合わせてアレンジできる。

本システムを適用することにより、無人であっても迅速かつ確実な温度ひび割れ制御が可能になる。

3. 対象構造物

インテリジェントパイプクーリングシステムを導入したのは、橋長約850m～950mの3現場のPC上部工工事である。橋梁形式はいずれも連続プレキャストU形コンボ橋であり、現場内で製作したプレキャスト桁を運搬して架設ガーダーにより、別途施工した柱頭部に一括架

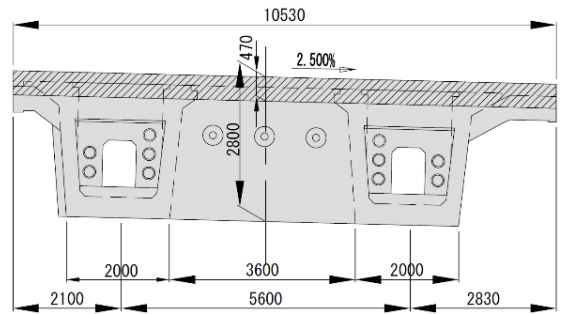


図-3 端支点横桁の構造図(標準断面)

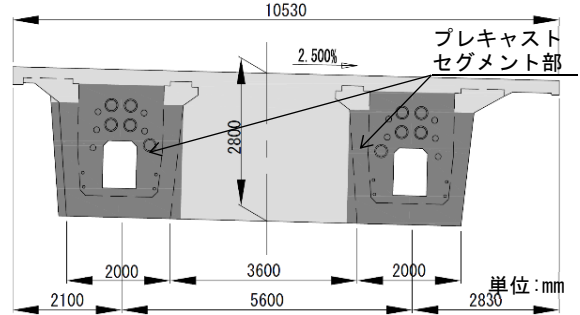


図-4 中間支点横桁の構造図(標準断面)

設する U 桁リフティング架設工法が主に採用されている。マスコンクリート対策としてシステムを適用した端支点横桁と中間支点横桁は上下線あわせて145箇所になる。中間支点横桁はいずれも同様な構造であることから、主桁部分および隔壁部をプレキャストセグメント部材とするハーフプレキャスト構造が採用されている。端支点および中間支点横桁の構造図を図-3、図-4に示す。いずれも桁高は約2.8m、幅は約10m、奥行は端支点横桁で約2.4m、中間支点横桁で約3.6mである。マスコンクリートとなる部分はどちらも隔壁部間で3.6mほどの幅である。施工は2018年6月から2019年12月までの1年半と長期にわたり、寒中対策が必要になる冬期から暑中対策が必要になる夏期と環境条件も多岐にわたった。

4. 事前解析と制御温度の設定

インテリジェントパイプクーリングシステムは、事前解析で得られた温度をもとに制御を行うため解析の精度が非常に重要となる。そのため、以下の手順により実験と事前解析を行なった。

- ① 実際に打設するコンクリートを用いた簡易断熱試験。
- ② パイプクーリングに使用する材料の設定。
- ③ 解析モデルの作成。
- ④ 打設時期に合わせた条件の設定。
- ⑤ 解析。
- ⑥ 解析結果より求めた制御温度の決定。

表-1 コンクリートの配合と熱物性値

工場	W/C (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m ³)					密度 ρ (kg/m ³)	比熱 c _c (kJ/kg°C)	熱伝導率 λ (W/m°C)	熱拡散率 h _c ² (m ² /s)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 SP				
A	43.0	47.7	160	372	843	949	2.604	2324	1.30	2.10	7.04×10 ⁻⁷
B	42.9	48.6	152	368	880	951	2.478	2351	1.29	2.40	7.83×10 ⁻⁷
C	43.0	48.2	159	370	860	929	2.960	2318	1.31	1.60	5.25×10 ⁻⁷

セメント：普通ポルトランドセメント，混和剤：高性能 AE 減水剤



写真-1 熱伝導率試験状況

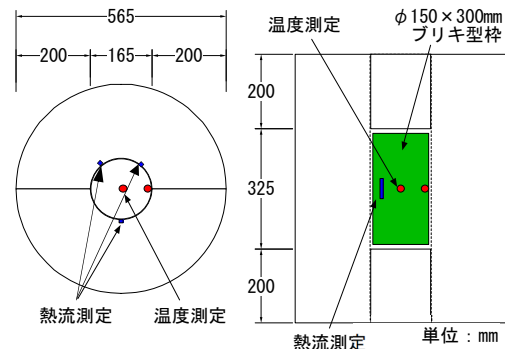


図-5 簡易断熱型枠と測定位置

コンクリートの発熱特性は使用する材料や配合によっても異なることから、熱流センサーを使用した簡易断熱試験³⁾⁴⁾を実施することにより、熱伝導率と温度依存型の水和発熱速度式を求めて解析精度の向上を図った。また、ひび割れをできるだけ制限するために、事前解析ではひび割れ指数が1.4以上になる条件を求めた。

(1) コンクリートの配合および熱物性値

端支点および中間支点横桁部において使用したコンクリートの配合および熱物性値を表-1に示す。コンクリートの呼び強度は36、スランプは12±2.5cm、空気量は4.5±1.5%である。密度ρは配合値とし、比熱c_cはコンクリート標準示方書⁵⁾に示されている式(1)を用いて密度より算出した。熱伝導率λも躯体コンクリートの温度上昇に影響することから、実際に打設するコンクリートを用いた試験により求めた。試験方法は、中心部に熱電対を埋め込んだφ150×300mmの円柱供試体を50℃の温水中で一様に温めた後に20℃の水槽に移し、時間経過とともに低下する供試体中心温度を計測した。試験状況を写真-1に示す。熱伝導率については、円柱供試体をモデル化した3次元FEM温度解析においてさまざまな値を設定し、温度の解析結果が実測値に最も近くなる値を決定した。熱拡散率h_c²はコンクリート標準示方書に示されている式(2)を用いて算出した。

$$c_c = 3.03 \times 10^3 / \rho \quad (1)$$

$$h_c^2 = \lambda / \rho c_c \quad (2)$$

(2) コンクリートの水和発熱速度

コンクリートの発熱速度は温度の影響を受ける。今回の対象物のように、表面からの放熱の影響を受けなが

らパイプクリーニングを行う条件（すなわち部位ごとのに発熱速度が異なる条件）での温度解析の精度を高めるには、温度依存性を考慮した発熱速度のモデルを用いることが有効である。そこで、鈴木ら⁶⁾によってコンクリートへの適用が確認されている、式(3)で示される温度依存型の水和発熱速度式を用いることとした。試験では積算発熱量Qと限界水和発熱速度の対数logH_∞の関係を求め、各位置、各時点における積算発熱量Qと絶対温度Tから水和発熱速度Hを求めた。

$$\log H = \log H_{\infty}(Q) - \frac{E(Q)}{R} \left[\frac{1}{T} \right] \quad (3)$$

ここに、Q：積算発熱量，H_∞：限界水和発熱速度

T：絶対温度，-E/R：セメントの温度活性

鈴木らによれば、打込み温度を2水準以上に変化させた断熱温度上昇試験により求めた断熱温度上昇量より、上記の関係を算定する方法が提案されているが、ここでは実際の施工で使用するコンクリートの発熱速度を求めるために、現地の生コン工場でも実施可能な簡易断熱試験を実施し、その結果より算定することとした。試験に使用した発泡スチロール製の保温型枠は図-5に示すとおり、外径565mm、高さ725mmの円柱状で中心部にはφ150×300mmのブリキ型枠を配置した。型枠は全面が200mmの断熱材で覆われる形状である。測定項目は外気温、コンクリート温度、ブリキ型枠面での熱流束とした。試験に用いたコンクリートは、打込み温度の変化を模擬するため、練上がったコンクリートと、練り上がり温度+10℃程度に加温および-10℃程度に冷却したコンク



写真-2 加温と冷却状況

写真-3 試験状況

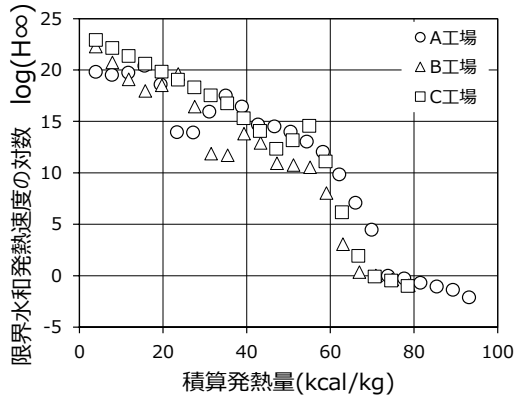


図-6 積算発熱量 Q と限界水和発熱速度の対数 $\log H_{\infty}$

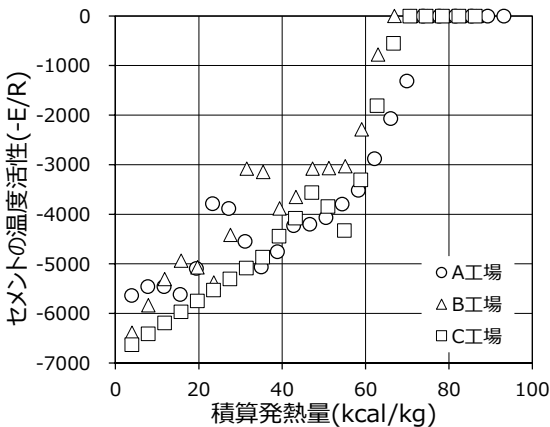


図-7 積算発熱量 Q とセメントの温度活性 $-E/R$

リートの3水準について試験を行った。供試体の加温、冷却状況を写真-2、試験状況を写真-3に示す。また、簡易断熱試験の結果を用いて算定した積算発熱量 Q と限界水和発熱速度の対数 $\log H_{\infty}$ の関係を図-6に積算発熱量 Q とセメントの温度活性 $-E/R$ の関係を図-7に示す。同じ呼び強度のコンクリートであっても、使用している材料が違えば発熱速度には差がある事が分かる。解析にはこの結果を水和発熱モデルとして定義した。

(3) パイプクーリングとそのほかの物性値

パイプクーリングには実際に工場で使用する外径21.5mm、内径15.6mmのポリエチレン管の熱伝達率を使用し、そのほかのパイプクーリングの条件は表-2とした。木型枠の熱伝達率については、これまでの実績から $5W/m^2$ とし、それ以外の物性値についてはコンクリート

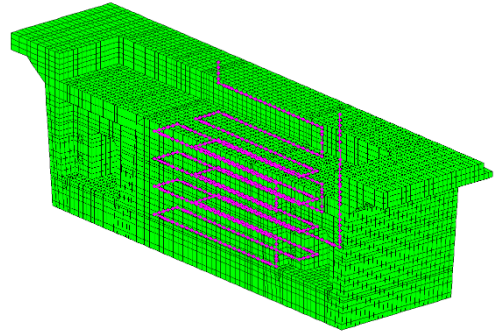


図-8 端支点横桁解析モデル

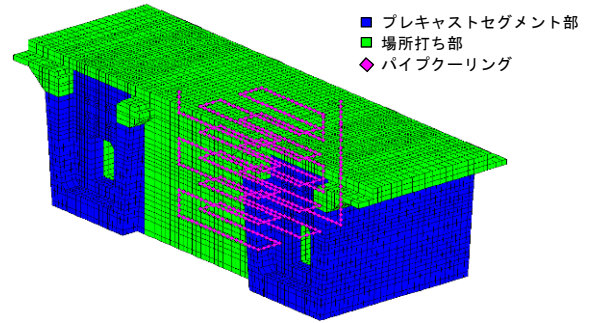


図-9 中間支点横桁解析モデル

表-2 温度解析に用いたパイプクーリングの条件

水槽容量(m ³)	3.0
通水温度(°C)	通水開始時は日平均気温と同温 その後は循環による水温上昇
通水流量(L/min)	10
通水流速(cm/sec)	87.2
熱伝達率 (kcal/m ² h°C)	50.2 (当社試験値)
通水時間(時間)	72

標準示方書の値を使用した。

(4) 解析モデルとパイプの配置

今回の橋梁の形状に合わせて作成した端支点横桁および中間支点横桁の解析モデルを図-8、図-9に示す。中間支点部は前述のとおり、いずれも同様な構造であることから、主桁部分および隔壁部をプレキャストセグメント部材とするハーフプレキャスト構造となっている。パイプは橋軸直角方向に40~50cmの間隔で高さ方向には4段配置した。コンクリート中の配管延長は端支点モデルで62.9m、中間支点モデルで68.8mである。

(5) 外気温と打込み時のコンクリート温度

事前解析に用いた工事場所付近の月別平均気温と日最高気温の平年値(統計期間:1981~2010年)を表-3に示す。1年間の気温の変化はサインカーブで近似し、月平均気温の平年値を外気温として用い、コンクリートの打込み温度は外気温+5°Cを使用した。また、寒中対策が必要となる12月から3月の期間は足場全体をシートで覆

表-3 外気温の平年値 単位：℃

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
月別平均気温	2.5	3.1	6.2	11.3	15.5	18.9	22.4	23.7	20.5	15.1	9.9	5.0
日最高気温	7.7	8.1	11.2	16.5	20.4	23.1	26.6	28.4	25.1	20.0	15.1	10.4



写真-4 実施状況



写真-5 装置配置状況

い、打設時から4日間は5℃の環境を保持する条件とした。コンクリートの打込み温度は、各プラントにおけるこれまでの実績温度を用いた。

(6) 制御温度の設定

インテリジェントパイプクリーニングシステムは計測値が制御温度を超えた段階で通水温度を下げる設定となっており、実際の温度は制御温度よりも少し高くなるため、事前解析である設計値よりも低く設定する必要がある。そのため、循環水の温度をコントロールするための制御温度は温度の事前解析値に対して、その最大値が-5℃低くなる比率を乗じることによって定めた。

5. 実施工

(1) インテリジェントパイプクリーニングシステムにおける水温自動制御の検証

インテリジェントパイプクリーニングシステムの実施状況を写真-4、写真-5に示す。一体型のシステムでは大型となり設置場所が制限されてしまうが、本システムは装置や水槽が独立しているため、施工箇所に合わせて配置できるコンパクトな仕様となっている。

代表的な実測温度と通水温度、常温水槽水温と低温水槽水温の計測結果を図-10に示す。実測温度の計測は、事前解析で温度が最大になった位置で行なった。温度計測結果をみると、コンクリート温度が制御温度よりも低い場合には比較的温度的の高い常温の水が流れ、コンクリート温度が制御温度よりも高い場合にはそれよりも20℃程度低い温度の水が流れていて、本装置の特徴である水温調節のレスポンスの高さが分かる。このことから、インテリジェントパイプクリーニングシステムは正常に動作しており、適切に自動制御が行われている事が確認できた。また、水温が自動で切り替わる点で、通水時

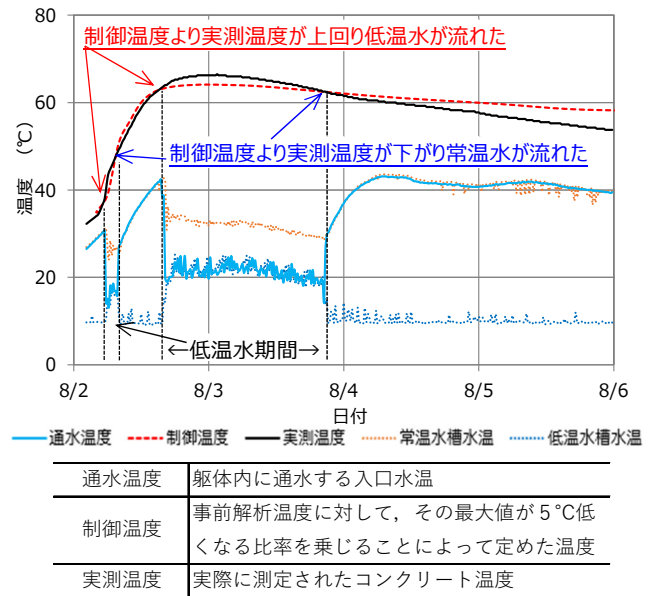


図-10 代表的な温度計測結果

に常時データを管理する人員が省け、省力化にも貢献するシステムであることが分かる。

(2) 計測結果と検証

長期にわたるシステムの適用において、事前解析値と実測値が乖離するケースがいくつか出てきた。原因究明のため、施工条件や環境条件を再調査するとともに再現解析を行った。施工時期の異なる実測温度と通水温度の計測結果に、事前解析結果、制御温度と新たに実施した再現解析の結果を加えた例を図-11に示す。再現解析は施工時に打ち込まれたコンクリート温度や環境温度、通水温度と通水速度をもとに実施した。

図-11に示すように、冬期施工の寒中対策期間において実際の温度が事前解析を上回る箇所が確認された。この原因として以下のことが考えられ、再現解析によって確認した。

- ① 施工開始当初の事前解析に用いた外気温は、気象庁が提供する1981～2010年の月平均気温の平年値を用いていたが、実際には施工時の外気温が高く、それに伴い打込み温度も高くなり、温度上昇も早く、打込み後のコンクリートの最高温度が上がったこと。
- ② 寒中対策として実施した給熱養生の影響が考えられ、事前解析では5℃で設定していた給熱養生

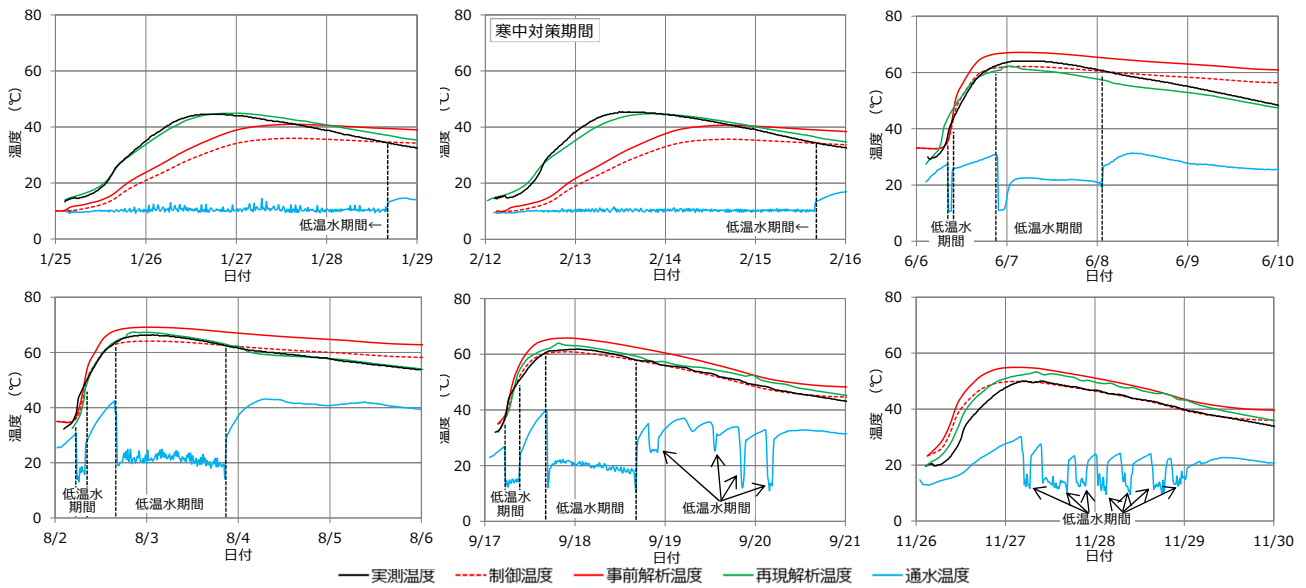


図 - 11 水温自動制御結果と解析結果

に対し、実際には 5~15℃程度であったこと。

①については 2018 年 11 月までの計測データに基づき検討を行い、2018 年 12 月以降の外気温については日最高気温を使用し、コンクリートの打込み温度は外気温 +8℃と対策した。しかし、②については、実施工において給熱養生を実施する場合、環境温度を適切に検討し、設定および管理する必要があることが分かったが、本工事では対処できず今後の課題となった。ただし、実際の温度が事前解析を上回った箇所においては、再現解析を実施し、ひび割れ指数が 1.4 以上であることと、ひび割れが発生していないことを確認している。

実測温度と再現解析温度を比較すると、最高温度の差は最大 5℃程度と小さく、温度の昇温および降温勾配もほぼ等しく、適切に再現できていることが確認できた。インテリジェントパイプクーリングシステムを使用する際は制御温度の精度、すなわち事前解析の精度が重要になるので、実際に打ち込むコンクリートの熱伝導率や温度依存型の発熱速度式を簡易断熱試験によって求めることは有用な手段であることが分かる。

6. まとめ

PC 上部工横桁部の 145 箇所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結果、完全自動制御による水温制御が確認でき、システムの性能と現場での適用性および省力化の効果が確認された。また、確認できるすべての施工箇所においてひび割れ指数 1.4 以上に制御でき、ひび割れもない良質な横桁部を構築することができた。今回、1 年半と長期にわたる施工を通して事前解析の重要性を改めて再認識した。特に条件設定につい

ては次の点に留意する必要がある。

- ① 近年、外気温は上昇している傾向にあるので、解析時に用いる外気温の設定には注意する必要がある。
- ② 実施工において給熱養生などの寒中対策を実施する場合は、環境温度を適切に検討し、設定、管理する必要がある。

参考文献

- 1) 基哲義, 樋口正典, 原勝哉, 村尾光則: パイプクーリングにおける水温自動制御装置の開発, 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.243-248, 2017.10
- 2) 二木英人, 基哲義, 原勝哉, 樋口正典: 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を適用したマスコン対策技術, 日本コンクリート工学会コンクリート工学, pp.585-590, 2018.7
- 3) 基哲義, 樋口正典, 梶貢一, 澤本武博: 熱流センサーを用いたコンクリートの簡易断熱試験, 土木学会第 73 回年次学術講演会, V-399, pp.797-798, 2018.8
- 4) 基哲義, 樋口正典, 梶貢一, 澤本武博: 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, プレストレストコンクリート工学会第 27 回シンポジウム論文集, pp.543-548, 2018.11
- 5) 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2017
- 6) 鈴木康範, 辻幸和, 前川宏一, 岡村甫: コンクリート中に存在するセメントの水和発熱過程の定量化, 土木学会論文集, 第 414 号, V-12, pp.155-164, 1990.2

超低収縮高強度繊維補強コンクリートの基礎的性質

Fundamental Properties of Ultra-low Shrinkage and High-strength Fiber Reinforced Concrete

建設基盤技術部 佐々木 亘 WATARU SASAKI

建設基盤技術部 恩田 陽介 YOUSUKE ONDA

建設基盤技術部 松田 拓 TAKU MATSUDA

短繊維補強コンクリートは、短繊維をマトリクス中に分散させるために一定のペースト量を確保する必要がある。これは、流動性と材料分離抵抗性の確保のために単位水量が大きくなる傾向にあることを意味し、収縮をはじめとする体積変化に対しては決して有利な条件ではない。そこで本稿では、超高強度コンクリートで実績のある複数の混和材からなる結合材とフェロニッケルスラグ細骨材による収縮低減効果に着目し、短繊維補強コンクリートにおける効果の確認を行った。その結果、従来の高強度繊維補強コンクリートに比べて、流動性や力学特性は同程度または向上させながら、大幅に単位水量と自己収縮を低減できることを確認した。

キーワード：短繊維、高強度、自己収縮、混和材、フェロニッケルスラグ細骨材

Fiber reinforced concrete needs to have a certain amount of paste to disperse the short fibers in the matrix. This means that the unit water content tends to be larger than that of plain concrete to ensure fluidity and segregation resistance, which is never a favorable condition for volume changes such as shrinkage. In this paper, the shrinkage reduction effect by using ferronickel slag sand and binder which is a combination of several supplementary cementitious materials that have been used in ultra-high strength concrete, was verified. As a result, it was confirmed that the unit water content and autogenous shrinkage could be significantly reduced while the flowability and mechanical properties were similar or improved compared to the conventional high-strength fiber reinforced concrete.

Key Words: Sort fiber, High strength, Autogenous shrinkage, Supplementary cementitious materials, Ferronickel slag sand

1. はじめに

繊維補強セメント複合体（以下、FRCC と称す）の大きな特徴は、セメント複合体の弱点であるひび割れ発生後の力学特性を大きく改善することにある。短繊維をコンクリートやモルタルといったセメント複合体に均一に分散させることで、ひび割れ幅の抑制、じん性や耐衝撃性の向上、引張強度、曲げ強度やせん断強度の改善などを図ることができる。FRCC については、古くは 20 世紀初頭から検討が行われてきた。我が国では 1970 年代あたりから構造利用を目的とした研究が精力的に行われ、土木学会をはじめとする様々な機関で鋼繊維補強コンクリートの設計施工に関する指針類¹⁾が整備された。近年では、超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）や複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（以下、SHCC）といった高性能な FRCC が開発され、それぞれ

に特化した設計施工指針^{2), 3)}が取り纏められるとともに、実構造物への適用も進められている⁴⁾。

コンクリート等のセメント複合体の配合設計に当たって、単位水量（同一の水粉体容積比においては単位ペースト容積と同義）は可能な限り低減するのが望ましいことは言うまでもない。しかし、FRCC においては、マトリクス中に実積率⁵⁾の小さな固体である短繊維を分散させる必要があることから、流動性と材料分離抵抗性を確保するためには、一般のコンクリートやモルタルに比べて大きい単位ペースト容積が必要となる傾向にある。一方で、フェロニッケルスラグ細骨材（FNS）等の収縮低減効果を有する細骨材ならびに複数の産業副産物を組み合わせた結合材を用いることで、流動性は確保したまま単位水量を大きく低減することができ、かつ収縮が極めて小さい高強度コンクリートが得られることがわかってきた⁶⁾。そこで本稿では、FNS と複数の産業副産物から

表-1 使用材料

材料		物性など	記号	
水		上水道水 (千葉県流山市)	W	
結合材 (粉体)	セメント	中庸熟ポルトランドセメント, 比表面積 3,250 cm ² /g, 密度 3.21 g/cm ³	M	B (P)
	フライアッシュ	JISI 種相当品, SiO ₂ 68.9%, Ig.loss 2.0%, 比表面積 5,590 cm ² /g, 密度 2.39 g/cm ³	FA	
	シリカフェーム	エジプト産, SiO ₂ 93.6%, BET 比表面積 22.3 m ² /g, 密度 2.26 g/cm ³	SF	
細骨材		フェロニッケルスラグ細骨材, 吸水率 2.70%, 表乾密度 2.90 g/cm ³	FNS	S
		鹿沼産硬質砂岩砕砂, 吸水率 1.45%, 表乾密度 2.62 g/cm ³	CS	
粗骨材		鹿沼産硬質砂岩砕石 1305, 表乾密度 2.63 g/cm ³	G	
短繊維		鋼繊維, φ 0.2×15 mm, 引張強度 2000 N/mm ² 以上, 表乾密度 7.85 g/cm ³	Fb	
化学 混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物	SP	
	消泡剤	ポリアルキレングリコール誘導体	DF	

表-2 コンクリートの配合条件

記号	水粉体 容積比 w/p [%]	水 結合材 比 W/B [%]	単位 水量 W [kg/m ³]	モルタル 細骨材 容積比 s/mor [%]	単位 粗骨材 絶対容積 Vg [L/m ³]	短繊維 混入率 Vf [%]	空気量 [%]	粉体の構成比率 (容積比)		
								M	FA	SF
CS-MS175	42.5	13.8	175	22.8	200	1.0	3.0	86	-	14
CS-MS155		13.8	155	31.6				86	-	14
CS-MFS155		15.0	155	31.6				55	30	15
FNS-MFS175		15.1	175	22.8				55	30	15
FNS-MFS155		15.0	155	31.6				55	30	15
FNS-MFS135		15.1	135	40.4				55	30	15



写真-1 鋼繊維

なる結合材が高強度繊維補強コンクリートの単位水量や自己収縮に与える影響について報告する。

2. 実験概要

(1) 使用材料および配合

使用材料を表-1 に示す。結合材として中庸熟ポルトランドセメント (M), フライアッシュ (JISI 種相当品, 記号 FA) およびシリカフェーム (SF) を使用した。FNS は吸水率が比較的大きいものであり, 一般的な硬質砂岩砕砂 (CS) と比較を行った。鋼繊維は UFC で多用される細径の繊維を使用した。外観を写真-1 に示す。

コンクリートの配合条件を表-2 に示す。一般的な超高強度コンクリートを想定した, 細骨材 CS および M と SF からなる結合材 (質量比 9:1) を用いた配合 (記号: CS-MS), ならびに, 細骨材 FNS および M, FA と SF からなる結合材 (容積比 55:30:15) を用いた配合 (記号: FNS-MFS) を基本とし, 単位水量を 175 kg/m³ から 20 kg/m³ ずつ減じて後述の測定項目へ与える影響を調べた。また, 1 水準のみであるが, 細骨材 CS および M, FA と SF からなる結合材を用いた配合 (記号: CS-MFS) でも確認を行った。水粉体容積比, 空気量, 単位粗骨材絶対容積および短繊維混入率は全ての配合で一定とした。すなわち, 本実験における単位水量の変化は一定容積のモルタル中の細骨材容積比 (s/mor) の変化を意味する。

コンクリートは公称容量 60 リットルの強制二軸ミキサーを用いて, 空練り→モルタル練り→コンクリート練り→FRCC 練りの順となるよう材料を投入し練り混ぜた。

(2) 測定項目

フレッシュ性状の確認として, 練り上がり後直ちにスランプローおよび空気量の測定を行った。硬化特性の確認として, 自己収縮ひずみ, 圧縮強度, 静弾性係数, ひび割れ発生強度および引張軟化特性の測定を行った。各供試体の採取は, フレッシュ性状の確認に続いて行った。供試体の寸法は, 自己収縮ひずみおよび引張軟化特性の測定では 100×100×400 mm であり, 圧縮強度, 静弾性係数およびひび割れ発生強度の各試験では φ100×200 mm である。供試体の養生は 20℃封緘養生とし, 圧縮強度および静弾性係数試験は材齢 3, 14, 28, 91 日, その他の強度試験は材齢 28 日で行った。自己収縮ひずみは「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」⁷⁾を参考に, 100×100×400 mm 角柱供試体の中央に埋め込み型ひずみ計を設置し, 20℃封緘状態における打込み直後からのひずみを測定した。ひび割れ発生強度は UFC 指針²⁾を参考に, 割裂引張強度試験において供試体端面のひずみを測定し, ひずみ変化が不連続になった応力をひび割れ発生強度とした。引張軟化特性は, JCI-S-002-2003 および JCI-S-001-2003 付属書に準じて, 切欠きのあるはりの曲げ試験結果を逆解析することによって求めた。

3. 実験結果および考察

(1) フレッシュ性状

表-3 に化学混和剤の使用量およびフレッシュ試験の結果, 図-1 に単位水量とスランプローの関係を示す。

表-3 フレッシュ試験結果

記号	化学混和剤の使用量		スランブフロー [mm]	500 mm フロー到達時間 [s]	空気量 [%]	コンクリート温度 [°C]
	SP [B×%]	DF [B×%]				
CS-MS175	3.0	0.03	570	69.5	3.3	26.4
CS-MS155	3.5		425	-	2.5	27.8
CS-MFS155	2.8		680	19.2	2.7	24.8
FNS-MFS175	2.5		820	5.5	4.8	24.2
FNS-MFS155			765	10.9	3.9	24.6
FNS-MFS135			680	23.7	4.5	25.1

一般的な超高強度コンクリートの材料・配合をマトリクスとした CS-MS シリーズでは、単位水量が 175 kg/m³ では、SP 量が比較的多い B×3.0%の条件でもスランブフローは 570 mm であった。単位水量を 155 kg/m³ に減じると、SP を 3.5%まで増加させてもスランブフローは大きく低下し、それ以上単位水量を減じることが難しいと考えられた。これに対して結合材にフライアッシュを用いた CS-MFS155 では SP 量を減じても流動性が大きく改善した。一方、FNS-MFS シリーズではさらに流動性が改善し、CS-MS と比べて SP を大きく減じた条件であっても高い流動性が得られた。単位水量の低減に伴うスランブフローの減少の程度も小さく、単位水量を 135 kg/m³ まで減じても CS-MS175 より高い流動性が得られた。CS-MFS の結果も考慮すると、フライアッシュによるベアリング効果ならびにセメント量の低減によってペーストの流動性が向上し、さらに FNS によってモルタルの流動性が向上したと考えられる。

(2) 自己収縮ひずみ

図-2 に自己収縮ひずみの測定結果を示す。全般的な挙動としては、材齢 1 日以降の自己収縮ひずみに与える実験要因の影響は小さく、主たる差異は材齢 1 日程度で生じている。CS-MS シリーズでは、材齢 28 日で 800×10⁻⁶ 程度の自己収縮ひずみを生じており、単位水量の変化による自己収縮ひずみの変化は極めて小さい。結合材のみを変化させた CS-MFS155 では材齢 28 日の自己収縮ひずみが 600×10⁻⁶ 程度となり、FA の使用により自己収縮の低下が生じている。一方、FNS-MFS シリーズでは、単位水量 175 kg/m³ の条件で材齢 28 日の自己収縮ひずみが 400×10⁻⁶ と CS-MS シリーズの約 1/2、単位水量 155 kg/m³ では 300×10⁻⁶ 程度であり、FNS の使用により FA の効果を上回る収縮低減効果が得られている。単位水量 135 kg/m³ では 200×10⁻⁶ 程度まで小さくなり、CS では確認されなかった、単位水量の低減に伴う自己収縮ひずみの減少も生じている。これらのことから、FNS によって自己収縮が大きく低減されていると推察され、短繊維を

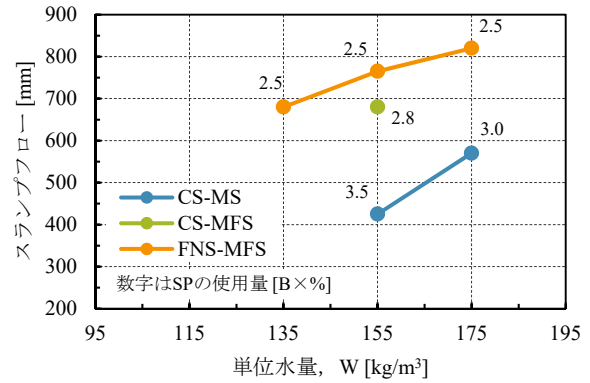


図-1 単位水量とスランブフローの関係

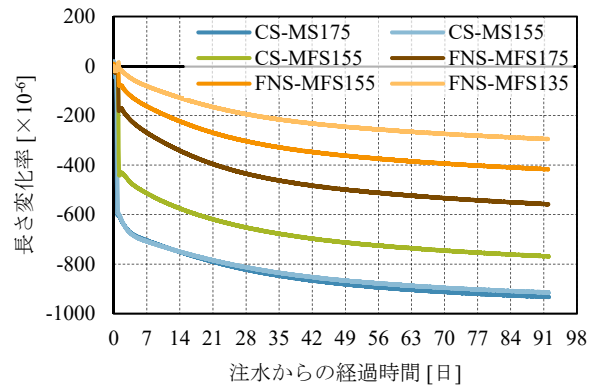


図-2 自己収縮ひずみ

用いた配合であってもプレーンコンクリートと同様の効果が期待できることがわかった。なお、材齢 28 日で 200×10⁻⁶ 程度の自己収縮ひずみは、PC 上部工で多用される水セメント比 40%程度のコンクリートと同程度⁸⁾である。

(3) 強度特性

図-3 に圧縮強度の測定結果を示す。結合材に FA を用いた結合材 MFS では MS と比べて材齢 3 日の圧縮強度が小さいが、材齢 14 日以降は同程度以上となることがわかる。特に FNS を用いた場合には FNS の単位量が増加するに伴って圧縮強度も高くなっており、既報⁹⁾と同様の効果が得られていることが分かる。図-4 に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。単位水量を低減(s/morを增大)させると圧縮強度に対する静弾性係数が大きくなるが、CS と比べて FNS を用いた場合にはその増加の程度が大きい。一方、CS シリーズの結果より、圧縮強度と静弾性係数の関係に与える結合材 (FA の使用) の影響は極めて小さいことがわかる。

図-5 にひび割れ発生強度の測定結果を示す。ひび割れ発生強度は、細骨材の種類によらず s/mor の増加にもなって増加する傾向がみられた。特に、CS-MS シリーズでは圧縮強度とは逆の傾向となっている。また、W

