

三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.21 2023

複写をご希望の方へ

三井住友建設は、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。

Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd. authorized Japan Academic Association For Copyright Clearance (JAC) to license our reproduction rights and reuse rights of copyrighted works. If you wish to obtain permissions of these rights in the countries or regions outside Japan, please refer to the homepage of JAC (<http://www.jaacc.org/en/>) and confirm appropriate organizations to request permission.

三井住友建設技術研究開発報告 第21号

【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	ページ
1	アンボンドPCaPC柱梁接合部のせん断終局耐力に関する実験的研究	松永 健太郎 新上 浩 田野 健治	1
2	コンクリート接合面の力学的性状に関する実験的検討	古澤 護 田野 健治 松永 健太郎	7
3	セメントを用いない超低収縮高強度繊維補強コンクリートの材齢4年までの強度特性	佐々木 亘 篠崎 裕生 松田 拓	15
4	副産物を大量に使用し収縮と発熱を抑制した50MPa級コンクリートの強度発現に与える温度の影響	墓 哲義 小宮 克仁 佐々木 亘 松田 拓	21
5	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の実用化に向けた検討 —その4 長期材齢における力学特性・収縮性状・クリープ性状—	坂本 遼 峯 竜一郎 小宮 克仁 松田 拓	25
6	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の実用化に向けた検討 —その5 長期材齢における爆裂試験結果—	小宮 克仁 峯 竜一郎 坂本 遼 松田 拓	31
7	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の実用化に向けた検討 —その6 実大RC柱の載荷加熱試験—	峯 竜一郎 坂本 遼 小宮 克仁 松田 拓	37
8	WHOLE LIFE CARBON EMISSIONS OF LOW-CARBON HIGH DURABILITY NON-METALLIC BRIDGES 低炭素で耐久性に優れた次世代非鉄製橋梁の生涯炭素排出量	ゼリン アリファ 篠崎 裕生	43
9	ESTIMATION OF POST-DISASTER CO ₂ -EMISSIONS USING INTEGRATED SIMULATIONS OF DISASTERS AND ECONOMY 災害・経済のシミュレーションを用いた災害後のCO ₂ 排出量の推定	ギル アミット 川島 学	51
10	弾性波を用いた埋設物探査手法の適用性に関する基礎的検討	程塚 保行 神山 圭佑 川島 学	59
11	TMDを内蔵したボイドスラブの重量床衝撃音の低減効果	小林 秀彰 市川 友己	65
12	排水立て管および横主管から発生する騒音の特性	市川 友己 小林 秀彰 中藤 達彦 藤田 裕樹	71
13	机上にヒーターを設置した熱気流システムの換気効果に関する解析検討	酒井 英二 小島 千里 紺野 康彦 菰田 裕士 池原 基博	77
14	INVESTIGATION OF THE WIND FORCES ON RECTANGULAR OVERHANG BUILDINGS USING URANS 非定常RANSを用いた矩形のオーバーハングを有する建物に作用する風力の検討	ドアン セイ ロン 小島 千里 川島 学	85
	【社外発表論文一覧】		93

アンボンド PCaPC 柱梁接合部の せん断終局耐力に関する実験的研究

Experimental Study on Ultimate Shear Capacity of Precast Prestressed Concrete Beam-Column Joints Post-tensioned by Unbonded Tendons

R&D センター 松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA

R&D センター 新上 浩 HIROSHI SHINJO

R&D センター 田野 健治 KENJI TANO

柱と梁のいずれもアンボンド PC 部材とした柱梁接合部の実験を実施した。柱梁接合部に鉛直方向と水平方向の貫通孔を設けて、体積空隙率を実験変数とした。アンボンド PCaPC 柱梁接合部のせん断終局耐力は、体積空隙率が約 10% の場合にはボンド PC のせん断終局耐力式による計算値と同等となり、体積空隙率が約 15% の場合にはその計算値を 9% 下回った。柱梁強度比が 1 程度の試験体であったが、破壊形式は接合部降伏破壊ではなくコンクリート圧壊型の釣合破壊であった。

キーワード：アンボンド PC，柱梁接合部，せん断終局耐力，体積空隙率，釣合破壊

Loading tests were conducted on precast prestressed beam-column joints in which both columns and beams were post-tensioned by unbonded tendons. Vertical and horizontal through-holes were provided at beam-column joints, and the volume void ratio was used as an experimental variable. The ultimate shear strength of unbonded PCaPC beam-column joints was equivalent to the calculated value by bonded PC formula when the volume void ratio was about 10%, and it was 9% lower than the calculated value when it was about 15%. Although the column-to-beam strength ratio of the test specimen was about 1, the beam-column joint yielding had not occurred.

Key Words: Unbonded Prestressed Concrete, Beam-column Joint, Ultimate Shear Capacity, Volume Void Ratio, Balanced Failure

1. はじめに

アンボンドプレストレストコンクリート（以下、アンボンド PC）圧着工法は、アンボンド PC 鋼材とコンクリートの間の付着がないことから、プレキャスト部材の解体が容易で、かつ部材をリユースすることが可能な工法である。リユースすることにより、プレキャスト部材の製作に伴う CO₂ 排出量を削減することができる。本工法の構造的な特長は、大きな変形性能と高い復元性能を有しており、免震構造と組み合わせることで地震時の損傷を抑制できることである。地震後の継続使用性という社会的な要求に加えて、BCP（事業継続計画）対策にも有効な工法である。

柱と梁をアンボンド PC 部材とすると、柱梁接合部には鉛直および水平方向の貫通孔による空隙が多くなるた

め、そのせん断終局耐力はボンド PC 部材よりも低下する可能性がある。過去に行われてきたアンボンド PC 柱梁接合部の研究では梁のみをアンボンド PC 部材としたものがほとんどであり^{例えば 1)}、柱もアンボンド PC 部材とした研究は著者らが過去に実施した T 形および L 形接合部の実験²⁾程度である。この実験では、梁と柱梁接合部間を PC 鋼棒破断時の梁部材落下防止用の接合筋が貫通していたり、柱梁接合部内に鉄骨梁が挿入された複合構造であったため、純アンボンド PC の柱梁接合部ではなかった。そこで本研究では、柱と梁のいずれも純アンボンド PC とした柱梁接合部のせん断終局耐力を把握することを目的として、柱梁接合部内の体積空隙率を実験変数とした構造実験を実施した。

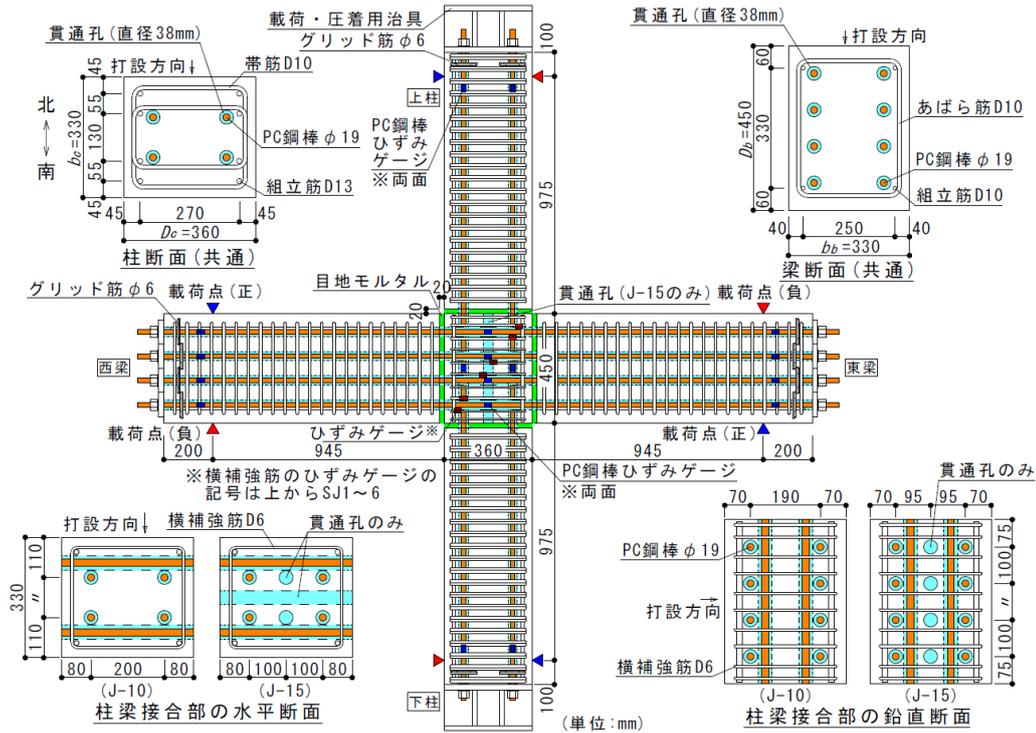


図-1 試験体形状と配筋

表-1 試験体一覧

試験体名		J-10	J-15
梁	断面 $b_b \times D_b$	330 × 450mm	
	組立筋 / あばら筋	4-D10 / 2-D10@50 ($p_w=0.86\%$) ^{※1}	
	PC 鋼棒	2 × 4-φ19	
	有効プレストレス力 P_e ^{※2}	0.69 P_y ^{※3}	0.73 P_y ^{※3}
	プレストレスレベル	0.21	0.22
柱	断面 $b_c \times D_c$	330 × 360mm	
	組立筋 / 帯筋	8-D13 / 4-D10@50 ($p_w=1.73\%$) ^{※1}	
	PC 鋼棒	2 × 2-φ19	
	有効プレストレス力 P_e ^{※2}	0.55 P_y ^{※3}	0.56 P_y ^{※3}
柱梁接合部	プレストレスレベル	0.11	0.11
	組立筋 / 横補強筋	4-D13 / 2-D6 ($p_{pw}=0.43\%$) ^{※4} (計算) ^{※4}	
	孔数 [水平/鉛直]	8 / 4	12 / 6
	体積空隙率	9.9 %	14.9 %

※1: p_w は補強筋比。 ※2: 載荷開始時の PC 鋼棒張力。 ※3: P_y は PC 鋼棒の規格降伏耐力。 ※4: p_{pw} は横補強筋比。

表-2 コンクリートとモルタルの材料試験結果

試験体	コンクリート ^{※1} (N/mm ²)			目地モルタル (N/mm ²)		
	圧縮強度	ヤング係数 ^{※2}	割裂引張強度	圧縮強度	ヤング係数 ^{※2}	割裂引張強度
J-10	54.1	34500	3.79	139	47300	8.03
J-15	55.7	33100	3.23	137	45900	8.27

※1: 粗骨材の最大寸法は 20mm。 ※2: 1/3 割線弾性係数

表-3 鋼材の材料試験結果

径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	伸び (%)
D13	SD295	347	480	183000	21.8
D10	SD295	349	477	182000	23.7
D6	SD295	413 [※]	531	192000	20.4
φ19	C 種 1号	1185 [※]	1282	202000	12.4

※0.2% オフセット耐力

2. 実験計画

(1) 試験体概要

試験体形状を図-1 に、試験体一覧を表-1 にそれぞれ示す。試験体は十字形柱梁接合部（柱と梁の側面は同面）であり、梁、柱および柱梁接合部それぞれをプレキャスト部材として、柱梁接合部周りの4面すべての目地（厚さ 20mm）に無収縮モルタルを打設した。PC 鋼棒を用いて柱と柱梁接合部、梁と柱梁接合部の順に圧着接合した。各断面における緊張力の導入はたすき掛けの位置にある PC 鋼棒を 2 本ずつ行った。実験変数は柱梁接合部内の体積空隙率である。柱と梁の配筋と形状は 2 体ともそれぞれ同一であり、J-15 の柱梁接合部内の孔（直径 38mm）の数を水平・鉛直の各方向とも J-10 の 1.5 倍とした。これにより、J-10 の体積空隙率（貫通孔によって欠損した体積を柱梁接合部全体積で除した比）は約 10%、J-15 は約 15% である。破壊形式は梁および柱の曲げ降伏に対して柱梁接合部のせん断破壊が先行するように計画した。コンクリートとモルタルおよび鋼材の材料試験結果を表-2 および表-3 にそれぞれ示す。

(2) 載荷概要

載荷装置を図-2 に示す。柱の上下端をピン・ローラー支持とし、3000kN 油圧ジャッキにより柱に一定軸力（軸力比 0.2）を載荷して、東西の梁先端の 1000kN 油圧ジャッキにより正負交番漸増繰返し載荷を行った。層

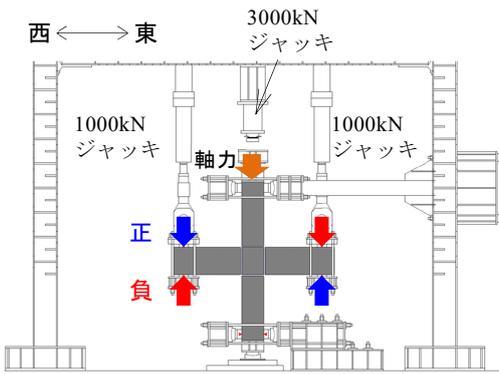


図-2 荷装置

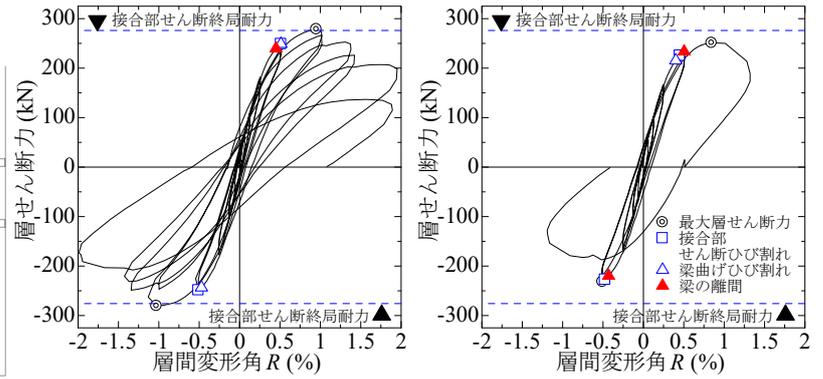
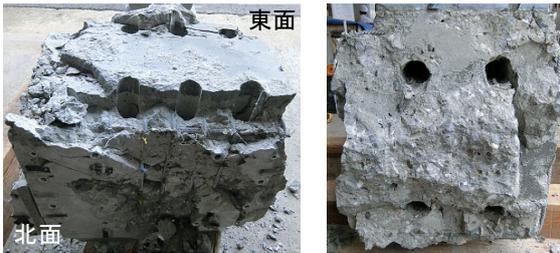
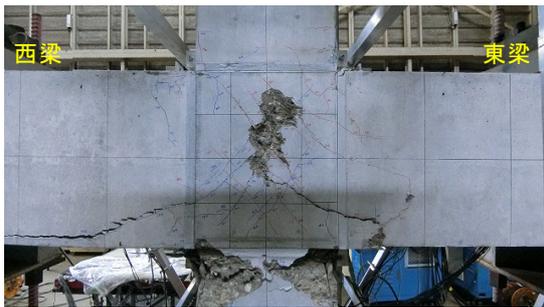


図-3 層せん断力-層間変形角関係
(a) J-10 (b) J-15



(a) J-10



(b) J-15

写真-1 最終破壊状況 (上段：柱梁接合部側面，下段：解体後の柱梁接合部)

間変形角 $R = \pm 0.0625\%$ を 1 サイクル， ± 0.125 ， ± 0.25 ， ± 0.5 ， ± 1.0 ， $\pm 2.0\%$ を 2 サイクルずつとした荷重履歴で，荷重制御により目標変位まで荷重した。

計測フレームを 2 種類取り付け付けた。一つは柱上下の反曲点位置に固定するタイプのもので，この計測フレームを基準として梁先端の変位から層間変形角 R を算出した。もう一つは部材ごとに独立した計測フレームを取り付け，計測方法は文献 4) を参照した。

計測項目は，反曲点位置の変位，柱梁接合部の対角線方向の変位，各部材間の相対変位，鉄筋のひずみ，コンクリートおよび目地モルタルのひずみである。

3. 実験結果

(1) 破壊性状とせん断終局耐力

層せん断力-層間変形角関係を図-3 に，最終破壊状況を写真-1 に，実験値と計算値の一覧を表-4 にそれぞれ

れ示す。両試験体とも $R = \pm 0.5\%$ 程度で柱梁接合部の対角線方向にせん断ひび割れが生じ， $R = \pm 0.9\%$ 程度で最大層せん断力に達した。J-10 では，最大層せん断力時には下柱の損傷が大きく，柱梁接合部のせん断破壊は生じていなかった。その後の加力で上柱および東西の梁端部が圧壊し， $R = \pm 2.0\%$ で柱梁接合部のせん断破壊が生じた。J-15 では，上下柱および東西梁の 4 部材とも端部が圧壊した後，柱梁接合部のせん断破壊が生じて急激に耐力が低下した。日本建築学会「プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針 (案)・同解説」³⁾ では体積空隙率が 8% 程度より大きいとせん断終局耐力の計算値に対する実験値の比が 1 を下回ることが指摘されているが，本実験では体積空隙率が約 10% の J-10 では 1.01 となり，約 15% の J-15 では 0.91 となった (表-4)。

両試験体とも柱梁強度比が 1 程度であるが，接合部降伏破壊ではなくコンクリート圧壊型の釣合破壊であった。

表-4 実験値と計算値一覧

試験体	層せん断力実験値 (kN) [記載例：正載荷時/負載荷時]							耐力計算値 (層せん断力に換算)							実験値 ^{※5} / 計算値 ^{※6}	
	梁 [上段：東梁，下段：西梁]			柱 [上段：上柱，下段：下柱]			接合部	梁 (kN)		柱 (kN)		柱梁接合部 ³⁾ (kN)				
	離間 ^{※1}	曲げ ひび割れ	圧壊	離間 ^{※1}	曲げ ひび割れ	圧壊	せん断 ひび割れ	最大	離間	降伏 ^{※2}	離間	降伏 ^{※2}	柱梁 強度 比 ^{※3}	せん断 ひび割れ		せん断 終局 ^{※4}
J-10	+240/ -	+249/ -	- /-241	+240/ -	+249/-210	+276/-281	+249	+279	146	276	138	288	1.04	269	276	1.01
	- / -	+249/-243	+249/ -	+249/-249	- /-249	+279/-281	/-249	/-281								
J-15	- /-228	- / -	+189/ -	- /-220	+233/-232	+189/ -	+225	+251	155	291	143	297	1.02	276	276	0.91
	+233/-232	+215/ -	+189/ -	+233/-232	- / -	+225/-232	/-228	/-232								

※1：部材端部圧着面の回転に伴う目開きのことで、目視により確認。※2：曲げ降伏耐力は曲げ終局耐力の0.9倍。曲げ終局耐力計算⁵⁾時の引張側PC鋼材張力は竹本式(鉛直荷重用)、圧縮側PC鋼材張力は載荷開始時の張力 P_e 。※3：アンボンドPC柱と梁の曲げ降伏耐力(または曲げ終局耐力)の比。※4：鉛直方向の貫通孔による空隙を考慮。応力中心間距離を $0.8D_0$ と仮定。※5：正載荷時の最大層せん断力。※6：柱梁接合部のせん断終局耐力。

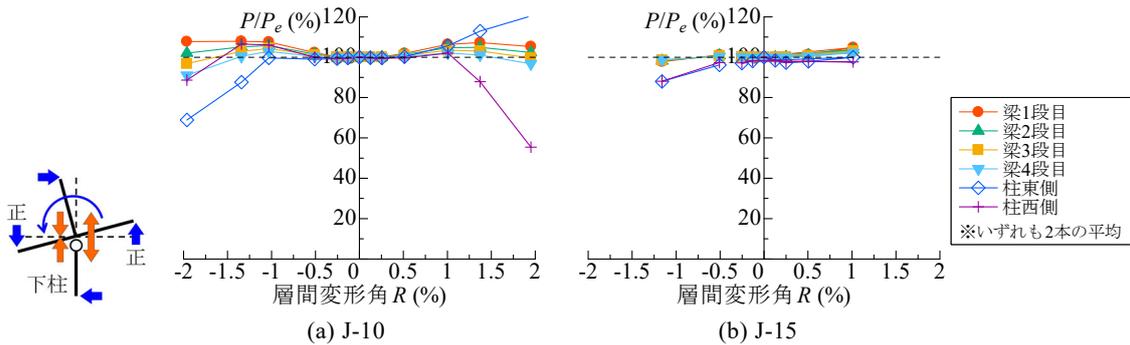


図-4 ピーク時 PC 鋼棒張力残存率

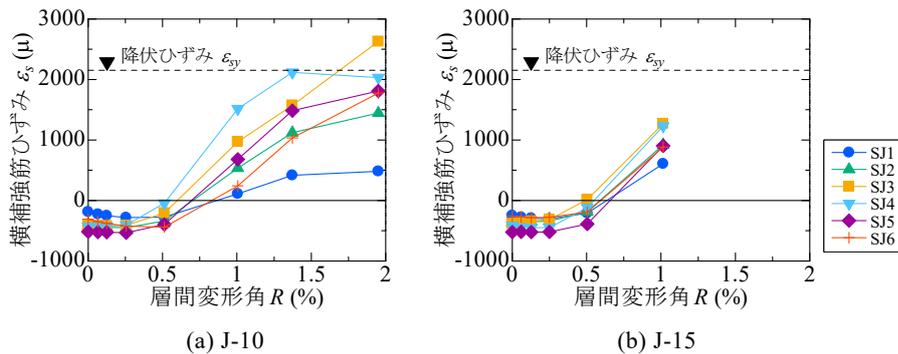


図-5 接合部横補強筋のひずみの推移

塩原はアンボンド PC 柱梁接合部では接合部降伏破壊は生じえないことを理論的に示しており⁹⁾、本実験からも接合部降伏破壊が起きないことが明らかになった。

部材端部に生じた曲げひび割れに加えて、モルタルの接着強度が大きい部分もあったことから、梁の離間開始後に圧着面の途中から梁部材内に伸展するひび割れも生じた。圧着面全体が大きく離間しない状態で層間変形角が増大したため、柱および梁部材の曲げ変形が大きくなり、端部の曲げひび割れが生じたものと考えられる。

実験終了後に PC 鋼棒の緊張力を解放し、それぞれのプレキャスト部材に解体した。解体後の柱梁接合部を写真-1 の下段に示す。梁の離間は一部に見られたものの、圧着面全体が完全に離間していないため、PC 鋼棒の緊張力の解放だけでは解体できなかった。そこで、目地モ

ルタル部を切断し、強制的に力を与えて解体した。解体後の柱梁接合部からは、貫通孔近傍とそれ以外の部分の破壊状況に明確な差異は見られなかった。

(2) PC 鋼棒張力残存率と接合部横補強筋のひずみ

有効プレストレス力 P_e に対する各ピーク時の PC 鋼棒の張力 P (ひずみゲージ 6 枚の平均より算出) の比と層間変形角の関係を図-4 に示す。2 体とも梁の PC 鋼棒の張力に大きな変動は見られなかった。J-10 の柱の PC 鋼棒の張力が $R = \pm 1.0\%$ から変動しているのは、下柱の曲げ剛性が圧壊によって低下し、上柱と東西梁の 3 部材が一体となって回転しやすくなったためと考えられる(図-4(a)左)。

接合部横補強筋のひずみ ϵ_s の推移を図-5 に示す。接合

部のせん断ひび割れが正載荷時に生じる対角線上の位置にひずみゲージを貼り付けた (図-1)。せん断ひび割れが生じてから引張ひずみが増大し始めたが、最大層せん断力時まで引張降伏ひずみ ϵ_{sy} に達した横補強筋はなかった。J-10 では、 $R=+2.0\%$ でせん断ひび割れ幅が大きくなり、柱梁接合部の中心部に近い横補強筋が降伏した。

4. まとめ

柱と梁のいずれもアンボンド PC 部材とした柱梁接合部の実験を実施した。柱梁接合部に設けた鉛直方向と水平方向の貫通孔による体積空隙率を実験変数とした。アンボンド PCaPC 柱梁接合部のせん断終局耐力は、体積空隙率が約 10% の場合にボンド PC のせん断終局耐力式による計算値と同等となり、体積空隙率が約 15% の場合にその計算値を 9% 下回った。

謝辞：本実験の実施および結果の検討に至るまで、京都大学准教授 谷昌典博士には、多くのご指導、ご助言をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

1) 新井昂, 栗本健多, 北山和宏, 金本清臣, 田島祐

- 之：アンボンド PC 鋼材で圧着接合した PCaPC 柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), 構造IV, pp.741-742, 2014.9
- 2) 大圖友梨子, 下平悠夏, 田野健治, 松永健太郎, 新上浩, 松田拓, 峯竜一郎, 谷昌典: 柱をアンボンド PCaPC 部材とした柱梁接合部の実験的検討 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 構造IV, pp.685-688, 2022.7
- 3) 日本建築学会: プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針 (案)・同解説, 2015.2
- 4) 楠原文雄, 塩原等: 接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.355-360, 2006.7
- 5) 日本建築学会構造委員会プレストレストコンクリート構造運営委員会: 古くて新しい・アンボンド PC が紡ぐ未来の空間創造, 2021 年度日本建築学会大会 (東海) 構造部門 (PC) パネルディスカッション資料, 2021.9
- 6) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 640 号, pp.1145-1154, 2009.6

コンクリート接合面の力学的性状に関する実験的検討

Experimental Study on Mechanical Characteristics of Concrete Joints

R&Dセンター 古澤 護 MAMORU FURUSAWA
 R&Dセンター 田野 健治 KENJI TANO
 R&Dセンター 松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA

主として高層 RC 造建物に適用される PCa 工法のうち、ハーフ PCa 工法では、PCa 部材と現場打ち部の一体性の確保が重要である。両者の一体性の確保には、一般的に目荒らし処理やシャーキーによる接合が用いられるが、施工性や施工品質の不均一性といった課題も残されている。そこで、これらの代替となりうる種々の処理を施した接合面を有する試験体を用いた 2 面せん断実験および 1 面せん断実験を実施した。接合面に処理を施さずに打継ぎを行った場合に比して、凹凸を有するシート類で処理を行った場合は約 2.9 倍、目荒らし処理を行った場合は約 6.1 倍のせん断強度を有することが分かった。

キーワード：接合面，ずれ，せん断応力度，剛性，摩擦係数

Among the PCa construction methods that are mainly applied to high-rise RC buildings, in the half-PCa construction method, it is important to ensure the integrity of the PCa members and the cast-in-place parts. Generally, to secure the integrity of both members, concrete roughening and shear key connections are used. Nevertheless, there are still problems such as complexity of constructing shear keys and work quality. Therefore, assuming half-PCa members, double shear push out tests and slant shear tests were carried out using concrete block specimens with joints surfaces treated with various alternatives to concrete roughening and shear keys. The results of double shear push out tests confirmed that the shear strength increased by about 2.9 times with the treatment using uneven sheets and about 6.1 times with the treatment using concrete roughening compared with no treatment on the concrete joints surface.

Key Words: Concrete joints, Slip, Shear stress, Stiffness, Static friction coefficient

1. はじめに

高層 RC 造建物で採用されているプレキャスト（以下、PCa）工法はフル PCa 工法とハーフ PCa 工法に大別される。ハーフ PCa 工法の場合には、PCa 部材と現場打ち部との接合面で一体性を確保することが重要である。接合面の一体性の確保にはシャーキーを用いる場合¹⁾や目荒らし処理が一般的であるが、ハーフ PCa 部材を製作する際に鋼製型枠面にシート類を貼り付けて凹凸を形成することで施工性の向上や表面処理の不均一性の解消を図ることができる。

本報では、接合面に種々の処理を施した試験体のせん断強度の把握を主な目的とした 2 面せん断実験および、摩擦係数の検討を目的とした 1 面せん断実験（図-1 参照）を実施し、その実験結果を考察した。2 面せん断実験の結果については、せん断応力度—鉛直ずれ変位関係を 2 直線でモデル化する方法について検討を行った。

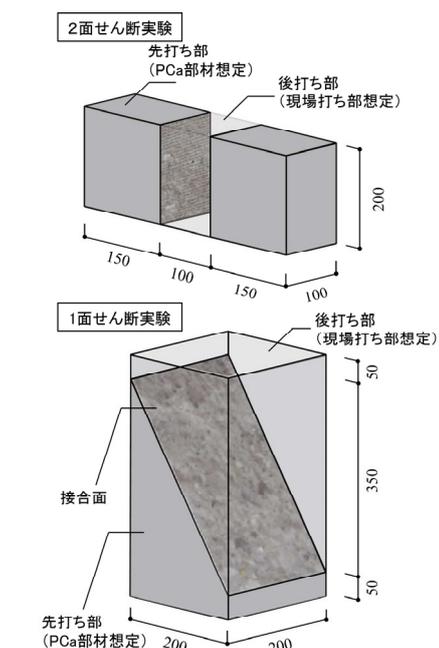


図-1 本研究で対象とする試験体の基本構成

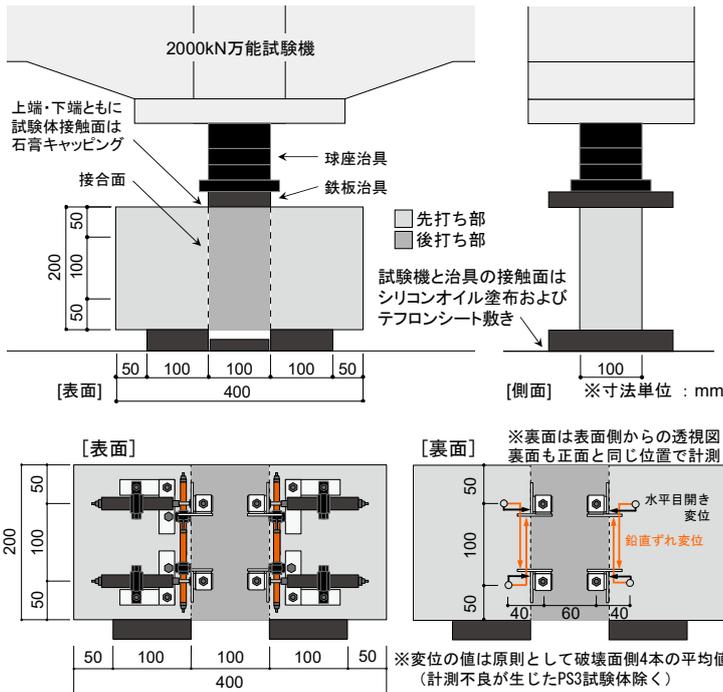


図-2 2面せん断実験の試験体形状と荷重方法

表-1 コンクリートの材料特性

全試験体	コンクリートの材料特性*1	
	先打ち部	後打ち部
f_c [N/mm ²]	49.5	54.6
σ_{sp} [N/mm ²]	3.81	4.03
E_c *2 [N/mm ²]	3.10×10^4	3.05×10^4

f_c : 圧縮強度, σ_{sp} : 割裂引張強度, E_c : 静弾性係数
 *1...実験期間の開始・中間・終了時点の平均値
 *2...1/3 割線線性