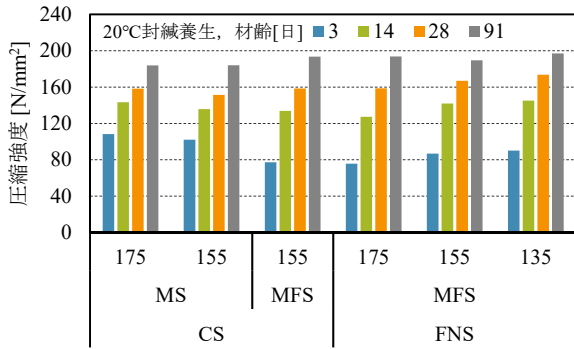


図-3 圧縮強度

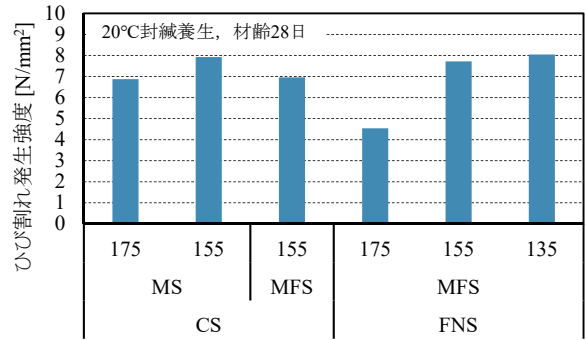


図-5 ひび割れ発生強度

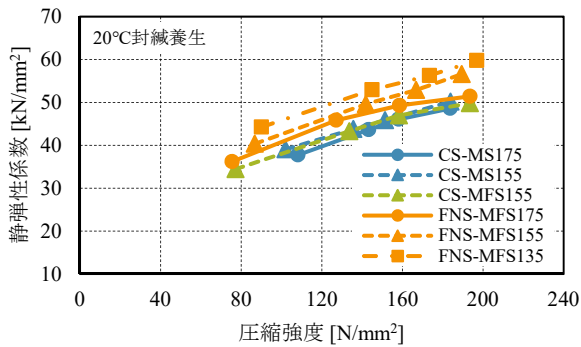


図-4 圧縮強度と静弾性係数の関係

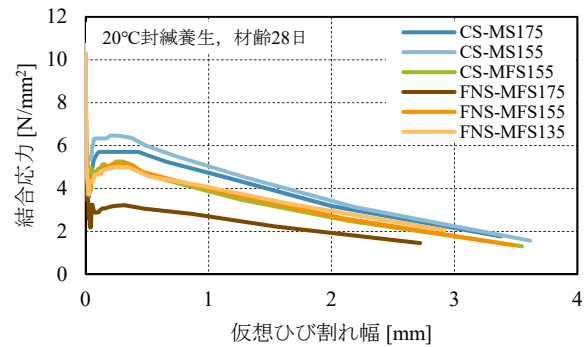


図-6 引張軟化特性

= 155 kg/m³の結果からは、ひび割れ発生強度はFAの使用では小さく、細骨材はCSに比べてFNSのほうが大きくなる傾向がみられた。図-6に引張軟化特性の算出結果を示す。FNS-MFS155および135、ならびにCS-MFS155の引張軟化特性はほぼ同程度であり骨材の影響は小さいと考えられる一方で、FAを使用していないCS-MSシリーズのほうが高い引張応力が得られた。結合材の収縮特性の違いが短繊維の付着に影響を与えている可能性が考えられるが、データの蓄積を含めた詳細な検討が必要である。また、FNS-MFS175については、ひび割れ発生強度および引張軟化特性における引張応力が共に他の配合に比べて小さい結果であった。自己収縮と同様にFNSにおいてはs/morの影響が大きくなっている可能性も考えられるが、これも同様にデータを蓄積して検討していく必要がある。

4. まとめ

超高強度コンクリートの単位水量と収縮を大きく低減できる材料の短繊維補強コンクリートへの適用性について確認を行った結果、短繊維補強コンクリートであっても、一般的な材料を用いた場合と比べて流動性を確保または向上しつつ、単位水量と自己収縮の著しい低減が可能であることが分かった。

参考文献

- 1) たとえば、土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983. 3
- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004. 9
- 3) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計施工指針（案），2007. 3
- 4) 土木学会：繊維補強コンクリートの構造利用研究小委員会成果報告書，2015. 8
- 5) 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. 73，No. 1，pp. 307-312，2015. 7
- 6) 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. 1，2015. 7
- 7) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書（II），pp. 209-210，1994. 5
- 8) 谷口秀明，佐々木亘，樋口正典，村田宣幸：東北地方の骨材を用いたコンクリートの品質評価，第20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. 461-464，2011. 10

人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・超低収縮 高強度コンクリートの各種性状

Properties of Low Environmental Impact and Ultra-low Shrinkage High-strength Concrete Using Artificial Lightweight Fine Aggregate

建築基盤技術部	峯 竜一郎	RYUICHIRO MINE
建築基盤技術部	坂本 遼	RYO SAKAMOTO
建築基盤技術部	松田 拓	TAKU MATSUDA
建築技術部	菅谷 泰之	YASUYUKI SUGAYA
建築技術部	若林 信太郎	SHINTARO WAKABAYASHI
建築技術部	横山 徹	TORU YOKOYAMA

本研究は、自己収縮と乾燥収縮のどちらも低減することのできる低環境負荷型高強度コンクリートの開発を目的とするものである。これを実現するため、結合材はセメントの6割程度を副産物で置換し、細骨材に人工軽量細骨材を使用することで、単位水量を通常よりも低減させた。その結果、フレッシュ試験により、スランプフローが70cmを超える高流動性が確認された。また、人工軽量細骨材を使用したコンクリートの圧縮強度は、内部養生効果により、水分供給のない養生条件と水中養生で有意な差は生じないことが明らかとなった。さらに、収縮ひずみは、自己収縮と乾燥収縮のどちらも小さくなった。

キーワード：高強度コンクリート、人工軽量細骨材、低環境負荷、単位水量、圧縮強度、収縮ひずみ

Low environmental impact and ultra-low shrinkage high-strength concrete was developed. Regarding mix proportion of developed concrete, unit water content was reduced extremely compared to conventional concrete by replacing around 60 % of cement with by-products and using artificial lightweight fine aggregate (LWS). As a result, it was clarified that 1) the figure of slump flow exceeded more than 70cm and 2) the difference of curing conditions, such as the presence or absence of water supply and water dissipation, have little effect on compressive strength. Furthermore, it was also clarified that 3) both autogenous shrinkage and drying shrinkage of developed concrete were extremely low due to LWS.

Key Words: High-strength concrete, Artificial lightweight fine aggregate, Low environmental impact, Unit water content, Compressive strength, Shrinkage

1. はじめに

著者らは、超低水結合材比条件下で吸水率が大きいフェロニッケルスラグ細骨材を用い、単位水量を極力低減すると、自己収縮と乾燥収縮どちらも極めて少ない高強度コンクリートが得られることを示した¹⁾。また、自己収縮が低減されるメカニズムは、内部養生効果に起因すると考察している²⁾。内部養生効果は、コンクリート中に高含水率の材料を使用することで、セメントペーストの自己乾燥時に内部から水分を供給し自己収縮が低減

される現象であり、人工軽量細骨材を用いた場合で広く知られている³⁾。近年では人工軽量細骨材を使用して超高強度コンクリートの自己収縮を低減する技術が報告されている⁴⁾。

本研究は、超低水結合材比条件下において人工軽量細骨材を使用して単位水量を通常よりも低減するとともに、セメントの6割程度を副産物で置換することで、自己収縮と乾燥収縮のいずれも低減することのできる低環境負荷型な高強度コンクリートの開発を目的とするものである。本報では、その試験結果のうち、フレッシュ試

験結果、圧縮強度試験結果および収縮ひずみ測定結果について報告する。

2. 使用材料とコンクリートの調合条件

使用材料を表-1 に示す。結合材は普通ポルトランドセメント (NC)、高炉スラグ微粉末 (BF)、シリカフェーム (SF) の3成分系とした。細骨材は、原料が膨張性頁岩の人工軽量細骨材 (LWS) と硬質砂岩砕砂 (HS) の2種類とした。粗骨材は最大粒径が 20mm の硬質砂岩砕砂とした。高性能減水剤 (SP) については、ポリカルボン酸系が主成分の SP1 と SP2 の2種類を使用した。コンクリートの調合条件を表-2 に示す。水結合材比を 18.0%、細骨材率を 47.5%、単位水量を 130kg/m³ とした。結合材は質量比で NC:BF:SF=38:52:10 とした。なお、W140-LWS については、実製造における細骨材の表面水率補正などの影響による単位水量の変動を想定し、W130-LWS の計画調合に対して 10kg/m³ に相当する水を外割で添加した。コンクリートの練混ぜは強制 2 軸ミキサを使用し、水と化学混和剤以外の材料を投入し、10 秒攪拌後に水と化学混和剤を投入する一括練りとした。ポリプロピレン繊維 (以下、PP 繊維) を混入した水準については、コンクリートの練混ぜ完了後に PP 繊維を投入し、試料を作製した。

3. フレッシュ試験結果

フレッシュ試験結果を表-3 に示す。スランプフロー値は、細骨材を LWS とした水準で、43.5~73.8cm の範

囲だった。細骨材を HS とした水準のスランプフロー値は 31.5~46.6cm だった。また、SP 添加率は、細骨材を LWS とした水準で 0.75~1.00%、HS とした水準で 0.85~1.75% だった。

SP 添加率とスランプフローの関係を図-1 に示す。W130-HS は SP 添加量が W130-LWS より多いにもかかわらず、W130-LWS よりスランプフロー値が小さい。すなわち、細骨材を LWS としたコンクリートは、細骨材を HS としたものと比べ、少量の SP 量で同一のスランプフローを得ることが出来ると考えられる。また、PP 繊維を混入した水準については、細骨材を LWS とした場合、PP 繊維を混入することでスランプフローの値

表-1 使用材料

名称	種類	物性値	記号
水	上水道水	-	W
セメント	普通ポルトランドセメント	密度：3.16g/cm ³ 比表面積：3,290cm ² /g	NC
混和材	高炉スラグ微粉末	密度：2.89g/cm ³ 比表面積：4,630cm ² /g	BF
	シリカフェーム	密度：2.20g/cm ³ 比表面積：200,000cm ² /g	SF
細骨材	人工軽量細骨材	表乾密度：1.86g/cm ³ 吸水率：15.5%	LWS
	硬質砂岩砕砂	表乾密度：2.61g/cm ³ 吸水率：1.08%	HS
粗骨材	硬質砂岩砕砂	表乾密度：2.64g/cm ³ 吸水率：0.62% 実積率：62.1%	HG
化学混和剤	高性能減水剤 (I 種)	ポリカルボン酸系	SP1
	高性能減水剤 (II 種)	ポリカルボン酸系	SP2
	消泡剤	エステル脂肪酸系	AF
有機繊維	ポリプロピレン繊維	繊維長さ：2mm 繊維径：18μm	PP

表-2 コンクリートの調合条件

NO.	記号	SP	W/B (%)	W (kg/m ³)	s/a (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)								
							W	B				S		G	PP
									NC	BF	SF	LWS	HS		
1	W130-LWS	SP1	18.0	130	47.5	3.5	722	274	376	72	517	0	809	0	
2	W130-LWS-PP			3											
3	W140-LWS			140										0	
4	W130-LWS-SP2	SP2	130	130	47.5	3.5	722	274	376	72	517	0	809	0	
5	W130-HS	725												3	
6	W130-HS-PP	3													

表-3 フレッシュ試験結果

NO.	記号	細骨材種類	SP [B×%]	AF [B×%]	スランプ [cm]	スランプフロー [cm]	50cm スランプフロー到達時間 [Sec]	スランプフロー停止時間 [Sec]	空気量 [%]	単位容積質量 [kg/m ³]	練上がり温度 [°C]	練混ぜ時間 [Sec]
1	W130-LWS	LWS	0.75	0.003	-	73.3	13.7	172.0	2.3	2199	22.8	190
2	W130-LWS-PP		0.95	0.003	23.5	43.5	-	148.0	2.9	2224	22.9	220
3	W140-LWS		0.75	0.003	-	73.8	11.4	169.0	2.3	2216	22.3	190
4	W130-LWS-SP2		1.00	0.003	-	72.3	14.2	141.0	2.2	2222	22.7	190
5	W130-HS	HS	0.85	0.003	19.5	31.5	-	-	2.8	2418	24.1	310
6	W130-HS-PP		1.75	0.003	23.5	46.6	-	-	2.1	2427	23.2	220

が 30cm 程度低下する結果となったが、細骨材を HS とした水準と同様に SP 添加率を大きくすることで、PP 繊維を混入していない水準と同一のスランブフローになると考えられる。なお、スランブフローが 70cm を超えた水準がいくつかあるが、図-2 に示すように、粗骨材が中心部に偏在しておらず、目視の範囲で材料分離は発生していなかった。

スランブフローの経時変化を図-3 に示す。スランブフロー試験は、注水時刻を基点に 5 分、30 分、60 分の時点で実施した。W130-LWS と W140-LWS は SP1 を、W130-LWS-SP2 は SP2 をそれぞれ使用している。いずれの水準も、注水から 60 分後のスランブフロー値は注水から 5 分後のスランブフロー値より低下した。その変化量はそれぞれ W130-LWS で 22.0cm、W140-LWS で 12.5cm、W130-LWS-SP2 で 2.0cm であり、SP2 を使用した場合に少なくなった。本検討より、SP2 を使用することで、経時変化によるスランブフローの低下を小さくすることが可能であることがわかった。

4. 圧縮強度試験結果

圧縮強度試験結果を図-4 に示す。養生条件は、水中養生と水分供給のない養生条件として 90°C 封かん養生、20°C 封かん養生、水分が逸散する養生条件として材齢 7 日まで封かん養生とし、その後気中養生（以下、7dry）の計 4 水準とした。試験材齢はそれぞれ 91 日、7 日、105 日、106 日とした。細骨材を LWS とした水準に着目する。W130-LWS は養生条件の違いによる圧縮強度の差は見られなかった。W130-LWS-PP と W130-LWS を比較すると、養生条件の違いによらず、PP 繊維を混入することで圧縮強度は 10% 程度低下する傾向が見られた。W140-LWS と W130-LWS-SP2 は、養生条件の違いによらず、W130-LWS と同等の強度発現を示した。

養生条件と圧縮強度の関係を図-5 に示す。水中養生の圧縮強度と、水分供給のない養生条件もしくは水分が逸散する養生条件を行った水準の圧縮強度を比較する。

90°C 封かん養生に着目すると、水中養生とした圧縮強度と同等の強度を示した。20°C 封かん養生に着目すると、細骨材を LWS とした水準は水中養生とした圧縮強度と同等であるが、細骨材を HS とした水準の圧縮強度は、水中養生とした圧縮強度よりも低い値を示している。7dry も 20°C 封かん養生と同様の傾向を示した。

LWS を使用することで、水分供給のない養生条件あるいは水分が逸散する養生条件の強度発現は、水分供給のある養生条件の強度発現と同等であった。これは、LWS の内部に保有された水分が周囲のペーストマトリ

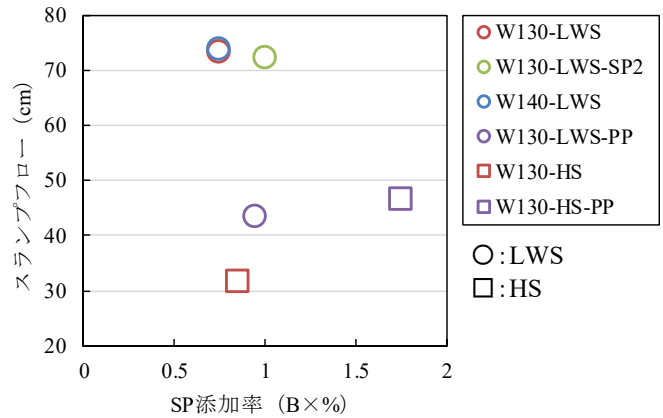


図-1 SP 添加率とスランブフローの関係

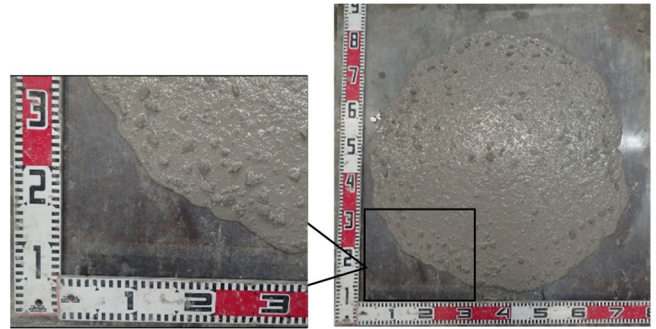


図-2 スランブフロー試験結果 (W130-LWS)

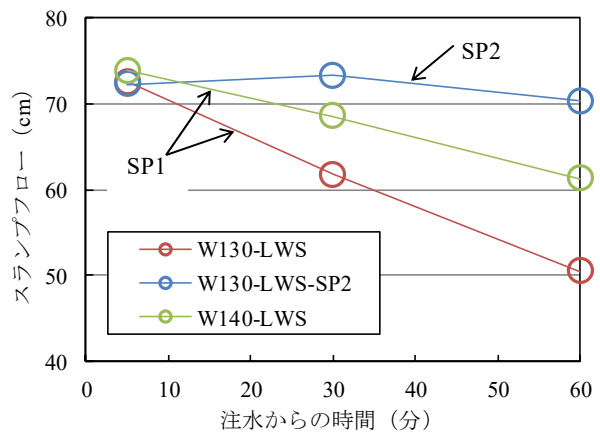


図-3 スランブフローの経時変化

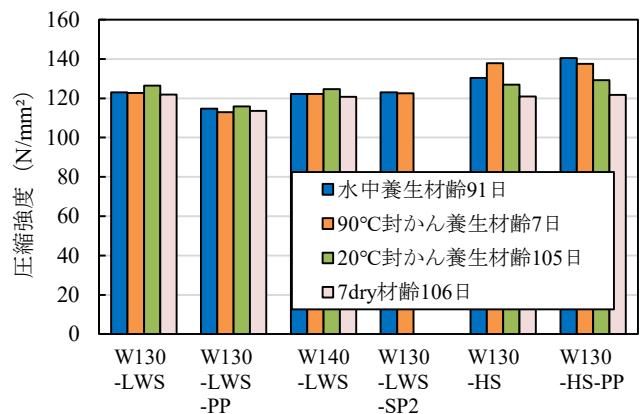


図-4 圧縮強度試験結果

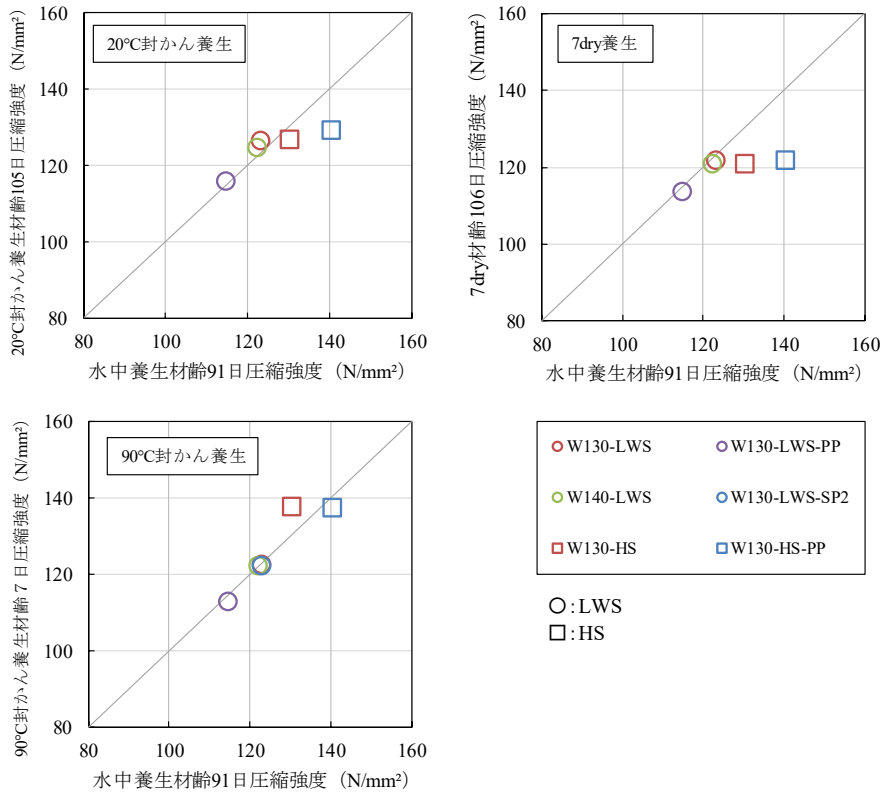


図-5 圧縮強度と養生条件の関係

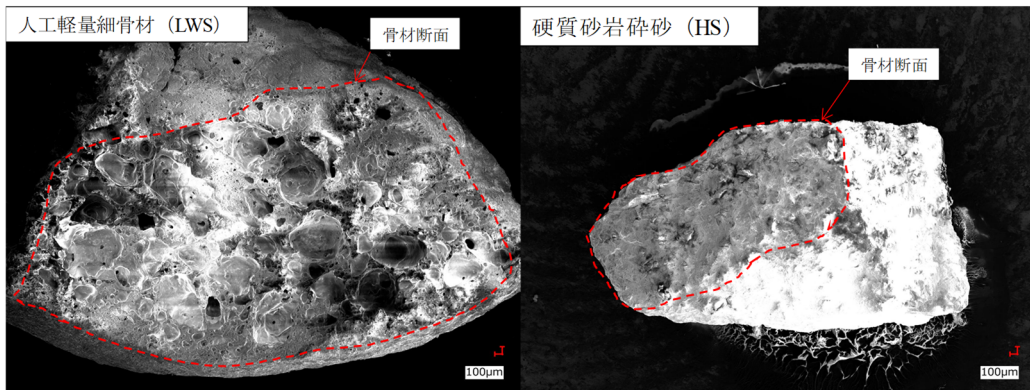


図-6 電子顕微鏡による観察結果 (倍率 50 倍)

クスに供給されてセメントの水和反応に寄与したためと推察される³⁾。電子顕微鏡 (キーエンス社製 VHX-D500) を用いた人工軽量細骨材と硬質砂岩砕砂の断面の観察結果を図-6 に示す。人工軽量細骨材の断面には多数の空隙を確認できたが、硬質砂岩砕砂の断面では空隙が確認できず、人工軽量細骨材はこの多数の空隙内に水分を保有していると考えられる。

静弾性係数と圧縮強度の関係を図-7 に示す。図中には、以下に示す JASS5 の静弾性係数の推定式も記した。

$$E = \kappa_1 \times \kappa_2 \times 3.35 \times 10^4 \times (\gamma / 2.4)^2 \times (F_c / 60)^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

ここで、 E : 静弾性係数 (N/mm^2)、 κ_1 : 骨材種類によって定まる補正係数、 κ_2 : 混和材種類によって定まる補正係数、 γ : 単位容積質量 (t/m^3)、 F_c : 圧縮強度

(N/mm^2) とした。なお、 $\kappa_1 = \kappa_2 = 1.0$ とした。

細骨材を LWS とした水準の静弾性係数は、細骨材を HS とした水準と比べ、20%程度低下する傾向が見られた。JASS5 においては、静弾性係数は(1)式で計算される値の 80%以上であることが求められる⁵⁾。本研究の実験結果は、全てのプロットが $\gamma = 2.4 \text{t}/\text{m}^3$ で計算した推定式の 80%以上の範囲にあり、一般的な高強度コンクリートと同等の値となった。

5. 収縮ひずみ測定結果

収縮ひずみ測定結果を図-8 に示す。試験体の寸法は $100 \times 100 \times 400 \text{mm}$ とし、試験体中に低弾性の埋込み型ひずみ計を設置し、コンクリートを打設した。収縮ひずみ

の基点をコンクリート打設直後とし、線膨張係数を $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と仮定して収縮ひずみを求めた。試験体は打設から材齢 7 日まで 20°C 封かん養生とし、その後脱枠し、 $20^{\circ}\text{C}60\%\text{RH}$ の環境で気中養生とした。

20°C 封かん養生とした材齢 7 日までの測定結果に着目すると、細骨材を HS としたものは、約 $600 \mu\text{m}$ の収縮ひずみが確認され、一般的な自己収縮によるものだと考えられる。細骨材を LWS としたものは、すべての水準で膨張する挙動を示し、自己収縮に起因した収縮は確認されなかった。これは、LWS の内部養生効果によるものだと推察される。材齢 7 日で気中養生とした以降、乾燥による収縮ひずみが確認された。乾燥を開始した材齢 7 日を基点として、それ以降の変化量を乾燥収縮ひずみとみなした場合、材齢 100 日時点での値は、細骨材を LWS としたもので約 $150 \mu\text{m}$ 、細骨材を HS としたもので約 $260 \mu\text{m}$ だった。LWS を使用したコンクリートの乾燥収縮ひずみは、緩やかではあるが、長期的に進行するといわれているため、今後も計測を行う予定である。

6. まとめ

本研究の結果、単位水量 $130\text{kg}/\text{m}^3$ で水結合材比 18% かつセメントの 6 割程度を副産物で置換した条件において、人工軽量細骨材を使用したコンクリートについて、以下の知見を得た。

- ① 一般的な硬質砂岩砕砂を用いた場合に比べて少ない化学混和剤の添加量でスランプフローが 70cm を超えるコンクリートを製造できる。
- ② 細骨材を人工軽量細骨材としたコンクリートの圧縮強度は、水分供給の有無および水分逸散による影響が少なかった。
- ③ 静弾性係数は、一般的な高強度コンクリートと同等の値を示した。
- ④ 一般的な硬質砂岩砕砂を用いると極めて大きな

自己収縮性状を示す。このとき硬質砂岩砕砂を人工軽量細骨材に置き換えると、収縮が著しく低減される。

参考文献

- 1) 松田拓ほか：ポルトランドセメントを使用しない超低収縮・高強度コンクリート，日本建築学会学術講演梗概集（中国），pp.369-370，2017.9
- 2) 松田拓ほか：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
- 3) Bemtur, A., Igarashi, S. Kovler, K. : "Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates", Cement and Concrete Research 31, pp.1587-1591, 2001
- 4) 黒岩秀介ほか：人工軽量細骨材による高強度コンクリートの自己収縮低減，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 695 号，pp.19-26，2014.1
- 5) 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，2018

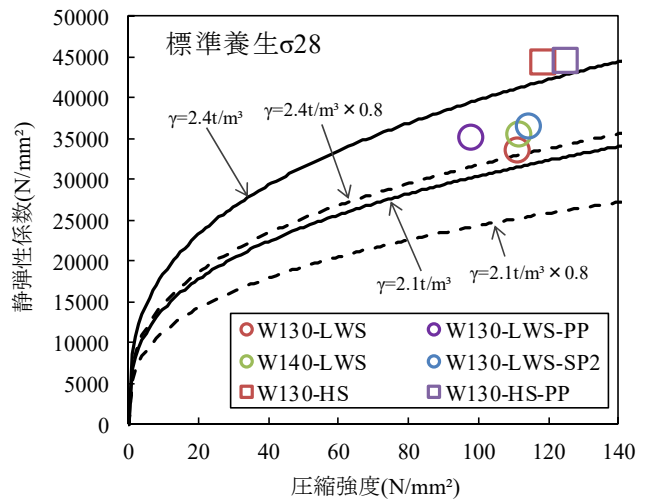


図-7 圧縮強度と静弾性係数の関係

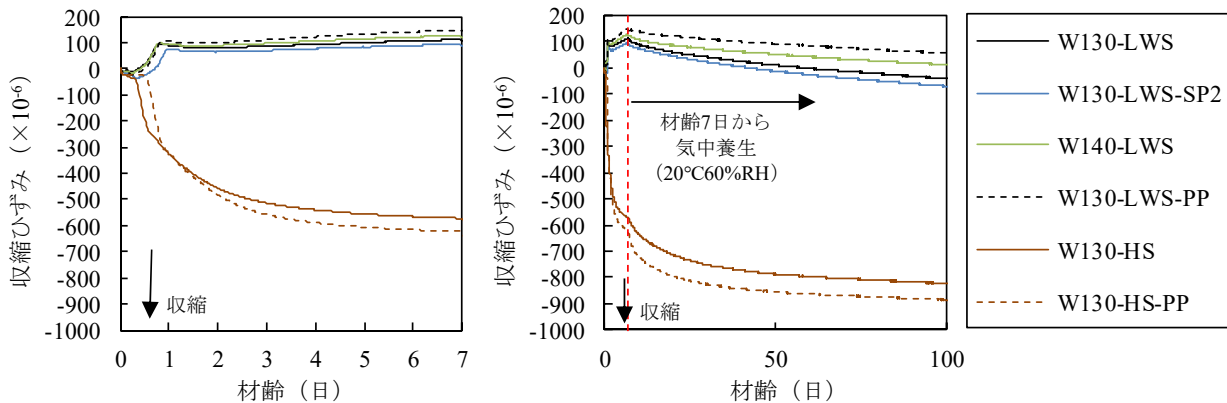


図-8 収縮ひずみ測定結果

Fundamental Study on the Improved Soil Using Biodegradable Plastic and its Applicability as a Construction Material

生分解性プラスチックを用いた改良土の基礎的研究と建設資材としての適用性

建設基盤技術部 ダヤニ サンジーワニ DAYANI SANJEEWANI
建設基盤技術部 程塚 保行 YASUYUKI HODOTSUKA
建設基盤技術部 高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

生分解性プラスチックを用いた改良土の力学的特性を確認するために、プラスチックの含有量と加熱時間を変化させて作製した改良土供試体について一軸圧縮試験を実施した。得られた一軸圧縮強さ (q_u) と変形係数 (E_{50}) から、生分解性プラスチックを用いて砂を固化改良できることが確認できた。それらの特徴として、 q_u はプラスチック含有量と加熱時間の両方に依存し、 E_{50} はプラスチック含有量にのみ依存することが分かった。また、セメント改良土との比較から、生分解性プラスチック改良土の強度はセメント改良土のそれよりも高いことが確認された。生分解性プラスチック改良土は適度な含有量と加熱時間を設定することで力学特性を変化させることが出来ることから、建設資材用途として有望であることを考察した。

キーワード : 生分解性プラスチック, 一軸圧縮強さ, 変形係数, セメント改良土

Mechanical properties of improved sand using biodegradable plastic were examined by conducting a series of unconfined compression tests by changing the plastic content and the heating duration. It was found that the unconfined compressive strength (q_u) and the secant modulus (E_{50}) of sand can be improved using biodegradable plastics. q_u was dependent on both plastic content and the heating duration while E_{50} was only dependent on the plastic content. From the comparison with the results of cement treated sand, it was clarified that both q_u and E_{50} increased at a higher rate while increasing the plastic content. In terms of the mechanical properties, it concluded that the improved sand using biodegradable plastic performs well, as well as the cement treated sand and it is promising as an applicable construction material.

Key Words: Biodegradable plastic, Unconfined compressive strength, Secant modulus, Cement treated sand

1. INTRODUCTION

Recently, ecofriendly biodegradable plastics have been getting more attention as an emerging innovative material. Those are widely used in a variety of commercial applications such as packaging, disposable housewares, medical devices, agriculture and horticulture, and so on. However, in the construction industry, limited applications such as biodegradable resin concrete^{1), 2)} and grout injection pipes made of biodegradable plastics³⁾ have been reported. On the other hand, no examples in the application to the soil improvement have been reported up to date.

One of the possible applications of the improved soil using biodegradable plastic is to use for the constructions of

temporary earth structures such as facing of the embankments, foundation of cranes, and so on. Generally, cement treated soil is widely used for these kinds of constructions and it is caused by additional cost at the removing process. Since biodegradable plastics are decomposed by microorganisms that cost can be reduced. In addition to that, when cement is used for soil improvement, there is a problem in hexavalent chromium elution depending on the soil type. Even though the use of biodegradable plastic in soil improvement reduces the environmental burden compared to the case where cement is used, there were no studies reported so far.

Therefore, in this study, fundamental experiments using unconfined compression tests on the improved soil with biodegradable plastic were conducted to understand the

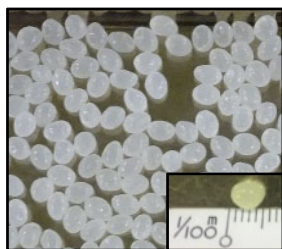


Fig.1. Biodegradable plastics

Table 1. Material properties

Heat Distortion Temperature (°C)	55
Melt Temperature (°C)	210
Particle density (g/cm ³)	1.24
Tensile Yield Strength (MPa)	60
Tensile Modulus (MPa)	3500

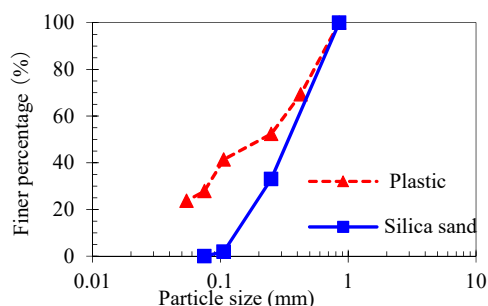


Fig.2. Particle size distribution

mechanical properties and the factors that are affecting them at the construction stage. Further, the obtained results were compared with the results of cement treated soil for discussing its applicability.

2. METHODOLOGY

2.1 MATERIAL

Polylactic acid (PLA) which is used in food packaging and foodservice ware application was used as the biodegradable plastic in this study. An image of plastic particles and their temperature and strength properties are shown in Fig.1 and Table 1 respectively. In this study, silica sand no.6 ($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmax} = 1.54 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmin} = 1.26 \text{ g/cm}^3$) which was taken from Toki city, Gifu prefecture was used. Before mixing the plastics with sand, plastic was crushed into the finer particles. The obtained particle size distribution curves for both sand and the plastics are shown in Fig.2.

2.2 SPECIMEN PREPARATION METHOD AND EXPERIMENTAL PROCEDURE

Table 2. Experimental plan

Case	Plastic content (%)	Heating duration (min)
A	5	130
	7	
	10	
	30	
B	30	60
		90
		120
		140
		170
		260

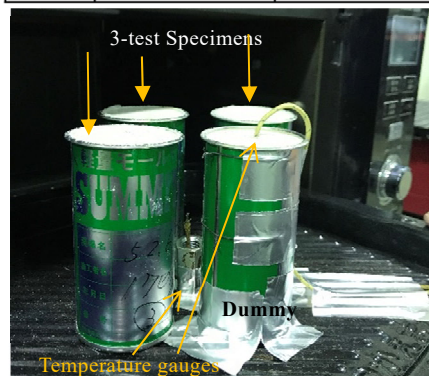


Fig.3. Specimen preparation method

Several sets of specimens were prepared under two cases as shown in Table 2. Case A was prepared to understand the behavior of mechanical properties when increasing the plastic content while Case B was to understand the effect of heating duration. It is important to study the behavior of mechanical properties against heating as it is possible to degrade at the construction stage before starting actual degradation due to decomposition.

In Case A, plastic contents were set as 5, 7, 10, and 30 % by dried weight of the sand while in Case B only 30 % was used. The determined plastics were mixed with sand in dry conditions. After making a uniform mixture, specimens with 50 mm in diameter and 100 mm in height were prepared inside steel molds by applying static compaction into three layers by setting the dry density around 1.4 g/cm^3 . Four specimens were prepared under each plastic content.

Then those specimens were heated up to the melting point (210 °C) of the biodegradable plastic using a cooking oven. The temperature inside of a specimen and inside of the oven was measured by temperature gauges which were installed inside a dummy specimen and the oven as shown in Fig.3. In Case A, heating was stopped after 30 minutes from the time both temperature gauges reach 210 °C, which was after 130 minutes. In Case B heating durations were different for each set of specimens as 60, 90, 120, 140, 170, and 260 minutes. Fig.4 shows the heating history for Case B. The temperature

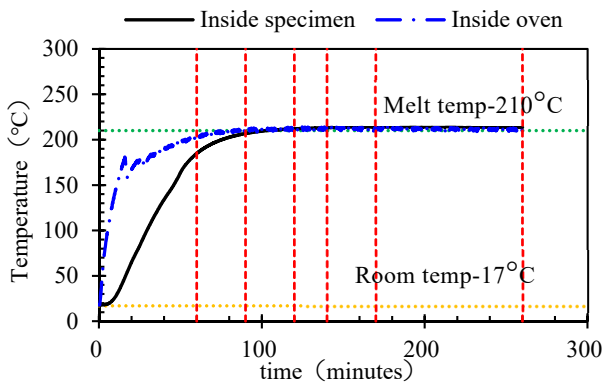


Fig.4. Heating procedure for Case B

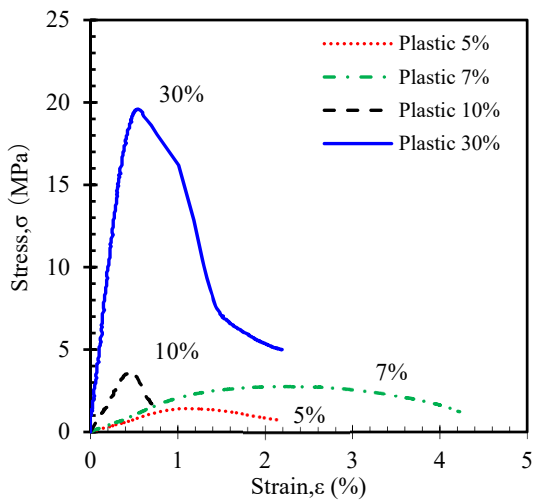


Fig.5. Stress strain relationship-Case A

inside the oven and the temperature inside the specimen gradually increased from room temperature. After heating to a relevant duration, the specimens were kept under room temperature for 24 hours. Then the steel molds were removed and measured the weight and the dimensions. Then the top of the specimen was leveled with gypsum before testing. Unconfined compression tests (JIS A 1216) were conducted on three specimens under each condition. Loading was applied with a rate of 1mm/min. The load and the displacement were measured periodically.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 EFFECT OF PLASTIC CONTENT

Fig.5 shows the obtained stress-strain relationships of the specimens which were tested under Case A. In here, the lowest unconfined compressive strength q_u was observed in plastic 5% while the highest q_u as of 20 MPa was observed in the plastic content of 30%. The relationships between the unconfined compressive strength q_u , secant modulus E_{50} and the plastic content are shown in Fig.6. It was observed that

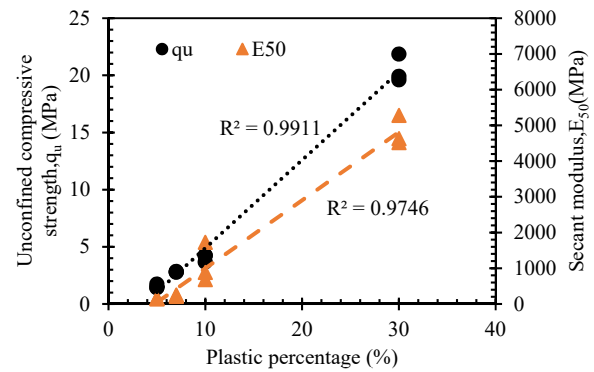


Fig.6. Relationship between unconfined compressive strength/secant modulus with plastic content-Case A

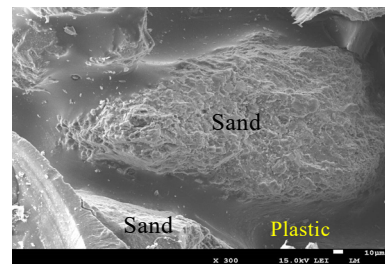


Fig.7. SEM image on sand + plastic 30%

both q_u and E_{50} of improved sand increase when increasing the plastic content. In this improvement technique, plastic is the material that maintains the bonding between sand particles as observed in the SEM image of Fig.7. While increasing the plastic content it is possible to expect a maximum strength up to the yield strength of the plastic as of 60 MPa. However, in this study, the obtained q_u at 30% of plastic was one third of that value. Hence the relationship between q_u and the plastic content was considered as a linear relationship.

From the measurements, it was observed a reduction in the height of the specimens with plastic 30% after heating by resulting in a higher density of 1.45 g/cm³. This may also have a positive effect on the strength of those specimens.

3.2 EFFECT OF HEATING DURATION

The obtained stress-strain relationships for the specimens with 30% of plastics under case B are shown in Fig.8 following the heating duration. The q_u and the strain at failure were depended on the heating duration and the highest q_u was observed at 90 minutes as of 26.5 MPa. The obtained relationships between q_u , E_{50} , and the heating duration were plotted as in Fig.9. When the heating time was increased, q_u increased and then gradually decreased showing an optimum heating duration of 90 minutes. After heating 260 minutes q_u was dropped 40% from the optimum q_u . In this case, the

specimen was heated up to the melting temperature for a longer time. This might be caused to a thermal degradation which involved in changes of chemical composition. Some studies have been reported that this phenomenon leads to the appearance of different compounds such as lighter molecules and linear and cyclic oligomers⁴). To understand this effect further, the weight of the specimens before and after heating was measured. The obtained weight losses due to heating were 0.30, 0.37, 0.43, 0.63, 0.90, 1.27 g in accordance with ascending order of the heating duration. In addition to that clear change in the color of the specimen which was heated up to 260 minutes was observed as shown in **Fig. 10**. These results explained that there were some changes in the physical properties which were resulted by the thermal degradation of biodegradable plastic when heating longer duration. Similar observations were reported in previous studies⁵).

However, in the case of E_{50} , clear changes against heating duration were not observed. The averaged E_{50} of all the cases was 4725 MPa as shown in **Fig. 9** which was higher than the modulus of plastic stated in **Table 1** as of 3500 MPa. This behavior was different from the expectation of the authors. However, no literature was found to support /against this result. Several studies were reported about the effect of heating rate on the mechanical properties and observed their reductions⁵, ⁶). In this study, similar rate of heating was maintained in all the specimens. Hence it was considered that E_{50} might be depended only on the plastic content while independent from the heating duration. Further verifications are needed to be applied.

4. APPLICABILITY AS A CONSTRUCTION MATERIAL

In this section, the applicability of the biodegradable plastic as a construction material was discussed by comparing the obtained results with cement treated silica sand. Here three sets of specimens were prepared by setting cement contents as 2, 4, and 8 % of the dry weight of the sand. These contents were different from the exact content of the plastic as they were originally prepared for another project. However, the minimum content of 2 % was decided as equal to the minimum cement content of 50 kg/m³ which is recommended in the manual published by Japan cement association (JCA)⁷).

Water content was set to 10.5 % of the dry weight of the sand. Specimens with a 50 mm in diameter and 100 mm in

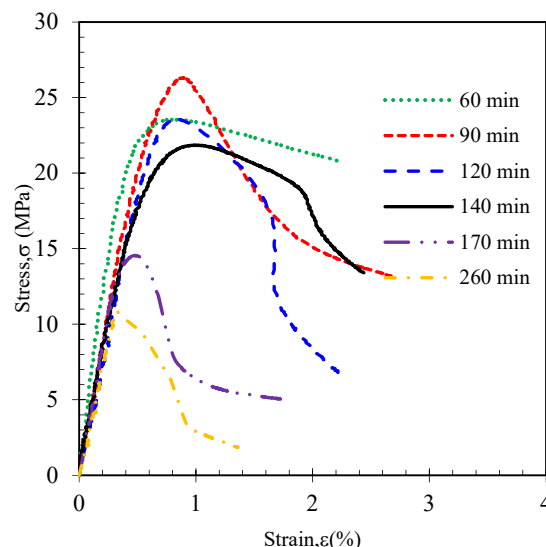


Fig.8. Stress strain relationship-Case B

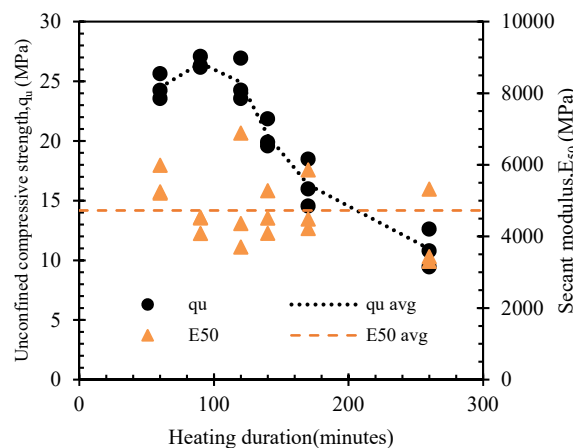


Fig.9. Relationship between unconfined compressive strength/secant modulus with plastic content-Case B

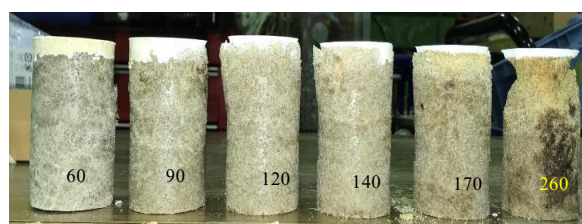


Fig.10. Photos of specimens after UCS test-Case B

height were prepared using steel molds with a density of around 1.4-1.45 g/cm³. The specimens were cured under constant temperature and humidity. Unconfined compressive strength tests were conducted in each set of specimens after 7 and 28 days of curing.

The obtained stress-strain relationships were plotted with the test results of improved sand using biodegradable plastics of 5, 7, and 10 % which were discussed in section 3.1 as shown in **Fig.11**. To compare the behavior of plastic treated soil,

obtained q_u , and E_{50} , results were plotted against the binder contents as shown in **Fig.12 and 13** respectively. From those, it can be seen that the q_u and E_{50} of improved sands with both techniques increases linearly while increasing the binder content. The highest rate was observed from the improved sand using biodegradable plastics. In addition to that, q_u values obtained for plastic treated sand were higher than the cement treated sand in all the contents. On the other hand, E_{50} of plastic treated sand of 5 and 7 % were smaller than E_{50} of cement treated sand of 8 % after 28 days. However, it was observed that the same strength of 1.5 MPa can be achieved by using 5 % (125 kg/m³) of plastic instead of using 8 % (200 kg/m³) of cement and waiting for 28 days for curing. In such a case, improvement of sand with plastic is more effective in terms of strength and the time in the construction of temporary structures.

Generally, the strength of the cement treated soil enhance with time under controlled environmental conditions. When cement is used for the construction, the gained strength at the removal stage will be high. Generally, the strength of the soil which is easy to re-excavate is considered as 500kPa. When strength of improved soil exceeds this value, more machinery and labor cost need to be accounted. However, this additional cost can be reduced from the use of biodegradable plastic since it is decomposed by microorganisms⁸⁾.

From those results, it can be concluded that the improved sand using biodegradable plastic performs well, as well as the cement treated sand and it is suitable to use as a construction material. However, further studies on the applicability with different soils and the heating method at sites are needed to be conducted.

5. CONCLUSION

In this study, a series of unconfined compression tests were conducted on the improved sand with biodegradable plastic to understand the behavior of mechanical properties. The obtained results were compared with the results of cement treated sand for verifying its applicability as a construction material.

The findings can be summarized as follows.

- 1) Mechanical properties of sand can be improved using biodegradable plastic.
- 2) In improved sands with plastics;
 - Unconfined compressive strength (q_u) depends on the plastic content and the heating duration.

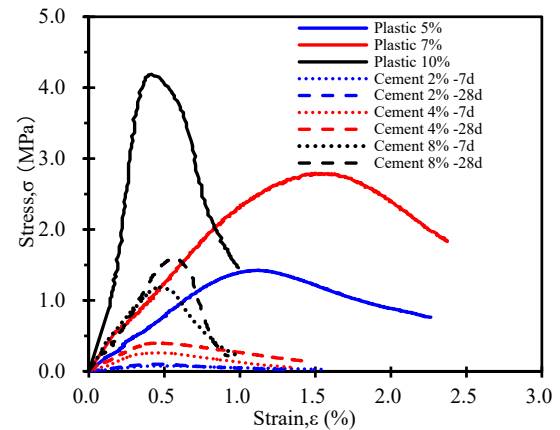


Fig. 11. Stress strain relationship-cement treated sand and improved sand using biodegradable plastics

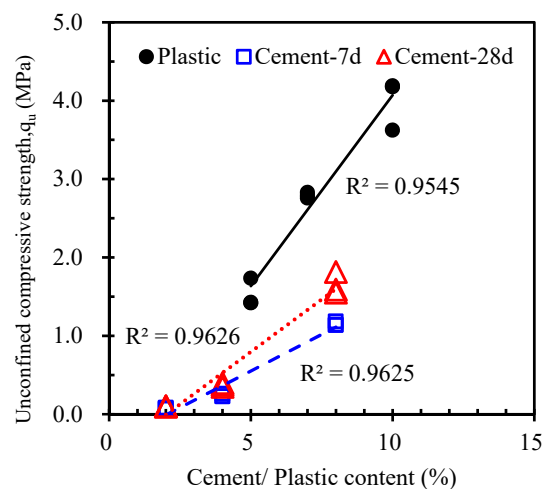


Fig. 12. Relationship between unconfined compressive strength and cement/plastic content

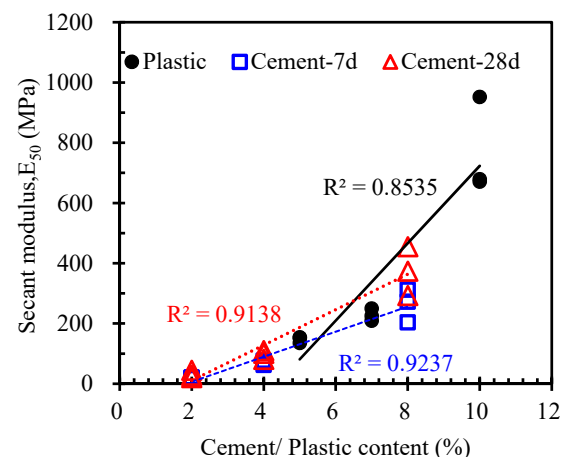


Fig. 13. Relationship between secant modulus and cement/plastic content

Optimum strength can be achieved at the time in which temperature reaches the melting point of plastic. Heating for longer time cause in dropping of strength.

- Secant modulus (E_{50}) depends only on the plastic

content when the specimens prepared under same heating rate.

- 3) In plastic treated soil both q_u and E_{50} increased at a higher rate compared to cement treated sand while increasing the plastic content.
- 4) The same strength achieved by cement treated sand after 28 days of curing can be achieved by the improved sand with biodegradable plastic using less plastic content and less time.

As a summary, it can be concluded that the improved sand using biodegradable plastic performs well, as well as the cement treated sand and it is promising as an applicable construction material.

Acknowledgement: This study was conducted as a collaborative research with Professor Suguru Yamada in Osaka City University. Authors gratefully acknowledge his guidance.

References

- 1) Suzuki, M., Kubo, K., and Kawabata, T.: “Mechanical approach to eco-friendly biodegradable resin concrete”, *Concrete Research and Technology*, Vol.25, pp.119-124, 2014.
- 2) Suzuki, M., Kubo, K., and Kawabata, T.: “Statistical deterioration prediction of biodegradable resin concrete”, *Concrete Research and Technology*, Vol.27, pp.001-006, 2016.
- 3) Terajima, R., Shimada, S., Oyama, T., and Kawasaki, S.: “Examination of applicability of injection pipe that uses biodegradable plastic in the ground-improvement”, *Geotechnical engineering journal*, Vol.5, No.3, pp.425-435, 2009.
- 4) Castro-Aguirre, E., Iñiguez-Franco, F., Samsudin, H., Fang, X., Auras, R.: “Poly(lactic acid)—Mass production, processing, industrial applications, and end of life”, *Advanced Drug Delivery Reviews*, Vol.107, pp.333–366, 2016.
- 5) Garlotta, D., “A Literature Review of Poly(Lactic Acid)”, *Journal of Polymers and the Environment*, Vol.9, No.2, pp.63-94, 2001.
- 6) Zhou, C., Guo, H., Li, J., Huang, S., Li, H., Meng, Y., Yu, D., Christiansen, J.C., and Jiang, S.: “Temperature dependence of poly(lactic acid) mechanical properties”, *Journal of the Royal Society of Chemistry Advances*, Vol.6, pp.113762-113772, 2016.
- 7) Japan Cement Association, *Ground improvement manual using cement-based product*, 2012.
- 8) Kjedsen, A., Price, M., Lilly, C., and Guzniczak, E.: “A Review of Standards for Biodegradable Plastics”, https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/817684/review-standards-for-biodegradable-plastics-IBioIC.pdf, 2019.

損傷制御型トラス梁の変形性能に関する研究

Research for Deformation Performance of Damage-controlled Truss Beam

第二構造技術部	大圖 友梨子	YURIKO OZU
第二構造技術部	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
第二構造技術部	山田 哲也	TETSUYA YAMADA
第三構造技術部	川島 学	MANABU KAWASHIMA
技術企画部	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
建築技術部	佐藤 紘	HIROSHI SATO
構造設計ディビジョン	古山 由佳	YUKA FURUYAMA
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担保する座屈補剛および個材の性能を確認する加力実験を行った。設定した必要補剛性を施したトラス梁の全体座屈に対する補剛力は、設計時に想定した補剛力を下回り、用いた必要補剛性の妥当性が示された。補剛性をパラメータとした上下弦材の座屈解析により、軸降伏耐力を上回る必要補剛性を推定できることが示唆された。実験における個材の応力状態の検討により、座屈拘束部材最大耐力に対して個材に生じる応力を短期許容応力度以下とすることで、トラス梁は安定した塑性変形能力を発揮することが示された。

キーワード：座屈拘束部材，損傷制御，塑性変形能力，必要補剛性

Damage-controlled truss beams using a buckling restrained member were tested. The tests confirmed the lateral stiffness and the ductility of members for sufficient plastic deformation capacity. The lateral forces of the beams were smaller than the assumed value, and this means that the required lateral stiffness was sufficient. The necessary stiffness could be estimated by buckling analysis comparing the buckling loads of chords to the existing axial forces. The results showed that sufficient plastic deformation capacity can be obtained by setting the stress of members within the allowable stress for short-term loading for maximum strength of a buckling restrained member.

Key Words: Buckling restrained member, Damage control, Plastic deformation capacity, Required lateral stiffness

1. はじめに

損傷制御型トラス梁は、座屈拘束部材をトラス梁端部の下弦材部分に組み込み、地震時の変形能力を高めたトラス梁（図-1）である。著者らは既報¹⁾において本構造の加力実験を行い、鉄骨梁構造部材としての優れた塑性変形能力を確認した。

一方で、実設計にあたっては、本構造の変形能力を成立させるためには、トラス梁の構面外方向の全体座屈を防止する補剛が必要である。既報¹⁾の実験においては、十分な剛性を持つ倒れ止め柱を補剛材とみなし、トラス梁の上下弦材が構面外方向に座屈しないような加力を行

ったが、補剛材の必要補剛力と必要補剛性の評価については十分な検討が行われていない。

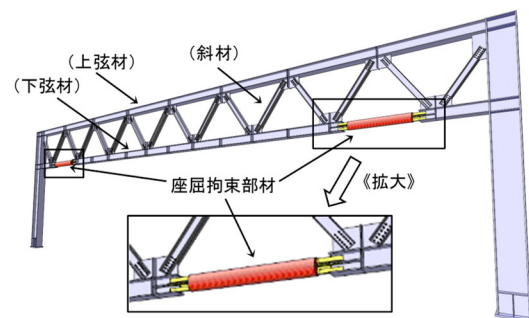


図-1 損傷制御型トラス梁の一例

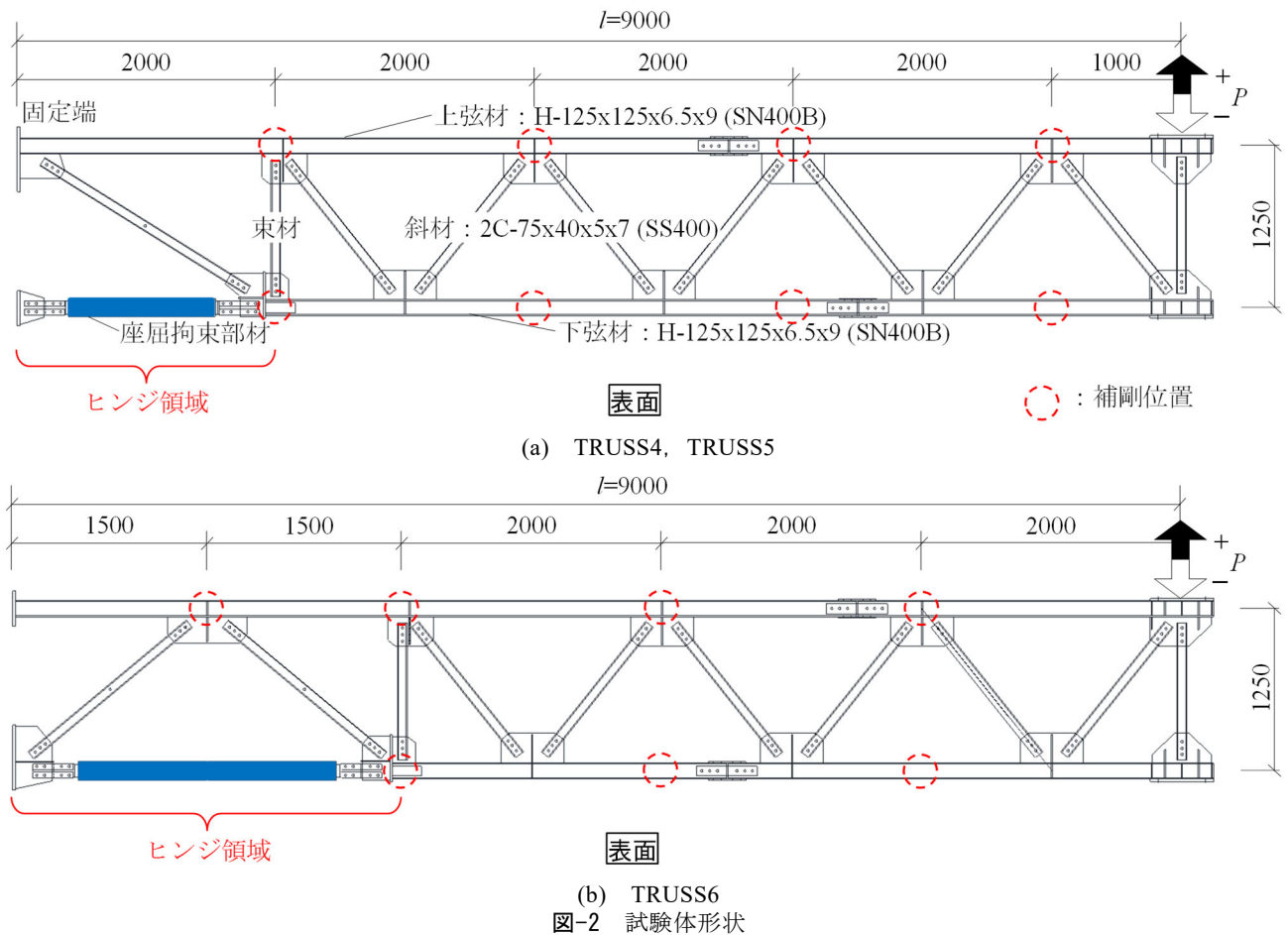


図-2 試験体形状

本検討では、損傷制御型トラス梁における優れた塑性変形能力を実現させる補剛の評価方法と、全塑性時の個材の応力状態を検討するために実施した加力実験の結果について述べ、その結果について解析的検討を通して検証する。

2. 実験

(1) 実験計画

a) 試験体の設計

試験体の概要を図-2に、座屈拘束部材の模式図を図-3に、試験体一覧を表-1に示す。試験体は、1スパンの平行弦トラス梁の半スパンを取り出し、長さ9,000mm、梁せい1,250mmの片持ち梁形状のトラス梁である。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、地震時にトラス梁の半スパンに作用する応力状態を再現する。弦材には、圧延H形鋼H-125x125x6.5x9 (SN400B) を用い、強軸が加力平面（紙面）に直交するように配置した。斜材と東材には溝形鋼C-75x40x5x7 (SS400) を背合わせの2丁使いで用いた。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

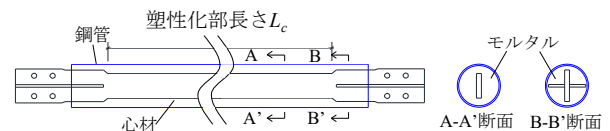


図-3 座屈拘束部材の形状

表-1 試験体一覧

名称	座屈拘束部材 塑性化部長さ L_c (mm)	補剛材
TRUSS4	900	倒れ止め柱 (剛)
TRUSS5		コイルばね
TRUSS6	1,750	(必要補剛性： $k=1.125\text{kN/mm}$)

て高力ボルトで摩擦接合した。また、本実験に用いた座屈拘束部材は、図-3に示すように、心材を鋼管（外径139.8mm、厚さ4.5mm、STK400）およびモルタルにより被覆した座屈拘束ブレース²⁾である。

試験体はTRUSS4、TRUSS5、TRUSS6の3体である。いずれの試験体も、座屈拘束部材の地震時の応力負担が最大になるように、座屈拘束部材を下弦材の固定側最端部に設けた。本試験体は、固定端から座屈拘束部材が取り付く東材までの区間をヒンジ領域として考えた。TRUSS4、TRUSS5 は、斜材の配置を既報りと同一とするが、トラス梁の部材角 0.03rad 相当の変形に追従可能

表-2 鋼材の材料試験結果

部材	断面	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
上下弦材	H-125x125x6.5x9	フランジ	311	451	42
		ウェブ	347	470	37
斜材	C-75x40x5x7	SS400	351	480	34
ガセットプレート	PL-9	SS400	350	452	39

表-3 座屈拘束部材の諸元

節点間長さ (mm)	鋼管		心材			降伏点 (N/mm ²)	降伏耐力 (kN)
	断面	材質	塑性化部長さ L_c (mm)	塑性化部断面	材質		
2,000	φ-139.8x4.5	STK400	900	PL16x80	SN400B	293*	375
3,000	φ-139.8x4.5	STK400	1,750	PL16x81	SN400B	306	397

*ミルシートによる値

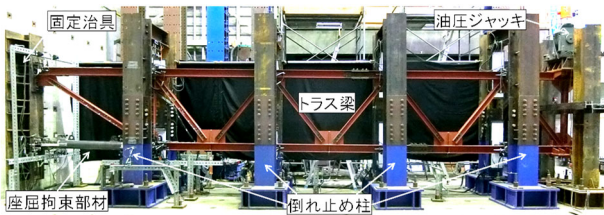


写真-1 加力状況 (TRUSS5)

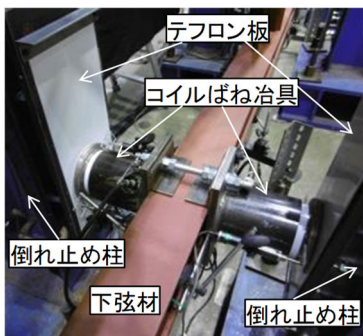
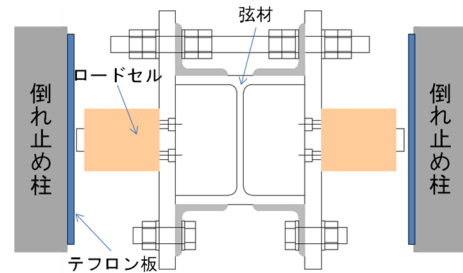
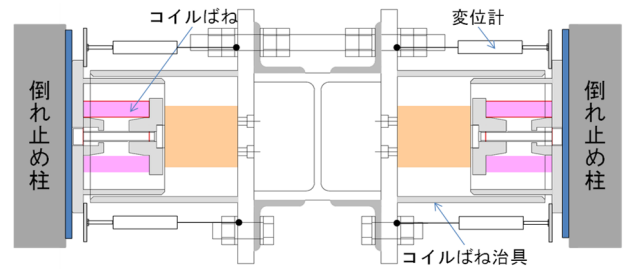


写真-2 コイルばねによる補剛 (TRUSS5, TRUSS6)



(a) TRUSS4



(b) TRUSS5, TRUSS6

図-4 座屈補剛の詳細

な座屈拘束部材の取り付け区間を確保するために、固定端側の構成を、図示するようなディテールとした。TRUSS6は、TRUSS4, TRUSS5の約2倍の塑性化部長さ(図-3に示す L_c)の座屈拘束部材を用い、より大きな部材角まで許容できるディテールとした。TRUSS4およびTRUSS5に用いた座屈拘束部材と、TRUSS6に用いた座屈拘束部材は、ミルシートの値からそれぞれの心材の降伏耐力が同一になるように心材断面を調節した。トラス梁を構成する個材に使用した鋼材のJIS-5号試験片による引張試験結果を表-2に、座屈拘束部材の諸元を表-3に示す。

損傷制御型トラス梁の変形能力を成立させるためには、トラス梁に構面外方向の全体座屈を生じさせない補剛が必要である。本実験においては、図-2に示す補剛位置の弦材の両側に、十分な耐力と剛性を持つ倒れ止め柱(写真-1)を設け、上下弦材の弱軸方向(構面外方向)の座屈を拘束した。一般にトラス梁の耐震設計にお

いては変形性能を見込むことはできないため、建築学会の指針等においてもトラス梁の補剛に関する規定はなされていない。よって、損傷制御型トラス梁の実用化にあたっては、補剛材の必要補剛力や必要補剛剛性の評価方法の検討が必要である。そこで本実験では、TRUSS4を除くTRUSS5, TRUSS6に対して、鋼構造限界状態設計指針・同解説³⁾に示す方法に基づき補剛の設計を行い、その妥当性を検証することとした。同指針においては、圧縮材の曲げ座屈補剛について述べられているため、TRUSS5, TRUSS6の補剛に関しては、上下弦材を対象にし、式(1)より算出した必要補剛剛性 k (1.125kN/mm)を用いて、補剛材の設計を行った。

$$k = \frac{4}{l_l} N_c \quad (1)$$

N_c : 補剛材を設けた圧縮材の曲げ座屈限界耐力
 l_l : 補剛区間長さ

N_c には、損傷制御型トラス梁では座屈拘束部材が応

力制限機構として機能するという特性を考慮して、座屈拘束部材の心材の歪硬化を考慮した耐力を用いた。既報¹⁾の実験結果より、座屈拘束部材の降伏後の歪硬化による耐力上昇は、降伏耐力の 1.5 倍程度であったことから、座屈拘束部材の最大耐力は降伏耐力 (375kN) の 1.5 倍とした。 l には、**図-2**に示す TRUSS4 および TRUSS5 における補剛区間長さの最小値 (2,000mm) を用いることとした。**写真-2**に、TRUSS5, TRUSS6 の補剛材として用いたコイルばねによる補剛状況を示す。本手法により求めた必要補剛剛性を有するコイルばねを、**図-4 (b)**に示す方法でロードセルと直列させ、試験体の弦材に取り付けた。TRUSS4 は、TRUSS5 の必要補剛剛性の妥当性を検証するための比較用試験体であり、**図-4 (a)**に示すようにコイルばねは用いず、既報¹⁾と同様に、弦材側面に取り付けたロードセルを介して、十分に剛な倒れ止め柱を用いて弦材の面外変形を拘束した。このとき、**図-4 (a)**、**図-4 (b)**ともに、倒れ止め柱の表面に厚さ 3mm のテフロン板を張り付け、弦材が上下に動く際に生じる摩擦を低減した。

トラス梁を構成する個材については、座屈が生じないように、座屈拘束部材の最大耐力時に生じる軸力に対し、個材の座屈長さを節点間距離として、鋼構造許容応力度設計規準⁴⁾が示す短期許容応力度設計を実施した。

トラス梁のヒンジ領域の変形概念図を**図-5**に示す。同図に示すように、応力制限機構として機能する座屈拘束部材が塑性化すると、直上の上弦材は強制変形を受けて付加曲げモーメントが生じ、その点から折れ曲がるように変形する。このとき、ヒンジ領域の当該上弦材は軸力と曲げを同時に受けるが、上記に示したヒンジ領域外の上弦材と同様に、断面算定時の存在応力には軸力のみを用い、曲げを考慮しない断面設計を行った。また、当該上弦材においては、全塑性時の曲げ降伏を許容することとした。斜材については、基本的に曲げ降伏を許容しないが、ヒンジ領域の斜材に関しては、当該斜材が曲げ降伏した場合の安定性確認のため、全塑性時の曲げ降伏を許容する断面設定とした。

b) 加力および計測方法

写真-1に加力状況を示す。加力方法は既報¹⁾と同様であり、トラス梁先端の鉛直変形 δ を試験体長さ l (9,000mm) で除した部材角 R ($=\delta/l$) による正負交番の漸増載荷とした。振幅は、 $R=\pm 0.0025, \pm 0.005, \pm 0.0075, \pm 0.01, \pm 0.0125, \pm 0.015, \pm 0.02, \pm 0.025, \pm 0.03\text{rad}$ とし、各サイクルを 2 回ずつ繰り返した。最終サイクルに到達した後、油圧ジャッキのストローク限界に達するまで、正側に載荷した。なお、トラス梁先端に取り付けた油圧ジャッキは、当該部の構面内および構

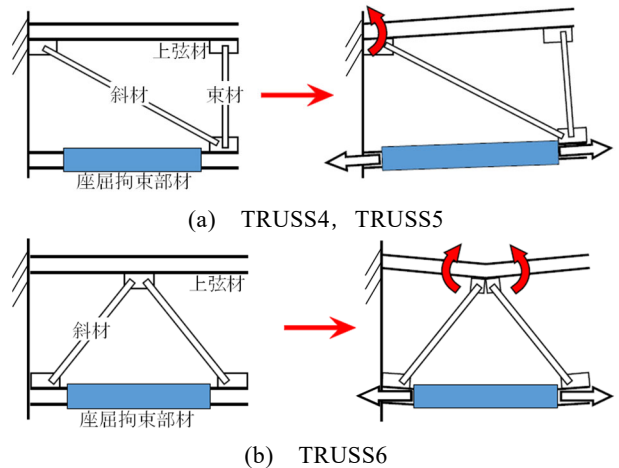


図-5 トラス梁のヒンジ領域の変形概念図

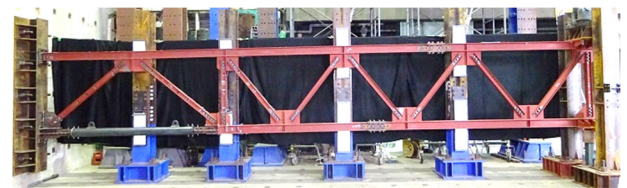


写真-3 加力終了後のトラス梁 (TRUSS6)

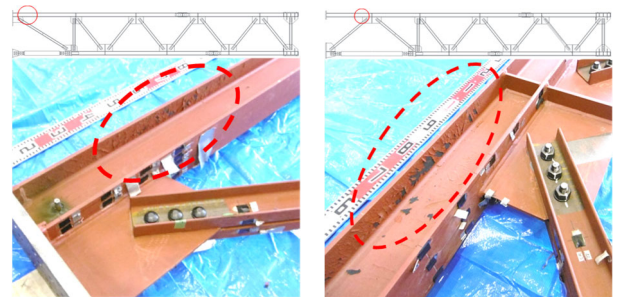


写真-4 加力終了後の損傷状況

面外方向の変形を拘束しないように設置している。

各試験体共通の計測項目は、トラス梁先端の鉛直荷重、節点の鉛直変位、座屈拘束部材心材の変位、座屈拘束部材周辺の個材の歪、**図-2**に示す補剛位置における補剛力とした。TRUSS5 および TRUSS6 では、補剛位置における面外変位を計測した。補剛力は**図-4**に示すロードセルにより計測し、面外変位は**図-4 (b)**に示すコイルばね治具に取り付けた変位計により計測した。

(2) 実験結果

a) 加力終了後の損傷状況

TRUSS6 の加力終了後の状況を**写真-3**に示す。すべての試験体において、個材の座屈や構面外方向への全体座屈は生じなかった。TRUSS5 および TRUSS6 のヒンジ領域における加力終了後の損傷状況を**写真-4**に示す。TRUSS4 および TRUSS5 では、座屈拘束部材直上の上弦材 (第 1 上弦材と称す) の左端に曲げ圧縮降伏が生じ、