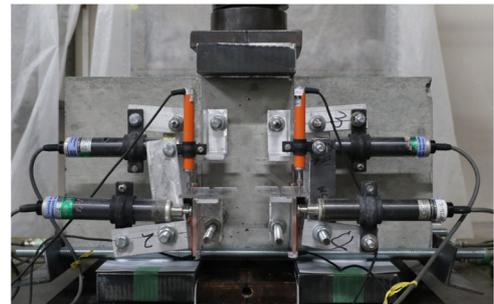


写真-1 2面せん断実験の実施状況

2. 2面せん断実験

(1) 実験概要

a) 試験体

2面せん断実験の試験体形状と荷重方法を図-2に、コンクリートの材料特性を表-1に示す。試験体は接合面を2面有するコンクリートブロックであり、後打ち部の幅と鉄板治具の幅を同一とした。実験変数は接合面の処理方法である。PCa部材製造時の鋼製型枠面を想定し、接合面を無処理としたシリーズ(以下, ST), 約30mm間隔で10mm程度の突起を有するコンクリート打ち継ぎ目処理用樹脂シートにより凹凸を設けたKKシリーズ(以下, KK), 約4mm間隔で2mm程度の突起を有する透水型コンクリート型枠シートにより凹凸を設けたPSシリーズ(以下, PS), 接合面に遅延材を塗布して骨材を洗い出し処理し目荒らしたAGシリーズ(以下, AG)の4種類と、接合面の無い一体打ちシリーズ(以下, NJ)を加えた5シリーズ構成とした。試験体数は各シリーズ5体の合計25体である。

b) 荷重方法および計測方法

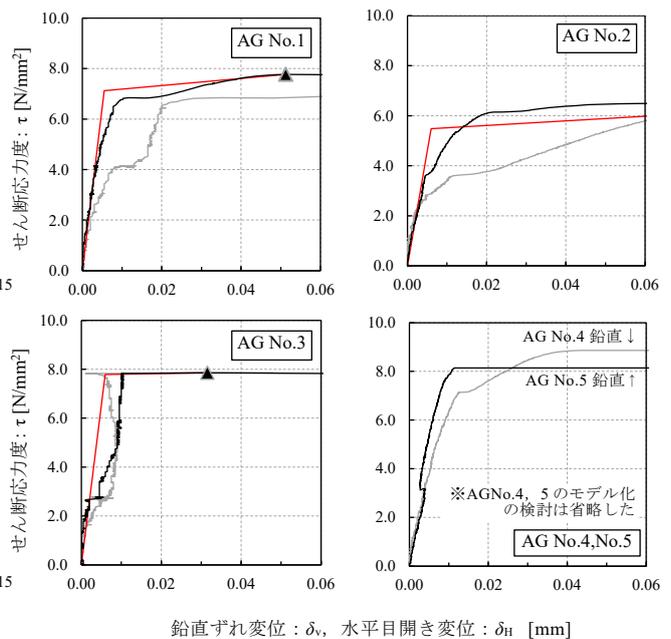
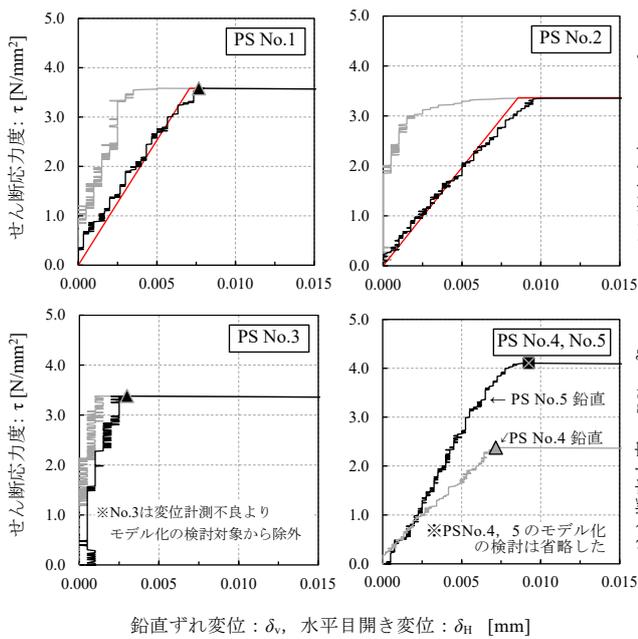
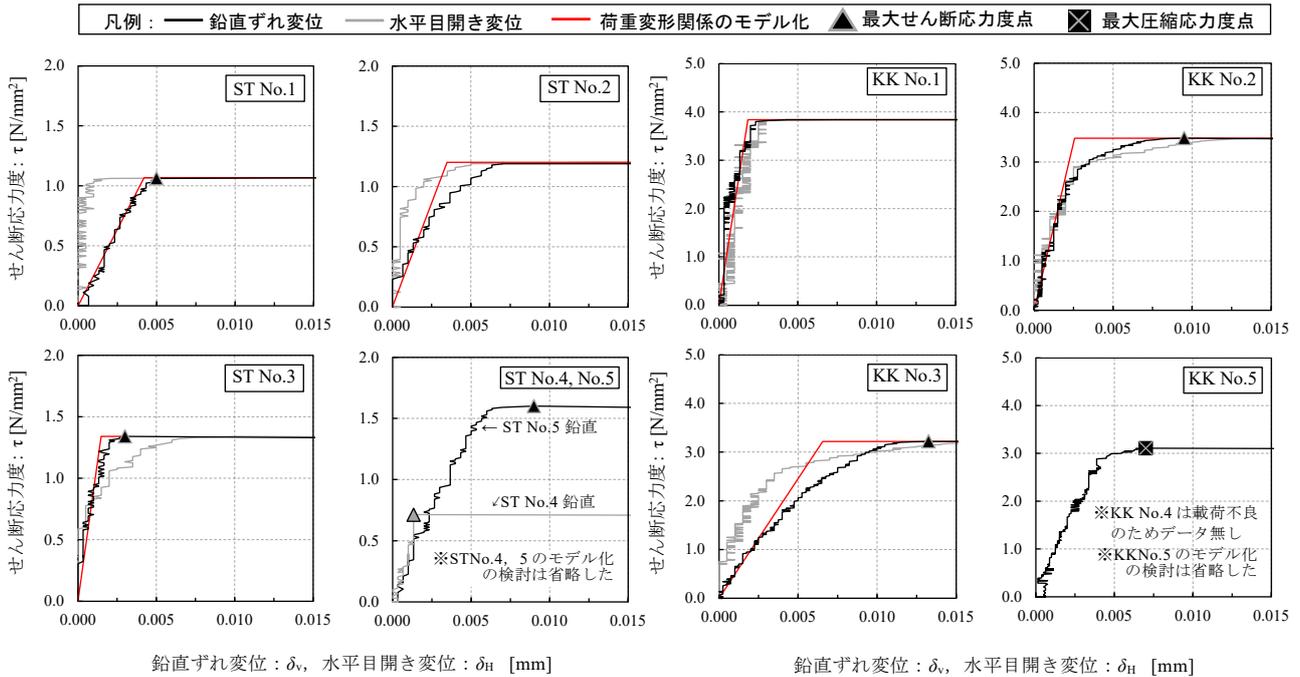
2000kN 万能試験機の台座に試験体の先打ち部のみを支えるように設置し、後打ち部のみを鉛直方向に荷重することで一方押し抜き荷重を行った。万能試験機に取り付けた鉄板治具と後打ち部の幅を一致させた。変位計測については、試験体の左右接合面の上下および表裏に取り付けた変位計により鉛直方向(以下, 鉛直ずれ変位)および水平方向(以下, 水平目開き変位)の変位を計測

表-2 2面せん断実験の実験結果一覧

試験体 No.	最大せん断応力度			破壊形式*2 (破壊面)
	最大値 τ_{max} [N/mm ²]	平均値 avg. τ_{max} [N/mm ²]	鉛直ずれ変位 δv_{max} [mm]	
ST	1	1.1	No.1-3平均値 1.2	1.7×10^{-2} せん断(右側)
	2	1.2		7.0×10^{-3} せん断(右側)
	3	1.3		2.3×10^{-3} せん断(左側)
*除外	4	0.71	No.1-3平均値 3.5	1.3×10^{-3} せん断(右側)
*除外	5	1.6		9.0×10^{-3} せん断(右側)
KK	1	3.8	No.1-3平均値 3.5	4.3×10^{-3} せん断(右側)
	2	3.5		9.5×10^{-3} せん断(右側)
	3	3.2		1.3×10^{-2} せん断(左側)
*除外	4	荷重不良		
*除外	5	3.1	No.1-3平均値 3.4	7.0×10^{-3} 曲げ(後打部)
PS	1	3.6		7.7×10^{-3} せん断(左側)
	2	3.4	4.9×10^{-2} せん断(左側)	
	3	3.4	3.0×10^{-3} せん断(左側)	
*除外	4	2.4	No.1-3平均値 7.4	7.2×10^{-3} 曲げ(後打部)
*除外	5	4.1		9.3×10^{-3} せん断(左側)
AG	1	7.8	No.1-3平均値 7.4	5.1×10^{-2} せん断(左側)
	2	6.5		1.2×10^{-1} せん断(両側)
	3	7.9		3.2×10^{-2} せん断(左側)
*除外	4	8.9	No.1-3平均値 4.9	4.3×10^{-2} 曲げ(後打部)
*除外	5	8.1		1.1×10^{-2} 曲げ(後打部)
NJ	1	4.7	No.1-3平均値 4.9	*1 7.1×10^{-3} 曲げ(中央)
	2	5.1		1.1×10^{-3} 曲げ(中央)
	3	5.0		3.8×10^{-3} 曲げ(中央)
*除外	4	2.9	No.1-3平均値 4.9	6.9×10^{-3} 曲げ(中央)
*除外	5	5.4		6.5×10^{-3} 曲げ(中央)

*1...NJ試験体は曲げ破壊が先行したため、せん断強度は表中の値以上となる。
 *2...破壊形式に付記した破壊面は表面から見た方向である。NJシリーズについては全試験体曲げ破壊に至ったが、後打ち部を有さないため表記を区分した。

した(図-2および写真-1参照)。



(2) 実験結果

表-2 に実験結果一覧、図-3～図-7 に各シリーズのせん断応力度—鉛直ずれ変位および水平目開き関係、写真-2 に試験体を正面より見た最終破壊状況、写真-3 に破壊面の様子をそれぞれ示す。せん断応力度の算定は荷重を接合面（2 面分）の断面積で除して算出した。なお、図中の赤線は、後述する荷重—鉛直ずれ変位関係を 2 直線で近似したものである。各シリーズ 5 体実験を行い、载荷不良のデータとばらつきを考慮して最大または最小のせん断強度を示した試験体を除外して各種の検討を行

った。以降では各シリーズで検討対象とした試験体について述べる。

破壊形式は 2 種類に分類でき、接合面でせん断破壊した ST, KK, PS, AG シリーズと、試験体下端中央に微細なひび割れが生じて曲げ破壊した NJ シリーズである。ST シリーズを基準とした各試験体の接合面のせん断強度 (No.1～No.3 の平均値) は、KK, PS シリーズは約 2.9 倍、AG 試験体は約 6.1 倍となった。なお、曲げ破壊と判断した NJ 試験体については、せん断破壊よりも曲げ破壊が先行したことから、約 4.1 倍以上のせん断強度

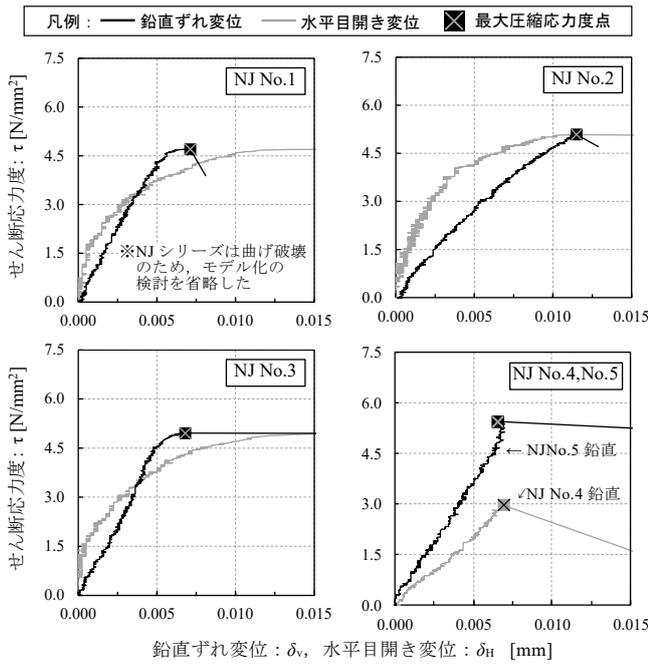


図-7 NJ試験体 セン断応力度-変位関係

を有すると考えられる。

ST シリーズでは、水平目開き変位より鉛直ずれ変位の値が先行して増加していたことから、曲げ変形はほとんど生じていないと判断し、接合面は純せん断に近い状態であったと推測される。さらに、破壊面は平滑な状態を維持したまま接合面に沿って破壊したことから、接合面のコンクリートの付着が失われたことで接合面のせん断破壊に至ったと考えられる。

KK シリーズでは、試験体ごとにばらつきはあるが、概ね水平目開き変位よりも鉛直ずれ変位が先行して増加した。しかし、ST シリーズと比較すると相対的に鉛直ずれ変位が小さい段階から水平目開き変位の増加が記録されていた。これは、ST シリーズのように接合面が平滑もしくは凹凸が浅い場合には接合面は純せん断に近い状態となり水平目開き変位がほとんど生じずに破壊に至る一方、KK シリーズのように凹凸の高さが ST シリーズと比べて相対的に大きい場合には、微小な曲げ変形が生じることで後打ち部がハの字形に変形し水平目開き変位が生じると推測される。破壊形式については、今回の実験においては水平目開き変位が極めて小さかったことおよび接合面に沿って破壊したことに鑑みてせん断破壊と判断した。載荷後の接合面については、打継目シートによる 10mm 程度の突起が破壊面に残存した試験体と残存しない試験体が混在していた。

PS シリーズでは、試験体ごとにばらつきはあるが、ST シリーズと同様に水平目開き変位よりも鉛直ずれ変位が先行して増加した。破壊形式については、KK シリーズと同様に接合面に沿って破壊が進んだことからせん

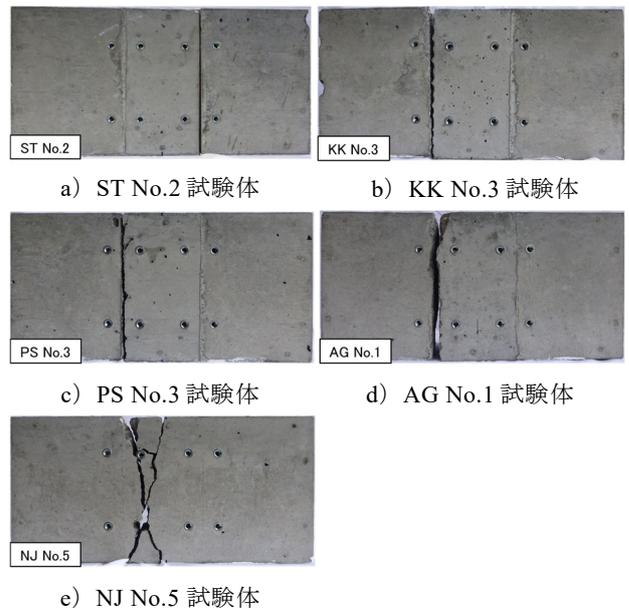


写真-2 2面せん断実験の最終破壊状況

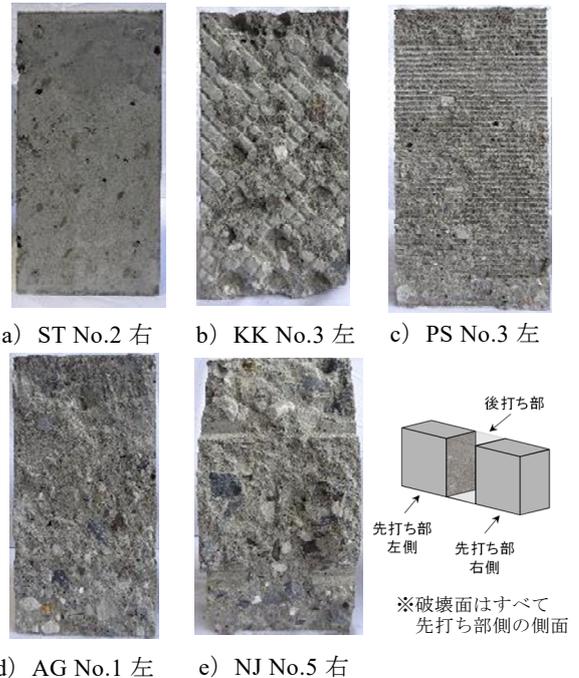


写真-3 2面せん断実験の破壊面の様子

断破壊と判断した。載荷後には、接合面に貼付した型枠面シートに由来する 2mm 程度の凹凸が破壊されて剥落した様子を全試験体で確認した。

AG シリーズについては、せん断応力度-鉛直ずれ変位関係から、 $\tau=2.6\sim 3.9 \text{ N/mm}^2$ 近傍において鉛直ずれ変位が急激に進行した後に再び応力度が増大していることが確認され、他のせん断破壊型の試験体とやや異なる推移を示した。これは接合面で鉛直ずれ変位が生じたものの、目荒らしによって露出した骨材のかみ合いが作用したものと考えられる。しかしながら、骨材のかみ合いによる耐力の上昇は、目荒らし処理による凹凸の高さや

間隔、目荒らし処理がなされる面積によっても変化すると考えられ、これらの要因が及ぼす影響に関する検討については今後の課題である。

NJ シリーズについては、他のシリーズと異なり、接合面を持たないために大きく異なる破壊性状を示した。他のシリーズでは載荷不良となった試験体を除いて接合面に沿ってせん断破壊に至ったが、NJ シリーズでは試験体下端中央に微細なひび割れが生じた。この微細なひび割れは、発生後すぐに拡幅し、試験体の中央部分を貫くようにして上端まで伸長し破壊に至った。

(3) せん断応力度-鉛直ずれ変位関係のモデル化に関する検討

2面せん断実験や後述する1面せん断実験について、接合面の応力状態の検討を含めて解析的に検討を進めるために必要なモデル化を、図-3~図-7に示す各シリーズのせん断応力度-鉛直ずれ変位関係を用いて検討した(図-8, 表-3参照)。接合面処理の粗度の程度により骨材のかみ合いの程度が異なると考え、接合面の凹凸が浅く、骨材の露出は見られなかったST, KK, PSシリーズの場合と、相対的に凹凸が深く接合面全面に処理が施されているAG試験体の場合とでモデル化の手法を分けて検討を試みた。前者を鉛直ずれ型(接合面で鉛直方向にずれが生じる場合)、後者を骨材かみ合い型(骨材のかみ合いが生じる場合)と称してモデル化を行った。いずれの場合にも、原点と最大せん断応力度の1/3の点を結ぶ直線(直線①)の傾きをモデル上の初期剛性とした。鉛直ずれ型の場合には直線①と直線②(最大せん断応力度の値)との交点を、骨材かみ合い型の場合には直線①と鉛直ずれ変位 $\delta v = 0.006\text{mm}$ の交点を折れ点として定義し、バイリニアでモデル化を行った。鉛直ずれ変位 $\delta v = 0.006\text{mm}$ の値については、実験値を考慮して定めた値である。直線③は、直線①上に定めた折れ点と最大せん断応力度点を結ぶ直線である。表-3から、剛性は試験体によってばらつきが大きいものの、KKシリーズが最も大きく、STシリーズの約2.9倍であった。構築したモデルを図-3~図-7に併記した。モデルと実験結果はST, KK, PSシリーズでは比較的整合したが、AGシリーズでは整合性に課題が残った。

3. 1面せん断実験

(1) 実験概要

a) 試験体

1面せん断実験に用いた試験体と載荷を図-9、接合面の処理状況を写真-4にそれぞれ示す。材料特性は先述した2面せん断実験の試験体と共通である。試験体は、 $200 \times 200 \times 450$ の直方体とし、天端面および下端面に対

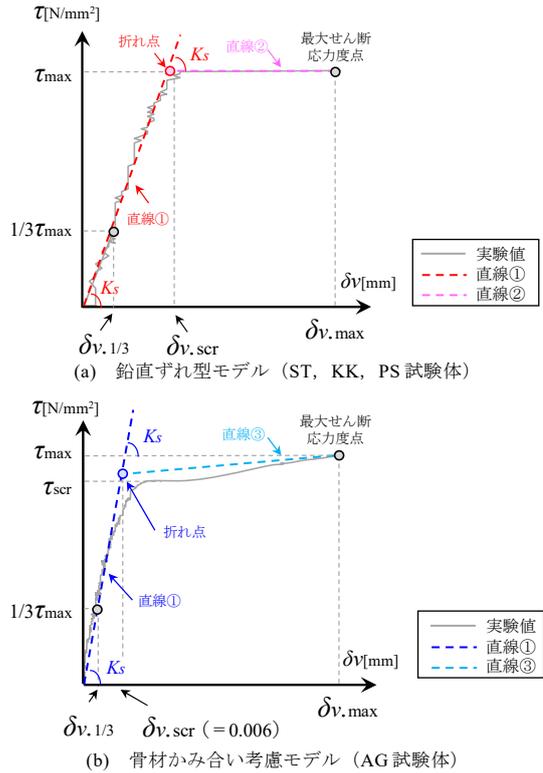


図-8 せん断応力度-鉛直ずれ変位のモデル化

表-3 せん断応力度-鉛直ずれ変位のモデル化の検討

試験体	剛性の算出点			折れ点	
	応力度 1/3 τ_{max} [N/mm ²]	ずれ変位 $\delta v_{1/3}$ [mm]	初期剛性 K_s [N/mm ³]	応力度 τ_{scr} [N/mm ²]	ずれ変位 δv_{scr} [mm]
S T	0.35	1.7×10^{-3}	210	1.1	5.0×10^{-3}
	0.40	1.0×10^{-3}	410	1.2	3.0×10^{-3}
	0.47	0.33×10^{-3}	1400	1.3	0.94×10^{-3}
K K	1.3	0.33×10^{-3}	3900	3.8	1.0×10^{-3}
	1.2	0.75×10^{-3}	1500	3.5	2.3×10^{-3}
	1.1	2.3×10^{-3}	480	3.2	6.8×10^{-3}
P S	1.2	2.0×10^{-3}	600	3.6	6.0×10^{-3}
	1.1	2.8×10^{-3}	410	3.4	8.3×10^{-3}
	1.1	0.50×10^{-3}	2260	3.4	1.5×10^{-3}
A G	2.6	2.0×10^{-3}	1300	7.8	6.0×10^{-3}
	2.4	2.6×10^{-3}	920	5.5	6.0×10^{-3}
	2.6	2.0×10^{-3}	1300	7.8	6.0×10^{-3}

*1...PS試験体の剛性に関する検討は、変位計測不良のPS No.3を除外したPS No.1, No.2の実験データにより実施した。

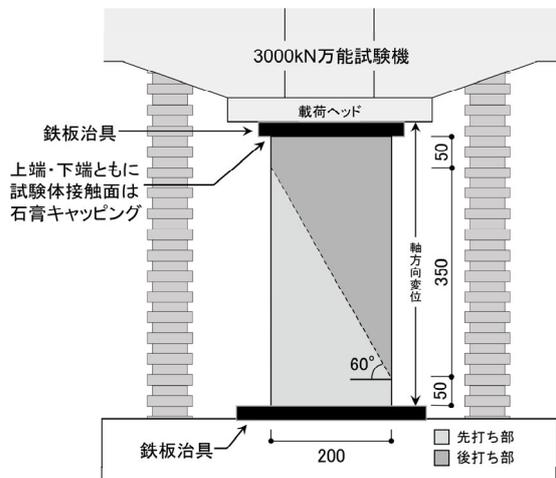


図-9 1面せん断実験の試験体と載荷方法

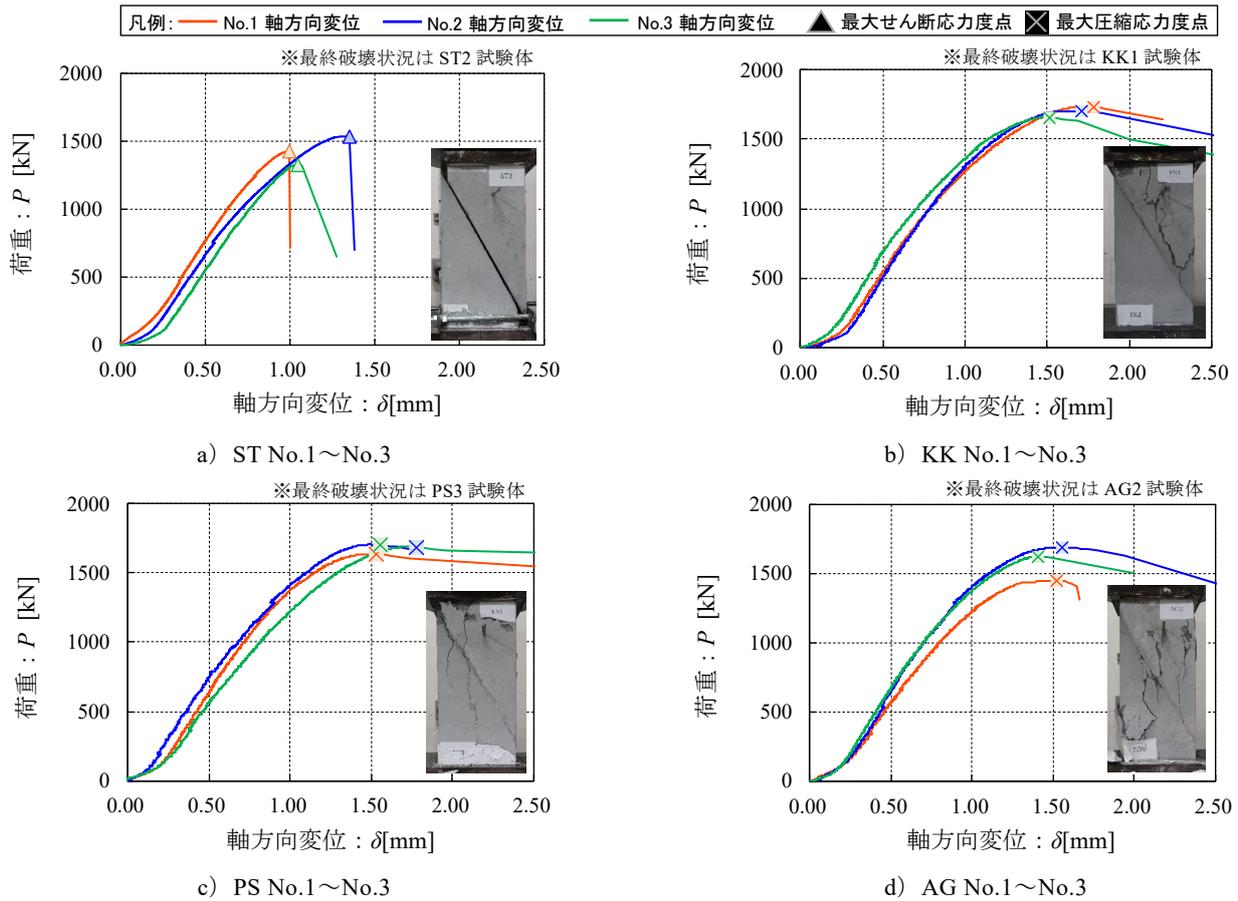


図-10 1面せん断実験 荷重-軸方向変位関係および最終破壊状況

して約 60° 傾斜させた接合面を有するコンクリートブロックである。なお、試験体のサイズは接合面処理の際の施工性、試験体セット時の作業性を考慮して決定した。接合面の傾斜角度については、45° とした松藤・大村らの研究²⁾ および大津らの研究³⁾ において圧縮破壊に至った場合と接合面のせん断破壊に至った場合が混在していたため、これよりも傾斜角度を大きい 60° とした。実験変数は 2 面せん断実験と同様に、PCa 部材製造時の鋼製型枠面を想定した ST シリーズ、コンクリート打ち継ぎ目処理用樹脂シートによる処理を施した KK シリーズ、透水型コンクリート型枠シートによる処理を施した PS シリーズ、遅延材を塗布した後にブラスト処理を施した AG シリーズの 4 シリーズ構成とした。試験体数は各シリーズ 3 体の合計 12 体である。

b) 载荷方法および計測方法

3000kN 万能試験機を用いて一方向単調载荷を行った。試験機の台座および载荷ヘッドに接して設置した鉄板治具と試験体間には、石膏キャッピングを施すことにより荷重の偏りを防止した。軸方向変位は、試験体の下端側の鉄板治具にマグネットスタンドで変位計を固定し、载荷ヘッドに変位計先端を当てることで計測を行った (図-9 参照)。

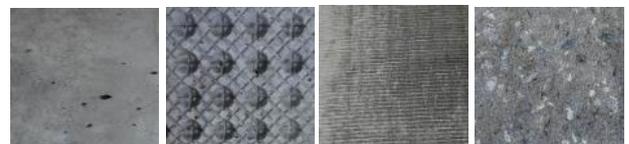


写真-4 接合面の処理状況

表-4 1面せん断実験の実験結果一覧

試験体	最大荷重 P_{max} [kN]	圧縮応力度		破壊形式
		最大値 σ_{Bmax}	平均値 $\sigma_{B,avg}$	
		[N/mm ²]		
ST	No.1	1432	35.8	せん断破壊
	No.2	1536	38.4	
	No.3	1326	33.2	
KK	No.1	1732	43.3	圧縮破壊
	No.2	1706	42.7	
	No.3	1660	41.5	
PS	No.1	1637	40.9	圧縮破壊
	No.2	1739	43.5	
	No.3	1690	42.3	
AG	No.1	1446	36.2	圧縮破壊
	No.2	1686	42.2	
	No.3	1620	40.5	

*KK, PS, AG 試験体については、せん断破壊せずに圧縮破壊に至ったため、実際には表中の数値以上のせん断強度を有すると考えられる。

(2) 実験結果

図-10に各シリーズの荷重-軸方向変位関係、表-4に実験結果一覧をそれぞれ示す。STシリーズでは、すべての試験体において最大荷重時に接合面でずれが生じ、急激な耐力低下が生じた。KK、PSおよびAGシリーズでは、PSシリーズの試験体の一部で接合面に沿った微小なひび割れを確認したが、接合面でずれが生じることはなく最終的にすべての試験体で圧縮破壊に至ったことから、接合面のせん断強度は圧縮強度以上であったと考えられる。

なお、圧縮破壊に至ったKK、PSおよびAGシリーズについて、実験で得られた圧縮強度は表-1に示す材料試験結果に比して小さい値を示した。これは、文献4)にも示されるように、供試体寸法や形状の違いによるものであると考えられる。

4. まとめ

ハーフPCa工法の先打ち部と後打ち部の接合面を想定した2面せん断実験および1面せん断実験を実施した。実験変数は両実験ともに接合面の処理方法とした。2面せん断実験より、接合面を無処理とした場合と比較して接合面をシート類による処理とした場合は約2.9倍、目荒らし処理とした場合には約6.1倍の接合面のせん断強度を有することを確認した。1面せん断実験による結果

からも、シート類による処理や目荒らし処理によりせん断強度が増加することが分かった。摩擦係数に関する検討は、試験方法を含めて検討が不十分であり、今後の検討課題である。

謝辞：本実験の遂行にあたり、東京都市大学 大村哲矢准教授に貴重な御助言および御指導をいただきました。特に、1面せん断実験に関する実験計画および実験実施については、大村准教授ならびに大村研究室の皆様のご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村田義之ほか：流し込み形成による外殻 PCa 柱部材の研究：(その4)押し抜きせん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），C-2，構造IV，pp.881-882，1999.7
- 2) 松藤洋明，岩崎恭平，大村哲矢：打ち重ね部を有するコンクリート壁の構造性能に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，vol.42，No.2，pp.649-654，2020.7
- 3) 大津美加ほか：コンクリート打継面における摩擦力とせん断力に関する考察 その2 45°打継円柱試験によるせん断力と摩擦力に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），材料施工，pp.315-316，2016.8
- 4) 谷川恭雄ほか：構造材料実験法〈第3版〉，森北出版，pp.182-184，2008.3

セメントを用いない超低収縮高強度繊維補強コンクリートの 材齢4年までの強度特性

Mechanical Properties of Ultra-low Shrinkage High-strength Fiber Reinforced Concrete without Portland Cement up to 4 Years

R&D センター 佐々木 亘 WATARU SASAKI
R&D センター 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
R&D センター 松田 拓 TAKU MATSUDA

近年、CO₂ 排出量削減に関する取り組みが急務となり、建設産業においても様々な検討がなされている。筆者らはポルトランドセメントを用いなくても高い強度を発現でき、かつ収縮量も極めて小さいコンクリートを開発した。さらに、高耐久性による供用中の CO₂ 排出量低減も目指し、このコンクリートと短繊維による鉄筋の省略や FRP 技術を組み合わせた PC 桁を実際に架設し検証を行なっている。本稿では、この取り組みのうち、実環境における材齢 2～4 年までの強度特性の変化について確認した結果を報告する。確認の結果、強度特性に大きな変化は確認されず、圧縮強度やひび割れ発生強度は材齢の経過に伴って徐々に増進している傾向にあることがわかった。

キーワード：ゼロセメント、短繊維補強コンクリート、屋外暴露、長期材齢

In recent years, efforts to reduce CO₂ emissions have become an urgent issue, and various studies are being conducted in the construction industry. The authors have developed a concrete that has high strength and extremely low shrinkage without using Portland cement. Furthermore, with the aim of reducing CO₂ emissions during service due to high durability, we are actually erecting and verifying PC girders that combine short fibers and FRP reinforcement to omit rebars. This paper reports the results of confirming the mechanical properties from two to four years of age in the actual environment. As a result, no significant change in mechanical properties was confirmed, and it was found that the compressive strength and crack strength tended to increase gradually with the aging of the material.