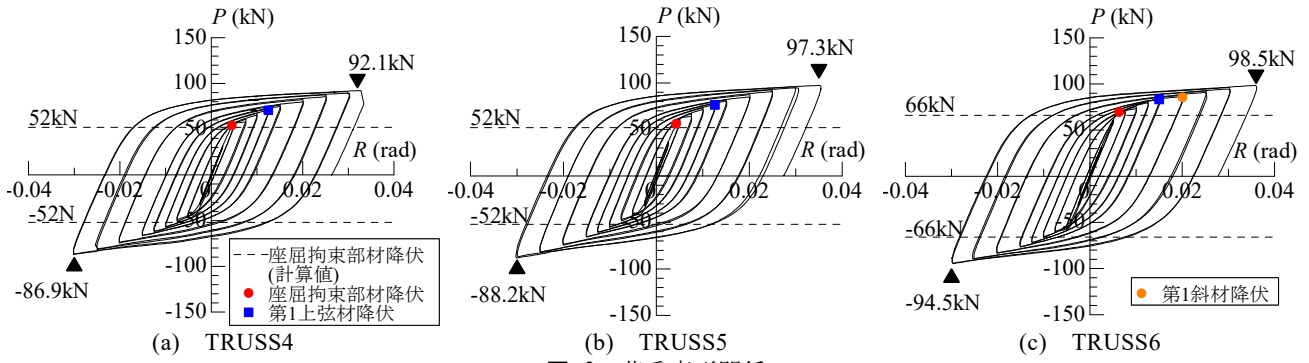
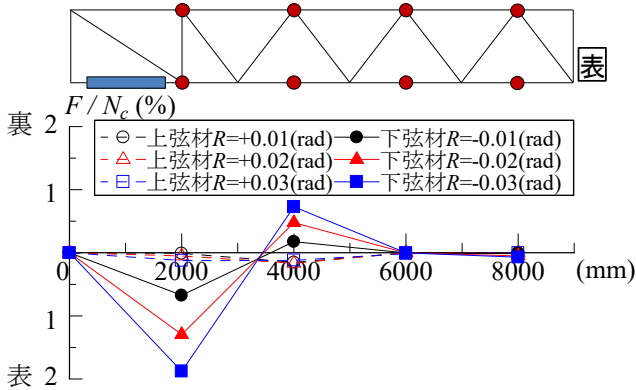
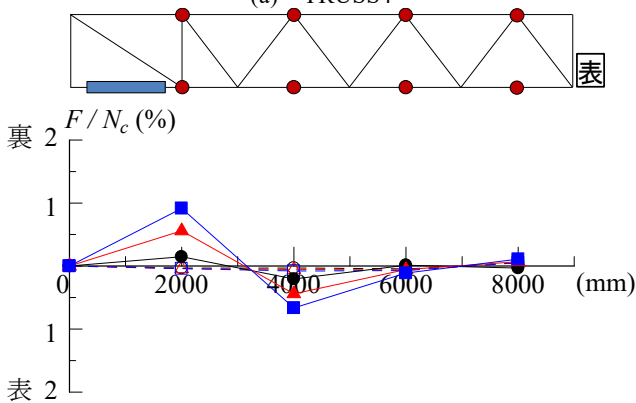


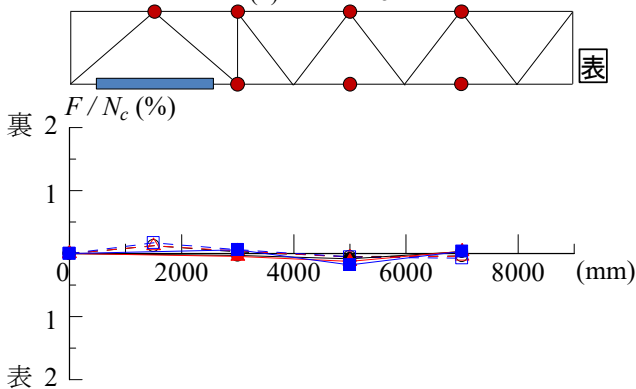
図-6 荷重変形関係



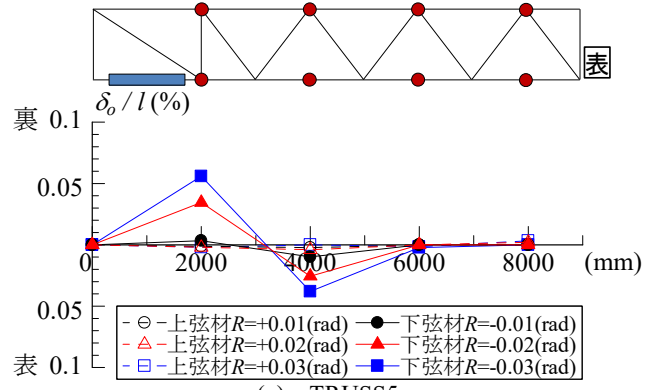
(a) TRUSS4



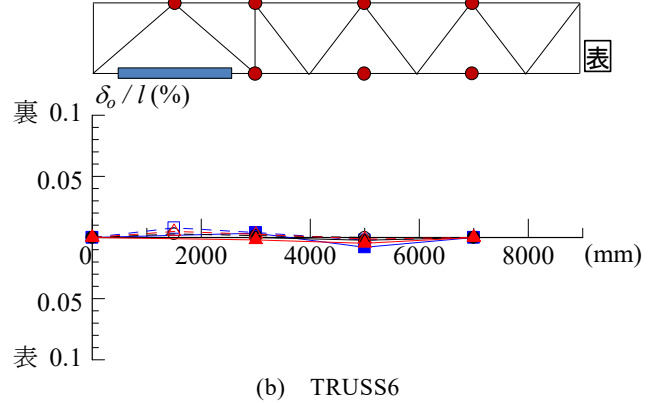
(b) TRUSS5



(c) TRUSS6
図-7 補剛力分布



(a) TRUSS5



(b) TRUSS6
図-8 面外変形分布

写真-4 (a)に示すような上弦材の塗装の剥がれが見られた。写真-4 (b)に示す TRUSS6 でも第 1 上弦材の右端において同様の軽微な損傷状況が見られた。座屈拘束部材の塑性化に伴い、ヒンジ領域の個材が部分的に降伏した

が、トラス梁の損傷状況は軽微であった。

b) トラス梁の荷重と部材角の関係

トラス梁の荷重と部材角の関係を図-6 に示す。縦軸はトラス梁先端のジャッキによる鉛直荷重 P 、横軸はトラス梁の部材角 R である。図中の破線は座屈拘束部材降伏時の荷重 (計算値) を示している。すべての試験体において、座屈拘束部材が降伏する部材角 $R=0.0045\text{rad}$ (TRUSS6 では 0.0057rad) 程度までは弾性的な挙動を示した。座屈拘束部材の降伏後に剛性は低下し、最終サイクルのピーク点 ($R=0.033\text{rad}$ 程度) に至るまで、荷重は緩やかに上昇した。TRUSS4 および TRUSS5 では、 $R=0.0125\text{rad}$ 時に第 1 上弦材が曲げ圧縮降伏した。TRUSS6 でも同様な部材角で第 1 上弦材が曲げ圧縮降伏し、 $R=0.02\text{rad}$ では、第 1 上弦材に取り付く斜材 (以降、第 1 斜材と称す) が曲げ引張降伏した。いずれの試験体

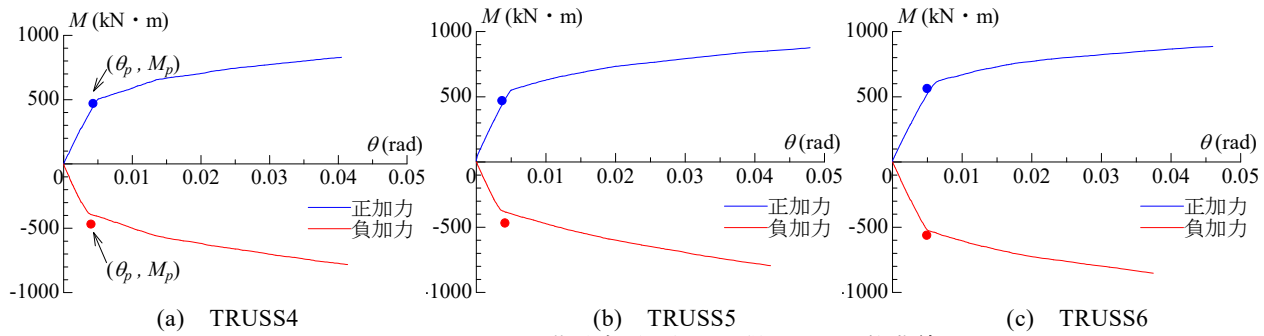


図-9 荷重変形関係より得られた骨格曲線

表-4 等価塑性変形倍率

試験体	加力方向	M_p (kN·m)	θ_p (rad)	MW_{ps} (kN·m)	$m\bar{\eta}_s$
TRUSS4	正	469	0.0043	25.5	13.1
	負	-469	0.0040	23.3	12.0
TRUSS5	正	469	0.0037	33.1	18.1
	負	-469	0.0041	23.5	12.9
TRUSS6	正	563	0.0050	32.1	11.5
	負	-563	0.0049	23.3	8.4

も、ヒンジ領域において個材の部分的な降伏が確認されたものの $R=0.03\text{rad}$ を超える最終サイクルまで安定した紡錘型の履歴曲線を示した。TRUSS6 も TRUSS5, TRUSS4 と同様な荷重変形関係を示し、補剛剛性の違いによる差異は見られず、ヒンジ領域のディテールや斜材降伏の影響が小さいことを確認した。

c) トラス梁の補剛力と面外変形の分布

$R=0.01\text{rad}, 0.02\text{rad}, 0.03\text{rad}$ 時に対して、上下弦材それぞれが圧縮軸力となる加力方向（上弦材では正加力，下弦材では負加力）時の補剛力の分布を図-7 に示す。図中の補剛力の作用方向を示す「表」は、図-2 に示す表面と対応している。縦軸は補剛力 F を座屈拘束部材の耐力 N_c （座屈拘束部材の降伏耐力の 1.5 倍）で基準化した比率 F/N_c を、横軸は補剛位置を示している。いずれの試験体も、座屈拘束部材が引張りとなる正加力時の上弦材の F/N_c は約 0.2% 以下であり、補剛力は微小であった。一方、座屈拘束部材が圧縮となる負加力時の下弦材の補剛力は、圧縮軸力が大きい固定端側で大きくなる傾向を示したが、 $R=-0.02\text{rad}$ 時における F/N_c の最大値は、TRUSS4 で約 1.3%、TRUSS5 で約 0.6%、TRUSS6 においては約 0.1% となった。鋼構造許容応力度設計規準⁴⁾によると、H 形断面梁に対する横座屈補剛材の耐力を、梁断面に生じる曲げ応力による圧縮側合力（梁断面面積の 1/2 に降伏応力度を乗じた圧縮力）の 2% 以上を確保することが規定されている。補剛力は試験体ごとにはばらばらなっているものの、いずれの試験体も 2% を下回っている。

コイルばねを補剛材に用いた TRUSS5 および TRUSS6 について、 $R=0.01\text{rad}, 0.02\text{rad}, 0.03\text{rad}$ 時の補剛位置に

おける面外変形分布を図-8 に示す。縦軸は面外変形 δ をトラス梁の全長 l (9,000mm) で基準化した比率 δ/l 、横軸は補剛位置である。いずれの試験体も、図-7 に示す補剛力の大きさに応じて面外変形も大きくなっている。TRUSS5 の面外変形は、下弦材のほうが上弦材より大きい。面外変形の最大値は、トラス梁の全長に対して 0.06% 程度と微小である。

以上より、設定した損傷制御型トラス梁の必要補剛剛性の妥当性が、弦材の補剛力と面外変形の実験結果からも示された。

3. 実験結果の分析

(1) トラス梁の塑性変形能力

文献 5) では、式(2)に示すように、部材の塑性変形能力の評価尺度として、骨格曲線において部材が吸収した塑性歪エネルギーを単位塑性仕事を $(M_p \cdot \theta_p)$ で除した等価塑性変形倍率 $m\bar{\eta}_s$ を用いている。

$$m\bar{\eta}_s = MW_{ps} / (M_p \cdot \theta_p) \tag{2}$$

- $m\bar{\eta}_s$: 等価塑性変形倍率
- MW_{ps} : 部材が吸収した塑性歪エネルギー
- M_p : 全塑性モーメント
- θ_p : 全塑性モーメントに対応する弾性変形

各試験体の荷重変形関係から得られた骨格曲線を図-9 に、各試験体の等価塑性変形倍率 $m\bar{\eta}_s$ を表-4 に示す。表-4 に示す等価塑性変形倍率 $m\bar{\eta}_s$ は、図-9 に示す骨格曲線を用いて式(2)に基づき算出した。図-9 では、図-6 中の荷重 P を、トラス梁の固定端に生じるモーメント M に換算した。全塑性モーメント M_p は、座屈拘束部材の軸力が、表-3 に示す心材の降伏耐力に達した時の計算値である。等価塑性変形倍率は、最終サイクルまでの荷重変形関係を対象とした。これらの試験体の等価塑性変形倍率は、正加力に着目すると、TRUSS4 と TRUSS5 でそれぞれ 13.1 と 18.1、TRUSS6 では 11.5 となり、いずれも優れた塑性変形能力を示した。コイルばねを補剛材に用いた TRUSS5 は、TRUSS4 と同等以上の等価塑性変

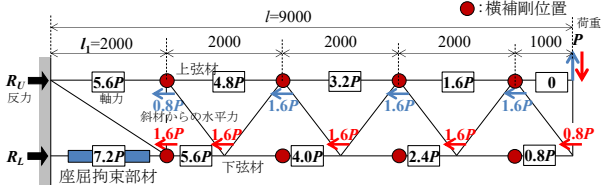


図-10 トラス梁弦材の軸力分布状態 (TRUSS5)

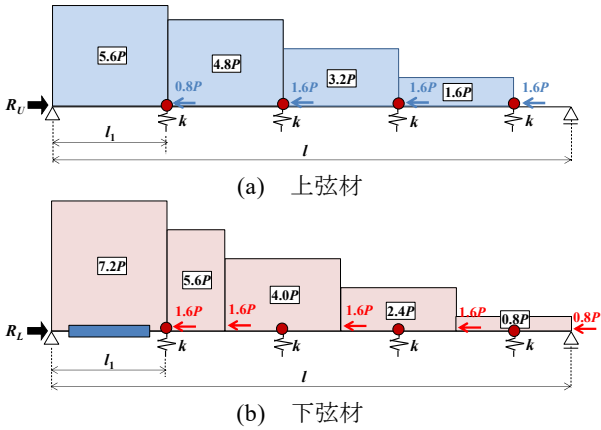


図-11 弦材の座屈解析モデル (TRUSS5)

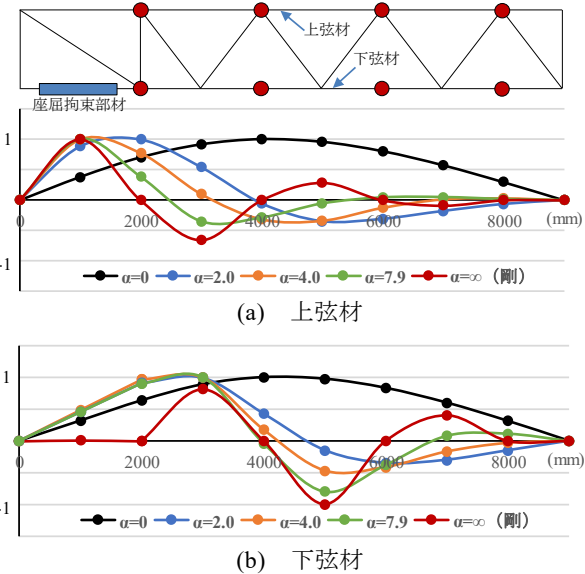
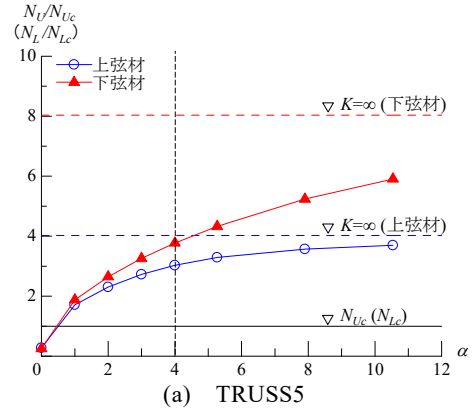


図-12 補剛剛性と座屈モードの関係 (TRUSS5)

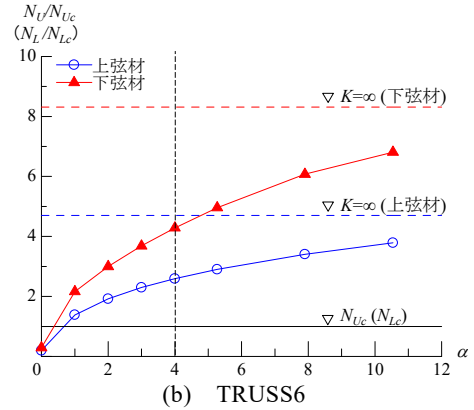
形倍率を示し、同じくコイルばねを補剛材に用いた TRUSS6 についても、十分な塑性変形能力を示した。TRUSS6 の等価塑性変形倍率が、TRUSS4, TRUSS5 に比べて小さい理由は、座屈拘束部材の長さが TRUSS4, TRUSS5 に比べて長いからである。また、いずれの試験体も最終サイクルまで耐力劣化が生じていないことから、等価塑性変形倍率は表-4 に示す値以上の値になると考えられる。

(2) 補剛特性に関する座屈解析

補剛剛性をパラメータとした上下弦材の弾性座屈解



(a) TRUSS5



(b) TRUSS6

図-13 補剛剛性係数と無次元化座屈荷重

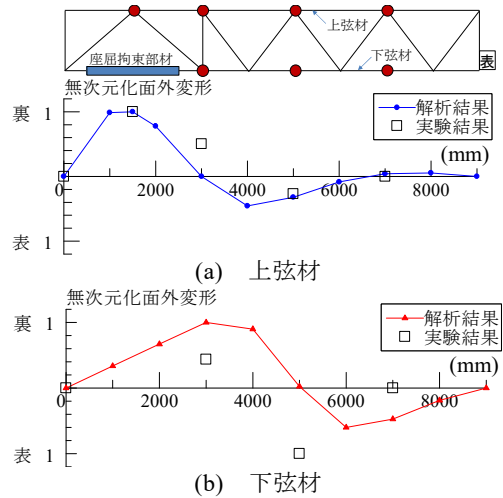


図-14 無次元化面外変形の比較 (TRUSS6)

析により、座屈荷重と座屈モードを実験で得られた面外変形分布と比較し、トラス梁の座屈特性と必要補剛剛性との関係を検査する。

a) 解析モデル

図-10 は鉛直荷重 P 荷重時にトラス梁の上下弦材がそれぞれ圧縮状態になるときの軸力分布を示す。この荷重状態を基に、実験と同じ補剛位置に面外方向の補剛ばねを配置した解析モデルを図-11 に示す。部材の断面性能は、原則実験の試験体と同一とするが、下弦材端部の座屈拘束部材の断面性能は、心材の軸剛性と鋼管、モルタルの合成断面による曲げ剛性を用いた。式(1)を基に、

補剛剛性 $k = \alpha \cdot N_c / l_1$ とし、補剛剛性係数 α をパラメータとした。なお、 l_1 は座屈拘束部材の取り付け位置における節点間距離とし、実験のばね剛性は、 $\alpha = 4$ である。

b) 補剛剛性と座屈モード

図-12 に補剛剛性係数 α をパラメータとした上下弦材の 1 次の座屈モードの比較を示す。比較のため、中間に補剛が無い場合（黒●印）と補剛を完全剛にした場合（赤●印）を示す。補剛が無い場合は、全体が横座屈するモード（以下、半波と称す。）になり、完全剛の場合は補剛毎に節を形成する 5 つの半波のモードになり軸力が大きい左側ほど振幅が大きくなる。

上弦材は、補剛剛性係数 α をパラメータとした場合、実験で用いた $\alpha = 4.0$ の時、TRUSS5 は補剛位置で節を作らず、固定端から最初の半波は、2,000mm と 4,000mm の補剛の中間部に節を形成する。実験より小さい補剛剛性の $\alpha = 2.0$ のケースでは、2 つの半波のモードになる。逆に剛性が大きい $\alpha = 7.9$ のケースでは、3 つの半波のモードになる。 $\alpha = 4.0$ の場合、その中間的なモードになる。

下弦材は、座屈拘束部材の曲げ剛性が大きいと、左端部分は直線的な変形になっている。そのため、座屈解析モデルの固定端から最初の半波は、上弦材に比べ長くなっているが α に応じた半波の数は同じ傾向である。

c) 補剛剛性と座屈荷重の関係

図-13 に TRUSS5 と TRUSS6 の上弦材と下弦材の補剛剛性係数 α と座屈荷重の関係を示す。縦軸は上下弦材の軸力 N_U, N_L を、座屈拘束部材の荷重が N_c になるときの上下弦材の軸力 N_{Uc}, N_{Lc} でそれぞれ無次元化した値で示した。下弦材は、断面性能を上げた座屈拘束部材があるため、座屈荷重が上弦材より大きくなる。 α が大きくなるに従い、座屈荷重は大きくなり、補剛ばねを剛とした座屈荷重（破線水平線）に近づくことが分かる。

図-13 中の実線は、TRUSS5, TRUSS6 において $N_U / N_{Uc} = 1, N_L / N_{Lc} = 1$ になるときの軸力である。この軸力に対して座屈荷重が上回っていれば一般の弦材部が横座屈しないと考えられる。実験で採用した $\alpha = 4$ のときの座屈荷重は、 N_{Uc}, N_{Lc} を十分に上回っている。以上より、 $\alpha = 4$ で求めた補剛剛性を用いれば、損傷制御型トラス梁の補剛材として十分であることが解析的にも検証された。

d) 面外変形の実験値と座屈モードの解析値の比較

図-14 に試験体 TRUSS6 の部材角 0.03rad 時の面外変形分布（実験）と座屈解析（ $\alpha = 4$ ）による 1 次モード形状をそれぞれの最大値で無次元化した比較を示す。

上弦材の無次元化面外変形分布形状は、座屈拘束部材直上の節点で最大になり、トラス梁中央辺りで節を形成し最初の半波が終わる。第 2 半波は 7,000mm の補剛位置までに形成される。この分布は、解析のモードとほ

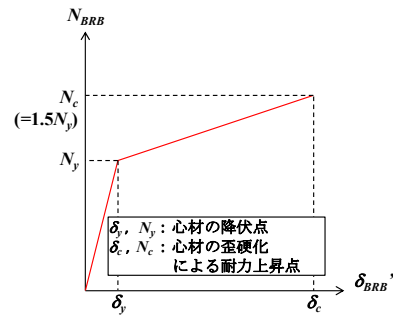


図-15 座屈拘束部材の荷重変形関係のモデル化例

ぼ同様であると言える。下弦材は、半波が形成される位置が実験と解析で少し異なるが、いずれも全長に亘り 2 つの半波が形成されているのが分かる。座屈解析によるモード形状は実験で得られた面外変形分布と同様な傾向を示している。

(3) 個材の応力状態

本節では、TRUSS5 および TRUSS6 について、ヒンジ領域における上弦材および斜材の応力状態の変化を、実験値と解析値を比較して検討する。

座屈拘束部材の荷重変形関係のモデル化例を図-15 に、TRUSS5 と TRUSS6 のヒンジ領域における上弦材と斜材について、実験により得られた軸力と曲げモーメントの相関関係を図-16、図-17 にそれぞれ示す。縦軸の軸力 N は、圧縮軸力が正、引張軸力が負である。実験値（○印）は、各加力サイクルのピーク時について、試験体の各位置に貼付した歪ゲージより算出した曲げモーメントおよび軸力である。よって、実験値は歪ゲージの値が降伏点を超えない弾性応力の値である。解析値（×印）は、トラス梁の節点を剛節とし、ヒンジ領域における個材のヒンジ特性を考慮して、図-15 に示す座屈拘束部材の荷重変形関係を用いたフレーム解析により得られた曲げモーメントおよび軸力である。図-15 中の N_y および δ_y には表-3 に示すミルシート値を用いた。 δ_c は座屈拘束部材の限界歪を 3% として定めた値である。また、図-16、図-17 には、式(3)から式(6)に示す軸力と曲げを受ける部材の短期許容応力度の計算式⁴⁾から求めた相関関係を細線で記した。このとき、短期許容応力度に用いた値は表-2 に示す材料試験値とした。

$$\frac{\sigma_c + c\sigma_b}{f_c} + \frac{c\sigma_b}{f_b} \leq 1 \tag{3}$$

$$\frac{t\sigma_b - \sigma_c}{f_t} \leq 1 \tag{4}$$

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{f_t} \leq 1 \tag{5}$$

$$\frac{c\sigma_b - \sigma_t}{f_b} \leq 1 \tag{6}$$

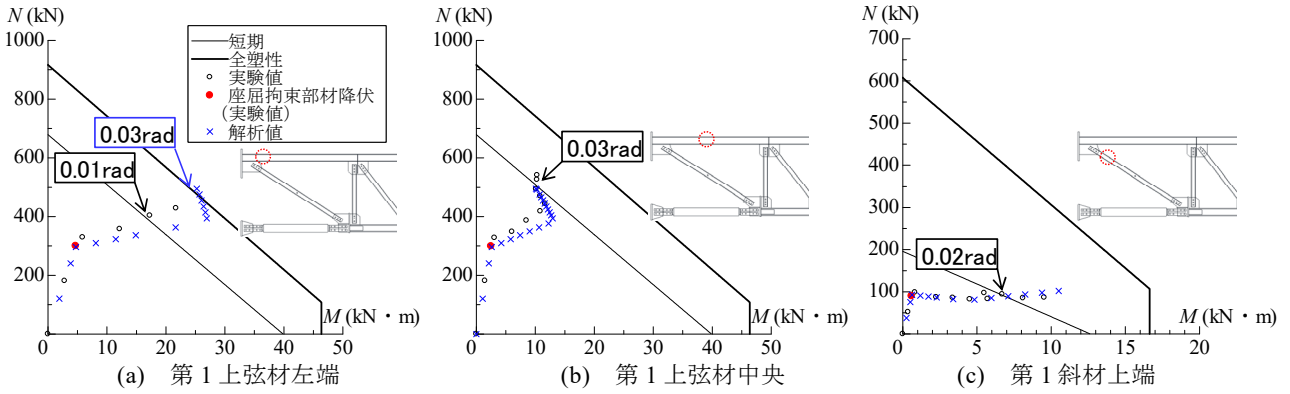


図-16 TRUSS5 のヒンジ領域における個材の曲げモーメントと軸力の関係

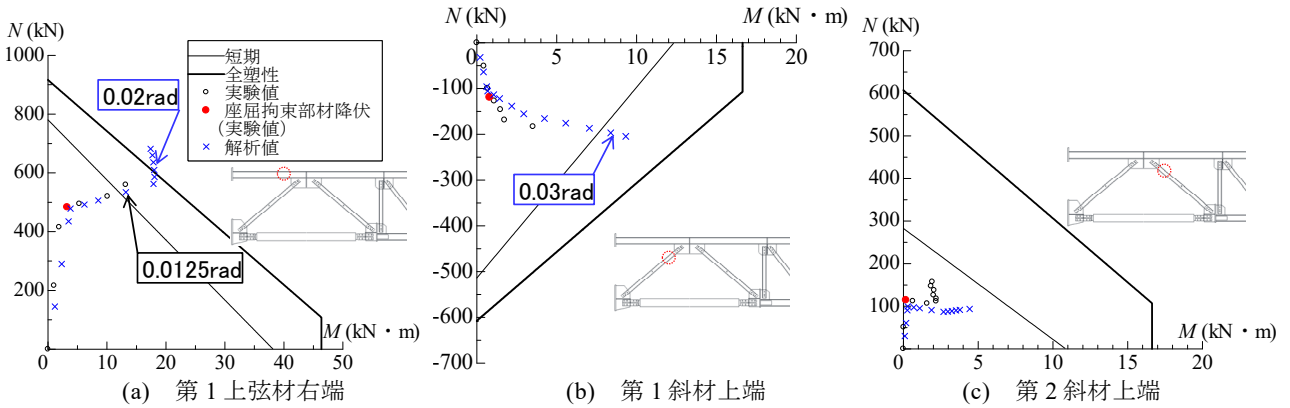


図-17 TRUSS6 のヒンジ領域における個材の曲げモーメントと軸力の関係

- f_c : 許容圧縮応力度
- f_b : 許容曲げ応力度
- f_t : 許容引張応力度
- σ_c : 平均圧縮応力度 ($=N/A$)
- $c\sigma_b$: 圧縮側曲げ応力度 ($=M/Z_c$)
- $t\sigma_b$: 引張側曲げ応力度 ($=M/Z_t$)
- σ_t : 平均引張応力度 ($=T/A_N$)
- N : 圧縮力
- M : 曲げモーメント
- A : 全断面積
- Z_c : 圧縮側断面係数
- Z_t : 引張側断面係数
- T : 引張力
- A_N : 有効断面積

- A : 全断面積
- A_f : 片側フランジの断面積
- A_w : ウェブの断面積
- σ_Y : 降伏応力度

ここで、 σ_Y には表-2 に示す材料試験値を用いた。

さらに、これらの図には式(7)、式(8)に示す軸力と曲げモーメントを受ける断面の全塑性モーメントの計算式⁶⁾から求めた相関関係を太線で記した。

$$\frac{N}{N_Y} \leq \frac{A_w}{2 \cdot A} \text{ のとき} \quad M_{PC} = M_P \quad (7)$$

$$\frac{N}{N_Y} > \frac{A_w}{2 \cdot A} \text{ のとき} \quad M_{PC} = \frac{2 \cdot A}{A + 2 \cdot A_f} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_Y}\right) \cdot M_P \quad (8)$$

- N : 作用軸力
- M_P : 全塑性モーメント
- N_Y : 降伏軸力 ($=A \cdot \sigma_Y$)
- M_{PC} : 軸力を受けるときの全塑性モーメント

図-16、図-17 に示す実験値と解析値は比較的精度良く対応しており、解析のモデル化が適切であることが分かる。また、図-16 (a)、図-17 (a)に示す第1上弦材端部の解析値は、全塑性に達した応力が破壊線に沿って軸力方向に推移しており、本トラスの応力特性を示している。

図-16 (b)に示す第1上弦材中央に関しても、同様な傾向が実験値・解析値ともに見られるが、この部分の応力が全塑性に達していないのは、同図(a)に示す第1上弦材端部の応力が先行して全塑性に達したからと考えられる。

図-16、図-17 に示す実験値について、座屈拘束部材が降伏するまでの区間を見ると、全ての図において軸力負担が支配的であり、座屈拘束部材が降伏した時点（赤●印）の個材の応力は、短期許容応力の範囲内にある。座屈拘束部材が降伏すると軸力の負担割合は減少し、曲げモーメントの負担割合が増大する傾向が伺える。ここで、応力が最大となる TRUSS5, TRUSS6 の第1上弦材の端部（図-16 (a)、図-17 (a)）に着目すると、短期許容応力に達したときの部材角は $R=0.01\text{rad}$ 近傍であり、図

-6 (b), (c)の荷重変形関係に示した第1上弦材が曲げ圧縮降伏する部材角とほぼ一致している。これは、式(3)~(6)を用いることにより、軸力と曲げを同時に受ける個材の弾性限界を適切に評価することができることを示すものである。図-16 (a)に示す TRUSS5、および図-17 (a)に示す TRUSS6の第1上弦材の解析値をそれぞれ見ると、全塑性に達したときの部材角は、それぞれ TRUSS5が $R=0.03\text{rad}$ 、TRUSS6が $R=0.02\text{rad}$ 近傍であった。これに対し、図-6 (b), (c)に示す TRUSS5および TRUSS6の荷重変形曲線を見ると、それぞれ $R=0.03\text{rad}$ 、 $R=0.02\text{rad}$ において耐力の劣化は生じていない。よって、ヒンジ領域の個材の応力が、解析値が示す全塑性時の部材角に達しても、損傷制御型トラス梁は安定した変形能力を維持することを把握した。

本試験体の個材の断面設計では、トラスの個材同士の接合をピン接合とみなし、ヒンジ領域の内外に関わらず曲げの生じない軸力材として設計した。想定される座屈拘束部材の最大耐力に対して、ヒンジ領域内外の個材に生じる軸力が短期許容応力度以内であるように断面設計することで、損傷制御型トラス梁の塑性変形能力を十分に確保できることを確認した。

4. まとめ

損傷制御型トラス梁の加力実験および実験結果の分析を行い、以下の知見を得た。

- ① いずれの試験体も、座屈拘束部材が応力制限機構として機能し、安定した履歴曲線を描いた。また、ヒンジ領域の個材の降伏が、トラス梁の変形能力に与える影響はほとんどないことが分かった。
- ② 補剛力は、試験体ごとにばらつきを生じたが、 $R=0.02\text{rad}$ 時の F/N_c は、2%に満たない結果を示した。これにより、設定した必要補剛剛性の妥当性を実験的に確認した。

- ③ 弾性座屈解析により、本実験で用いた必要補剛剛性を与えた上下弦材の座屈荷重は、これらの軸耐力を大きく上回る結果を得た。これにより、設定した必要補剛剛性の妥当性を解析的に確認した。
- ④ ヒンジ領域における個材の応力状態を、実験値と解析値双方の分析により把握した。個材の断面設計は、ヒンジ領域の内外に関わらず、想定される座屈拘束部材の最大耐力時の軸力に対して短期許容応力度設計を行うことで、損傷制御型トラス梁の安定した塑性変形能力が担保されることを確認した。

謝辞：本研究の遂行にあたり、東京工業大学 吉敷祥一准教授、巽信彦助教にご指導をいただきました。元東京工業大学大学院生 石川裕貴氏には加力実験においてご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 江頭寛，川島学，原田浩之，小坂英之，森岡研三，和田卓，宮口大：座屈拘束部材を用いた損傷制御型トラス梁の加力実験，三井住友建設技術研究開発報告，No.17，pp.61-66，2019.9
- 2) 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
- 3) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010.2
- 4) 日本建築学会：鋼構造許容応力度設計規準，2019.10
- 5) 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
- 6) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2017.2

Automated Real-time Seismic Monitoring System for Bridge and Building Structures

橋梁および建築構造物のリアルタイム地震モニタリングシステム

第一構造技術部	ホアン チョン クエン	HOANG TRONG KHUYEN
第一構造技術部	内堀 裕之	HIROYUKI UCHIBORI
第一構造技術部	永元 直樹	NAOKI NAGAMOTO

地震などをリアルタイムに検知し、損傷等による構造物の異常を検知する自動的なモニタリングシステムを開発した。本システムは、無線加速度計ネットワークにより、構造物の固有振動数・振動モード形状・傾斜角度などの構造物の特性の変化を監視する。独自のアルゴリズムにより振動特性を高精度に推定し、リアルタイムに異常を検知する。高速道路の橋梁の2件の実測データにより、本システムの妥当性および異常検知手法の有効性を評価した。舗装工事による橋梁重量の小さな変化を固有振動数の微小な変化として検出できたことから、軽微な損傷や構造の劣化などの構造物の変状による微小な剛性変化も同様に検出可能といえる。さらに、地震をリアルタイムに検知し、地震直後の構造物の即時性能評価に適用可能である。

キーワード：モニタリング、損傷検知、傾斜角度、固有振動数、常時微動

This paper presents an automated real-time monitoring system that is able to identify seismic events like earthquakes and to detect anomalies in the structures after these events using wireless accelerometer networks. Natural frequencies, modal shapes, and geometry inclination are indicators for evaluating structures. An original algorithm was developed to identify modal parameters effectively and detect anomaly in real-time. The application in two highway bridges confirmed the value of the wireless monitoring system. The detection of such small changes in bridge weight due to road surface construction work confirmed the ability to detect slight damage or deterioration in structure. In addition, the result confirmed that real-time detection of earthquakes and real-time evaluation of the structural performance is possible to implement.

Key Words: Monitoring, Damage detection, Inclination, Natural frequency, Ambient vibration

1. INTRODUCTION

An automated monitoring system of bridges is currently highly interested in Japan to enable early evaluation of structures safety due to earthquakes and deterioration. Various monitoring approaches including vibration-based method ^{1), 2), 3)}, vision-based method ⁴⁾, or optical fiber strain method, have been investigating for recent decades to monitor structures. Getting cheaper in data acquisition and hardware cost, vibration-based monitoring, especially integrated with wireless sensing networks, becomes more common for evaluating the performance of structures in real-time. There are several remarkable examples of monitoring

systems on existing structures such as the system of the Jindo Bridge in Korea ^{5), 6)}, the Humber Bridge in England ⁷⁾, the Akashi-Kaikyou Bridge in Japan ^{8), 9)}, the Tamar Bridge in England ¹⁰⁾ showing the value of vibration-based monitoring system using wireless sensor networks.