Key Words: Portland cement free, Fiber reinforced concrete, Outdoor exposure, Long term age

1. はじめに

近年、CO₂ 排出量削減に関する取り組みが急務となり、建設産業においても様々な検討がなされている。コンクリート材料においては、例えば、一般的な RC 構造物への適用を想定した強度域のコンクリートを中心に産業副産物由来の混和材の使用量を高める検討が活発に行われ、土木学会から指針案も発刊されている¹⁾。そのような中、筆者らは、超高強度コンクリートをベースとして粉体および細骨材に産業副産物を使用することで、ポルトランドセメントを用いない条件でも高い強度を発現でき、かつ収縮量も極めて小さいコンクリートを開発した²⁾。さらに、高耐久化による供用中の CO₂ 排出量削減も目指し、

このコンクリートと短繊維による鉄筋の省略や FRP 緊張材を組み合わせた PC 桁（以下、実証桁と呼ぶ）を実際に製作・架設し検証を行っている^{3), 4)}。本稿はこの取り組みのうち、実証橋製作時に採取し屋外環境に暴露した供試体による、材齢 4 年までの強度特性について報告するものである。

2. 実証桁およびコンクリートの概要

図-1 に実証桁の概要、写真-1 に架設時の状況を示す。この桁は、コンクリート製品工場（栃木県下野市）から国道への出入り口に架設されているプレテンション合成桁橋を構成する桁の 1 つである。本橋梁は元々、補強材・

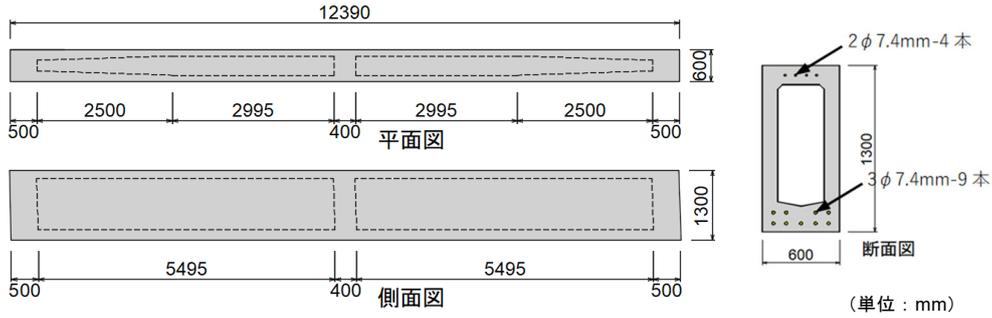


図-1 実証桁の概要



写真-1 実証桁の架設状況



写真-2 スランプフローの一例

表-1 コンクリートの材料および配合

配合指標				単位量 [kg/m ³]							
水結合材比 W/B [%]	単位粗骨材 絶対容積 [m ³ /m ³]	短繊維混入率 [%]	空気量 [%]	W	B				S	G	Fb
					BF	FA	SF	Ex			
12.0	0.200	1.0	3.0	100	447	244	122	20	974	526	78.5

【使用材料】BF：高炉スラグ微粉末 4000（密度 2.88 g/cm³），FA：フライアッシュ I 種（密度 2.35 g/cm³），SF：シリカフェーム（密度 2.27 g/cm³），Ex：膨張材（密度 3.19 g/cm³），S：フェロニッケルスラグ細骨材（表乾密度 2.90 g/cm³），G：硬質砂岩砕石 2005（表乾密度 2.63 g/cm³），Fb：φ0.2×15mm 鋼繊維（密度 7.85 g/cm³）

緊張材にアラミド FRP ロッドを用いることで鋼材を使用しない橋梁として 1990 年に建設されたもの⁵⁾であるが、3 本の桁のうちの 1 本を建設から 28 年経過した 2018 年に撤去して耐荷力の確認やアラミド FRP ロッドの化学分析などを行なった⁶⁾。本実証桁はこの撤去した桁の代わりに、セメントを用いない超低収縮高強度繊維補強コンクリートとアラミド FRP 緊張材を組み合わせた桁を 2019 年に製作し架設したものである⁴⁾。

表-1 に実証桁に用いたコンクリートの材料および配合を示す。結合材として高炉スラグ微粉末、フライアッシュ、シリカフェームおよび膨張材を組み合わせており、大部分が産業副産物由来の粉体である。細骨材にも産業副産物であるフェロニッケルスラグ細骨材を使用している。短繊維には超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）⁷⁾で用いられる細径の鋼繊維を用いている。本配合

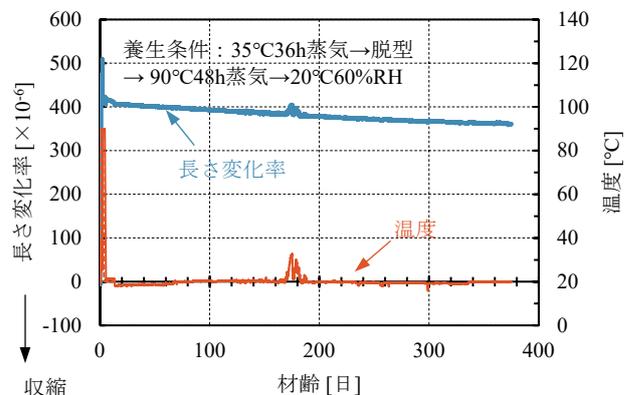


図-2 長さ変化率の測定結果の一例

は短繊維補強コンクリートであり、かつ単位水量が非常に小さいが、写真-2 に示すように、フレッシュ時のスランプフローは 600～700 mm 程度を確保できる。実証桁製

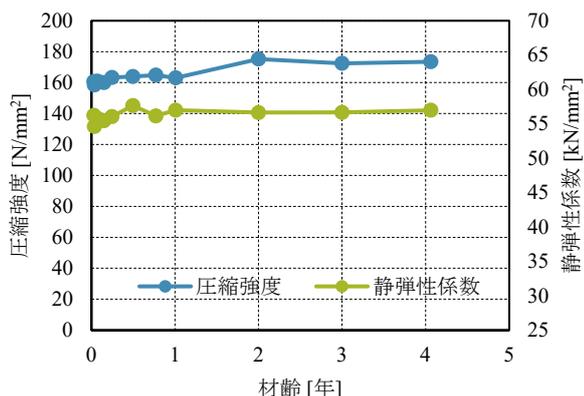


図-3 圧縮強度および静弾性係数の経時変化

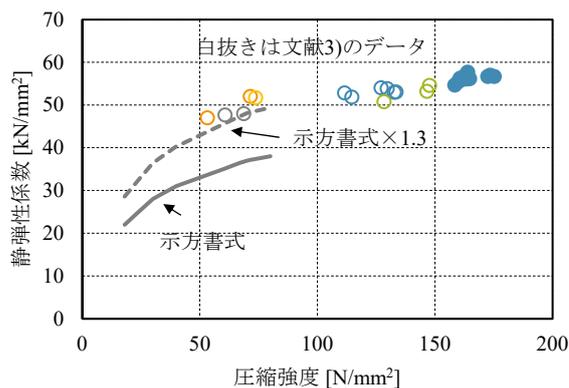


図-4 圧縮強度と静弾性係数の関係

作時には、前置き後 35°C36 時間の一次養生と 90°C48 時間の二次養生という二段階の蒸気養生を行なった。この養生により、ポルトランドセメントを用いないコンクリートでありながら、材齢 6 日で 150 N/mm² 程度の圧縮強度を発現する。また、このような高い圧縮強度を発現しながら収縮ひずみを生じないことも大きな特徴の一つである。図-2 に 100×100×400 mm の角柱供試体に埋込み型ひずみ計を埋め込んで測定した、打ち込み直後からの長さ変化率の一例を示す。一次養生中に膨張側へ推移した後、二次養生では若干収縮側への挙動が見られるのみでその後の収縮ひずみは小さく、打ち込み直後を起点とした場合の長さ変化率は膨張側で推移するような挙動を示した。また、コンクリートの圧縮クリープや桁自体の長さ変化も非常に小さく寸法安定性に優れており⁴⁾、プレキャスト部材として用いた際に、現地で接続する他の構造物等に与える影響が小さい部材となっていると言える。

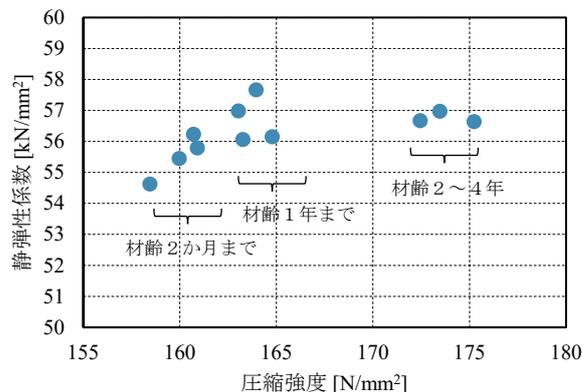


図-5 圧縮強度と静弾性係数の関係 (拡大)

3. 長期強度の測定

(1) 測定方法

実証桁の製作と同時期に、同じ方法でコンクリートを練り混ぜ、φ100×200 mm 円柱供試体、100×100×400 mm 角柱供試体を採取し、実証桁と同様の養生を行った。その後、千葉県流山市の雨掛りのある屋外環境に暴露し、所定の材齢毎に試験室にて圧縮強度および静弾性係数、ひび割れ発生強度、引張軟化特性の測定を行なった。

ひび割れ発生強度は、UFC 指針⁷⁾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。圧縮強度および静弾性係数は材齢 4 年、ひび割れ発生強度は材齢 3 年、引張軟化特性は材齢 2 年まで測定を行なった。

(2) 測定結果

図-3 に圧縮強度および静弾性係数の経時変化を示す。蒸気養生終了直後は 160 N/mm² 程度であったが、材齢 4 年では 170 N/mm² を超える程度となっている。4 年の間に大きな変化はなく、先述の蒸気養生を行なうことで、以降の圧縮強度は極めて安定した値を示すことがわかる。

蒸気養生終了直後から材齢 4 年までの静弾性係数の測定値は 55~57 kN/mm² であり、ほとんど変化は認められなかった。

図-4 に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。図中には参考として、コンクリート標準示方書に示される圧縮強度とヤング係数の関係式から求められる値、ならびにその値を 1.3 倍した値も併せて示した。さらに、配合検討時のデータである文献 3) のデータ (図中の白抜き) も示している。圧縮強度静弾性係数の関係は、配合検討時の値と同様に、おおむね示方書式の 1.3 倍が示す曲線の延長線上にあり、材齢 4 年までの範囲ではその関係に大きな変化も生じていないようである。

図-5 は図-4 に示したデータの内、今回取得したデータを拡大して示したものである。この図からは、概ね材齢 1 年までは圧縮強度の変化に応じて静弾性係数も変化

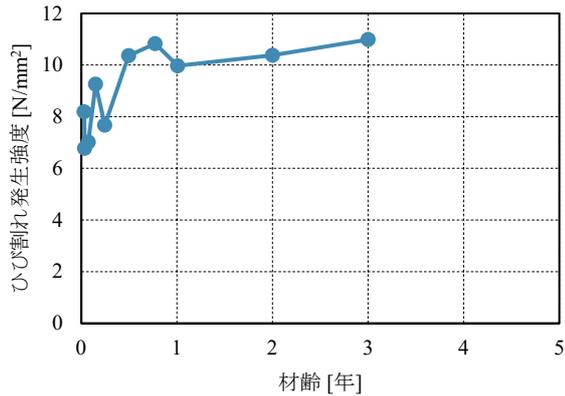


図-6 ひび割れ発生強度の経時変化

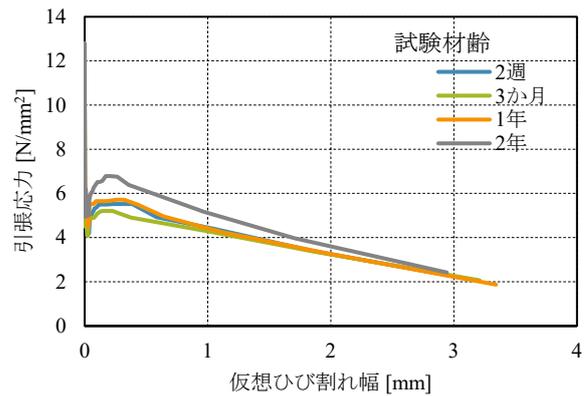


図-7 引張軟化特性の経時変化

しているように見える一方で、材齢2年以降は、圧縮強度が増加しても静弾性係数はほとんど変化していないように見える。前述の通り、圧縮強度および静弾性係数のどちらも値の変化は小さくなく、特に静弾性係数については極めて狭い範囲での値の変化であるため、供試体ごとのばらつきの影響である可能性が高い。また、現時点での数値の変化の範囲自体も、部材の構造性能に影響を与えるものではないと考えられる。しかし、ポルトランドセメントを用いない等、特殊な条件を有するコンクリートであるため、今後の追跡調査およびデータの蓄積により、実環境での経時による物性変化の傾向であるのか検討・確認していく必要があるものと考えられる。

図-6にひび割れ発生強度の経時変化を示す。圧縮強度や静弾性係数に比べると、測定材齢によって値の変動が大きい経時的な変化の傾向も大きいようである。すなわち、蒸気養生直後は8 N/mm²前後であったが、その後1年の間に10 N/mm²程度に増加し、その後も漸増傾向にある。ひび割れ発生強度はその測定方法から、他の強度指標に比べて乾燥の影響が大きくなり⁹⁾、特に供試体表面の状態の影響が大きくなるものと考えられる。本稿に示したデータは、雨掛かりのある屋外に暴露した供試体のデータである。このコンクリートは、水分浸透に対する抵抗性が大きく¹⁰⁾、内部への水分の浸透深さは極めて小さいと考えられるが、雨掛かりによって表面の乾燥が防がれ、ひび割れ発生強度の増大に繋がった可能性がある。

図-7に材齢2年までの引張軟化特性を示す。引張軟化特性はマトリクスの影響だけでなく、短繊維の影響が大きい。このコンクリートはポルトランドセメントを使用せず、高炉スラグ微粉末等の混和材を結合材として用いているため、類似の配合条件のコンクリート¹¹⁾と同様に細孔溶液中のpHは通常のコンクリートより小さくなっていると考えられる。pHが低下するとアノード反応が進みやすくなるため、マトリクス中の鋼材、このコンクリ

ートにおいては鋼繊維の腐食に対する抵抗性を低下させる可能性がある。一方で前述の通り、このコンクリートはマトリクス中への水分の浸透に対する抵抗性が非常に高い。さらに超低水結合材比であり組織が極めて緻密であることに鑑みると、鋼材への水や酸素の供給は相当に小さくなっていることが考えられる。このことはカソード反応を抑制するため、鋼材腐食を抑制する方向に働く。鋼繊維の腐食が進行すると引張軟化特性の低下に繋がると考えられるが、今回確認した範囲では、引張軟化特性における応力の低下や曲線の形状の変化は生じておらず、引張軟化特性に影響を与えるような鋼繊維の腐食は生じていないと考えられる。

4. まとめ

ポルトランドセメントを用いない超低収縮高強度繊維補強コンクリートについて、雨掛かりのある屋外環境に暴露した供試体を用いて材齢4年までの各種強度特性を調べた。その結果、以下の知見を得た。

- ① 圧縮強度および静弾性係数はそれぞれ材齢4年まで大きな変化はなく、圧縮強度はどちらかというところ漸増傾向にある。
- ② ひび割れ発生強度は材齢1年までの間に8 N/mm²から10 N/mm²程度まで増加し、その後も漸増傾向にある。
- ③ 引張軟化特性に大きな変化はなく、鋼繊維やマトリクスに問題となるような変化は生じていない。

今後も引き続き調査を継続し、強度特性に与える実環境での時間経過の影響を確認・検討していく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会:混和材を大量に使用したコンクリート構造物の設計・施工指針(案), 2018.9
- 2) Matsuda, T., Noguchi, T., Kanematsu, M. & Mine, R.:

- Ultralow Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement, Proceedings of the fib congress 2018
- 3) 佐々木亘, 松田拓, 恩田陽介, 葦哲義: プレテンション部材へ適用可能な超低収縮高強度繊維補強コンクリートの開発, 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, pp. 673-678, 2019. 11
 - 4) 篠崎裕生, 佐々木亘, 三加崇, 松田拓: サステナビリティを追求したPC橋梁の試み, コンクリート工学, Vol. 59, No. 6, pp. 511-518, 2021. 6
 - 5) 則武邦具, 板井栄次, 新井英雄, 益子博志: アラミドFRP プレテン橋の設計と施工, 第1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. 261-264, 1990
 - 6) Yuji Nonami, Takashi Sanga, Taisuke Fujioka, Hiroshi Asai: Bending property of full size PC girder using AFRP rods as pretension tendon which passed 28 years after construction, Proceedings of the fib symposium 2019
 - 7) 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
 - 8) 土木学会: 2022年制定コンクリート標準示方書[設計編], 2023. 3
 - 9) 佐々木亘, 谷口秀明, 樋口正典, 宮川豊章: 短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第13巻, pp. 33-40, 2013. 11
 - 10) 恩田陽介, 佐々木亘, 松田拓: ポルトランドセメントを使用しない超低収縮高強度繊維補強コンクリートの凍結融解抵抗性および物質透過抵抗性, 土木学会第76回年次学術講演会講演概要集, V-403, 2021. 9
 - 11) 小宮克仁ほか: 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の実用化に向けた検討その4: 実験シリーズII 室内試験における中性化抵抗性と爆裂試験結果, 日本建築学会2022年度大会(北海道)学術講演梗概集, pp. 665-666, 2022. 9

副産物を大量に使用し収縮と発熱を抑制した 50MPa 級 コンクリートの強度発現に与える温度の影響

The Influence of Temperature on the Strength Development of Low-heat and Low-shrinkage 50MPa Class Concrete Using High-volume By-products

R&D センター 基 哲義 AKIYOSHI DAI
R&D センター 小宮 克仁 KATSUHITO KOMIYA
R&D センター 佐々木 亘 WATARU SASAKI
R&D センター 松田 拓 TAKU MATSUDA

CO₂ 排出量削減に関する取り組みとして産業副産物由来の混和材を大量に使用したコンクリートが提案されている。筆者らは、混和材だけでなく細骨材にも産業副産物を使用した圧縮強度の特性値が 50 MPa 程度の低収縮低発熱コンクリートを開発した。このコンクリートについて、本稿では、初期の強度発現に与える温度の影響を実験的に検討した。その結果、このコンクリートは通常のセメントコンクリートに比べて強度発現に与える温度の影響が大きいこと、圧縮強度の温度依存性を有効材齢により統一的に表現するためには、有効材齢を計算する際に用いる見かけの活性化エネルギーを通常のセメントコンクリートで用いられる値より大きくする必要があるので分かった。

キーワード：混和材、フェロニッケルスラグ細骨材、低収縮、低発熱

Concrete that uses a large amount of admixture derived from industrial by-products has been proposed as an effort to reduce CO₂ emissions. The authors have developed low-heat and low-shrinkage concrete with characteristic value of compressive strength of around 50 MPa, using not only supplementary cementitious materials but also by-products as fine aggregates. In this paper, we experimentally investigated the effect of temperature on the initial strength development of this concrete. As a result, the followings were obtained; 1) In this concrete, the effect of temperature on strength development is larger than that of ordinary cement concrete. 2) In order to uniformly express the effect of temperature on compressive strength by effective age, it is necessary to use larger apparent activation energy than the value for ordinary cement concrete when calculating the effective age.