Damage or anomaly detection is one of the key functions in any monitoring system. The vibration-based monitoring approach is based on the principle that an abnormal vibration characteristic will be generated due to structural changes as cracks, deterioration, or damages. The natural frequencies and modal shapes are functions of structural weight and stiffness; hence, a reduction in natural frequency may indicate a stiffness reduction due to damage, cracks, or mass

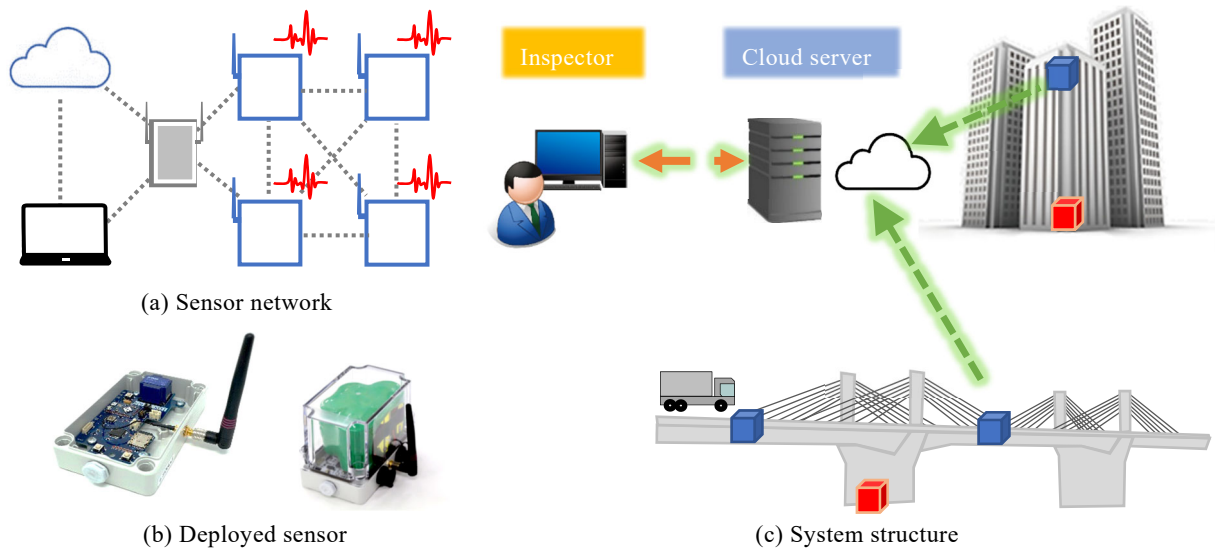


Fig. 1. Concept of wireless sensor network monitoring

change in structures. However, due to environmental factors like the temperature, the modal properties change as well, making the detection of small variations more difficult.

In this paper, an automatic monitoring system for bridges and buildings to detect earthquakes as well as to detect structural anomaly using a wireless accelerometer network is presented. The daily periodic ambient data is considered as a reference to evaluate the performance of the structures through changes of dynamic characteristics such as natural frequencies, modal shapes, and inclination of the structures along the time. An original algorithm was developed to accurately estimate natural frequencies and modal shapes with a high efficiency event with less than 1 gal level of acceleration in ambient vibration. A step-by-step approach was developed to evaluate the structure in real-time after the seismic event.

2. MONITORING SYSTEM FEATURES

2.1 SEISMIC DETECTION AND SCHEDULED MEASUREMENT

Civil structures such as bridges and buildings are generally of considerable size, making the installation of wired systems costly and not desirable. Especially, in bridges, it is difficult to layout the cable of wired sensors. For these reasons, a wireless monitoring system as shown in Fig. 1 was developed to enable to monitor bridge and building structures. The system consists of several triaxle accelerometers at critical locations and one or several trigger nodes for seismic event real-time detection. Sensor nodes are communicated in

a wireless network and driven by dry batteries. Measured acceleration is sent to the cloud server in order to give easy access to inspectors and to allow abnormal detection creating a real-time monitoring system. Email notification function is also included to notify the inspector about the seismic event detection. In operation, accelerometers at sensor nodes measure vibration at a predefined schedule to make referenced data for structure evaluation. The trigger node, on the other hand, measures continuously with solar power support to monitor vibration in seismic events. Besides 3 axial acceleration, inclination angles and temperature are also recorded. With wireless sensors and compacted size of sensors, this system proves to have large freedom to set up in bridges, buildings, and other infrastructures.

2.2 STRUCTURAL IDENTIFICATION

Structural identification for monitoring context is the process of estimating dynamic characteristics of structures using measured data. The process can be done in a forward problem with analytical structural models that can be calibrated for a targeted structural condition, to calculate structural properties. However, it is difficult to calibrate the structure, the inverse problem is more common in structural health monitoring. The inverse problem can identify the structures without the FEM model. In this paper, the structural properties can be identified using the structural response measured data only, without considering input for those responses which is hard to measure for bridges or buildings under in-service conditions. Particularly, the dynamic modal properties such as natural frequencies, modal

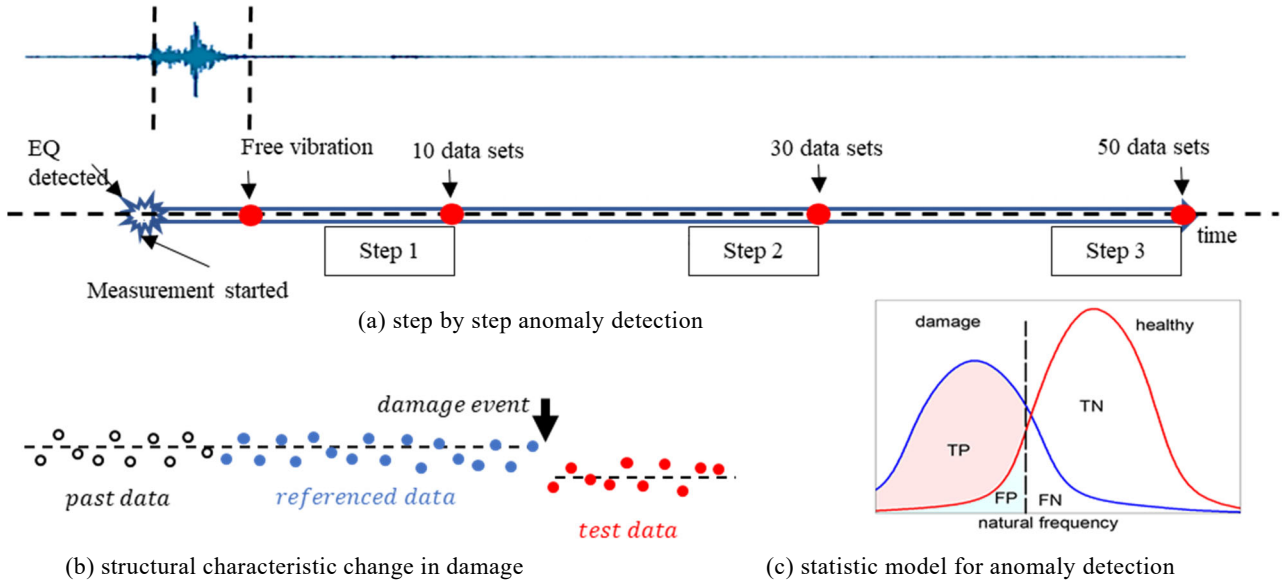


Fig. 2. Anomaly detection concept

shapes, and rotation angles are estimated from acceleration data by fundamental spectrum analysis. Fast Fourier transform was firstly applied to acceleration, then an algorithm was developed to estimate frequencies and modal shapes of the structure from the acceleration spectrum. This algorithm can identify the dynamic properties even with low amplitude vibrations.

2.3 ANOMALY DETECTION

Anomaly in this context refers to sudden changes in structural properties, such as reduction of natural frequencies, change in modal shapes, etc., due to cracks, deterioration. The natural frequencies and modal shapes are functions of structural weight and stiffness; hence, a reduction in natural frequency may indicate a stiffness reduction due to damage or mass change in structures. However, for a long term period, environmental factors, such as temperature, are varying in time causing the dynamic properties could fluctuate within a range. These fluctuations may overlap with the small changes of frequencies due to light cracks or damages. Therefore, it is necessary to remove this effect in order to detect small damages. In this monitoring system, scheduled measured data is used as a reference to detect anomaly after hazard events or long-term variations. Whenever a seismic event detected, the system will form a referenced state by a normal distribution model using scheduled data measured before the event. Similarly, a normal distribution model for the test state will be also created by data after the detected event. If the statistical distribution model changes, damage or anomaly is

potentially identified. For example, in the undamaged condition, each frequency can be represented by the normal distribution. The distribution would move to the left when damage occurs as shown in Fig. 2(c). To enable real-time anomaly detection, three-step processes for detection, later steps target for smaller changes, was developed to detect anomaly as in Fig. 2(a). By optimizing the threshold in the outlier test, the system can detect such small changes in the range of 1.5 times the standard deviation in the natural frequency distribution. Changes in modal shapes were evaluated by Modal Assurance Criterion (MAC), calculated as per equation (1), where ϕ_i and ϕ_0 are modal shapes at evaluated time and reference mode shape vector. MAC indicates the modal shape change when it becomes below 1.0.

$$MAC(i) = \frac{(\phi_0^T \phi_i)^2}{(\phi_0^T \phi_0)(\phi_i^T \phi_i)} \quad (1)$$

3. APPLICATION IN CIVIL STRUCTURES

The system was applied in two highway bridges in Japan. The first bridge is the Mukogawa Bridge which is a highway bridge in the Shin-Meisin Expressway, Japan, as in Fig. 3. This is the first extradosed butterfly web bridge in the world with 5 continuous rigid-frame span prestressed concrete box girder. The total bridge length is 442m with a typical span of 100m. The bridge was awarded in the finalist of outstanding structures by IABSE 2019. A vibration monitoring system was installed in 2016 right after the construction of the superstructure to measure bridge ambient vibration

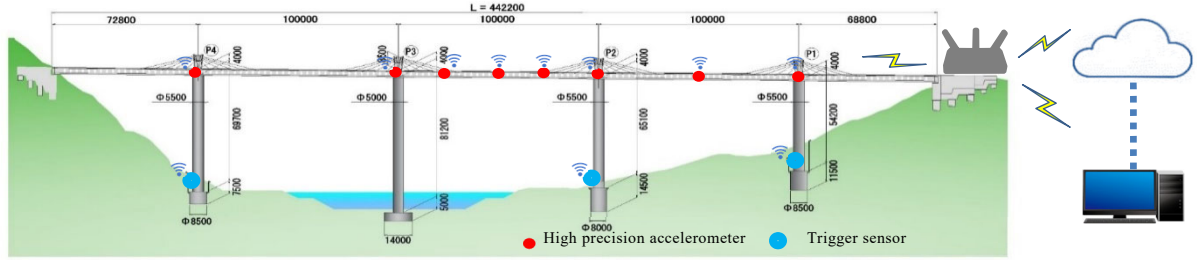


Fig. 3. Monitoring system in the Mukogawa Bridge

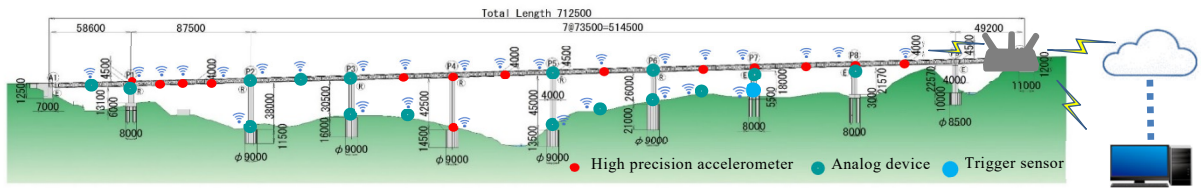


Fig. 4. Monitoring system in the Terasako Bridge

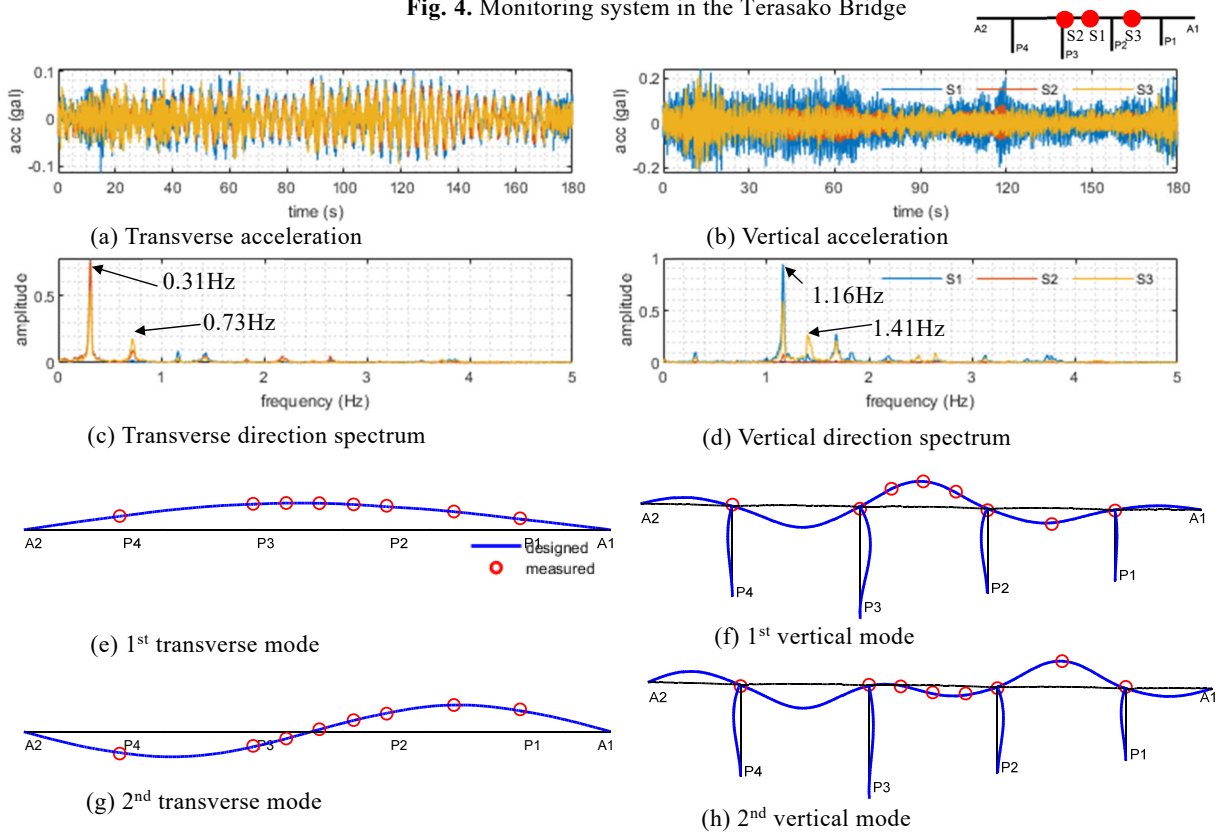


Fig. 5. Structural identification result

acceleration during road surface construction period as well as after the bridge opens to traffic. Vibration in ambient daily traffic, as well as vibration in such seismic events like earthquakes, is monitored. A total of 17 wireless accelerometer nodes, driven by dry battery, were set up in girder to measure vibrations of the bridge. Three trigger nodes were set at bottom of pier to monitor unusual large vibration due to earthquake, strong wind, or another large

excitation. Those trigger nodes, powered by solar battery, are continuously measuring to detect any large vibration. Accelerometers are scheduled to measure vibration two times every day for making referenced data. Measured acceleration will be sent to cloud server in order to give easy access to inspectors and to allow abnormal detection that can be automatically implemented in the server creating a real-time monitoring system. Email notification function is also

included to notify the inspector whenever trigger nodes detect a seismic event.

A similar system was set up to the second bridge, the Terasako Choucho Bridge (previously called the Takubogawa Bridge) as shown in Fig. 4. This is the first rigid-frame butterfly web girder bridge in the world, located in the Highashi Kyushuu Expressway in Hyuga city, Miyazaki prefecture, Japan. In 2016, it was recognized as an outstanding structural award by FIB. The bridge has a 10-span continuous prestressed concrete box girder with a typical span of 73.5m and a total length of 712.5m. A total of 28 accelerometers was setup to monitor the bridge. One trigger node was also installed in pier P7 for earthquake detection. The sensor network and its operation are the same as with the Mukogawa Bridge.

4. RESULT AND DISSCUSION

4.1 STRUCTURAL IDENTIFICATION

Whenever acceleration data is uploaded to the cloud, the structural identification process is implemented to estimate natural frequencies and modal shapes. Fig. 5 shows an example of structural identification results for the Mukogawa Bridge on a slightly windy day before the bridge opening to traffic. The identified mode shapes are well consistent with designed values. It confirmed that event under micro-vibration with acceleration less than 1 gal, the natural frequencies, and mode shapes can be estimated accurately. Furthermore, it showed that when there is not car moving on the bridge, it is hard to identify natural frequencies because of the high white noise ratio. An algorithm to find the most reliable peaks was developed to estimate natural frequencies by statistical processes. It showed that dominant frequency peaks vary when no traffic running in the bridge, but the

natural frequencies can be estimated efficiently from the dominant peaks as shown in Figs 8, 12.

4.2 EARTHQUAKE DETECTION

Detecting earthquake and intensity estimation was designed as a key function of the monitoring presented in this paper. The trigger nodes setting at the pier lower part track the occurrence of earthquakes with solar power supply. The monitoring system presented in this paper detects seismic events by tracking RMS acceleration in the trigger nodes. During the monitoring term from December 2017 up to March 2020, in the Terasako Choucho Bridge, there were several medium to major earthquakes as recorded in Table 1¹⁾. All of these seismic events were detected by this monitoring system. Fig. 6 shows the maximum acceleration in daily measurement as well as in detected earthquakes in the monitoring system in the bridge. It confirmed that the system can detect all listed earthquakes.

4.3 GEOMETRY INCLINATION

The acceleration vector has a trigonometric relationship

Table 1. Recorded earthquakes by Japan Meteorological Agency

No	Epicenter name	Time	Maximum intensity	Intensity at Hyuga
1	Hyuga	2019/5/11 8:59	4	2
2	Hyuga	2019/5/10 9:07	3	2
3	Hyuga	2019/5/10 8:48	5-	3
4	Hyuga	2019/5/10 7:43	3	2
5	Hyuga	2019/3/27 15:38	4	3
6	Hyuga	2019/3/27 9:11	3	3
7	Kumamoto	2019/1/3 18:10	6-	1
8	Hyuga	2018/7/3 20:38	3	2
9	Hyuga	2018/2/9 3:31	4	2

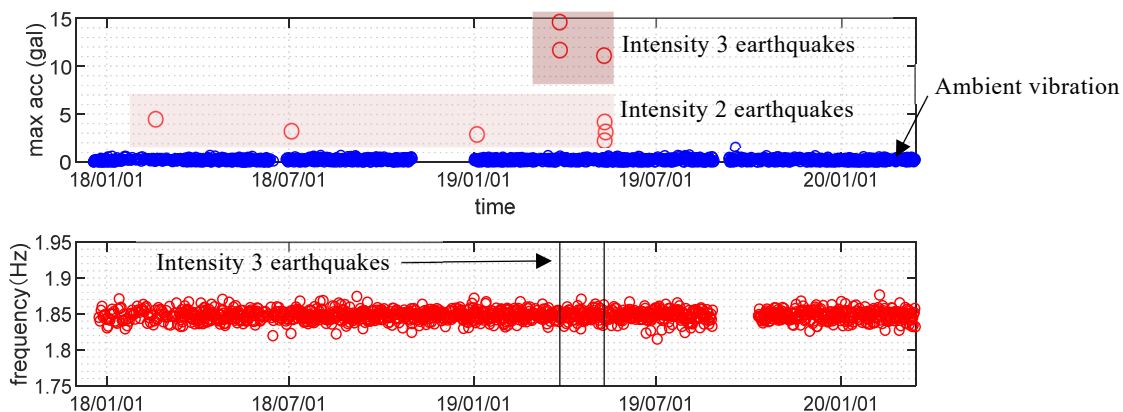


Fig. 6. Earthquake detection and filtered frequency in the Terasako Choucho Bridge

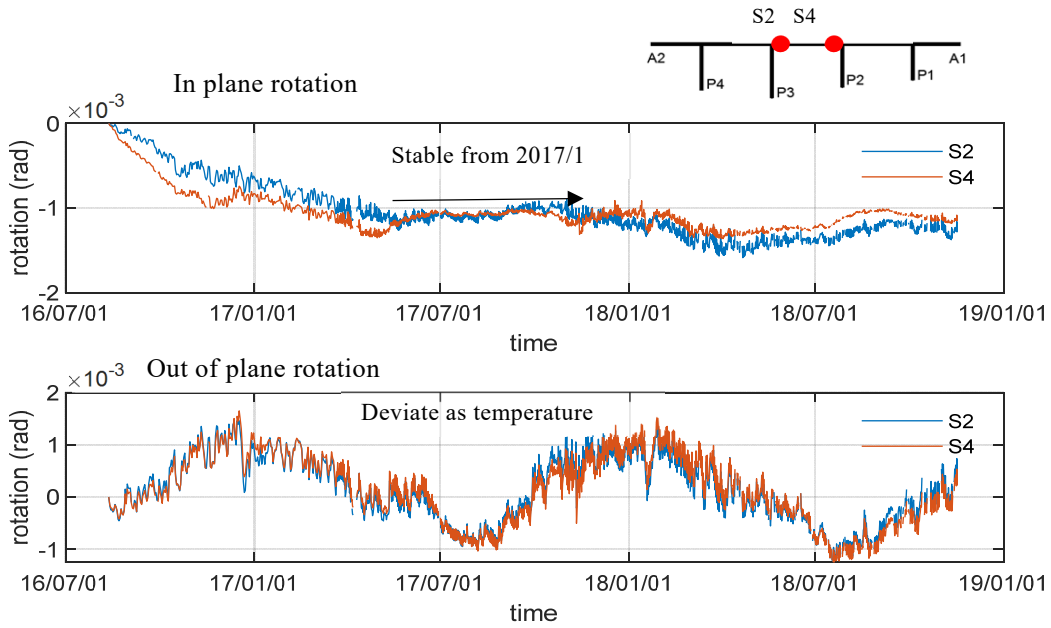


Fig. 7. Inclination variation in the Mukogawa Bridge

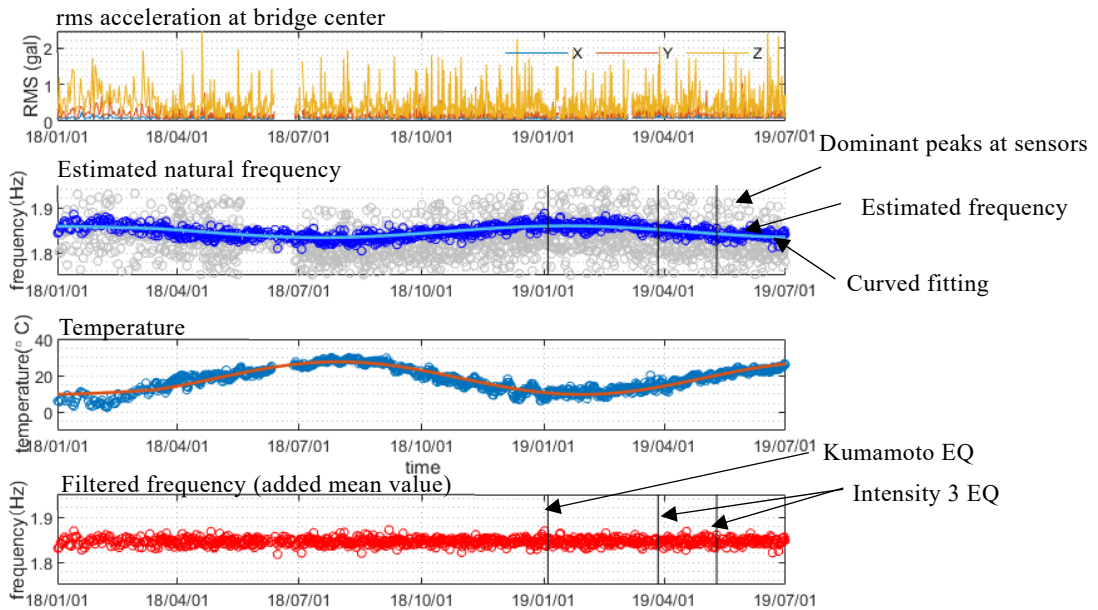


Fig. 8. 2nd vertical mode frequency variation and anomaly detection in the Terasako Choucho Bridge

with the gravity vector, that allows defining tilt angle of accelerometers. Once structure deforms due to concrete creep, foundation settlement, etc., the structural inclination would be changed, making it possible to detect the long-term deformation in structures. Fig. 7 presents the inclination of the Mukogawa Bridge girder since the superstructure construction completed. It found a minor change in inclination in both bending direction (in-plane rotation) as well as transverse direction (out of plane rotation). In-plane rotation progressed from the beginning of measurement and became stable from 2017/01. This deviation may have caused

by creep effect. In out of plane rotation, the movement is consistent with the variation of temperature. However, the both movements are very small, approximately 1 milliradian. It also confirmed that there was not abnormal deformation due to the foundation settlements of the bridges.

4.4 ANOMALY DETECTION

It has been almost 2 years since the system started measuring at the Terasako Choucho Bridge. Fig. 8 shows the variation of 2nd vertical mode frequency variation from December 2017 together with the temperature variation until

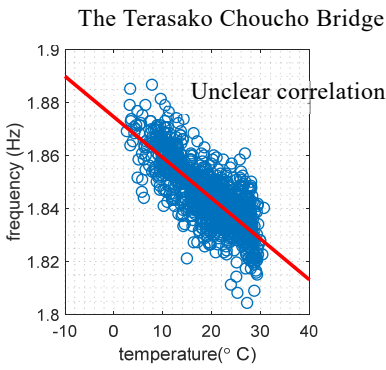


Fig. 9. Temperature versus frequency

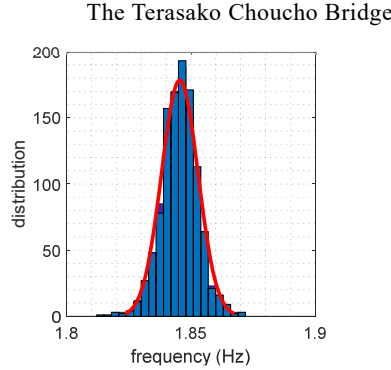


Fig. 10. Filtered frequency distribution

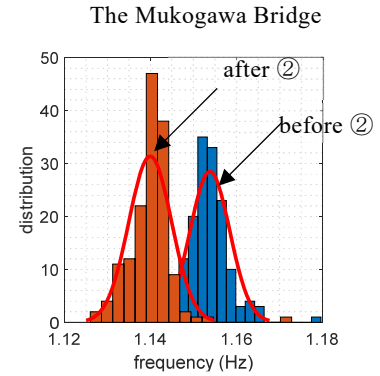


Fig. 11. Filtered frequency distribution before and after ②

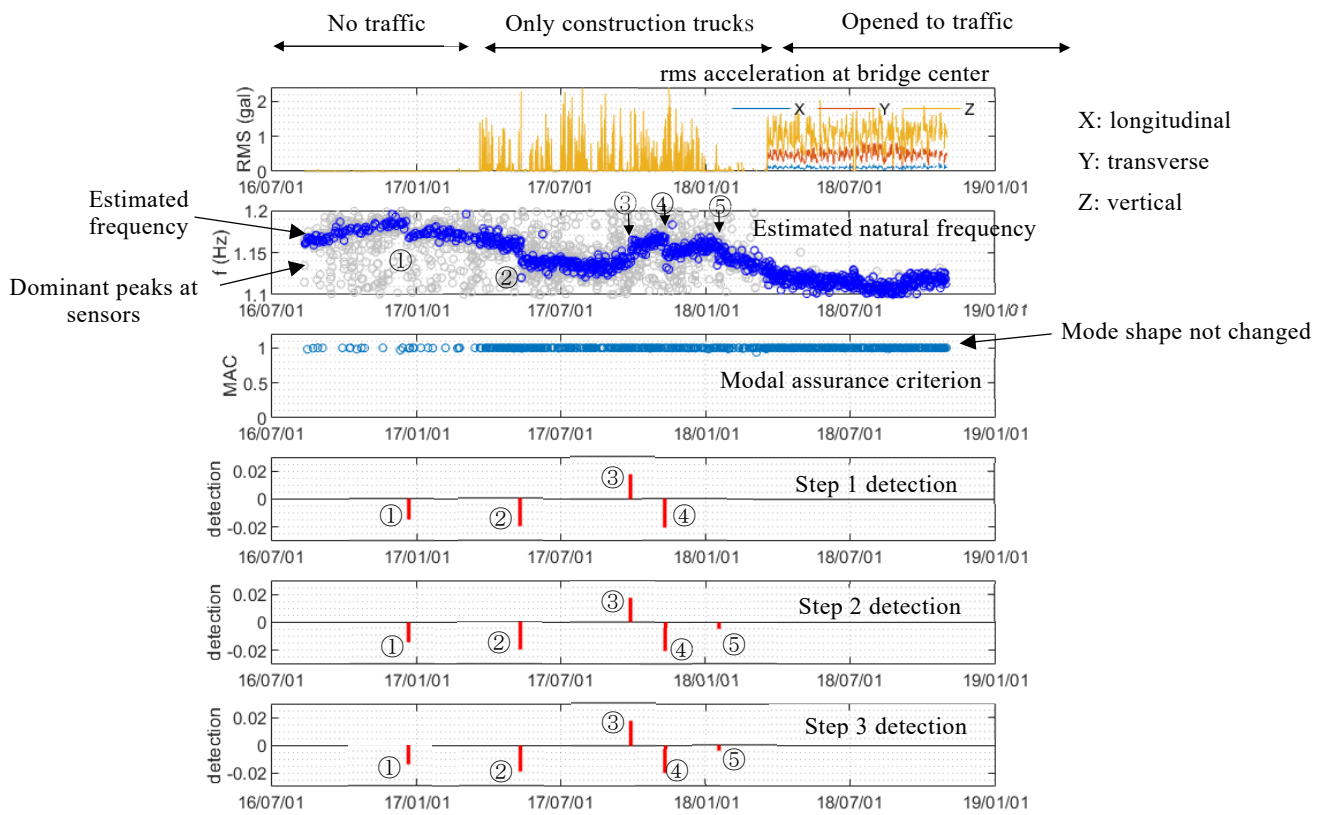


Fig. 12. 1st vertical mode frequency variation and anomaly detection in the Mukogawa Bridge

July 2019. It shows that due to the changing environment condition during the year, the frequency also varies following a yearly cycle, but with a time lag compared to temperature. The temperature has a major effect on the variation of frequency. Furthermore, the change of frequency due to temperature change is relatively large, close to 2-3 times of standard deviation of frequency in measurement. These long-term variations may overlap with the small changes of frequency due to light cracks or damages. Therefore, it is necessary to remove this effect in order to detect small damages. The temperature effect can be suppressed assuming

a linear relationship between temperature and frequency as shown in Fig. 9. However, this approach has low accuracy because frequencies have a short time lag to temperature change and it requires a year-long measurement to gather enough representative data. Instead, in this paper, a high-pass filter was used to remove the effect of temperature. The high pass filter was designed in order to remove low-frequency movement as year cycle due to seasonal change. The mean value of few latest measurement frequencies was used in combination with filtered frequency to form a reference statistical model to track anomaly. The Terasako Choucho

Table 2. Construction recorded work for road surface finishing

No	Time	Content
①	2016/12/21	Temporary asphalt
②	2017/5/12	Outbound line leveling layer
③	2017/9/28	Remove temporary asphalt
④	2017/11/10	Inbound line leveling layer
⑤	18/01/18-26	Asphalt surface layer

Bridge experienced three level-3 intensity earthquakes during the last two years, however, as shown in **Fig.8** the frequency has not changed after those hazard events. It means that there may be not cracks or damage by the hazard event. Furthermore, **Fig.10** plotted histogram for 2-year natural frequency shows that the initial assumption of the normal distribution model of natural frequency is reasonable.

In the Mukogawa Bridge, the natural frequencies of the bridge move with a similar pattern along the year due to the change in temperature. However, the monitoring system in this bridge was installed right after the concrete construction was completed. There were some construction works related to asphalt surface finishing still remain at that time. **Table 2** shows a record of these works. Due to asphalts layers added, the weight of the bridge was increased and the bridge natural frequency changed consequently, as an example in **Fig.11**. The step-by-step algorithm can detect these small changes as shown in **Fig.12**. At the event ① to ④, the change of frequency is relatively larger and it can be easily appreciated. At event ⑤, frequency changed slightly because only asphalt surface layer was added in the bridge, but the monitoring system can also detect this change.

5. CONCLUSION

In this paper, an automated monitoring system to detect seismic events and detect anomaly for buildings and bridges using wireless sensor networks is introduced. The system is able to detect seismic events such as earthquakes and typhoons and then detect structural anomaly in real-time. Its application to two real highway bridges confirmed that it can detect all earthquakes of the targeted magnitude. The system can identify modal properties efficiently, event under very low excitation such as traffic, wind, or white noise excitations. The statistic models of modal properties are developed to represent structural characteristics and detect structural anomaly. Furthermore, the application of high pass filter can

be used to remove the effect of temperature, so that smaller changes in modal properties can be detected easily, creating feasibility of small damage detection. This system could be applicable to both bridges and building structures for structural health monitoring after seismic events as well as long term performance monitoring.

Acknowledgement: Sensing network in this system is as a part of the joint research between Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd and Sonas Inc., Anomaly detection is as a part of the joint research with Associate Professor Tsukasa Mizutani at Institute of Industrial Science, the University of Tokyo. Authors express their sincere gratitude to cooperation from these co-researchers. The cooperation of West Nippon Expressway Co., Ltd in granting opportunity to install sensor systems and measure data in the field is also highly appreciated.

References

- 1) Fan, W. and Qiao, P.: "Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study", *Structural Health Monitoring*, Vol.10, No.1, pp.83-111, 2011.
- 2) Li, H., Ou, J., Zhang, X., Pei, M., and Li, N.: "Research and practice of health monitoring for long-span bridges in the mainland of China", *Smart Structures and Systems*, Vol.15, No.3, pp.555-576, 2015.
- 3) Lynch, J. P. and Loh, K. J.: "A Summary Review of Wireless Sensors and Sensor Networks for Structural Health Monitoring", *The Shock and Vibration Digest*, Vol.38, No.2, pp.91-128, 2006.
- 4) Catbas, F. N., Dong, C. Z., Celik, O., and Khuc, T.: "A Vision for Vision-based Technologies for Bridge Health Monitoring", *Proceeding of IABMAS 2018*, keynote lecture, pp.54-62, 2018.
- 5) Cho, S., Jo, H., Jang, S., Park, J., Jung, H. J., Yun, C. B., and Seo, J. W.: "Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using wireless smart sensor technology: data analyses", *Smart Structures and Systems*, Vol.6, No.5-6, pp.461-480, 2010.
- 6) Jang, S. et al.: "Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using smart sensor technology: deployment and evaluation", *Smart Structures and Systems*, Vol.6, No.5-6, pp.439-459, 2010.

- 7) Rahbari, R., Niu, J., Brownjohn, J., and Koo, K. Y.: “Structural identification of Humber Bridge for performance prognosis”, *Smart Structures and Systems*, Vol.15, No.3, pp.665-682, 2015.
- 8) Fujino, Y., Siringoringo, D. M., Ikeda, Y., Nagayama, T., and Mizutani, T.: “Research and Implementations of Structural Monitoring for Bridges and Buildings in Japan”, *Engineering - Article in Press*, 2019.
- 9) Fujino, Y.: “Vibration-based monitoring for performance evaluation of flexible civil structures in Japan”, *Proceedings of the Japan Academy, Series B*, Vol. 94, No. 2, pp. 98-128, 2018.
- 10) Koo, K. Y., Brownjohn, J. M. W., List, D. I., and Cole, R.: “Structural health monitoring of the Tamar suspension bridge”, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 20, pp. 609-625, 2013.
- 11) Japan Meteorological Agency, <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php>

地震時損傷モニタリングデータを用いたベイズ推定による 建物損傷評価

Seismic Damage Estimation for Buildings by Bayesian Inference Using Real Time Monitoring Data

第二構造技術部 山田 哲也 TETSUYA YAMADA

第二構造技術部 江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

第一構造技術部 内堀 裕之 HIROYUKI UCHIBORI

建設情報技術部 チャイモンコン チャナナン CHAIMONGKHOL CHANANUN

ベイズ統計学を活用した推定手法により、被災域に立つ建物群の損傷推定する方法を提案する。損傷推定モデルのパラメトリックスタディを実施して、ベイズ推定の結果得られる事後分布による被害率曲線への影響を検討した。また、実地震の状況に即して、計測震度ごとの損傷建物棟数のばらつきの影響を検討した。過去の地震被害データに基づき、対象建物総数に対するモニタリング建物の割合をパラメータとしたベイズ推定シミュレーションを実施し、推定被害率曲線や最尤被害レベルについて考察した。不確定性を有する被害レベルの伝達手段として、モンテカルロシミュレーションにより得られる最尤被害レベル頻度分布を提案した。

キーワード：地震損傷モニタリング、損傷評価、ベイズ推定、被害率曲線、最尤損傷レベル

Bayesian inference for damage probabilities using real time monitoring data is proposed. The parametric studies of the damage probability model are conducted. Considering an actual earthquake, the case of non-uniform distribution of monitoring structures at each seismic intensity is studied. Simulations using damage data due to historical earthquakes show the influence of the monitoring ratio on the reliability and damage level distribution. The applicability and consideration for uncertainty of damage probability of the proposed method are shown.

Key Words: Seismic damage monitoring, Damage estimation, Bayesian inference, Fragility curve, Maximum likelihood damage distribution

1. はじめに

地震発生直後、事業継続計画（BCP）を進める上で重要になるのは、建物の早期の損傷度評価である。本研究では、リアルタイムモニタリングデータを用いた損傷確率に関するベイズ推定手法を提案する。

建物の損傷レベルを評価するモニタリングシステムとして各種のものが開発されている。これらのシステムは、地震直後にモニタリングしていた建物の損傷データを得ることができる^{例えば1)}。しかし、モニタリングしている建物の数は限られている。そこで、本研究では得られたデータから類似の損傷特性を有するモニタリングしていない建物群の被害を統計的に評価することにより、データの有効活用を目指す。

ベイズ推定の枠組みでは、損傷確率の事前分布と実

際の損傷データに基づく尤度関数から損傷確率の事後分布を計算することができる。最初の推定に用いた既往の被害率曲線は、ベイズ推定によって更新される。この方法を適用してモニタリングデータの分析により、地震被害を受けた地域のモニタリングしていない建物の損傷を推定評価する。

この推定評価モデルのパラメトリックスタディにより、その特性を明らかにした。そして、モニタリング建物の計測震度ごとの地理的分布が均一（同数）な場合と現実の地震被害状況に近い不均一な場合について検討する。最後に、過去の地震被害データを活用し、モニタリング割合をパラメータとしたベイズ推定シミュレーションにより、不確定性を有する推定損傷確率の把握を容易にするリスク伝達手法を提案する。

2. ベイズ推定による建物損傷推定の手順

地震時に複数建物から送信される損傷モニタリングデータにより建物の損傷レベルを把握することができる。これを活用して、既往の被害率曲線をベイズ更新することにより、モニタリングデータを反映した被害率を推定する。ベイズ推定は、文献2)に示すアルゴリズムに基づいている。

このアルゴリズムにより、自治体や企業は、モニタリングしている建物 (M_0^i : 計測震度(SI)) のデータを用いて管理対象となる建物群 (M_T^i) の全体的な損傷レベルを推定することができる。損傷評価の手順を以下に示す。

(1) 地震時のデータ収集

地震直後に、モニタリング装置から建物の層間変位データが送信され、あらかじめ設定された閾値によって無損、小破、中破、大破が判定される。モニタリングした建物の立地点での計測震度は、防災科学技術研究所の強震観測網³⁾やリアルタイム地震・防災情報利用協議会のリアルタイム地震被害推定情報⁴⁾などを活用して把握する。これらのデータを組み合わせ、計測震度ごとに損傷レベル別建物数のデータを即時に得ることができる。

(2) 損傷確率の事前分布

地震直後には、この被害率曲線を用いて初期の大きな損傷評価を得ることが可能である。しかし、この不確定性は大きく、より信頼性の高い被害率曲線を得るため、ベイズ推定を適用する。本ベイズ損傷推定では、事前分布に既往の被害率曲線の不確定性を取り込んでいる。

本研究で扱う被害率曲線は、既往の研究⁵⁾に基づき、計測震度 (SI) と損傷確率の関係を表す正規分布 (平均値 λ , 標準偏差 ξ) を仮定する。この被害率曲線は、統計による損傷レベルのばらつきを含んでいる。本ベイズ損傷推定では、このばらつきをベータ分布 $\beta(p, q)$ で仮定し、確率密度関数は式(1)で表す⁶⁾。ベータ分布のパラメータ p, q は、式(1)に示すように、計測震度 SI ごとの損傷確率のベータ分布の平均値 μ と標準偏差 σ から得ることができる。

$$f(x) = \frac{x^{p-1}(1-x)^{q-1}}{\int_0^1 u^{p-1}(1-u)^{q-1} du} \quad (1)$$

$$p = \mu \left\{ \frac{\mu(1-\mu)}{\sigma^2} - 1 \right\}, \quad q = \frac{1-\mu}{\mu} p$$

事前分布を有する被害率曲線 (以下、事前被害率曲線という) の確信度は、「 M_0 棟あたり n_{0k} 棟の被害が予想される。 k : 損傷レベル」という意味を付与したパラメ

ータである仮設の事前標本 M_0' を用いてモデル化される。 M_0' は、ベータ分布で表される事前分布の不確定性を示すものであり、式(2)のように μ と σ 又は p と q で規定できる⁶⁾。

$$M_0' = \frac{\mu(1-\mu)}{\sigma^2} - 4 = (p + q) - 3 \quad (2)$$

本ベイズ損傷推定において数学的処理の簡略化のため、損傷確率 p_k の事前分布は、式(3)に示す多項分布の共役分布であるディリクレ分布 (多変量ベータ分布とも呼ばれる) とする。本研究では、 $k=1$ (無損), $k=2$ (小破), $k=3$ (中破), $k=4$ (大破) で $K=4$ とする。なお、太字はベクトルを表わす。

$$f_p(\mathbf{p} | M_0', \mathbf{n}_0') = \Gamma(M_0' + K) \prod_{k=1}^K \frac{p_k^{n_{0k}'}}{\Gamma(n_{0k}'+1)} \quad (3)$$

(3) 損傷モニタリングデータに基づく尤度関数

尤度関数は、実際の地震のよって生じた損傷レベル k ごと (無損, 小破, 中破, 大破) の建物損傷棟数 n_{0k}^i によって表現される。このモニタリングデータは、地震によって得られた観測データとして尤度関数として扱われる。モニタリングによって得られた総棟数 M_0^i は、式(4)のように損傷レベル k ごとの建物損傷棟数 n_{0k}^i の和になる。

$$M_0^i = \sum_{k=1}^4 n_{0k}^i \quad (4)$$

$k=1$ (無損), 2 (小破), 3 (中破), 4 (大破)

i : 計測震度 (0.0~7.0 0.1 ごと)

(4) 損傷確率の事後分布

地震時損傷データ調査の結果、建物の総数 M_T の一部のモニタリング棟数 M_0 から損傷レベルごとの内訳棟数 n_{0k} が得られたとして、被害率の推定値を更新する。図-1にモニタリング建物とモニタリングしていない建物 (非モニタリング建物) の概念を示す。被害率 p_k の事後分布は、逐次更新により分布形が変わらない共役分布のメリットを活かして式(5)のディリクレ分布で得られる。なお、太字はベクトルを表わす。

$$f_p'(\mathbf{p} | M_0, M_0', \mathbf{n}_0, \mathbf{n}_0') = \Gamma(M_0 + M_0' + K) \prod_{k=1}^K \frac{p_k^{n_{0k} + n_{0k}'}}{\Gamma(n_{0k} + n_{0k}' + 1)} \quad (5)$$

事前被害関数による初期損傷推定とモニタリングによる実被害情報との統合処理は、簡単なパラメータ処理だけで行われる。この確率密度関数 (多変量ベータ分布) において変数 p_k の平均値 μ_{p_k}' と標準偏差 σ_{p_k}' は次式で与えられる。

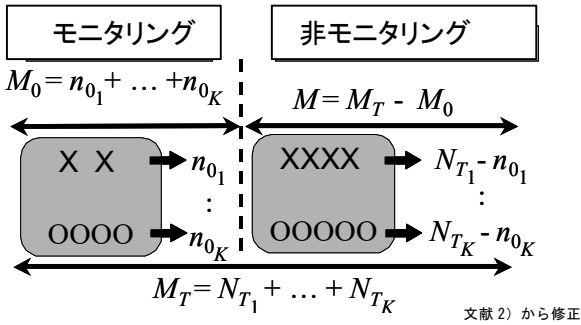


図-1 モニタリングと非モニタリング建物棟数の概念

$$\mu'_{pk} = \frac{n_{0k} + n'_{0k} + 1}{M_0 + M'_0 + K} \quad (6)$$

$$\sigma'_{pk} = \sqrt{\frac{(M_0 + M'_0 - n_{0k} - n'_{0k} + K - 1)(n_{0k} + n'_{0k} + 1)}{(M_0 + M'_0 + K)^2 (M_0 + M'_0 + K + 1)}} \quad (7)$$

事後分布の信頼性を表す指標としてベータ分布 $\beta(p, q)$ のパーセント最高密度区間 (HDR) を用いる⁷⁾。計測震度ごとの損傷確率のばらつきのある平均値 μ と標準偏差 σ から得られたベータ分布のパラメータ p と q は式(1)により算定する。

震度ごとの損傷レベル k ごとに得られた平均値 μ を基に、その損傷棟数によって重み付けした最小二乗法により、(1)節の既往の被害率曲線と同じ正規分布を仮定した平均値 λ 、標準偏差 ξ の被害率曲線（以下、事後被害率曲線という）を回帰する。

(5) 損傷レベル評価

(1)~(4)節の手順によりベイズ推定が行われる。文献2)では、(3)節のモニタリングデータに基づく最尤関数は、実被害情報が逐次集まり複数回更新されるのに対し、本損傷推定評価では、地震直後に収集される1回のみを想定している。

図-2 にベイズ推定による被害率曲線を得る流れを示す。本手順では、最初に既往の被害率曲線に事前分布を仮定（事前被害率曲線）し、ベイズ更新により事後被害率曲線を算定する。その後、得られた事後被害率曲線を次の繰り返しの事前被害率曲線とし、同じモニタリングデータを尤度関数としたベイズ更新で新たな事後被害率曲線を得る。事前分布→尤度関数→事後分布という流れを事後被害率曲線のパラメータ（平均値 λ 、標準偏差 ξ ）が一定値に収束（今回は $\epsilon = 0.01$ ）するまで繰り返す。

同じデータを繰り返し活用したベイズ更新により、得られたデータの活用度を高めることを意図している。追加データを得た場合には、適宜、ベイズ更新を追加する。

次に、収束した得られた事後被害率曲線を用いて、

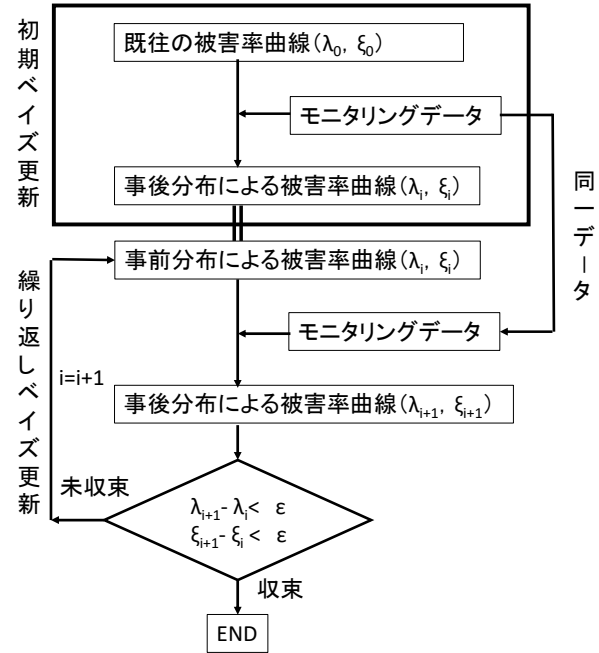


図-2 ベイズ推定繰り返しの流れ

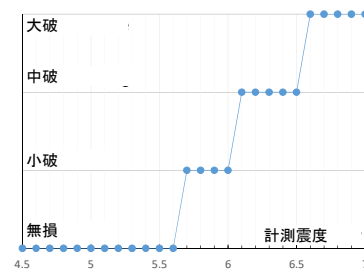


図-3 最尤損傷レベル

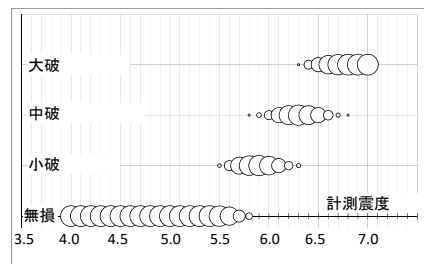


図-4 最尤損傷レベル頻度分布

最尤損傷レベルを得る。これは、図-3 に示すような計測震度ごとに最も発生確率が高い損傷レベルを表示したものである。これにより、計測震度域ごとの検討対象建物群の損傷レベルを把握することができる。

しかし、損傷レベルには一定の不確実性が含まれている。これを表現するために、被害率曲線のベータ分布によるばらつきを考慮した疑似損傷棟数データをモンテカルロシミュレーションで発生させ、最尤損傷レベルの発生頻度を集計し、震度ごとのばらつきを表現する。図-4 に、ベータ分布のばらつきの影響を把握するため実施した複数回のモンテカルロシミュレーションによる、最

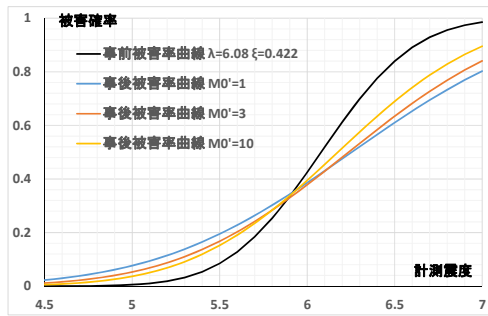


図-5 仮設の事前標本 M_0' の影響

尤損傷レベルの発生頻度を円の大きさと表現した最尤損傷レベル頻度分布図を示す。これにより、計測震度ごとの各損傷レベルの相対的な発生頻度を把握することができる。

3. ベイズ損傷推定のパラメトリックスタディ

(1) 事前被害率曲線のパラメータ

a) 仮設の事前標本 M_0'

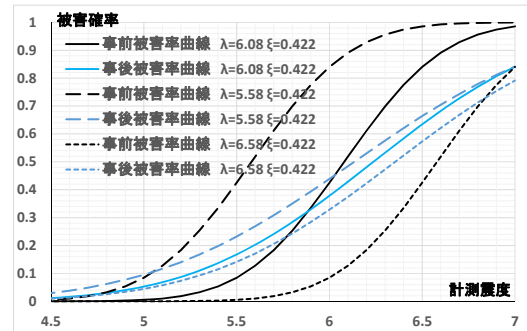
2章(2)節の式(2)に示す仮設の事前標本 M_0' は、ベイズ推定の最初に与えられる事前被害率曲線の不確定性を表す指標である。図-5に事前被害率曲線の M_0' が1, 3, 10の場合の事後被害率曲線への影響を示す。各ケースとも事前被害率曲線を平均値 $\lambda=6.08$ 、標準偏差 $\xi=0.422$ とし、建物総数を100棟、モニタリング棟数を10棟とし、疑似モニタリングデータを発生させるための参照被害率曲線は、事前被害率曲線と同一(黒実線)とし、そのばらつきは $M_0'=3$ と共通にしてシミュレーションした。

事後被害率曲線は、 M_0' が大きくなると事前被害率曲線に近づく特性がある。これは、事前被害率曲線の M_0' が大きいほど事前被害率曲線の確信度が高く評価されることを表している。

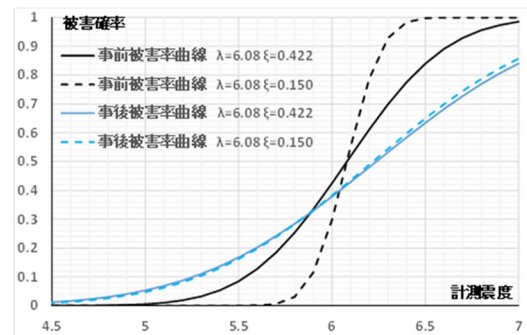
b) 事前被害率曲線の形状(平均値 λ 、標準偏差 ξ)

本ベイズ推定で扱う建物の被害率曲線は、計測震度と被害率の関係を正規分布で仮定している。図-6に事前被害率曲線の正規分布のパラメータ(平均値 λ 、標準偏差 ξ) が事後被害率曲線に与える影響を示す。

図-6 a)に、平均値 λ の影響を示す。黒線は事前被害率曲線、青線は事後被害率曲線を示す。実線は、木造(1972-1981)⁵⁾の被害率を参照した平均値6.08(中大破)のケースである。破線と点線は、それぞれ平均値5.58と6.58で、 $M_0'=3$ の時の黒実線のベータ分布の95%HDRの上限・下限に相当する被害率曲線である。各ケースとも標準偏差 $\xi=0.422$ 、 $M_0'=3$ 、建物総数100棟、モニタリング棟数10棟とし、疑似モニタリングデータ発生のための参照被害率曲線は、図中の黒実線を用い、そのば



a) 平均値 λ の影響



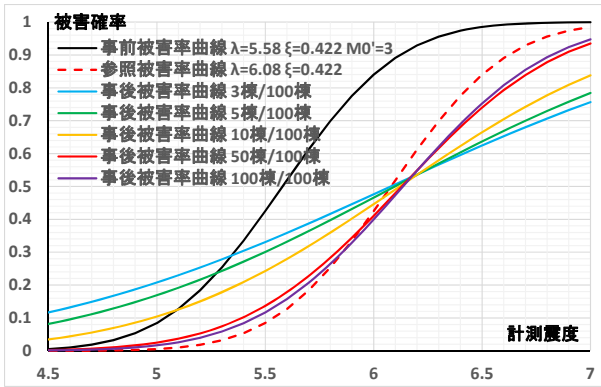
b) 標準偏差 ξ の影響

図-6 事前被害率曲線の形状の影響

らつきは $M_0'=3$ としてシミュレーションした。その結果得られた事後分布による被害率曲線を青線で示した。これより、事前被害率曲線が内包する $M_0'=3$ のばらつきを仮定した場合、95%HDRの範囲で事前被害率曲線を選択しても、その平均値 λ の幅に対する各事後被害率曲線の平均値 λ の幅の割合は20%程度の影響であることが分かる。

図-6 b)に、標準偏差 ξ の影響を示す。黒実線は木造(1972-1981)⁵⁾の被害率曲線を参考にした $\xi=0.422$ に対し、黒破線の ξ は木造(-1981)⁸⁾の被害率曲線による $\xi=0.150$ に当たる。文献5)の被害率曲線は、兵庫県南部地震によるもので、文献8)の被害率曲線は、それ以降に発生した7つの地震の被害データを基にしたものである。青実線と青破線は、結果として得られる事後被害率曲線である。シミュレーションの諸条件は、図-6 a)と同じである。

事前被害率曲線の勾配は黒実線と黒破線で大きく異なるが、事後被害率曲線に与える影響はほとんど見られないことが分かる。しかし詳細に見ると青い破線は青い実線に比べ計測震度6.08を境に、それ以上の範囲で被害確率がわずかに大きくなり、それ以下では小さくなる。これは事前分布の形状の特性が現れたものである。



(中大破)

図-7 モニタリング割合による事後被害率曲線の比較

(2) モニタリングデータのパラメータ

モニタリング棟数がベイズ推定に与える影響について検討する。ここでは、単純化のため、計測震度ごとのモニタリング棟数は均一と仮定する。事前分布による被害率曲線は、小中大破 ($\lambda=5.08, \xi=0.422$), 中大破 ($\lambda=5.58, \xi=0.422$), 大破 ($\lambda=6.08, \xi=0.422$) とし、仮設的事前標本 $M_0=3$ とした²⁾。シミュレーションで発生させる疑似モニタリングデータの参照被害率曲線は文献 5) の木造 (1972-1981) を参照した。

建物総数を 100 棟と仮定し、対するモニタリング棟数の割合を 3, 5, 10, 50, 100%として事後被害率曲線に与える影響を検討した。図-7 に各ケースの中大破の事後被害率曲線を示す。図中、黒実線は事前被害率曲線を、赤破線は疑似データ発生のための参照被害率曲線を示す。モニタリング割合が大きくなると事後被害率曲線は参照被害率曲線に近づくことが分かる。これより、本ベイズ推定モデルはモニタリング割合が多いほど実被害を表す被害率曲線 (参照被害率曲線) に近づく特性を表すことができることが分かる。本事例では、50%のケースは100%のケースとほぼ同じ事後被害率曲線を得るので、50%のモニタリングで全体の評価が可能と判断できる。これは、諸仮定に依存するため、実情に合わせたシミュレーションにより適宜検討する必要がある。

図-8 に、モニタリング割合ごと (5, 10, 50, 100%) の中破の事後被害率曲線と 95%HDR の上限・下限を示す。95%HDR の範囲は、計測震度に応じて変化するが、最大幅は曲線のピーク時に生じ、それぞれ 50, 43, 25, 19%である。

図-7, 8 より、モニタリング割合が多くなるに従い事後被害率曲線は仮定した真の曲線 (参照被害率曲線) に近づき、同時に被害率の信頼性も高くなるといえる。従って、モニタリング割合が少ない状況での損傷推定は、

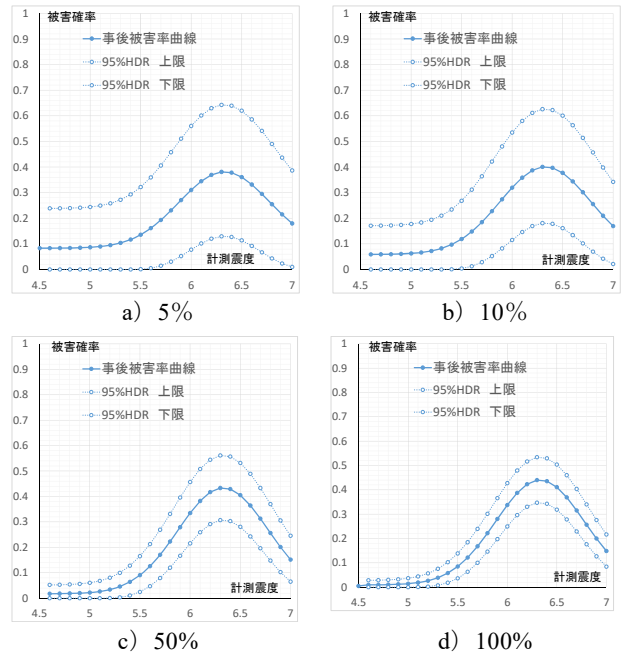


図-8 モニタリング割合による事後被害率曲線の 95%HDR 範囲の比較 (中破)

事後被害率曲線の信頼性の低さを考慮して損傷状況を判断する必要がある。

4. モニタリング建物の分布の特性

(1) 不均一性の考え方

3 章では、建物総数とモニタリング棟数が計測震度域ごとに均一であると仮定した。しかし、実際の地震時には、震源からの距離や建物の密度などによって計測震度ごとの損傷建物棟数は一定にはならない。4 章では、このような不均一な分布状況でのベイズ推定について考察する。

シミュレーションでは、建物総数を均一な乱数により、震度ごとに 0 棟から M_T 棟の範囲で変動させた M_T 棟とする。更に、モニタリング割合の上限を $R_M\%$ として、均一な乱数により 0 から R_M の範囲で変動させた $R_M\%$ とする。これより、ある計測震度の建物総数は M_T (図-1 の M_T)、モニタリング棟数 (図-1 の M_0) は、 $R_M \times M_T$ となり、計測震度ごとにばらついた棟数を再現する。

(2) 震度ごとの建物総数とモニタリング割合の不均一性

計測震度 0.1 ごとの対象建物総数 M_T の最大値を 100 棟とする。モニタリング割合 R_M の最大値を 50%と仮定してシミュレーションする。その他の条件としては、事前

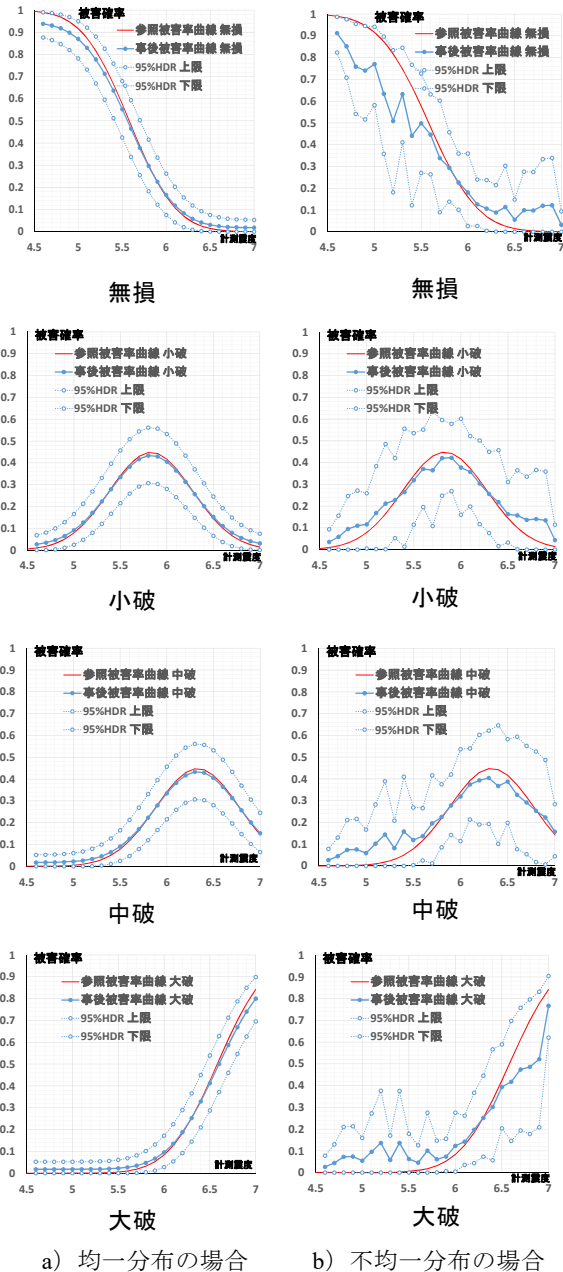
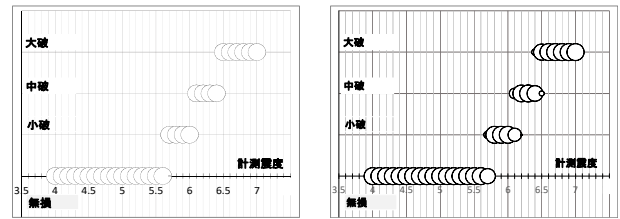


図-9 事後被害率曲線と95%HDR範囲

被害率曲線と疑似モニタリングデータ発生のための参照被害率曲線は、文献5)の木造(1971-1981)に基づき、仮設的事前標本 $M_0=3$ とする。

図-9に損傷レベルごとの事後被害率曲線、95%HDRの範囲を示す。計測震度ごとに求めた事後分布による離散的な被害率を実線(青●)、対応する95%HDRの上限・下限を点線(青○)、参照被害率曲線を赤線で示す。

図-9 a)は建物棟数が均一なケース、b)は不均一なケースのシミュレーション結果を示す。b)のジグザグの状況は、計測震度ごとの一様乱数による建物総数及びモニタリング棟数の変動が現れたものである。この事後被害率曲線の信頼性を表す95%HDRの上下限幅は、a)に比べ



a) 均一分布の場合 b) 不均一分布の場合

図-10 最尤損傷レベル頻度分布

て不均一で低く(幅が広い)表れている。

図-10は、2章(5)節で示した最尤損傷レベル頻度分布である。この図は、一様乱数による100回のモンテカルロシミュレーションによって得られた事後被害率曲線の計測震度ごとの被害率が最大になる損傷レベルの頻度を円で表したものである。

均一なケースでは、最尤損傷レベルが計測震度ごとに唯一の損傷レベルが決定される。不均一なケースの場合、計測震度 5.7, 6.1, 6.4, 6.5 では、最尤損傷が複数の損傷レベルで生じていて唯一決まらない。円の径は頻度の大きさを表している。例えば、計測震度 6.1 では、小破と中破の可能性があるが小破の円の径が大きいため、小破の可能性が高いことを読み取ることができる。最尤損傷レベル頻度分布は、建物の棟数の不均一性から生じる不確実性を考慮した最尤損傷レベルの発生頻度のばらつきが分かり、現実の地震被害に即した損傷推定を把握することができる。

5. 損傷推定の適用例

本評価手法は、まだ現実の地震で適用された事例はない。ここでは、過去の地震被害調査事例⁸⁾を参考にして、地震時モニタリングデータが得られたものと仮定した適用事例を示す。文献8)の調査事例では、建物の種類ごとに計測震度と損傷レベルごとの損傷棟数が記載されている。悉皆調査棟数を検討対象総数と仮定し、それに対するモニタリング建物数をパラメータとして変動させ、各損傷推定の特性を検討する。推定は、図-2に示す手順で行った。

(1) 岩手・宮城内陸地震の被害事例(旧耐震木造)⁸⁾

表-1に岩手・宮城内陸地震の旧耐震基準の木造建物の計測震度と損傷棟数の調査結果を示す。この表から、計測震度 4.9 以下及び 6.3 以上のデータは存在せず、この表の範囲内でも損傷棟数が 0 の計測震度があることが分かる。現実の地震では、このような不均一な損傷棟数

表-1 岩手・宮城内陸地震調査結果 (旧耐震木造) 8)

計測震度	無損	小破	中破	大破	小計
5.0	2663	2	0	0	2665
5.1	1482	5	0	0	1487
5.2	575	6	0	0	581
5.3	100	0	0	0	100
5.4	242	1	0	0	243
5.5	1011	17	2	0	1030
5.6	927	15	0	0	942
5.7	80	4	0	0	84
5.8	52	13	0	0	65
5.9	101	34	1	0	136
6.0	0	0	0	0	0
6.1	0	0	0	0	0
6.2	35	8	5	0	48
6.3	0	0	0	0	0

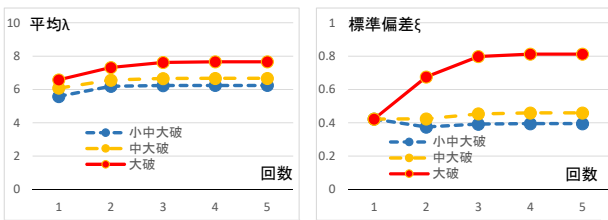


図-11 平均値λ, 標準偏差ξの推移 (割合 50%)

の分布になるのが一般的と考えられる。

このデータを活用して、実際の損傷棟数に対し、その内のモニタリング割合をパラメータとし、100, 50, 30, 10%と変動させた場合のベイズ損傷推定を適用した。

a) ベイズ推定繰り返しによる事後被害率曲線の収束

既往の被害率曲線の形状は、文献5)の1972-1981の木造の被害関数を参考にした。事前分布の仮定条件として、仮設的事前標本 $M_0=3$ とした⁶⁾。

ベイズ更新を繰り返すことにより、小中大破、中大破、大破の被害率曲線の正規分布のパラメータ平均値λ, 標準偏差ξが収束する過程の例 (モニタリング割合 50%) を図-11 に示す。これらのパラメータは、計測震度ごとのモニタリング棟数に応じた重み付けを考慮した最小二乗法で求めた。これにより、棟数が多い計測震度の被害率の重みが大きく、0の場合には考慮されなくなる。

本例は、モニタリング割合を50%としたときのパラメータの推移である。初期の事前被害率曲線に既往の被害率曲線を用いた1回目のベイズ更新の後、2回目以降は各更新プロセスの前の更新の事後被害率曲線を事前被害率曲線としてベイズ更新した。平均値λは繰り返しによ

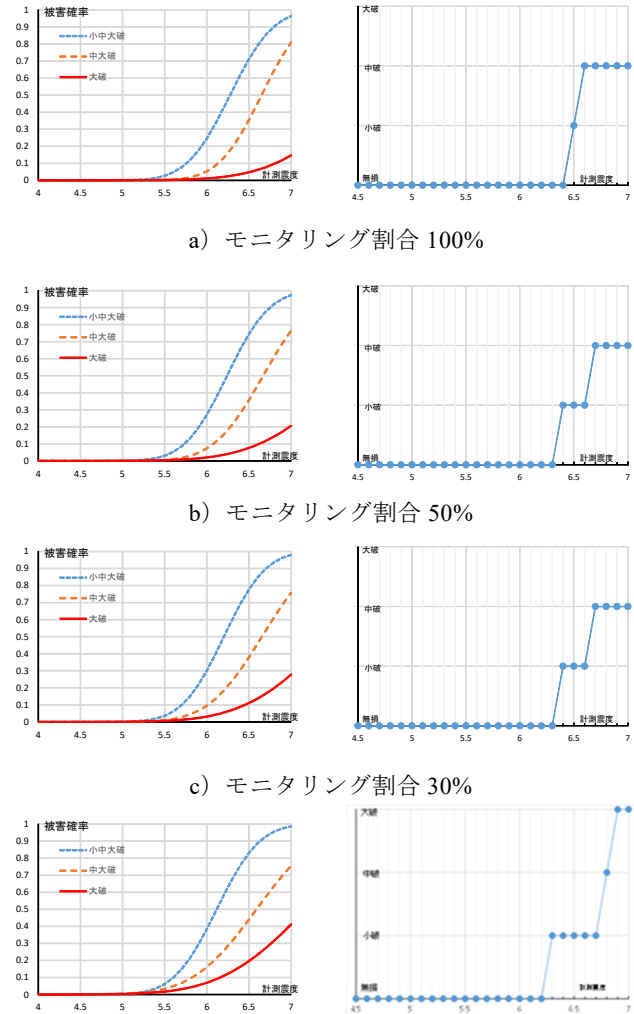


図-12 事後被害率曲線と最尤損傷レベル

り大きな変動は見られなかったが、標準偏差ξは繰り返しにより徐々に一定値に収束していくことが分かる。これは、被害率曲線の勾配が修正されていくことを意味する。

この繰り返しベイズ更新を、各モニタリング割合に適用した結果得られた被害率曲線を図-12の左側に示す。本事例では、モニタリング割合が増えると、大破の被害率が小さくなる傾向が見られる。また、小中大破と中大破の被害率曲線には大きな変化がないことが分かる。

この被害率曲線から、計測震度ごとの最尤損傷レベルを取り出し、プロットしたものを図-12の右側に示す。本例では、30%と50%では同じ結果になり、計測震度6.4~6.6で小破、6.5以上で中破になる。100%の場合は、計測震度6.5では小破でそれ以上は中破になり、計測震度6.5前後の損傷レベルの変化が大きく推定されている。10%では、高計測震度域で大破の推定が増えている。