Key Words: Supplementary cementitious materials, Ferronickel slag sand, Low shrinkage, Low heat generation

1. はじめに

CO₂ 排出量削減に関する取り組みが盛んに行われており、CO₂ 排出量の削減効果が得られる方法のひとつとして、産業副産物由来の混和材を大量に使用しポルトランドセメントの使用量を低減したコンクリートの検討も多く行われている。筆者らは、結合材だけでなく細骨材にも産業副産物を使用することで、高い強度と低収縮性が同時に得られる環境負荷低減型コンクリートを開発して

いる¹⁾。このコンクリートの基本的な条件では、水結合材比が非常に小さく、強度が高いだけでなくフレッシュ時の粘性が大きい。そこで、このコンクリートをベースとして、フレッシュ性状をスランプで管理し、圧縮強度の特性値が 50MPa 程度の配合についても検討を行っている²⁾。一方で、結合材中の混和材量を高めると初期の強度発現性が緩慢となる傾向にあり、適用に当たっては、さらに、強度発現性に与える温度の影響についても検討しておく必要がある。本稿は、開発したコンクリー

表-1 使用材料

材料	種類	密度 [g/cm ³]	記号
結合材	早強ポルトランドセメント	3.14	H
	膨張材 (石灰系, 早強タイプ)	3.17	E
	高炉スラグ微粉末 4000 (セッコウ入り)	2.89	BF
	フライアッシュ, JIS I 種	2.34	FA
	シリカフェーム	2.27	SF
細骨材	フェロニッケルスラグ細骨材 (含水率 0.5%以下)	2.83	S
粗骨材	硬質砂岩碎石 2005	2.62	G
化学混和剤	高性能 AE 減水剤 (ポリカルボン酸系)	-	SP
	AE 剤 (ノニオン系特殊界面活性剤とカルボン酸系活性剤)	-	AE
	消泡剤 (ポリオキシアルキレンアルキルエーテル系)	-	DF

注) 細骨材の密度は絶対密度, 粗骨材の密度は表乾密度。化学混和剤は水の一部として計量。

表-2 コンクリートの配合

水結合材比 W/B	細骨材率 [%]	空気量 [%]	単位量 [kg/m ³]								化学混和剤の使用量			
			W	B						S	G	SP [B×%]	AE [B×%]	DF [B×%]
				計	H	E	BF	FA	SF					
0.30	46.5	6.0	127	424	86	20	127	127	64	860	917	1.10	0.007	0.007

表-3 養生温度と圧縮強度の測定材齢

養生温度 [°C]	測定材齢 [日]						
	1	3	6	9	14	28	55
5	-	○	○	-	-	○	○
10	-	○	○	-	-	○	○
20	-	○	○	-	○	○	○
40	○	○	○	○	○	-	○

表-4 フレッシュ試験結果

供試体の条件	スランブ [cm]	空気量 [%]	練上り温度 [°C]
5°C	21.5	5.0	10.9
10°C	21.5	5.1	11.1
20°C	21.0	5.0	10.9
40°C	21.5	5.7	11.1

トに関して、比較的初期の材齢における強度発現性に与える温度の影響について調べた結果を報告するものである。

ンクリートの材齢 3~7 日で同程度の強度発現性を確保し、さらに収縮ひずみと水和に伴う発熱量を低減できるものである²⁾。

2. 実験概要

(1) 使用材料および配合

表-1 に使用材料, 表-2 にコンクリートの配合を示す。配合の条件は水結合材比 0.30, 単位水量 127 kg/m³, 単位粗骨材絶対容積 0.350 m³/m³, 結合材の構成は(H+E):BF:FA:SF = 25:30:30:15 (質量比) かつ E = 20 kg/m³ である。細骨材は空隙構造が粗大で吸水率の大きいフェロニッケルスラグ³⁾である。このフェロニッケルスラグ細骨材は気乾状態 (含水率 0.5%以下) で使用し, 配合計算上は絶対状態として取り扱った。このコンクリートは結合材の 75%と細骨材に産業副産物を使用しており, 標準的な温度条件では, 早強ポルトランドを用いた 50MPa 級コ

(2) 実験方法および要因

本実験では, 圧縮強度発現に与える温度の影響について検討した。すなわち, コンクリートを練り混ぜ, フレッシュ性状を確認して φ100×200 mm 円柱供試体を作製したのち, 直ちに 5°C, 10°C, 20°C, 40°C の恒温槽内に封緘状態で静置させ, 圧縮強度と材齢の関係を調べた。また, 併せて中央部に熱電対を埋め込んだ円柱供試体も作製し, 養生中の温度を測定した。表-3 に養生温度と測定材齢の組合せを示す。

コンクリートの練混ぜは公称容量 100 リットルの強制二軸ミキサを用いた。練混ぜ手順は, 結合材および細骨材を投入して 30 秒, その後化学混和剤を含む水と粗骨材を投入して 180 秒とした。なお, 低温度の影響を中心

に検討する目的で、練混ぜを含む供試体の製作は、雰囲気温度 9~10℃程度の環境で行なった。

3. 実験結果

(1) フレッシュ性状

表-4 に供試体の養生温度条件とそれぞれのコンクリートのフレッシュ試験結果を示す。各温度条件に供した供試体は、それぞれ同じ日の異なるバッチとして練り混ぜて製作したが、40℃の供試体を採取したバッチの試料で若干空気量が大きかったことを除けば、ほぼ同様のフレッシュ性状を呈する試料を製作できている。

(2) 材齢と圧縮強度の関係

図-1 に材齢と圧縮強度の関係を示す。20℃条件の圧縮強度は、材齢 3 日で 31.4 MPa、材齢 6 日で 47.5 MPa、材齢 28 日で 79.7 MPa、材齢 55 日で 89.8 MPa であった。また、材齢 3 日、6 日、55 日の範囲では温度が高いほど圧縮強度も大きい。図-2 に 20℃条件の圧縮強度に対する各温度条件での圧縮強度の比率（百分率）と材齢の関係を示す。この図より、いずれの温度条件でも材齢の経過に伴い圧縮強度比は 100%に近づくことがわかる。材齢 55 日における各温度条件での圧縮強度比は、5℃では 80.1%、10℃では 84.0%、40℃では 108.3%であった。一方、若材齢ほど、温度の影響が大きいことも明らかである。材齢 3 日での圧縮強度比は、5℃では 37.7%、10℃では 56.2%、40℃では 208%であり、温度による差異が大きいことがわかる。

4. 考察

図-1 に示した材齢と圧縮強度の関係に対して、 E_a/R を 4000 とした以下の式(1)、すなわちコンクリート標準示方書に示される有効材齢⁴⁾で整理した結果を図-3 に示す。

$$t = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(\Delta t_i)} \right) \right] \quad (1)$$

ここに、 t : 有効材齢 [日]

E_a : 見かけの活性化エネルギー [J/mol]

R : 気体定数 [= 8.314 J/(mol·K)]

T : 温度 [℃]

Δt_i : 温度が T である日数 [日]

有効材齢の計算における温度は基本的に実測値を用いた。熱電対による温度測定開始時の温度は概ね練上り温度と同程度であったことから、有効材齢の起点は各試料の注水時刻とし、その時の温度は練上り温度と仮定して計算を行なった。

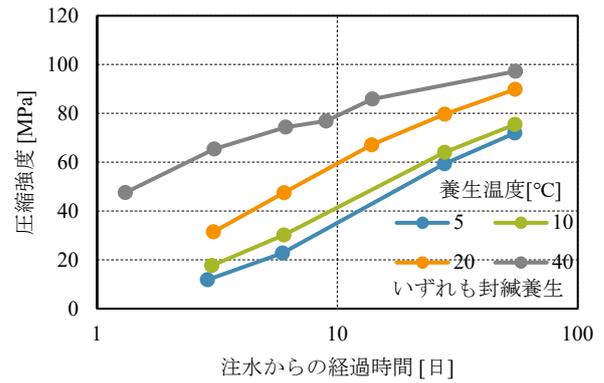


図-1 材齢と圧縮強度の関係

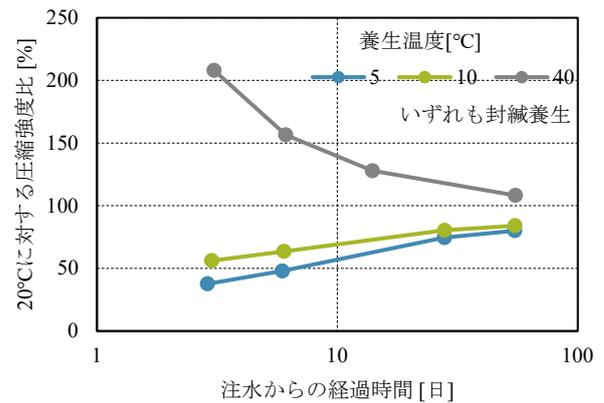


図-2 材齢と圧縮強度比の関係

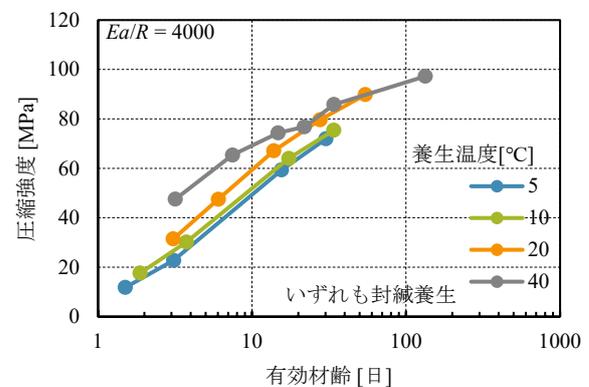


図-3 有効材齢と圧縮強度の関係

E_a/R を 4000、すなわち、見かけの活性化エネルギーを 33.26×10^3 J/mol として有効材齢による整理をすると、各温度での圧縮強度の値には乖離があることがわかる。そこで、シリカフェーム等のボゾラン質微粉末を用いた超高強度モルタル・コンクリートでの検討事例^{5),6)}を参考に、見かけの活性化エネルギーを変化させた有効材齢について検討を行なった。特に、初期の強度発現を推定する目的で、本検討で得たデータの内、有効材齢が 28 日までの範囲で整理した際に、有効材齢と圧縮強度の関係が直線関係で一意に表すことが出来る見かけの活性化エネ

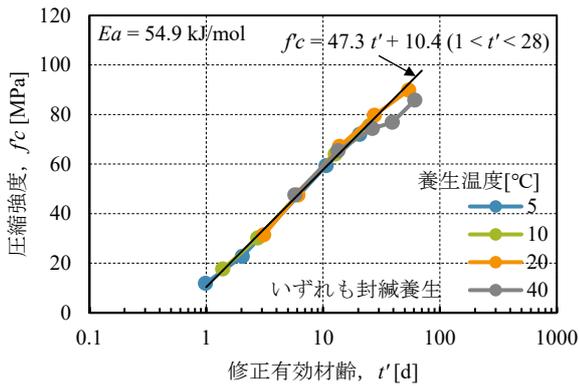


図-4 修正有効材齢と圧縮強度の関係

ルギーを最小二乗法により求めた。この結果得られた見かけの活性化エネルギーは $54.9 \times 10^3 \text{ J/mol}$ であった。この見かけの活性化エネルギーを式(1)に代入して得られる有効材齢を修正有効材齢とし、圧縮強度の関係をプロットしたのが図-4である。見かけの活性化エネルギーを大きくする必要があるということは、高炉スラグ微粉末等の混和材を大量に使用したこのコンクリートにおいて、少なくとも比較的初期材齢の強度発現性に与える温度の影響が通常のセメントコンクリートに比べて大きいことを意味している。本検討の結果からは、このコンクリートでは、見かけの活性化エネルギーを $54.9 \times 10^3 \text{ J/mol}$ とした修正有効材齢と、図-4中に示した式(2)を用いることで、実環境で多く想定される温度(5~40°C)条件での初期の強度発現について、比較的精度よく、推定が可能であるものとする。

$$f'_c = 47.3 \cdot t' + 10.4 \quad (2)$$

ここに、 f'_c : 圧縮強度 [MPa]

t' : 活性化エネルギーを $54.9 \times 10^3 \text{ J/mol}$ とした修正有効材齢 [日] ($1 < t' < 28$)

5. まとめ

産業副産物を大量に使用し、収縮と発熱を抑制した 50 MPa 級のコンクリートについて、材齢 55 日までの強度

発現と温度の影響について調べ、有効材齢による整理について検討した。その結果、以下の知見を得た。

- ① このコンクリートは通常のセメントコンクリートに比べて強度発現に与える温度の影響が大きい。
- ② このコンクリートの圧縮強度に与える温度の影響を有効材齢により統一的に表現するためには、有効材齢を計算する際に用いる見かけの活性化エネルギーを通常のセメントコンクリートで用いられる値より大きくする必要がある。
- ③ 見かけの活性化エネルギーを $54.9 \times 10^3 \text{ J/mol}$ とした修正有効材齢を用いることで、このコンクリートの材齢初期における強度発現は式(2)で評価できる。

参考文献

- 1) T. Matsuda, T. Noguchi, M. Kanematsu, R. Mine: Ultralow Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement, Proceedings of the fib congress 2018
- 2) 葛哲義, 佐々木亘, 恩田陽介, 松田拓: 超低収縮・低発熱型設計基準強度 50MPa 級コンクリートの開発, 三井住友建設技術研究開発報告, 第 20 号, pp.45-48, 2022.
- 3) 松田拓, 蓮尾孝一, 野口貴文: 細骨材の違いが超高強度コンクリートの性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 1, pp.1117-1122, 2015. 7
- 4) 土木学会: 2022 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 2023. 3
- 5) 桐山宏和ほか: C3S 系セメントとポゾラン質微粉末を用いた超高強度モルタルの圧縮強度の温度依存性とその評価方法に関する研究, 土木学会論文集 E2, Vol. 75, No. 3, pp.157-168, 2019.
- 6) 加藤優志, 太田貴士, 渡邊悟士, 黒岩秀介: 温水養生による超高強度コンクリートの圧縮強度の早期判定試験方法に関する基礎検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 43, No. 1, pp.845-850, 2021. 7

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の実用化に向けた検討

—その4 長期材齢における力学特性・収縮性状・クリープ性状—

Examination on Practical Use of Ultra-low Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement

— Part4 Mechanical Characteristics, Creep and Shrinkage Properties in Long-term Age —

R&Dセンター 坂本 遼 RYO SAKAMOTO
R&Dセンター 峯 竜一郎 RYUICHIRO MINE
R&Dセンター 小宮 克仁 KATSUHITO KOMIYA
R&Dセンター 松田 拓 TAKU MATSUDA

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のプレキャストコンクリート部材としての実用化に向け、室内試験により材齢1年における力学特性、収縮性状およびクリープ性状を確認した。その結果、1) 一般的な高強度コンクリートに比べ圧縮強度の増進が大きく、静弾性係数が高いこと、2) 材齢1年においても乾燥収縮ひずみおよび自己収縮ひずみが非常に小さいこと、3) 載荷持続期間1年におけるクリープ係数が約0.4であることが確認された。

キーワード：ポルトランドセメント不使用、高強度コンクリート、長期材齢、力学特性、収縮性状
クリープ性状

For practical use of ultra-low shrinkage and high strength concrete without portland cement as a precast concrete member, mechanical characteristics, shrinkage properties and creep in the age of one year were confirmed by laboratory tests. As a result, the followings were confirmed; 1) Compared to general high-strength concrete, increase in compressive strength was large, and static modulus of elasticity was high, 2) In the age of one year, the dry shrinkage strain and the self-shrinkage strain were very small, 3) In the loading term of one year, creep coefficient was about 0.4.

Key Words: Non-portland cement, High-strength concrete, Long-term age, Mechanical characteristics, Shrinkage, Creep

1. はじめに

近年、持続可能な社会の実現に向けて、二酸化炭素（以下、CO₂と称す）排出量削減の取り組みが進められている。建設分野では、主要資材であるコンクリートの使用によるCO₂排出量が着目されている。コンクリートの使用に伴うCO₂排出量のうち、ポルトランドセメント（以下、セメントと称す）の製造に起因する割合が大きく、産業副産物をセメント代替材料として使用したコンクリートの検討が注目されている。

筆者らは、産業副産物を活用して使用材料由来のCO₂排出量の低減を図り、セメントを使用せずとも製造可能な超低収縮・高強度コンクリート（以下、サスティンクリート（STC）と称す）を開発した¹⁾²⁾。STCの配（調合条件は、収縮・クリープの原因となる自由水量を減らすことを目的に単位水量を極力低減し、かつ、低水結合材比とする点に特徴がある。また、この水結合材比の低下により懸念される自己収縮の増大は、フェロニッケルスラグ細骨材（以下、FNSと称す）等の自己収縮低減効果の高い細骨材を採用することで解決している³⁾。

表-1 コンクリートの配(調)合

名称	W/B [%]	s/a [%]	目標スランプフロー [cm]	空気量 [%]	W [kg/m ³]	Bの質量比率 [NC : BFA : FA : SF : EX]	EX [kg/m ³]	S	G
STC-RDC	15.0	60.4	60±10	3.5	130	0 : 0.537 : 0.293 : 0.147 : 0.023	20	FNS	HG
H-CON	28.6	45.0		3.0	170	1 : 0 : 0 : 0 : 0	0	S1+S2 ^{※1}	LG

※1 S1:S2=50:50 (質量比)

表-2 使用材料

種類	記号	種類	物性値
STC-RDC	BFA	高炉スラグ微粉末 (石膏入り)	密度 : 2.88g/cm ³ , 比表面積 : 4,400cm ² /g
	FA	フライアッシュ	密度 : 2.40g/cm ³ , 比表面積 : 5,680cm ² /g
	SF	シリカフェューム	密度 : 2.26g/cm ³ , 比表面積(BET法) : 20.0m ² /g
	EX	膨張材	密度 : 3.17g/cm ³ , 比表面積 : 5,000cm ² /g
	FNS	フェロニッケルスラグ細骨材	表乾密度 : 2.98g/cm ³ , 粗粒率 : 2.60
	HG	硬質砂岩砕石 2005	表乾密度 : 2.63g/cm ³ , 実積率 : 59.0%
	W	上水道水	密度 : 1.00g/cm ³
	SP1	高性能減水剤 I 種	ポリカルボン酸系
H-CON	AF	空気量調整剤	アルキルエーテル系
	NC	普通ポルトランドセメント	密度 : 3.16g/cm ³ , 比表面積 : 3,240cm ² /g
	S1	陸砂	表乾密度 : 2.60g/cm ³ , 粗粒率 : 2.16
	S2	硅岩砕砂	表乾密度 : 2.63g/cm ³ , 粗粒率 : 3.07
	LG	石灰砕石 2005	表乾密度 : 2.74g/cm ³ , 実積率 : 60.0%
	W	上水道水	密度 : 1.00g/cm ³
	SP2	高性能AE減水剤 遅延形 I 種	ポリカルボン酸エーテル系

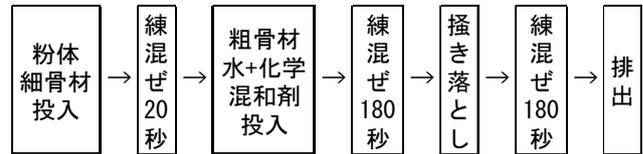


図-1 練混ぜ手順

表-3 試験項目および試験方法

試験項目	試験方法	試験項目	試験方法
圧縮強度	JIS A 1108	乾燥収縮ひずみ	参考文献5)
静弾性係数	JIS A 1149	自己収縮ひずみ	参考文献5)
乾燥収縮ひずみ	JIS A 1129-2	圧縮クリープ	JIS A 1157



図-2 供試体の養生方法

本報では、STCのうちセメントを使用しない配(調)合(以下、STC-RDCと称す)を対象にして、プレキャストコンクリート部材としての実用化を目的に長期材齢における力学特性、収縮性状およびクリープ性状を室内試験で確認した。また、材齢28日の圧縮強度がSTC-RDCと同程度の一般的な高強度コンクリート(以下、H-CONと称す)を用いて、力学特性と収縮性状の比較検討を行なった。

2. 試験概要

(1) 配(調)合および使用材料

コンクリートの配(調)合を表-1に、使用材料を表-2に示す。STC-RDCの水結合材比は15.0%、単位水量は130 kg/m³とした。結合材には、高炉スラグ微粉末、フライアッシュ、シリカフェュームおよび膨張材を使用し、細骨材にはFNSを使用した。STC-RDCの練混ぜは、図-1に示す手順で行い、公称容量100リットル強制二軸ミ

キサを使用した。H-CONは市中のレディミクストコンクリート工場で製造して運搬した高強度コンクリートとし、水結合材比は28.6%、単位水量は170 kg/m³である。なお、STC-RDCのフレッシュコンクリート試験結果は既報⁴⁾に示す通りであり、スランプフローは目標値とした60±10cmを、空気量は目標値とした3.5±1.5%を満たす結果となった。

(2) 試験項目および試験方法

試験項目および試験方法を表-3に示す。力学特性の確認として圧縮強度と静弾性係数を測定した。供試体の養生方法を図-2に示す通りであり、標準水中養生では、打込み完了直後から20℃封かん養生を行い、材齢48時間から養生を開始した。封かん養生は、温度5℃、10℃、20℃、40℃とし、打込み完了直後から各温度で養生した。乾燥条件の養生(以下、7dryと称す)は、材齢7日まで20℃封かん養生を行い、その後は温度20℃、相対湿度60%の条件とした。

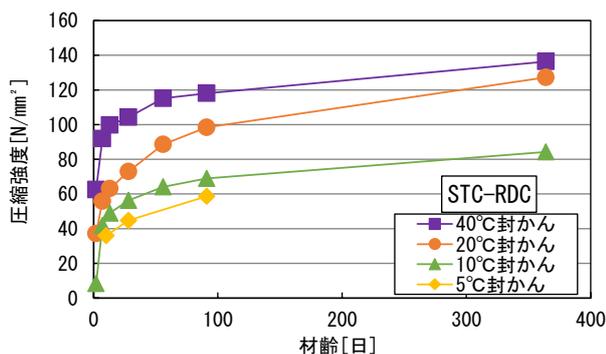


図-3 圧縮強度試験結果 STC-RDC 封かん養生

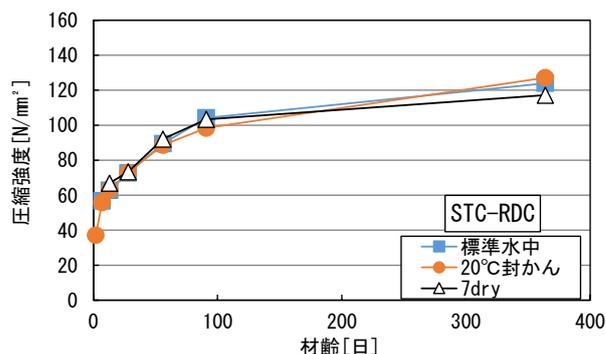


図-4 圧縮強度試験結果 STC-RDC 温度 20°C条件

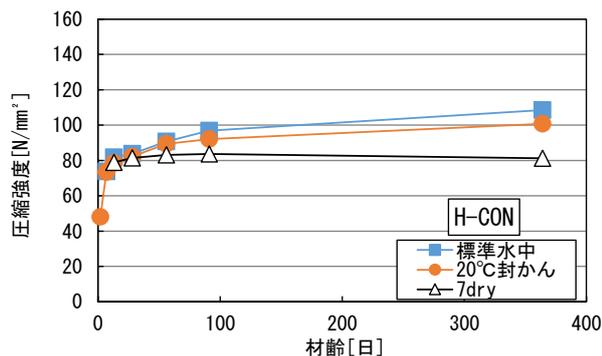


図-5 圧縮強度試験結果 H-CON 温度 20°C条件

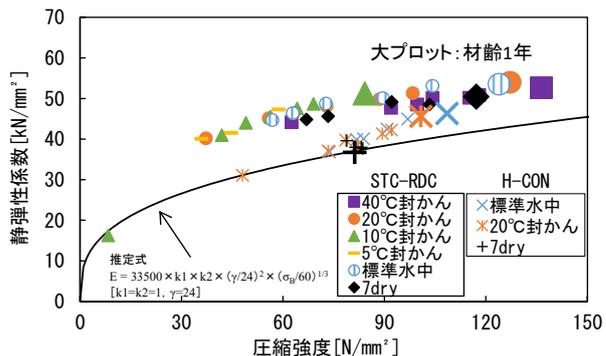


図-6 圧縮強度と静弾性係数との関係

収縮性状の確認として、自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみを測定した。なお、乾燥収縮ひずみは2つの方法で測定を行なった。

自己収縮ひずみの測定は、高流動コンクリートの自己収縮試験方法⁵⁾(以下、自己収縮試験方法と称す)を参考に、熱電対内蔵埋込型ひずみ計(以下、ひずみ計と称す)を用いて行なった。供試体寸法は100×100×400mmとし、温度20°Cの封かん状態における打込み直後からのひずみを測定した。なお、線膨張係数を $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と仮定して温度ひずみを除去した。

乾燥収縮ひずみの測定は、JIS A 1129-2に準じた方法(以下、JIS法と称す)と、自己収縮試験方法を参考に、ひずみ計を用いた方法で行なった。供試体寸法は100×100×400mmとし、打込み直後から温度20°Cで封かん養生を行なった。JIS法では材齢48時間で脱型して材齢7日まで標準水中養生を行なった。ひずみ計を用いた方法は材齢7日に脱型した。両測定方法ともに材齢7日以降の養生条件は、温度20°C、相対湿度60%の環境とした。なお、ひずみの起点は乾燥開始時の材齢7日とした。

圧縮クリープ試験はJIS A 1157に準拠して行なった。供試体はφ100×200mmの円柱供試体とし、打込み直後から封かん状態で温度20°Cの環境で養生を行ない、材齢48時間で脱型し、材齢7日まで標準水中を行なった。その後、温度20°C、相対湿度60%の環境で養生し、材齢28日から荷重を開始した。荷重応力度は、圧縮クリ

ープ試験用供試体と同一養生を行なった円柱試験体の荷重時における圧縮強度の1/3とした。なお、試験はSTC-RDCのみで実施した。

3. 試験結果

(1) 圧縮強度

各温度で封かん養生を行なったSTC-RDCの圧縮強度試験結果を図-3に示す。材齢1年まで養生温度によらず圧縮強度の増進が確認された。次に、温度20°Cの条件において、水分供給の条件が異なる標準水中、封かん、7dryの養生を行なったSTC-RDCとH-CONの圧縮強度試験結果をそれぞれ図-4、5に示す。STC-RDCは材齢1年まで養生条件によらず同等の強度発現を示した。材齢91日から材齢1年にかけての強度増進は標準水中、20°C封かん、7dryでそれぞれ約20、29、14N/mm²であった。一方、H-CONの同期間での強度増進は標準水中と20°C封かんそれぞれ約12、9N/mm²となり、7dryでは強度増進が見られなかった。既報⁴⁾では、STC-RDCの強度増進に水分供給の条件が与える影響は非常に小さいことを確認しており、材齢1年においても同様の傾向が確認された。

(2) 静弾性係数

圧縮強度と静弾性係数との関係を図-6に示す。既報⁴⁾

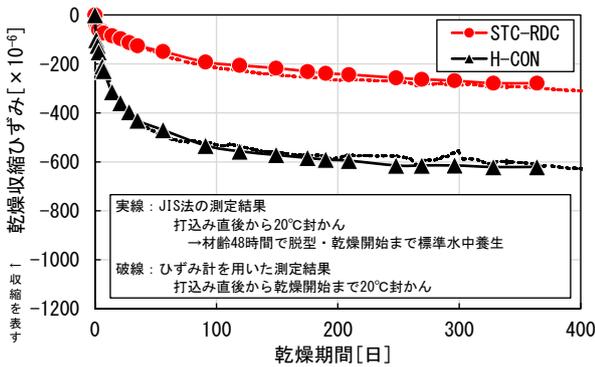


図-7 乾燥収縮ひずみ

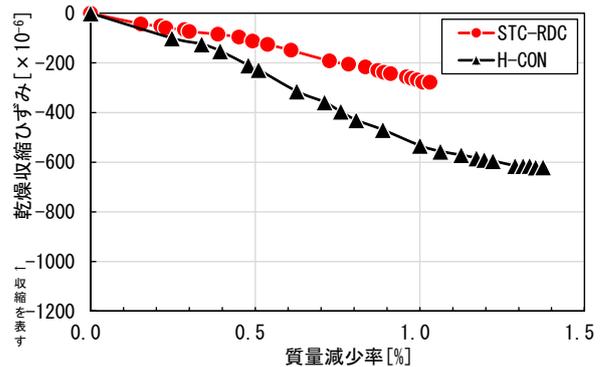


図-8 質量減少率と乾燥収縮ひずみとの関係

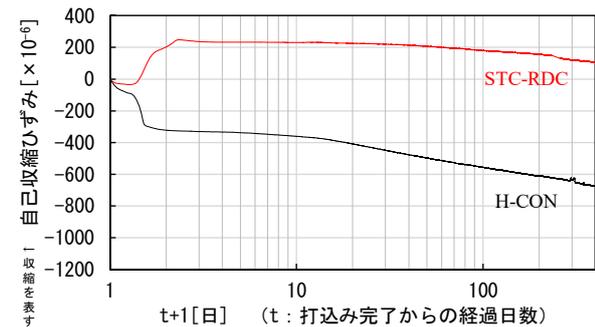


図-9 自己収縮ひずみ

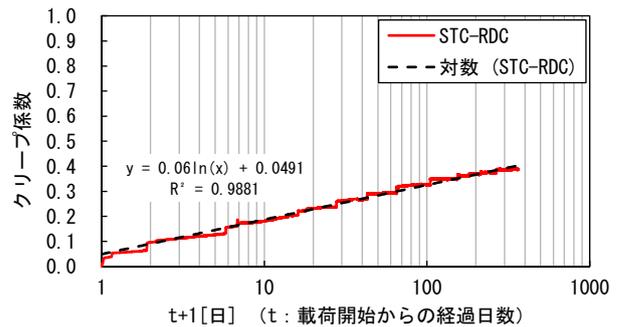


図-10 クリープ係数

と同様に、材齢1年でも STC-RDC の静弾性係数は JA SS5 に示される推定式⁹⁾より与えられた値よりも高いことが確認された。一般的な圧縮強度の範囲において、FNS を使用すると静弾性係数が大きくなる傾向⁷⁾にあり、本実験より高強度の範囲においても同様の傾向が確認された。また、圧縮強度の増加に伴って静弾性係数も増加していることが確認された。

(3) 収縮性状

JIS 法とひずみ計で測定した乾燥収縮ひずみを図-7 に示す。乾燥期間1年の両測定結果は、H-CON で約 600×10^{-6} 、STC-RDC で約 250×10^{-6} となり、H-CON に比べて STC-RDC の乾燥収縮ひずみは非常に小さいことが確認された。また、乾燥開始までの養生条件が異なるものの、JIS 法およびひずみ計を用いて測定した乾燥収縮ひずみは同様の結果となった。ひずみ計を用いた本測定は自己収縮試験方法を参考にしたものの、JIS 法と同じように乾燥収縮ひずみを評価できる可能性が確認された。

次に、JIS 法で測定した供試体の質量減少率と乾燥収縮ひずみとの関係を図-8 に示す。H-CON に比べて STC-RDC のほうが質量減少率は小さく、乾燥期間1年の質量減少率は STC-RDC が約 10%、H-CON が約 14%であった。STC-RDC の乾燥収縮ひずみが小さい要因の一つとして、水分の逸散が少ないことが考えられた。

ひずみ計を用いて測定した自己収縮ひずみを図-9 に

示す。H-CON の材齢1年の自己収縮ひずみは約 670×10^{-6} となった。一方、STC-RDC は初期に膨張側に挙動した後に収縮側に転じているものの、材齢1年でも収縮を示しておらず、自己収縮ひずみは非常に小さいことが確認された。

(4) 圧縮クリープ

圧縮クリープ試験結果から算出したクリープ係数を図-10 に示す。STC-RDC のクリープ係数は載荷持続期間1年でおおよそ 0.4 となり、クリープ係数が対数的に増加することが確認された。