本事例では、モニタリング割合によって、高計測震度

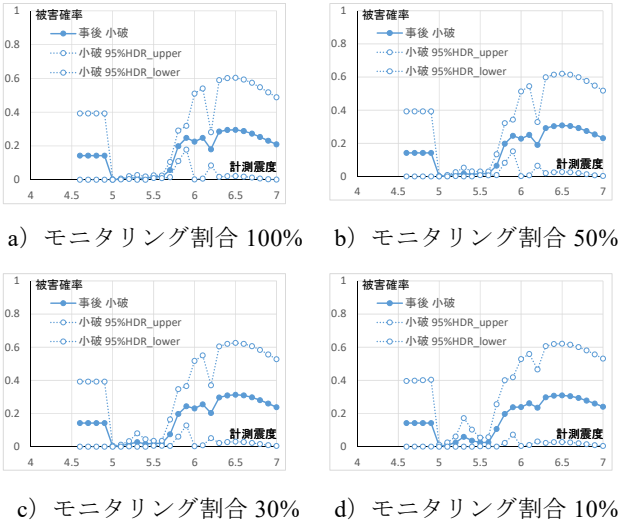


図-13 被害率曲線（小破）と95%HDRの関係

域での推定の違いが表れる。表-1 より，高計測震度のデータがなく大破データも存在しないことから，モニタリング割合が小さいと損傷を過大に評価する傾向が見える。本事例の場合，30%程度の割合でモニタリングを実施すれば，全体の損傷レベルの推定結果はほぼ同じになることが分かる。この図は，最尤損傷レベルを表すもので，各計測震度に立地する建物に最も発生しやすい損傷レベルを単純化し分かり易く表現することを意図したものである。

図-13に，収束した推定被害確率に対する95パーセント最高密度区間（95%HDR）の上限・下限を示す。小破の被害率曲線をモニタリング割合ごとに示している。各グラフのジグザグは，モニタリングデータ数のばらつきによって生じるものであり，データが存在しない計測震度では事前被害率曲線のみによる被害確率が反映されている。モニタリング割合が大きくなるとデータが得られた計測震度域では，95%HDRの上下限範囲が小さくなり，推定被害確率の信頼性が高くなることが分かる。モニタリング割合が30%と50%を比較した場合，図-12の最尤損傷レベルは同じ形状であるが，図-13の小破の95%HDRの上下限範囲は50%の方が狭く，その確率の信頼性は高いことを読み取ることができる。

b) 観測データのばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーション

ベイズ推定では，被害確率自体を確率変数としベータ分布で表現されるばらつきを仮定している。ここでは，前項で得られた被害率曲線を参照としてベータ分布による乱数を発生させ疑似モニタリングデータを発生させたベイズ推定を用いたモンテカルロシミュレーションを示す。これにより，前項の被害率曲線に内包する不確定性

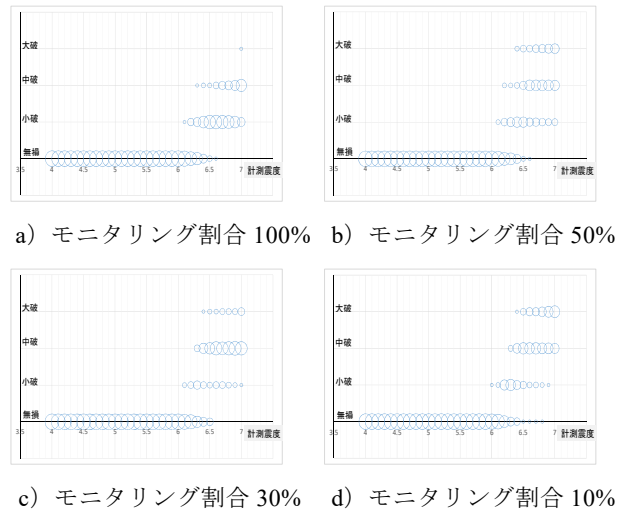


図-14 最尤損傷レベル頻度分布

を明示することができる。被害率曲線が有する不確定性は，3章(2)節に示した「仮設的事前標本 M_0' 」で表現される。ここでは，文献 6)を参考に $M_0'=3$ とし，式(2)より，ベータ分布 $\beta(p, q)$ のパラメータ p と q の和が $p=6$ になるようなベータ分布を仮定する。式(1)の3番目の式から得られる $p=(p+q) \times \mu$ より $p=6\mu$ を得て，更に $q=6-p=6 \times (1-\mu)$ より， μ から p と q を得る。これより，事後被害率曲線の被害確率のベータ関数の形状 $\beta(p, q)$ が定まる。このベータ関数を用いた乱数を発生させることにより，被害確率のばらつきを表現させる。

上記のモンテカルロシミュレーションを20回実施し，最尤損傷レベル発生頻度を得る。図-14に最尤損傷レベル頻度分布を示す。この分布には，ベータ分布で仮定された発生確率のばらつきが表現されている。ある計測震度について縦軸に沿って見たときに，複数の円が並ぶ震度がある。円の径が大きいほど最尤損傷レベルになった頻度が多いことを意味する。同じ計測震度でも最尤損傷レベルにばらつきが生じるので，複数の損傷レベルが想定される。円が特定の損傷レベルのみにプロットされればばらつきが小さく，複数の損傷レベルに亙りかつ大きさが同程度であればばらつきが大きいと理解できる。

モニタリング割合別に比較すると，割合が大きいほどばらつきが少ないことが分かる。任意の計測震度を縦方向に比較した場合，割合が小さいほど円のプロットが複数の損傷レベルに分散している傾向がある。また，任意の損傷レベルを横方向に比較した場合，割合が小さいほど広い範囲の計測震度に亙りプロットが存在する傾向が分かる。これは，割合が小さいと図-13に示したようなベータ分布の95%HDRの範囲が広くなりばらつきが大きくなることと整合している。

表-2 新潟県中越沖地震調査結果（新耐震非木造）⁸⁾

計測震度	無損	小破	中破	大破	小計
5.0	98	3	0	0	101
5.1	20	0	0	0	20
5.2	12	2	0	0	14
5.3	48	2	0	0	50
5.4	15	0	0	0	15
5.5	0	0	0	0	0
5.6	0	0	0	0	0
5.7	0	0	0	0	0
5.8	13	4	0	0	17
5.9	0	0	0	0	0
6.0	0	0	0	0	0
6.1	10	1	0	0	11
6.2	6	8	1	0	15
6.3	0	10	2	0	12

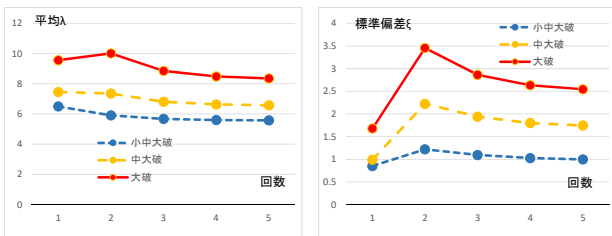


図-15 平均 λ ，標準偏差 ξ の推移（10%）

(2) 新潟県中越沖地震の被害事例（新耐震非木造）⁸⁾

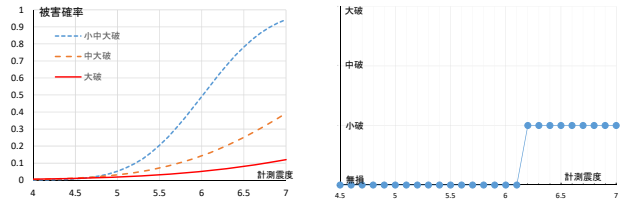
次に(1)の事例より建物総数が少ない事例として新潟県中越沖地震の新耐震基準の非木造建物の結果を適用する。表-2に計測震度と損傷棟数の調査結果を示す。

a) ベイズ推定繰り返しによる事後被害率曲線の収束

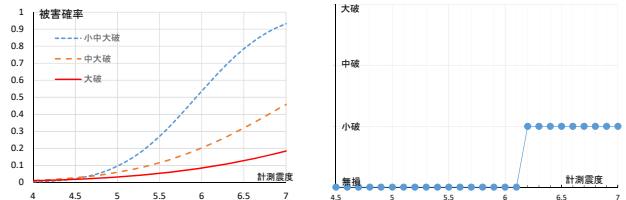
既往の被害率曲線の形状は、文献5)の1982-94のRC造の被害関数を参考にした。事前分布の仮定条件として、仮設的事前標本 $M_0=3$ とした⁶⁾。

ベイズ更新を繰り返すことにより、小中大破，中大破，大破の被害率曲線の正規分布のパラメータ平均 λ ，標準偏差 ξ が収束する過程の例を図-15に示す。本例は，モニタリング割合を10%としたときのパラメータの推移である。平均 λ は繰り返しにより大きな変動は見られなかったが，標準偏差 ξ は繰り返しにより徐々に一定値に収束していくことが分かる。これは，被害率曲線の勾配が修正されていくことを意味する。

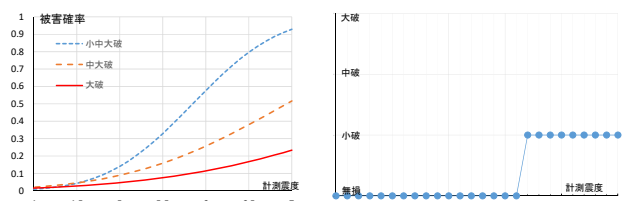
この繰り返しベイズ更新を，各モニタリング割合に適用した結果得られた被害率曲線を図-16の左側に示す。この例では，モニタリング割合が増えると，小中大破の被害率曲線の勾配が急になり，中大破と大破の被害率が



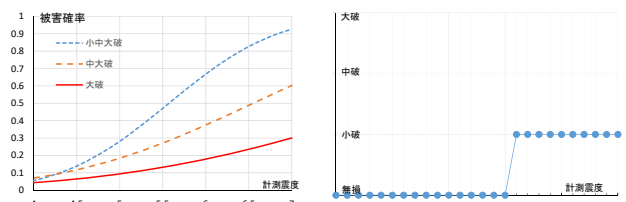
a) モニタリング割合 100%



b) モニタリング割合 50%



c) モニタリング割合 30%



d) モニタリング割合 10%

図-16 推定被害率曲線と最尤損傷レベル

小さくなる傾向が見られる。

この被害率曲線から，計測震度ごとの最尤損傷レベルを取り出し，プロットしたものを図-16の右側に示す。本例では，モニタリング割合が10%のみ計測震度6.1での破壊レベルが異なるが，基本的には大きな差は見られない。

b) 観測データのばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーション

本事例も，(1)と同様にモンテカルロシミュレーションを20回実施し，最尤損傷レベル発生頻度を得る。

図-17に最尤損傷レベル頻度分布を示す。

モニタリング割合ごとに比較すると，割合が大きいほどばらつきが少ないことが分かる。任意の計測震度を縦に比較した場合，割合が小さいほどバブルのプロットが複数の損傷レベルに分散している傾向がある。また，任意の損傷レベルを横に比較した場合，割合が小さいほど広い範囲の計測震度に亘りプロットが存在する。

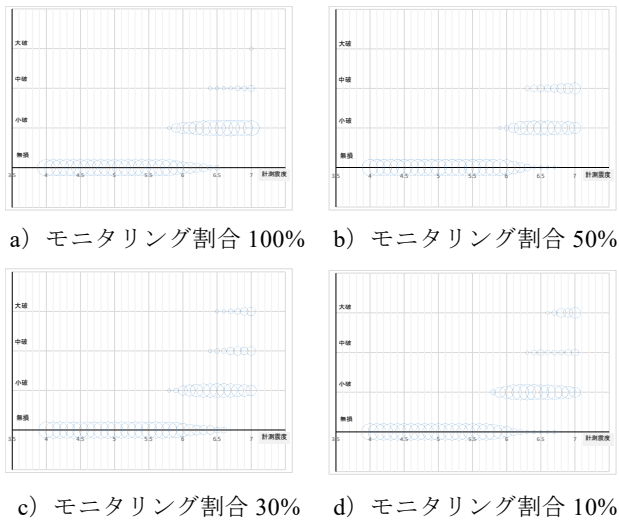


図-17 最尤損傷レベル頻度分布

6. まとめ

地震時損傷モニタリングデータを用いて、被災地域の非モニタリング建物群の損傷をベイズ推定により把握する方法を提案した。損傷確率モデルでは、事前被害率曲線とモニタリングデータに基づく尤度関数が主なパラメータになる。シミュレーションによって各パラメータの特徴を検討し、本提案手法の適用例から得られたまとめを以下に示す。

- ① 仮設的事前標本 M_0' は、事前被害率曲線の信頼性を示すパラメータである。 M_0' の値が大きくなると事前被害率曲線の信頼性が高くなるため、ベイズ推定後の事後被害率曲線は事前被害率曲線に近づく傾向になる。
- ② 事前被害率曲線は正規分布を仮定している。平均値 λ が変わると事後被害率曲線は事前被害率曲線が λ によって変動した方向に動く。仮設的事前標本 $M_0'=3$ を仮定した事前被害率曲線の λ の変動幅が事後被害率曲線に与える影響は約20%である。標準偏差 ξ の変動の影響は、 λ が与える影響に比べると少ない。
- ③ 対象建物群の総数に対するモニタリング建物の割合が増えると事後被害率曲線は真の被害率曲線に近づく。合わせてその信頼性も高くなる。100%のモニタリングが無くても適切な予測が可能であるが、必要な割合は、計測震度域ごとのモニタリング建物の棟数のばらつきの状況によって変わる。
- ④ 実際の地震被害を想定した場合、計測震度ごとの対象建物数とモニタリング割合が不均一な場合、離散的な事後被害率曲線の信頼性も不均一になる。この不均一性を考慮するため、計測震度ごとのモ

ニタリング棟数による重み付き最小二乗法により事後被害率曲線を回帰することができる。この結果より得られる最尤損傷レベルは、被災地域の計測震度ごとの損傷レベルを単純化して明快に伝えるリスクコミュニケーションツールとして活用できる。

- ⑤ ④の最尤損傷レベルが内包する不確定性を表現するため、ベータ分布によるばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションの結果をまとめた最尤損傷レベル頻度分布を提案した。これにより、計測震度ごとの損傷レベルのばらつきを視覚的に分かり易く把握する手段として期待できる。
- ⑥ 最尤損傷レベル頻度分布は、モニタリング割合によって変動する。モニタリング割合が少ないと、発生し得る損傷レベルの幅は大きくばらつく傾向がある。非モニタリング建物群の損傷レベルの判断は、モニタリング割合に応じた不確定性を把握し、防災情報として活用する必要がある。

謝辞：本研究は、岐阜大学能島暢呂教授との共同研究によるご指導の下、遂行することが出来ました。ここに深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 山田哲也：地震時建物変位計測システムの防災上の活用方法に関する提案，地域安全学会論文集，No.29，pp.15-24，2016.11
- 2) 能島暢呂：被害推定の逐次更新機能を有する緊急対応の意思決定支援シミュレータの開発，地域安全学会論文集，No.9，pp.295-304，2007.11
- 3) 強震観測網(K-NET, KiK-net)，国立研究開発法人，防災科学技術研究所，<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/>
- 4) 特定非営利活動法人リアルタイム地震・防災情報利用協議会(REIC)，<http://www.real-time.jp>
- 5) 山口直也，山崎文雄：西宮市の被災度調査結果に基づく建物被害関数の構築，地域安全学会論文集，No.2，pp.129-138，2000.11
- 6) 能島暢呂：「地震被害情報の統合処理に基づく緊急対応支援システムの開発」，文部科学省大都市大震災軽減化特別プロジェクト，平成17年度報告書，p.19
- 7) 渡部洋：ベイズ統計学入門，福村出版，p.249，1999.9
- 8) 翠川三郎，伊藤佑記，三浦弘之：兵庫県南部地震以降の被害地震データに基づく建物被害関数の検討，日本地震工学会論文集，第11巻，第4号，pp.34-47，2011

執務室レイアウトがスプリンクラー配管の耐震性能に及ぼす影響

Effect of Layout on Seismic Performance of Sprinkler Piping

環境・エネルギー技術部 矢ヶ崎 啓介 KEISUKE YAGASAKI

スプリンクラー配管は、地震による損傷が他の建築設備と比べて多く、漏水による二次被害等が問題視されている。また、間仕切りを増設する執務室レイアウトの変更が生じた際には、スプリンクラーヘッドを増設し、それに伴い配管径を大きくする必要がある場合もある。そこで、本研究では超高層建物を評価対象として執務室レイアウトがスプリンクラー配管の耐震性能に与える影響を評価するとともに、有効な耐震補強について検討した。その結果、本検討において想定した執務室レイアウトでは、脆弱箇所は配水管から枝管への分岐部であり、枝管への耐震補強が有効であることが示された。

キーワード：スプリンクラー、配管、耐震性能、耐震補強

Sprinkler piping is more damaged by earthquakes compared to other building equipments, and secondary damage due to water leakage is considered a problem. In addition, when the office layout is changed to add more partitions, it is necessary to add a sprinkler head and widen the pipe diameter. Therefore, we evaluated the effect of the office layout on the seismic performance of sprinkler piping in a high-rise building. As a result, it is shown that the vulnerable part is the branch part from the water distribution pipe to the branch pipe, and the seismic retrofit of the branch pipe is effective for some office layouts assumed in this study.

Key Words: Sprinkler, Piping, Seismic performance, Seismic retrofit

1. はじめに

近年の地震において、建築構造体の損傷が皆無または軽微であっても、建築の非構造部材や建築設備が損傷し、人命損失だけでなく事業継続に影響を与える被害が生じている傾向が見られる。特に、初期消火を担うスプリンクラー（以下、「SP」と記載する。）配管は、過去の地震被害報告において地震による損傷が他の建築設備と比べて多く¹⁾、損傷や落下が発生した場合は人命に影響を与える被害が生じる可能性があるうえ、漏水による二次被害が問題視されている。

また、SP設備は消防法の設置基準を満足させる必要があるため、オフィスのレイアウト変更で間仕切りを増設する際には、SPヘッドを増設し、それに伴い配管径を大きくする必要がある場合があり、SP配管の耐震性能への影響が懸念される。

そこで、本報告では超高層建物（以下、「評価建物」と記載する。）を評価対象とし、平面計画（執務室レイ

アウト）がSP配管の耐震性能に与える影響を評価するとともに、有効な耐震補強について検討する。SP設備の耐震性能を評価するには、実大実験による耐震性能や耐震補強効果の検証が有効であるが、横引き配管を多用し広範に施工されるSP配管においては、実大実験の実施が困難であるため、数値解析ソフトにより執務室レイアウトを想定したSP配管モデルを再現し、数値計算手法による耐震性能予測を行った。

2. 評価建物概要

表-1に評価建物の概要を、図-1に基準階平面図および評価範囲を示す。評価建物は東京都新宿区に所在する地上29階、地下6階の超高層建物であり、SP設備は配管内に常に充水・加圧される湿式が採用されている。消火水は地下6階のSPポンプにより、低層系統（地下3階～6階）、中層系統（7階～16階）に圧送され、16階の中間水槽を介して、SPブースターポンプにより高層

表-1 評価建物の概要

所在地/用途	東京都新宿区/教育施設
延床面積	約 36,000m ² (高層棟)
竣工年	1989年7月
階数	地上29階, 塔屋2階, 地下6階
建物高さ	142m
構造種別	地上部:S造 B1F, B2F:SRC造 B3F~B6F:RC造
SP方式	閉鎖型湿式方式
SPヘッド	熱感知式
消防用水量	150m ³

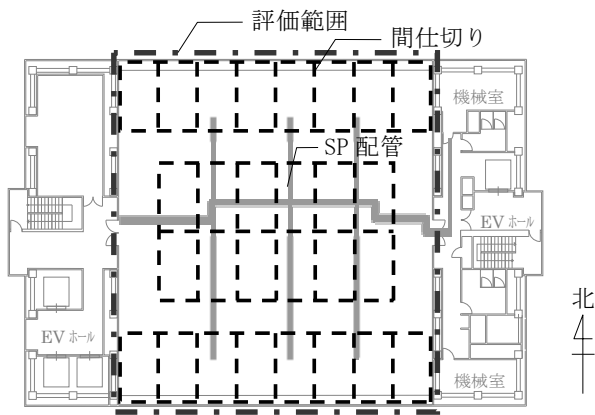


図-1 評価範囲および基準階平面図 (レイアウト3)

系統（17階～29階）に圧送される。評価建物は両端コア方式が採用されており、SP配管は建物東側のSP縦管より各階のSP横走り配管に分岐後、西側に向かって設置基準に基づき施工されている。SP横走り配管には配管用炭素鋼管が使用され、配管径150Aの配水主管より受け持つSPヘッド数に応じて縮径され、配管径25AのSP巻き出し配管を介して、SPヘッドまで繋がっている。配水主管および配水管には耐震施工指針²⁾に従い耐震支持が施されている。

3. SP配管の耐震性能評価概要

(1) SP配管モデルの計算条件

評価建物のSP配管の耐震性能を評価するにあたり、地震動に対する配管の応答計算が可能な配管応力解析ツール「AutoPIPE ((株)ベントレー・システムズ)」を用いた。積分法はウィルソンのθ法を用い、刻み時間は0.001秒とした。減衰に関しては定減衰とし、減衰定数は0.03とした。

配管のモデル化は、評価建物の竣工図により形状、

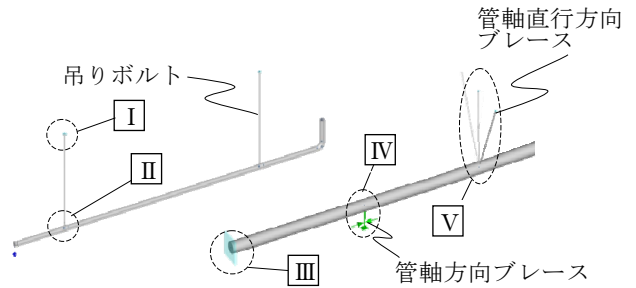


図-2 数値計算の概略モデル

表-2 各部位の接合条件

接合要素		接合条件
I	上階床スラブと吊りボルトの接点	剛
II	吊りバンドと配管の接点	ピン
III	RC壁貫通部	剛
IV	管軸方向ブレース	管軸揺れ止め
V	管軸直行方向ブレース	管軸直行揺れ止め

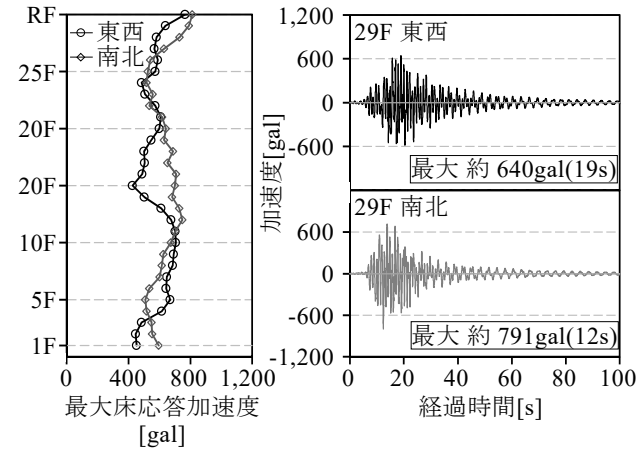
表-3 基準階レイアウトと耐震補強の概要

基準階レイアウト	耐震補強箇所
1. 間仕切りのない空間 2. 間仕切りのある空間 (南北窓際16室) 3. 間仕切りのある空間 (南北窓際16室, 中央12室)	① 主管・配水管 ② 主管・配水管・枝管

寸法、材質、接合条件、支持条件を確認し、配管モデルを作成した。図-2に数値計算の概略モデルを、表-2に数値計算モデルを作成する際の各部位の接合条件を示す。配管の支持状況や固定状況、防火区画貫通の力学的条件を数値計算上で精密に再現することには限界がある。特に、巻き出し配管として用いたフレキシブル配管と天井材を含むSPヘッドとの接合部は、挙動特性が極めて複雑で、数値計算における境界条件の再現が困難であるため、本報告では枝管の端部に巻き出し配管に相当する荷重を負荷することで再現した。その他の境界条件は、上階床スラブと吊りボルトの接点をインサートにより緊結されることとし剛節点（要素I）、吊りバンドを用いた吊りボルトと配管の接点をピン節点（要素II）、RC壁貫通部を剛接点（要素III）とした。また、耐震補強は管軸方向、管軸直行方向の揺れ止めを想定し、それぞれの変位を抑制する剛接点（要素IV、V）として再現した。

(2) 検討したSP配管モデルの概要

表-3に基準階レイアウトと耐震補強の概要を示す。



(a) 各階の最大応答加速度 (b) 床応答加速度波形
 図-3 数値計算に用いた入力加速度波形

本報告ではレイアウト変更による SP 配管の配管径拡大による SP 横走り配管の耐震性能への影響および耐震補強の有効性を評価すべく、図-1 に示した評価範囲を対象に 3 通りのレイアウトと 2 通りの耐震補強を組み合わせた計 6 通りの SP 配管モデルを作成し数値解析を行った。3 通りのレイアウトは、間仕切りのない大空間（レイアウト 1）、間仕切りによる個室設置（レイアウト 2、3）の 2 つに大別され、設置基準に従って SP ヘッドを配置した。SP ヘッド数は、間仕切りのない大空間のレイアウト 1 で最少の 64 個となり、枝管には 40A 配管と 25A 配管を使用した。間仕切りがある場合では、室数に応じて SP ヘッド数を増設し、レイアウト 2 では 80 個、レイアウト 3 では 100 個を想定した。

耐震補強は、耐震施工指針に従って配水主管、配水管に耐震補強が施された耐震補強①に加え、枝管末端部にも耐震補強をした耐震補強②の 2 通りを想定した。なお、現状の評価建物はレイアウト 2、耐震補強①に相当する。

(3) 入力加速度波形

図-3 に数値計算に用いた加速度波形を示す。加速度波形は、評価建物において首都直下型地震を想定した強震動予測³⁾により算定した地震動を入力波として、評価建物を立体フレームモデルとした弾塑性地震応答解析⁴⁾から得た 29 階床の応答加速度波形である。東西方向最大加速度 640gal、南北方向最大加速度 791gal、継続時間 100 秒の地震動波形である。

4. SP 配管の耐震性能評価結果

本報告における耐震性能は、配管応力解析ソフトにより算出した応力度を許容応力度で除することで算出し

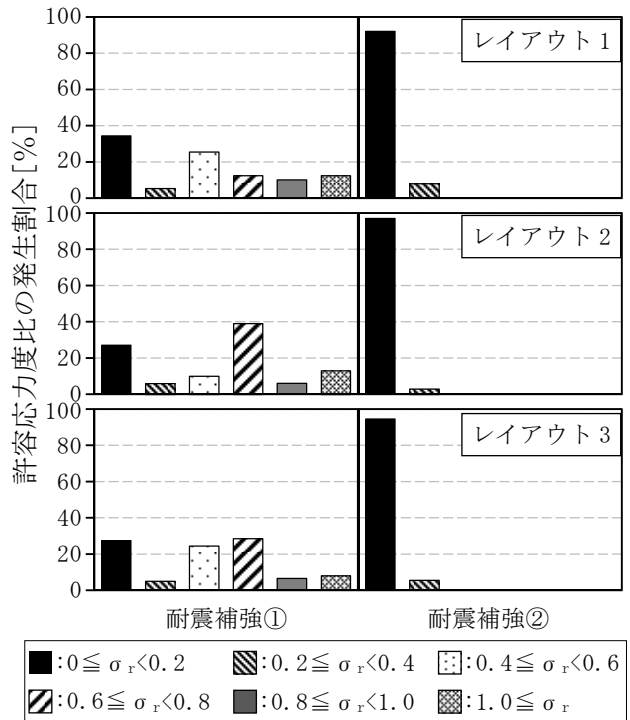


図-4 枝管における補強パターン別応力度比の割合

た許容応力度比 (σ_r) により評価した。配管用炭素鋼管の耐力値は JIS 規格に従って引張強さ 290N/mm²を安全率 2.5 で除し、地震荷重に対する評価を行うため、短期許容応力度を算出した。また、接手部は見かけ上の応力度を大きく評価することで接手効率を考慮した。

主管、配水管はレイアウト、耐震補強の違いによる許容応力度比の違いはみられなかったため、枝管に着目して評価結果を分析することとした。図-4 にレイアウト別、耐震補強パターン別の枝管における許容応力度比の発生割合を示す。許容応力度比の発生割合は、各 SP 配管モデルの枝管に対して生じた許容応力度比を段階ごとに百分率で表した。レイアウトの違いによる耐震性能への影響は見られなかったが、耐震補強の違いによる耐震性能への影響は見られ、耐震補強①では許容応力度を上回る値 ($1.0 \leq \sigma_r$) が算出された。これは、耐震補強①では躯体に緊結された配水主管、配水管に比べ枝管が大きく揺れることにより、配水管からの枝管分岐部に応力集中が生じたためと考える。耐震補強②では枝管にも耐震補強を施したことにより、耐震補強①で生じていた配水管と枝管の変位差はなくなり、許容応力度を上回る値 ($1.0 \leq \sigma_r$) は算出されなかった。評価建物の現状の SP 配管はレイアウト 2、耐震補強①のケースであり、今後、レイアウト 1、3 への変更は耐震性能に大きな影響を与える可能性は低い、枝管に耐震補強がないため大規模地震により被害が出る可能性が示された。

5. まとめ

本報告では執務室レイアウトと耐震補強が SP 配管の耐震性能に与える影響を数値計算手法により評価した。執務室レイアウトの違いにより SP ヘッドの数が増加し SP 配管径の拡大が必要になる可能性があるが、いずれの執務室レイアウトに対しても脆弱箇所は配水管から枝管への分岐部であり、枝管への耐震補強が有効であることが示された。

謝辞：本報告に関して、工学院大学建築学部まちづくり学科の西川豊宏教授にご指導、ご助言をいただきました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建築設備技術者協会 震災復興支援会議：東日本大震災による建築設備被害状況に関する調査報告書，pp.8-16，2011.10
- 2) 一般財団法人 日本建築センター：建築設備耐震設計・施工指針 2014年版，pp.72-82，2014.9
- 3) 田中良一，久田嘉章：首都圏にある超高層キャンパスの地震防災に関する研究(その2) 首都直下地震の強振動予測，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，pp.615-616，2007.8
- 4) 島村賢太，山下哲郎，久田嘉章，鱒沢曜，星幸男：首都圏に建つ超高層キャンパスの地震応答と制震補強に関する研究(その1) 弾塑性地震応答解析に基づく構造被害の予測，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，pp.475-476，2009.7
- 5) 矢ヶ崎啓介，西川豊宏：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16) 平面レイアウトがスプリンクラー配管の耐震性能に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp.1687-1688，2020.7

社外発表論文一覧【土木部門】 2019年度(2019/04/01~2020/3/31)

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	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	構造工学シンポジウム 構造工学 論文集Vol.65A	2019/4/20
2	繰り返し衝撃荷重荷時におけるAFRPシート接着曲げ補強RC梁の耐衝撃挙動に関する実験的検討	岸徳光, 小室雅人 瓦井智貴 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	構造工学シンポジウム 構造工学 論文集Vol.65A	2019/4/20
3	衝撃荷重荷時におけるAFRPシート接着曲げ補強RC梁の破壊形式に関する実験的検討	瓦井智貴, 小室雅人 岸徳光, Le Huy Sinh 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	構造工学シンポジウム 構造工学 論文集Vol.65A	2019/4/20
4	VERIFICATION OF BRIDGE MONITORING SYSTEM USING FBG OPTICAL FIBER SENSORS ON EXISTING PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE	Kazukiyo Tamaki Kaori Yuasa Hidenori Morikawa Osamu Takemoto	当社 当社 神戸大学 兵庫県庁	Proceedings of fib symposium 2019 (Kraków)	2019/5/27
5	CONSTRUCTION OF THE WASHIMI BRIDGE	Masamichi Yoshino Akira Morohashi Masaru Imashioya	当社 当社 中日本高速道路	Proceedings of fib symposium 2019 (Kraków)	2019/5/27
6	Bending property of full size PC Girder using AFRP rods as pre-tension tendon which passed 28 years after construction	Yuji Nonami Takashi Sanga Taisuke Fujioka Hiroshi Asai	当社 当社 当社 当社	Proceedings of fib symposium 2019 (Kraków)	2019/5/27
7	Development of High Strength Fiber Reinforced Concrete without Portland Cement	Wataru Sasaki Taku Matsuda Ryuichiro Mine Yousuke Onda	当社 当社 当社 当社	Proceedings of fib symposium 2019 (Kraków)	2019/5/27
8	低分子量水溶性セルロースエーテルによるコンクリートの初期表面ひび割れ低減に関する基礎的研究	星健太, 小山明男 小西秀和, 坂本遼	明治大学 信越化学工業, 当社	コンクリート工学年次論文集第41 巻(2019)	2019/7/10
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の経時変化に及ぼす化学混和剤および温度の影響	恩田陽介, 臺哲義 佐々木亘, 松田拓	当社 当社	コンクリート工学年次論文集第41 巻(2019)	2019/7/10
10	伝搬方向の異なる超音波の速度変化率を用いたコンクリートの応力推定手法の基礎検討	永田昂大, 大野健太郎 篠崎裕生, 野並優二	首都大学東京 当社	コンクリート工学年次論文集第41 巻(2019)	2019/7/10
11	静的に曲げ圧壊で終局に至るAFRPシート接着曲げ補強RC梁の繰り返し衝撃荷重荷時実験	田野順也, 岸徳光 小室雅人, 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学, 当社	コンクリート工学年次論文集第41 巻(2019)	2019/7/10
12	小判形鋼板を用いた鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造の検討	野並優二, 篠崎裕生 中積健一, 牧剛史	当社 当社, 埼玉大学	コンクリート工学年次論文集第41 巻(2019)	2019/7/10
13	繊維補強鉄筋コンクリート部材のひび割れ性状に関する解析的検討	磯部岳, 内田裕市 竹山忠臣, 佐々木亘	岐阜大学 当社	コンクリート工学年次論文集第41 巻(2019)	2019/7/10
14	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, 佐々木亘 磯部岳, 内田裕市	当社 岐阜大学	コンクリート工学年次論文集第41 巻(2019)	2019/7/10
15	EVOLUTION OF BRIDGE CONSTRUCTION-NON-METALLIC BRIDGES	Akio Kasuga	当社	MAUT25 INTERNATIONAL SCIENTIFIC SYMPOSIUM Budapest	2019/9/17
16	DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE DOUBLE SUSPENSION BRIDGE	Rei Takaoka Akio Kasuga	当社 当社	International fib Symposium on Conceptual Design of Structure	2019/9/26
17	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の強度発現および物質透過性に関する実験的検討	佐々木亘, 梶真一 臺哲義, 樋口正典 松田拓	当社 当社 当社	第19回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	2019/10/17
18	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 森川英典	当社 当社 神戸大学	第19回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	2019/10/17
19	構造物の出来形自動検出システムの開発および実橋での適用について	高岡怜, 藤岡泰輔 内堀裕之	当社 当社	第28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	2019/11/7
20	超低収縮超高強度繊維補強コンクリート梁の曲げとせん断に関する実験的検討	三加崇, 野並優二 松田拓, 篠崎裕生	当社 当社	第28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	2019/11/7
21	中性子回折法による短繊維補強コンクリート部材中の鉄筋ひずみの計測	竹山忠臣, 佐々木亘 鈴木裕士 内田裕市	当社 日本原子力研究開発機構 岐阜大学	第28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	2019/11/7
22	プレテンション部材へ適用可能な超低収縮超高強度繊維補強コンクリートの開発	佐々木亘, 松田拓 恩田陽介, 臺哲義	当社 当社	第28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	2019/11/7
23	経時保持成分を有する化学混和剤による早強コンクリートの耐久性への影響	恩田陽介, 臺哲義 佐々木亘, 松田拓	当社 当社	第28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	2019/11/7
24	高炉スラグの置換率や養生期間がコンクリートの耐久性に与える影響	臺哲義, 樋口正典 佐々木亘, 梶真一	当社 当社	第28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	2019/11/7
25	ロボットアームを使用した鉄筋組立自動化システムの開発	竹之井勇, 村田宣幸 水田武利	当社 当社	第28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	2019/11/7
26	斜角を有する鋼桁の床版取替工事に適用した桁端部の高耐久化 中国道 西川橋	中島大樹, 中積健一 松島保博, 鶴田義隆	当社 西日本高速道路	第28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	2019/11/7
27	タンザニア国初となる交差点の立体交差化—ムファレフライオーバー—	有川直貴, 石井昌治 丸二信彦	当社 当社	第28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	2019/11/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
28	大規模延長橋梁におけるU桁リフティング架設の合理化	小澤裕史, 伊藤藤山, 山口岳思, 高木博行	当社 中日本高速道路	第28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	2019/11/7
29	既設PC箱桁橋の拡幅工事における取組み - 新名神高速道路 雫ヶ瀬橋 -	喜多雄士, 森圭石, 寺田幸平, 紙永祐紀	中日本高速道路 日本構造橋梁研究所 当社	第28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	2019/11/7
30	既設橋における床版拡幅の設計・施工 - 新名神高速道路 雫ヶ瀬橋 -	川根昌也, 福本達也, 喜多雄士, 室充	当社 中日本高速道路	第28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	2019/11/7
31	アラミドFRPロッドを用いた耐震補強 - 開橋 -	醍醐潤一, 渡辺修三, 安藤直文, 佐藤伸夫	当社 当社	第28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	2019/11/7
32	損傷を有するPC桁の外ケーブル補強効果に関する研究	渡辺遼, 清水宏一朗, 山本将, 石田雅博	八千代エンジニアリング PC建設業協会(当社) 土木研究所	第28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	2019/11/7
33	撤去PC桁を用いた外ケーブル補強工法定着部の載荷試験	小野塚豊昭, 北野勇一, 村井弘恭, 藤原保久	PC建設業協会 PC建設業協会 PC建設業協会(当社)	第28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	2019/11/7
34	首都高速1号羽田線更新工事 鮫洲埋立部の函体設計・施工報告	谷口博胤, 富山茂樹, 小島直之, 大西孝典	当社 首都高速道路	第28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	2019/11/7
35	グラウトホースの種類と切断面処理方法が伝い水の塩分浸透に及ぼす影響	徳光卓, 岡田繁之, 谷慎太郎, 藤原保久	PC建設業協会 PC建設業協会 PC建設業協会(当社)	第28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	2019/11/7
36	Slender corridor over Sumida River	Hoang Trong Khuyen, Rankoth Kumara Chamila, Enrique Corres Sojo	当社 当社 当社	2nd IABSE Young Engineers Colloquium in East Asia (Tokyo)	2019/11/7
37	Birth, development and future of the extradosed bridge	Akio Kasuga	当社	Hormigón y Acero (ACHE協会誌) 2019/Vol.70-No.289	2019/11/25

論文

1	斜張橋点検の効率化に向けた斜張橋ケーブル点検ロボットの開発	塩崎正人, 車田茂美, 河村圭	当社 テクノフラッシュ 山口大学	第71回(2019年度)土木学会中国支部研究発表会	2019/5/31
2	既存杭撤去後の掘削孔に埋戻された泥水固化体の性状-その1:現地調査結果-	高岡雄二, 宮田勝利, 西成田由, 戸村豪治, 瀧山美怜	当社 当社 当社	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
3	既存杭撤去後の掘削孔に埋戻された泥水固化体の性状-その2:現地調査結果-	西成田由, 宮田勝利, 高岡雄二, 戸村豪治, 瀧山美怜	当社 当社 当社	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
4	既存杭撤去後の掘削孔に埋戻された泥水固化体の性状-その3:室内配合試験-	瀧山美怜, 戸村豪治, 宮田勝利, 高岡雄二, 西成田由	当社 当社 当社	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
5	既存杭撤去後の掘削孔に埋戻された泥水固化体の性状-その4:電気比抵抗を用いた品質管理手法の検討-	戸村豪治, 瀧山美怜, 宮田勝利, 高岡雄二, 西成田由	当社 当社 当社	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
6	液状化層上の不飽和層からの地震時土圧に関する遠心模型実験	上邨知輝, 高橋英紀, 森川嘉之, 東畑郁生, 高橋直樹	港湾空港技術研究所 港湾空港技術研究所 関東学院大学, 当社	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
7	液状化地盤内の杭式地盤改良設計におけるケーススタディ	高橋直樹, 高橋英紀, 森川嘉之, 上邨知輝, 東畑郁生	当社 港湾空港技術研究所 港湾空港技術研究所 関東学院大学	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
8	福島第一原子力発電所の格納容器内を想定した超重泥水と炭素鋼の接触に伴う腐食の実験的評価	瀬川一義, 小峯秀雄, 後藤茂	当社(早稲田大学) 早稲田大学	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
9	超重泥水の放射線遮蔽実験における各方向の線量分布および散乱線に関する考察	宮路将人, 小峯秀雄, 後藤茂, 王海龍, 吉川絵麻, 氏家伸介, 村貫貢, 成島誠一, 長江泰史, 瀬川一義	早稲田大学 早稲田大学 早稲田大学, ホー-Jun ソルアンドロックエンジニアリング 西武建設, テルナイト 当社(早稲田大学)	第54回地盤工学研究発表会	2019/7/16
10	補強量を変化させたAFRPシート下面接着曲げ補強RC梁の重錘落下衝撃実験	田野順也, 小室雅人, 岸徳光, 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
11	AFRPシート接着曲げ補強 RC 梁の衝撃応答解析における構成則に関する一検討	瓦井智貴, 小室雅人, 岸徳光, 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
12	産業副産物を大量に使用した超低収縮高強度繊維補強コンクリートの開発	佐々木亘, 松田拓, 恩田陽介, 峯竜一郎	当社 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
13	産業副産物を大量に使用した超低収縮高強度繊維補強コンクリートの促進養生方法に関する検討	恩田陽介, 佐々木亘, 松田拓, 竹山忠臣	当社 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
14	超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用いたPC梁の曲げ挙動およびアラミドFRPロッドの定着長に関する実験的検討	三上崇, 竹山忠臣, 松田拓, 篠崎裕生	当社 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
15	超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用いた梁のせん断耐力に関する実験的検討	野並優二, 三上崇, 松田拓, 篠崎裕生	当社 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
16	表面波速度とコンクリート応力との関係に与える圧縮強度とひずみの影響	篠崎裕生, 野並優二, 大野健太郎, 永田昂大	当社 首都大学東京	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
17	コンクリートの応力と超音波速度変化率の関係に及ぼす鉄筋の影響	永田昂大, 大野健太郎, 上野敦, 宇治公隆, 篠崎裕生, 玉置一清, 野並優二, 湯浅香織	首都大学東京 首都大学東京 当社 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
18	各種センサーによる仕上げ時期の評価試験	臺哲義, 樋口正典, 梶貢一, 松田拓	当社 当社	令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
19	中性子回折法による短繊維補強コンクリート部材中の鉄筋ひずみ分布の計測	竹山忠臣, 恩田陽介, 佐々木亘, 篠崎裕生, 鈴木裕士, 内田裕市	当社 当社 日本原子力研究開発機構 岐阜大学	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
20	デブスカメラを用いたトンネル切羽監視システムの開発における基礎研究	中村隆史, 塩崎正人, 請開大海, 河村圭	当社 山口大学	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
21	常時微振動計測によるPC橋梁の振動特性の長期モニタリング	ヘンサルピソット 前原直樹 内堀裕之, 永元直樹	当社 西日本高速道路 当社	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
22	橋梁におけるコンセプトアルデザインについて	春日昭夫	当社	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
23	Huber型異方性半無限体での代数解の提案	廣瀬清泰 三上浩 堀川都志雄	井沢設計 当社 大阪工業大学	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
24	斜張橋ケーブル点検ロボットを用いた斜材保護管点検の実証試験	塩崎正人, 藤原保久, 車田茂美, 河村圭	当社 テクノフラッシュ 山口大学大学院	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
25	断面欠損した鋼桁端部のCFRP接着による補強効果の解析的検討	トゥワーン・ニヤムバヤル タイ・ウィサル, 中村一史, 松井孝洋	当社 首都大学東京 東レ	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
26	首都高速1号羽田線更新工事 鮫洲埋立部の暫定拡幅構	藤原恭平 大西孝典, 堀田尚史, 富山茂樹, 谷口博胤	当社 首都高速道路 当社	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
27	トンネル換気用ジェットファン取付金具への地震による影響	原翔平 日下敦 小出孝明	ダイヤコンサルタント 土木研究所 当社	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
28	首都高速1号羽田線更新工事 鮫洲埋立部の函体施工概要	谷口博胤, 富山茂樹, 小島直之, 大西孝典, 工藤忠	当社 首都高速道路 青木あすなろ	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
29	東西線神楽坂駅改良に伴う土木工事における既設躯体片持ち端部下の導坑掘削について	一寸木朋也, 岡澤義治, 大庭尚史	東京地下鉄 当社	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
30	調査坑からの本坑探査技術についてー平成28年度三遠南信池島トンネル調査坑工事ー	石川滋 山田文孝, 中斉剛, 高橋末広	当社 当社 飯田国道事務所	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
31	SMC-GeoCIMの開発と施工現場への適用	瀧山美鈴 永友大彰, 安田泰	当社 当社	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
32	パライト沈降層のガンマ線・中性子線遮蔽性能に関する定量評価および遮蔽体密度構造とガンマ線遮蔽性能の関係についての考察	宮路将人, 小峯秀雄, 後藤茂, 王海龍, 吉川絵麻, 瀬川一義, 吉村貢, 氏家伸介, 成島誠一, 長江泰史	早稲田大学 早稲田大学 早稲田大学, 当社(早稲田大学) ソイルアンドロックエンジニアリング NB研究所 NB研究所	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
33	快適な社会に向けた水インフラ利用に関する調査研究ー都市型地下ダムを含むカーナート構想の提案ー	稲葉薫, 平野孝行, 谷川晋一, 吉川猛, 笠博義, 鍋谷雅司, 柳博文, 熊本創, 河田浩史, 奥村忠彦	竹中工務店, 西松建設 JX金属探開 基礎地盤コンサルタント 安藤ハザマ, 佐藤工業 鉄建建設, 大成建設 当社, エンジニアリング協会	令和元年度土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集	2019/9/3
34	アラミドFRPロッドを用いた耐震補強ー開橋ー	佐藤伸夫	当社	第3回北陸橋梁保全会議 報文集	2019/10/28
35	首都高速1号羽田線更新工事における鮫洲埋立部の函体設計	住田亮介, 副島直史, 富山茂樹	首都高速道路 当社	第33回日本道路会議(日本道路協会)	2019/11/7
36	トンネル工事における大幅な生産性向上の事例(高速道路トンネル工事初の4週8休に向けて)	武井和音, 小川豊, 川尻克利	当社 中日本高速道路	第33回日本道路会議(日本道路協会)	2019/11/7
37	1車線を確保した状態でインバートを更新する工事の急速化に関する試験施工による検討	小出孝明 日下敦, 巽義知	当社 土木研究所	第33回日本道路会議(日本道路協会)	2019/11/7
38	コンクリートの状態と金属系あと施工アンカーの引抜き耐力の関係に関する基礎的実験	巽義知, 日下敦, 小出孝明	土木研究所 当社	第33回日本道路会議(日本道路協会)	2019/11/7
39	稼働中の給水場に配慮した施工報告ー習志野市第1給水場更新事業ー	元山義之, 石田義博, 植山隆夫, 横田伸悟	当社 アルミニウム合金製屋根工法協会 SMCテック	令和元年度全国会議(水道研究発表会)	2019/11/8
40	衝撃荷重を受けるAFRPシート接着曲げ補強RC梁の破壊形式に関する一検討	三上浩 小室雅人, 岸徳光, 瓦井智貴	当社 室蘭工業大学 室蘭工業大学	第12回 構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集	2019/12/9
41	目付量280g/m ² AFRPシート曲げ補強RC梁の繰り返し衝撃荷重載荷実験	田野順也, 小室雅人, 岸徳光, 瓦井智貴, 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	土木学会北海道支部論文報告集(CD-ROM) No.76	2020/1/1
報文ほか					
1	橋梁上下部工事での省力化施工 新名神高速道路武庫川橋	諸橋明, 村尾光則	当社	建設機械施工 Vol.71, No.5	2019/5/25
2	中国自動車道大峰橋(下り線)他2橋床版取替工事ー鋼縦桁のある鋼橋を含む3橋同時の床版取替え工事ー	松島保博, 鶴田義隆, 中積健一, 中島大樹	西日本高速道路 当社	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.61, No.3	2019/5/31
3	インフラ維持補修・更新 2019 中国道大峰橋(下り線)他2橋の床版取替工事ー張出し床版先端に縦桁を有する幅員変化に対応した構造ー	松島保博, 鶴田義隆, 中積健一	西日本高速道路 当社	土木施工 Vol.60, No.7	2019/6/22

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
4	PC技術の国際動向ーfibコングレス2018、日緬橋梁セミナーー	睦好宏史, 伊藤均 河邊修作, 木戸俊朗 関口豪賢, 中井聖棋 長井宏平, 二井谷教治 細谷学, 牧田通 吉野正道	埼玉大学, 八千代エンジニアリング 富士ビー・エス, 住友電気工業 鹿島建設, ビーエス三菱 東京大学, オリエンタル白石 大成建設, 中日本高速道路 当社	第47回PC技術講習会(2019年) いま求められるPC技術(プレスト レストコンクリート工学会)	2019/6/26
5	斜張橋ケーブル点検ロボット	塩崎正人 河村圭	当社 山口大学	建設機械 Vol.55, No.7	2019/7/1
6	橋でつながる時間, 人, そして哲学(思想)	春日昭夫	当社	橋梁と基礎 Vol.53, No.8	2019/8/1
7	供用中のコンクリート橋に拡幅床版をつなぐー錐ヶ瀧橋 における床版拡幅部の設計・施工ー	紙永祐紀, 福本達也 喜多雄士, 室充	当社 中日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.53, No.8	2019/8/1
8	河川環境に配慮したアーチ橋の設計・施工ー天城北 道路 矢熊大橋ー	小見山公孝 町勉 紙永祐紀, 中川健司	中部地方整備局 大日本コンサルタント 当社	プレストレストコンクリート SEP- OCT Vol.61, No.5	2019/9/30
9	3Dレーザースキャナを用いた橋梁の出来形自動検測 システムの開発と適用	高岡怜	当社	道路(日本道路協会) November 2019, Vol.944	2019/11/1
10	構造物の出来形自動検測システムの開発と実橋での 適用 = SMC-スマートメジャー =	高岡怜, 藤岡泰輔	当社	建設機械 Vol.55, No.11	2019/11/1
11	トンネル工事における情報化施工 SMC-Tunnelingシ リーズ「きれい」発破」=トンネル発破作業における適 正火薬量を自動算定=	鎌田修司	当社	建設機械 Vol.55, No.11	2019/11/1
12	スリランカ初のエクストラードード橋の建設 ~ケラニ河 新橋建設事業 パッケージ2~	佐藤眞司, 鈴木政則 照谷聡, 粕井仰平	当社 当社	土木施工 Vol.60, No.12	2019/11/22
13	耐震補強および維持管理性向上を図ったヒンジラメ ン橋の外ケーブルを用いた連続化	伊藤彰浩 大淵将宏 安藤直文	静岡県交通基盤部道路局 千代田コンサルタント 当社	プレストレストコンクリート NOV- DCE Vol.61, No.6	2019/11/30
14	新名神高速道路 楊梅山高架橋の設計と施工ー長支 間橋梁における施工の合理化ー	片健一, 大八木亮 鈴木正敏, 白石洋一 小柳公治, 大城社司	当社 当社 西日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.53, No.12	2019/12/1
15	橋梁上下部工事での省力化施工=新名神高速道路武 庫川橋工事=	諸橋明, 富山茂樹	当社	建設機械 Vol.55, No.12	2019/12/1
16	ICTを用いた取組・施工事例 三井住友建設における「 Bridge」の取組み ~鉄筋組立・出来形検測の自動化~	水田武利, 高岡怜 藤岡泰輔, 竹之井勇 村田宣幸	当社 当社 当社	土木施工 Vol.61, No.1	2019/12/21
17	持続可能性に貢献する超低収縮・低炭素コンクリート	松田拓, 篠崎裕生 佐々木直, 野並優二	当社 当社	コンクリート工学 Vol.58, No.1	2020/1/1
18	コンクリート構造設計施工規準の改訂について	池田尚治 春日昭夫 酒井秀昭 伊藤均	横浜国立大学 当社 中日本高速道路 八千代エンジニアリング	プレストレストコンクリート JAN- FEB Vol.62, No.1	2020/1/31
19	橋梁の自動出来形計測システムの開発と実橋への適 用	永元直樹, 高岡怜 藤岡泰輔, 内堀裕之	当社 当社	新技術・新工法に関する講習会 テキスト 日本建設業連合会 土 木工事技術委員会	2020/2/5
20	施工者(建築)からの提言「プレキャストコンクリート活 用の課題と展望について」	菅谷和人	当社	日本学術振興会 建設材料第76委員会 第450回会議 シンポジウム	2020/2/18
21	復興道路における生産性向上の取組み~三陸沿岸道 路:国道45号気仙沼地区道路工事~	浪岡和浩	当社	土木施工 Vol.61, No.3	2020/2/22
22	宮城県における河川災害復旧	佐伯稔, 森井清人 伊藤洋, 池ヶ谷洋二郎	当社 当社	土木施工 Vol.61, No.4	2020/2/22
23	新名神高速道路 新池山高架橋の設計と施工	紙永祐紀, 春名久美子 渡邊光 室充, 喜多雄士 森圭右	当社 当社 中日本高速道路 中日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.54, No.3	2020/3/1
24	装着型MRビューワーの援用による水路トンネル等の維 持管理業務の効率化	大津慎一, 中森純一郎 野澤是幸	当社 当社	電力土木 令和2年3月号 No.406	2020/3/5

社外発表論文一覧【建築部門】 2019年度(2019/04/01~2020/3/31)

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	Research on the Development of the Semi-Rigid Column Base of Reinforced Concrete; Experimental and Analytical Study on RC Columns with Tapered Part	吉田紘菜, 武居宗太郎 安藤敏史, 高橋治 山田哲也, 小田稔	東京理科大学 東京理科大学 当社	Proceedings of 7th Structural Engineers World Congress 2019 (Architecture and Structure: From Past to Future 2019 ISTANBUL)	2019/4/24
2	既製杭を用いたT形部分架橋パイルキャップの破壊性状の検討	郡司大裕 岸田慎司 向井智久, 毎田悠承	当社 芝浦工業大学 建築研究所	コンクリート工学年次論文集第41巻(2019)	2019/7/10
3	繊維長さの短いポリプロピレン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に関する研究	峯竜一郎, 松田拓 若林信太郎, 横山徹	当社 当社	コンクリート工学年次論文集第41巻(2019)	2019/7/10
4	Shear behavior of DFRCC coupling beams using PVA and steel fiber	金久保利之, 並木啓恭 大園友梨子	筑波大学 当社	The 2019 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM19)	2019/9/17
5	Physiological and Psychological Effects of Introducing Wooden Interior and Wood Scent to an Office Space	島啓志, 恒次裕子 小島千里, 紺野康彦 堀田修吾, 磯田信賢 軽部正彦	東京大学大学院 当社 住友林業 森林総合研究所	The 14th International Congress of Physiological Anthropology 2019 (Singapore)	2019/9/24
6	座屈拘束部材を用いた損傷制御型トラス梁の実験	石川裕貴, 吉敷祥一 巽信彦 江頭寛, 川島学	東京工業大学 東京工業大学 当社	日本鋼構造協会 鋼構造年次論文報告集 Vol.27	2019/11/21
7	3次元CG計測シミュレーションによるMarker SLAMのマッピング精度の検証	右山剛 内山英昭	当社 九州大学	ビジョン技術の実利用ワークショップ(VIEW2019) 精密工学会 画像応用技術専門委員会	2019/12/5
論文					
1	北海道胆振地方中東部の地震による鉄骨造9階建て建物の損傷モニタリング	山田哲也 新上浩, 江頭寛	当社 当社	第44回地域安全学会研究発表会(春季)	2019/5/24
2	フェロニッケルスラグ骨材の空隙構造とその内部養生効果に関する研究	桜林玲佳, 西尾悠平 兼松学 松田拓	東京理科大学 東京理科大学 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
3	夏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, 峯竜一郎 横山徹, 松田拓	当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
4	ポリプロピレン短繊維と鋼繊維を混入した超高強度コンクリートの爆裂試験 その1 実験概要	若林信太郎, 峯竜一郎 松田拓, 坂本遼 横山徹	当社 当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
5	ポリプロピレン短繊維と鋼繊維を混入した超高強度コンクリートの爆裂試験 その2 実験結果	峯竜一郎, 松田拓 坂本遼, 若林信太郎 横山徹	当社 当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
6	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 その1 全体計画の概要と荷卸し試験結果	依田和久, 松田拓 古川雄太, 梅本宗宏 木村仁治, 塩田博之 山崎順二, 神代泰道	鹿島建設, 当社 東急建設, 戸田建設 西松建設, 大成建設 浅沼組, 大林組	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
7	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 その2 締固めが表面の仕上がりに及ぼす影響	松田拓, 若林信太郎 古川雄太, 依田和久 河野政典, 浦川和也 清水峻	当社 東急建設, 鹿島建設 奥村組, 佐藤工業 熊谷組	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
8	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 その3 締固めが構造体品質に及ぼす影響	古川雄太 松田拓, 峯竜一郎 太田貴士 金子樹	東急建設 当社 大成建設 長谷工コーポレーション 鉄建建設, 熊谷組	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
9	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 その5 模擬試験体による施工性能検証実験の概要	塩田博之 依田和久, 梅本宗宏 宮野和樹, 竹内博幸 河野政典, 坂本遼	大成建設 鹿島建設, 戸田建設 前田建設工業, 五洋建設 奥村組, 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
10	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 その6 模擬試験体による施工性能検証実験の結果	太田貴士 塩田博之, 木村仁治 金森誠治, 新田稔 依田和久, 松田拓	大成建設 フジタ, 西松建設 熊谷組, 浅沼組 鹿島建設, 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
11	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 その7 まとめ	梅本宗宏 依田和久, 松田拓 古川雄太, 木村仁治 塩田博之, 太田貴士 浦川和也, 神代泰道	戸田建設 鹿島建設, 当社 東急建設, 西松建設 フジタ, 大成建設 佐藤工業, 大林組	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
12	増粘剤含有高性能AE減水剤を使用したスランプ23cmの高流動コンクリートのRC造26階集合住宅の高層部への適用 その1: 工事概要、使用材料、調査	坂本遼, 若林信太郎 横山徹, 菅谷泰之 本田亮	当社 当社 ボgrisソリューションズ	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
13	増粘剤含有高性能AE減水剤を使用したスランプ23cmの高流動コンクリートのRC造26階集合住宅の高層部への適用 その2: フレッシュ試験、打設状況、圧縮強度試験	横山徹, 若林信太郎 菅谷泰之, 坂本遼 本田亮	当社 当社 ボgrisソリューションズ	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
14	近代建築の保存・活用のための価値の共有化 その1 専門家ヒアリングと市民アンケート	藤井俊二 赤尾伸一, 鈴木あるの 馬場未織	Built Environment Research 当社, 京都大学 建築ジャーナリスト	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
15	近代建築の保存・活用のための価値の共有化 その3 前川國男作品のパンフレットにみる価値の普及活動	近藤宏樹, 大内田史郎 赤尾伸一 藤井俊二	工学院大学 当社 Built Environment Research	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
16	北海道胆振地方中東部の地震による鉄骨造9階建て建物の損傷モニタリング	山田哲也 新上浩, 江頭寛	当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
17	集成材及び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, 新上浩 河合直人	当社 工学院大学	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
18	アンボンドPC鋼より線により圧着された木質梁を有する十字形部分架構の静的荷重実験(その1 実験概要)	徳武茂隆, 白山貴志 佐藤希, 手塚慎一 河合直人	当社 当社, J建築研究所 工学院大学	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
19	アンボンドPC鋼より線により圧着された木質梁を有する十字形部分架構の静的荷重実験(その2 実験結果)	白山貴志, 佐藤希 田野健治, 長嶋龍太郎 河合直人	当社 当社 工学院大学	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
20	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 その1 実験計画	江頭寛, 川島学 原田浩之 石川裕貴, 仲田章太郎 巽信彦, 吉敷祥一	当社 当社 東京工業大学 東京工業大学	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
21	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 その2 実験結果(荷重変形関係)	石川裕貴, 仲田章太郎 巽信彦, 吉敷祥一 川島学, 江頭寛 原田浩之	東京工業大学 東京工業大学 当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
22	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 その3 実験結果(座屈拘束部材直上の節点の挙動)	川島学 石川裕貴, 仲田章太郎 巽信彦, 吉敷祥一 江頭寛, 原田浩之	当社 東京工業大学 東京工業大学 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
23	板状住宅における基礎梁PCa化の検討(その1)基礎梁PCa化の考え方	平田裕一, 田野健治 貫洞寛, 西尾俊彦	当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
24	板状住宅における基礎梁PCa化の検討(その2)PCa基礎梁のせん断実験	田野健治, 平田裕一 甲田輝久, 平野秀和	当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
25	脚部を半固定とするRC造柱の開発(その8)高軸力下における構造性能の実験的検討	吉田紘菜 武居宗太郎, 高橋治 山田哲也, 小田稔 長嶋龍太郎	東京理科大学 東京理科大学 当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
26	脚部を半固定とするRC造柱の開発(その9)設計用解析モデルの構築と平面配置計画の解析的検討	武居宗太郎 吉田紘菜, 高橋治 山田哲也, 小田稔 長嶋龍太郎	東京理科大学 東京理科大学 当社 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
27	遮音設計のための鉄道騒音の測定法に関する研究	濱田幸雄 岩本毅	日本大学 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
28	集合住宅用排水設備から発生する騒音と振動の放射特性	市川友己, 岡田恭明 嶋田泰	名城大学 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
29	スラブに設置されたTMDのスラブ振動低減への寄与に関する研究 その1 TMDを設置したスラブ振動の予測法	小林秀彰 山岸邦彰 岩本毅, 嶋田泰 高橋誠治, 小暮直親	当社 金沢工業大学 当社 三昌フォームテック, JSP	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
30	スラブに設置されたTMDのスラブ振動低減への寄与に関する研究 その2 TMDの振動低減への寄与並びにTMDの配置方法とその効果	山岸邦彰 小林秀彰, 赤尾伸一 嶋田泰 高橋誠治, 小暮直親	金沢工業大学 当社 当社 三昌フォームテック, JSP	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
31	SDGsと一致する本業と企業価値との関係に関する分析と考察	新上浩 平田貞代	当社 芝浦工業大学	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
32	高温多湿工場における断熱二重折板屋根の内部温湿度実測	紺野康彦, 池原基博	当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
33	高台住宅における高齢者の交流関係の実態把握ー大船渡市の2つの高台住宅における集会所の利用状況と交流関係に関する研究 その1ー	矢野孝明, 中島美登子 千原拓也 藤本将太 松井厚樹, 湯谷朗人 中野藍子, 渡辺春菜 住田良祐, 田淵賢吾	香川大学 藤木工務店 近畿地方整備局 富士技研, 香川大学 香川大学 香川大学, 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
34	高台住宅の集会所への要望と地域包括ケアについての意識ー大船渡市の2つの高台住宅における集会所の利用状況と交流関係に関する研究 その2ー	住田良祐 中島, 千原, 藤本 松井, 湯谷, 中野 渡辺, 田淵, 矢野	香川大学 ※連名者所属はNO.33参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
35	高台住宅における高齢者の暮らしやすさに関する実態把握ー大船渡市の2つの高台住宅における暮らしやすさと支援の実態に関する研究 その1ー	中野藍子 中島, 千原, 藤本 松井, 湯谷, 矢野 渡辺, 住田, 田淵	香川大学 ※連名者所属はNO.33参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
36	高台住宅における高齢者の支援員への要望ー大船渡市の2つの高台住宅における暮らしやすさと支援の実態に関する研究 その2ー	渡辺春菜 中島, 千原, 藤本 松井, 湯谷, 矢野 中野, 住田, 田淵	香川大学 ※連名者所属はNO.33参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
37	集会所の役割とコミュニティへの支援が高齢者におよぼす影響ーコミュニティの状態と支援の違いによる災害公営住宅に住む高齢者の状態の変化に関する研究 その3ー	田淵賢吾 中島, 千原, 藤本 松井, 湯谷, 中野 渡辺, 矢野, 住田	当社 ※連名者所属はNO.33参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
38	大船渡市の災害公営住宅における集会所が交流関係におよぼす影響ーコミュニティの状態と支援の違いによる災害公営住宅に住む高齢者の状態の変化に関する研究 その4ー	千原拓也 中島, 田淵, 藤本 松井, 湯谷, 中野 渡辺, 矢野, 住田	藤木工務店 ※連名者所属はNO.33参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
39	大船渡市における防災集団移転の進め方が高齢者の外出状況と交流関係におよぼす影響に関する研究ーコミュニティの状態と支援の違いによる防災集団移転地に住む高齢者の状態の変化に関する研究 その1ー	藤本将太 中島, 松井, 田淵 千原, 湯谷, 中野 渡辺, 矢野, 住田	近畿地方整備局 ※連名者所属はNO.33参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
40	大船渡市の防災集団移転地における地域包括ケアシステムの課題と課題ーコミュニティの状態と支援の違いによる防災集団移転地に住む高齢者の状態の変化に関する研究 その2ー	湯谷朗人 中島, 藤本, 田淵 松井, 千原, 中野 渡辺, 矢野, 住田	香川大学 ※連名者所属はNO.33参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
41	中温で長時間加熱されたスギ集成材の構造特性	飛鷹晶子 河野守	当社 東京理科大学	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
42	部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価 (その4 実験概要)	村上研, 岸田慎司 石川巧真, 北山和宏 山谷裕介, 村田義行	芝浦工業大学 首都大学東京 当社, 高周波熱錬	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
43	部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価 (その5 十字形柱梁部分架構の実験結果)	小田稔 石川巧真, 北山和宏 村上研, 岸田慎司 村田義行	当社 首都大学東京 芝浦工業大学 高周波熱錬	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
44	部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価 (その6 T形柱梁部分架構の実験結果)	石川巧真, 北山和宏 村上研, 岸田慎司 小田稔 村田義行	首都大学東京 芝浦工業大学 当社 高周波熱錬	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
45	大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究 (その28 既製杭を用いたT形部分架構パイルキャップの破壊性状の検討)	郡司大裕 向井智久, 毎田悠承 小林勝己, 田中昌史 後庵満丸 福田健, 岸田慎司	当社 建築研究所 フジタ, 耐震抗協会 コンクリートパイル建設技術協会 戸田建設, 芝浦工業大学	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
46	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その1 調査研究の背景、目的及び研究の概要)	榎府龍雄 石山祐二 前島彩子, 白川和司 松崎志津子 北茂紀 韓永輝, 古山由佳 岡本隆之祐, 池田周英 加藤秀弥	国際協力機構 日本海洋コンサルタント 明海大学, 北海道大学名誉教授 NPO 法人都市計画・建築関連 OV の会 北茂紀建築構造事務所 パンフィックコンサルタンツ, 当社 山下設計, 竹中工務店 鹿島建設	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
47	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その2 日本のコンクリートブロック造関係規定の制定時の状況)	前島彩子 石山, 榎府, 白川, 松崎, 北, 韓, 古山 岡本, 池田, 加藤	明海大学 ※連名者所属はNO.46参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
48	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その3 日本の補強コンクリートブロック造の規基準の概要)	松崎志津子 石山, 前島, 白川 榎府, 北, 韓, 古山 岡本, 池田, 加藤	NPO 法人都市計画・建築関連 OV の会 ※連名者所属はNO.46参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
49	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その4 フィリピン構造基準(NSCP2015)のコンクリートブロック関係規定の概要)	韓永輝 石山, 榎府, 白川 前島, 北, 松崎, 古山 岡本, 池田, 加藤	パンフィックコンサルタンツ ※連名者所属はNO.46参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
50	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その5 フィリピン構造基準(NSCP2015)の710節(メーンリーの経験的設計)の概要)	岡本隆之祐 加藤, 北, 石山 松崎, 白川, 韓 前島, 榎府, 古山	山下設計 ※連名者所属はNO.46参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
51	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その6 材料基準)	石山祐二 韓, 白川, 古山 岡本, 北, 榎府, 前島 池田, 加藤, 松崎	日本海洋コンサルタント ※連名者所属はNO.46参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
52	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その7: 米国の組積造構造基準の概観)	加藤秀弥 岡本, 北, 前島, 榎府 古山, 松崎, 石山 池田, 韓, 白川	鹿島建設 ※連名者所属はNO.46参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
53	コンクリートブロック造に関する国際的な視野からの基礎的な研究(その8 米国「補強組積造工学ハンドブック」の概要)	白川和司 榎府, 前島, 松崎 韓, 加藤, 石山, 北 古山, 池田, 岡本	北海道大学 ※連名者所属はNO.46参照のこと	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
54	洗浄水量可変型の連立トイレシステムの排水性能評価に関する研究 その1 単独排水と繰り返し排水による検討	亙理咲綺 大塚雅之 遠藤兼哉	日本設計 関東学院大学 当社	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
55	洗浄水量可変型の連立トイレシステムの排水性能評価に関する研究 その2 合流排水による検討	遠藤兼哉 大塚雅之 亙理咲綺	当社 関東学院大学 日本設計	日本建築学会2019年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2019/9/3
56	新排水音測定施設を用いた排水立て管の排水音の測定事例	藤田裕樹, 中藤達彦, 嶋田泰, 朝長昭彦 岡田恭明, 市川友己 加古洋三	当社 当社 名城大学 小島製作所	令和元年度空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集	2019/9/4
57	洗浄水量可変型の連立トイレシステムの排水性能評価に関する研究その1 システム概要と基本排水性能の把握	亙理咲綺 大塚雅之 遠藤兼哉	日本設計 関東学院大 当社	令和元年度空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集	2019/9/4
58	洗浄水量可変型の連立トイレシステムの排水性能評価に関する研究その2 同時使用の排水性能と総括	遠藤兼哉 大塚雅之 亙理咲綺	当社 関東学院大 日本設計	令和元年度空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集	2019/9/4
59	トラス形状と横補剛力に着目した損傷制御型トラス梁の実験研究	石川裕貴, 吉敷祥一 巽信彦 江頭寛, 川島学 山田哲也, 大園友梨子	東京工業大学 東京工業大学 当社 当社	2019年度第90回日本建築学会 関東支部研究発表会	2020/3/2
60	執務空間への木質内装導入による執務者への影響—仮設事務所における事例—第1報 実験概要ならびに質問紙調査について—	小島千里, 紺野康彦 恒次祐子 堀田修吾, 磯田信賢 掛上恭 髙部正彦	当社 東京大学 住友林業 住友林業 森林総合研究所	第70回日本木材学会大会	2020/3/16
61	執務空間への木質内装導入による執務者への影響—仮設事務所における事例—第2報 内装による生理的影響—	恒次祐子 小島千里, 紺野康彦 堀田修吾, 磯田信賢 掛上恭 髙部正彦	東京大学 当社 住友林業 住友林業 森林総合研究所	第70回日本木材学会大会	2020/3/16
報文ほか					
1	人に依存した管理からシステム管理へのシフトプレキャスト生産管理システム「PATRAC(パトラック)」の開発	杉本崇 戸倉健太郎 菅谷和人	当社 当社 当社	月刊自動認識 5月号 Vol.32, No.6	2019/5/10
2	固体音問題の発生と対策, 評価 固体音の音源別特性と対策方法 6 浴室・トイレ・台所から発生する固体音の特性と対策方法	嶋田泰	当社	音響技術 Vol.48, No.3	2019/9/15

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
3	須賀川市民交流センター-tette	畝森泰行 十河一樹 色部義昭 渡邊裕司	畝森泰行建築設計事務所 石本建築事務所 日本デザインセンター 当社	近代建築 Vol.73, No.4	2019/4/5
4	Landport東習志野	山本将来, 厚見昌宏 森宏明, 岡崎文香	当社 当社	近代建築 Vol.74, No.2	2020/2/5
5	コナミクリエイティブセンター銀座	櫻井潔, 櫻井建人 与那嶺仁志 北澤基至	櫻井潔建築設計事務所・ETHNOS ARUP 当社	近代建築 Vol.74, No.3	2020/3/5
6	Brillia一番町	佐藤武, 渡辺正人 山口正和 八倉巻啓太	当社 当社 日建設計	近代建築 Vol.74, No.3	2020/3/5
7	Brillia Tower上野池之端	野田尚紀, 小田淳 井手駿	当社 日建ハウジングシステム	近代建築 Vol.74, No.3	2020/3/5

三井住友建設技術研究開発報告 No.18 2020

Technical Research Report of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

令和2年10月1日発行

No.18 October 2020

編集・発行

三井住友建設株式会社 技術本部

〒104-0051 東京都中央区佃 2-1-6

TEL: 03-4582-3120 FAX: 03-4582-3234

Published and Edited by

Technical & Engineering Service Division of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO., LTD.

2-1-6, Tsukuda, Chuo-ku, TOKYO 104-0051

TEL: 03-4582-3120 FAX: 03-4582-3234

URL <https://www.smcon.co.jp/>