国内外の指針等⁸⁾に示されるクリープ予測式は様々あり、例えば ACI-209 モデル⁸⁾や JSCE モデル⁹⁾が挙げられるが、STC-RDC のようにセメントを使用しないコンクリートの予測式や知見はない。既往研究¹⁰⁾に示される圧縮強度が同程度のコンクリートのクリープ係数と比較すると、STC-RDC のクリープ係数のほうが小さく、超高強度コンクリートと同程度となっている。クリープ係数はクリープひずみを弾性ひずみで除して得られる値である。一般的に、乾燥収縮ひずみとクリープひずみの進行過程は相似である¹¹⁾とされている。つまり、乾燥収縮ひずみが小さいほどクリープひずみは小さくなり、クリープ係数も小さくなる傾向にある。STC-RDC のクリープ係数が小さい要因として、乾燥収縮ひずみが非常に小さいことが一因として考えられる。しかし、先述し

たようにクリープ係数には弾性ひずみが直接的に関わっていることに加えて、水結合材比や単位セメントペースト量などの多くの要因が影響を与えている¹²⁾。STC-RDCのクリープ性状について、今後、より詳細な検討を実施する予定である。

4. まとめ

STC-RDCの長期材齢（材齢1年）における圧縮強度、静弾性係数、収縮ひずみ、圧縮クリープについて以下の知見を得た。

- ① 長期材齢における圧縮強度の増進は、一般的な高強度コンクリートよりも大きく、水分の供給条件の違いによるその差は小さいことが分かった。
- ② 静弾性係数は、長期材齢でも推定式よりも高くなった。また、圧縮強度の増加に伴って静弾性係数も増加した。
- ③ 乾燥期間1年における乾燥収縮ひずみは非常に小さく、水分の逸散が少ないことが要因の一つと考えられた。
- ④ 長期材齢においても自己収縮ひずみは非常に小さいことが分かった。
- ⑤ クリープ係数は載荷持続期間1年で約0.4となった。

参考文献

- 1) 松田拓：超低収縮・低炭素・低発熱・高強度・高流動を副産物で実現した高性能コンクリート，コンクリート工学，Vol. 59, No.9, pp.788-793,2021. 9

- 2) 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，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.369-370,2017.8
- 3) 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
- 4) 坂本遼ほか：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の実用化に向けた検討—その1 力学特性と収縮性状—，三井住友建設技術研究開発報告，第20号,pp.27-32,2022.10
- 5) 日本コンクリート工学会：超流動コンクリート研究委員会報告書，1994.5
- 6) 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，pp.12,2018.7
- 7) 土木学会：フェロニッケルスラグ骨材を用いたコンクリートの設計施工指針，pp.11,2016.7
- 8) ACI Committee 209：Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structure
- 9) 土木学会コンクリート委員会：2002年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，p.36,2022.3
- 10) 陣内浩ほか：180N/mm²クラスまでの高強度コンクリートの各種強度と長期力学特性，セメント・コンクリート論文集，No.57,pp.44-49,2003
- 11) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，pp.109,1998
- 12) 長瀧重義ほか：高強度コンクリートの乾燥収縮及びクリープの特性，コンクリート工学，Vol.1.20, No.4, pp.75-87, 1982.4

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の実用化に向けた検討 —その5 長期材齢における爆裂試験結果—

Examination on Practical Use of Ultra-low Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement -Part5 Explosion Test Result in Long-term Age-

R&Dセンター 小宮 克仁 KATSUHIITO KOMIYA
R&Dセンター 峯 竜一郎 RYUICHIRO MINE
R&Dセンター 坂本 遼 RYO SAKAMOTO
R&Dセンター 松田 拓 TAKU MATSUDA

本報では、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の実用化を目的とし、火災加熱を受けた際の爆裂性状を確認した。ポリプロピレン繊維と鋼繊維を所定量混入した供試体に対し材齢約3か月と1年において爆裂試験を実施し、材齢の経過が強度発現と爆裂性状に与える影響を確認した。実験の結果、繊維の混入により爆裂による損傷は低減された。また、爆裂による損傷は強度増進に伴い小さくなる傾向が得られた。

キーワード：低環境負荷，耐火，爆裂，鋼繊維，ポリプロピレン繊維

In this report, the explosion property under fire condition was investigated for the purpose of practical application of ultra-low shrinkage and high strength concrete without Portland cement. Explosion tests were carried out on small specimens containing a specified amount of polypropylene fiber and steel fiber at ages around 3 months or 1 year. From the test results, authors investigated as to the effect of strength gain to the explosion properties. As a result, the damage caused by the explosion was reduced due to containing fibers. It was also confirmed that the spalling was reduced due to compressive strength gain of concrete as well.

Key Words: Low environmental impact, Fire resistance, Explosion, Steel fiber, Polypropylene fiber

1. はじめに

近年、カーボンニュートラル社会の実現に向けて世界中で様々な取り組みが行われており、二酸化炭素削減の重要性が認識されている。その中でもコンクリートにおいては、その構成材料においてポルトランドセメント（セメント）の製造時における二酸化炭素排出量が極めて多いことが知られている¹⁾。そのような背景の中、筆者らはセメントを使用しない条件においても製造可能な超低収縮・高強度コンクリート（サスティンクリート（STC））を開発している^{2),3)}。本論文では、STCのうちセメントを使用しない調合（以下、STC-RDCと称す）

を対象とし、プレキャストコンクリート部材としての実用化を目的に、火災加熱を受けた際の爆裂性状に及ぼす、強度増進の影響を爆裂試験により確認した。すなわち、ポリプロピレン繊維と鋼繊維を所定量混入した供試体を用いて材齢 91,92 日⁴⁾、および 364,365 日で強度発現と爆裂性状を確認した。

2. 試験条件

コンクリートの使用材料を表-1 に、調合条件を表-2 に示す。STC-RDC は結合材（B）を高炉スラグ微粉末（BFA）、フライアッシュ（FA）、シリカフェーム（SF）、

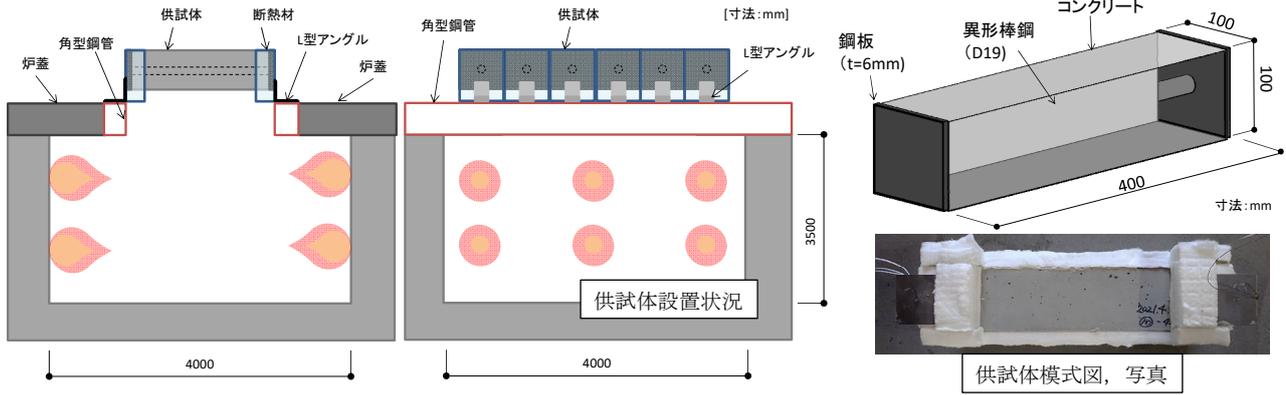


図-1 実験に使用した耐火炉の模式図

表-1 使用材料

種類	記号	種類	物性等
STC-RDC	BFA	高炉スラグ微粉末 (石膏入り)	密度: 2.88g/cm ³ , 比表面積: 4,400cm ² /g SO ₃ 量2.1%
	FA	フライアッシュ	密度: 2.40g/cm ³ , 比表面積: 5,680cm ² /g
	SF	シリカフェウム	密度: 2.26g/cm ³ , 比表面積(BET法): 200,000cm ² /g
	EX	膨張材	密度: 3.17g/cm ³ , 比表面積: 5,000cm ² /g
	FNS	フェロニッケルスラグ細骨材	表乾密度: 2.98g/cm ³ , 粗粒率: 2.60
	HG	硬質砂岩砕石2005	表乾密度: 2.63g/cm ³ , 実積率: 59.0%
	W	上水道水	密度: 1.00g/cm ³
	SP1	高性能減水剤 I 種	ポリカルボン酸系
	AF	空気量調整剤	アルキルエーテル系
	PP2	ポリプロピレン繊維	密度: 0.91 g/cm ³ , 繊維長さ: 2mm, 繊維径: 18μm
	F15	鋼繊維	密度: 7.85 g/cm ³ , 繊維長さ15mm, 繊維径: 0.2mm
	DRA	鋼繊維	密度: 7.85 g/cm ³ , 繊維長さ30mm, 繊維径: 0.62mm

表-2 調合条件

試験体名	W/B [%]	s/a [%]	目標スランプフロー [cm]	空気量 [%]	W [kg/m ³]	Bの質量比率 [NC: BFA: FA: SF: EX]	EX [kg/m ³]	S	G	繊維混入率 [vol%]		
										合成繊維	鋼繊維	
										PP2	F15	DRA
STC-RDC-Base										0	0	0
STC-RDC-PP2-F15 1.0	15.0	60.3	60±10	3.5	130	0: 0.550: 0.300: 0.150: 0	20 (外割)	FNS	HG	0.33	1.0	0
STC-RDC-PP2-DRA0.5										0.33	0	0.5
STC-RDC-PP2-DRA1.0										0.33	0	1.0

膨張材 (EX) とした。BFA は JIS A 6201 に適合する高炉スラグ微粉末 4000 を使用し、FA は JIS A 6202 に適合するフライアッシュ I 種を使用した。細骨材 (S) は、フェロニッケルスラグ細骨材 (FNS) を使用した。粗骨材 (G) は最大粒径が 20mm の硬質砂岩砕石 (HG) とした。高性能減水剤 (SP1) は、JIS A 6204 に適合する主成分がポリカルボン酸系のものを使用し、消泡剤 (AF) はアルキルエーテル系のものを使用した。爆裂試験では、上記に加え、長さが 2mm のポリプロピレン繊維 (PP2)、

長さが 15mm でストレート形状の鋼繊維 (F15)、長さが 30mm でフック形状の鋼繊維 (DRA) を使用した。練混ぜは、公称容量 100L の強制二軸ミキサを使用した。練り混ぜ量は 80L/バッチとした。

3. 爆裂試験概要

(1) 爆裂試験と供試体

爆裂試験は JCI-S-014-2018 を参考に、既報⁵⁾と同様の手順で行った。爆裂試験時の供試体設置状況と供試体の模式図、写真を図-1 に示す。耐火炉は水平耐火試験炉を使用し、熱源は都市ガスとした。加熱温度は、JIS A 1304 に規定される標準加熱曲線 A に沿うように制御し、加熱時間は 30 分とした。加熱終了後は供試体の温度が雰囲気温度になるまで自然放冷を行った。なお、試験は一面加熱で行った。供試体は既報⁵⁾と同様に、100×100×400mm の角柱体とし、かぶり厚さは 40mm、中心に異形棒鋼 (D19) を設置した。D19 の両端に厚さ 6mm の拘束板を溶接した拘束治具を配置した。また、爆裂試験時に拘束板が直接加熱されることを防ぐために、端面から 50mm の範囲を耐火性断熱材により被覆した。

(2) 養生条件と試験材齢

爆裂試験に供するまでの養生条件は、条件 A、条件 B の 2 水準とする。条件 A は供試体作製後、20°C 封かんとした。条件 B は供試体作製後 20°C 封かんとし、注水から 48 時間後に 40°C 封かんとした。条件 A、B ともに材齢 28 日で脱型し、20°C、60%RH 条件で試験材齢まで気中養生とした。爆裂試験は条件 A で材齢 91、364 日、条件 B で材齢 92、365 日とした。

(3) 爆裂試験後の評価方法

爆裂試験後の評価は JCI-S-014-2018 を参考に、最大爆裂深さ、平均爆裂深さ、爆裂面積率の 3 つの項目とした。

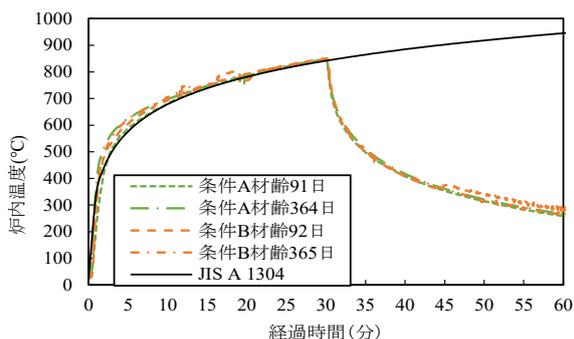


図-2 炉内温度測定結果

表-3 爆裂試験時の圧縮強度と含水率

記号	爆裂試験時の物性値							
	養生条件							
	条件A (28d20°C封かん →20°C60%RH気中)				条件B (48h20°C封かん →28dまで40°C封かん →20°C60%RH気中)			
	試験材齢[日]							
	91	364	91	364	92	365	92	365
	圧縮強度 [N/mm ²]		含水率 [wt%]		圧縮強度 [N/mm ²]		含水率 [wt%]	
STC-RDC-Base	106	133	2.47	2.83	117	126	2.53	2.95
STC-RDC-PP2-F151.0	90.9	111	2.10	2.17	125	131	2.30	2.54
STC-RDC-PP2-DRA0.5	90.7	126	2.18	2.48	116	131	2.48	2.73
STC-RDC-PP2-DRA1.0	101	126	2.21	2.57	120	125	2.26	2.71

上段：条件A (28d20°C封かん→20°C60%RH気中，材齢364日)供試体，
 下段：条件B (48h20°C封かん→28dまで40°C封かん→20°C60%RH気中，材齢365日)供試体

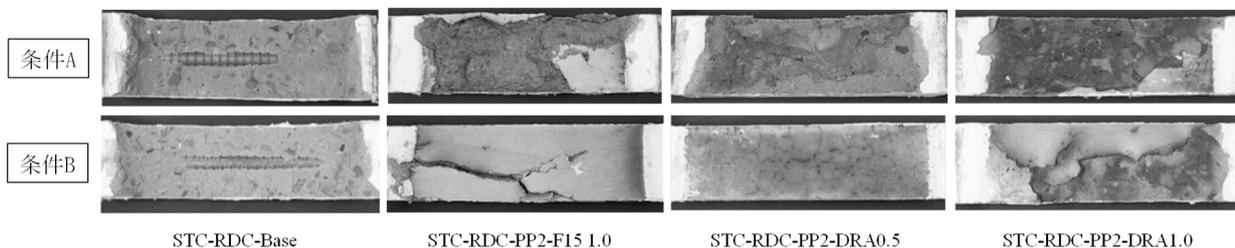


写真-1 爆裂試験後の供試体状況



写真-2 爆裂試験後の供試体

爆裂したコンクリートを鋼繊維が拘束している状況

爆裂深さは加熱面を10×20mmのメッシュで分割した交点を測定箇所(計176点)とし、レーザー変位計を用いて測定した。また、爆裂面積率は、測定した爆裂深さが0より大きい測定点数を全測定箇所(176点)で除した値とした。含水率はJIS A 1476に準拠し、爆裂試験の供試体と同一養生を行ったφ100×200mmの円柱供試体を用いて測定した。

4. 爆裂試験結果

炉内温度の測定結果を図-2に示す。図中にはJIS A

1304に示される標準加熱曲線Aも併せて示す。各試験における炉内温度は均一であり、標準加熱曲線に沿って制御されていた。爆裂試験時の圧縮強度と含水率を表-3に示す。材齢91, 92日から材齢364, 365日にかけての強度増進は、条件Aのほうが条件Bよりも大きくなった。また試験時の含水率は、条件Aは材齢91日で2.10~2.47wt%，材齢364日で2.17~2.83wt%，条件Bは材齢92日で2.26~2.53%，材齢365日で2.54~2.95wt%であり、全て含水率3.00wt%以下であった。

爆裂試験後の供試体の一例を写真-1, 2に示す。試験後の供試体を観察した結果、鉄筋が露出していたのは繊維を混入していないSTC-RDC-Baseのみであった。また、繊維を混入した供試体において、写真-2に示すようにかぶり部分において、爆裂したコンクリートが鋼繊維に拘束され、飛散せずに留まっている状況が確認された。繊維混入による爆裂抑制効果については、有機繊維による水蒸気圧や熱応力の緩和効果と鋼繊維による補強効果があると指摘されている⁶⁾。今回対象としたコンクリートについても、鋼繊維による補強効果で爆裂が抑制される結果が得られた。

次に、最大爆裂深さ、平均爆裂深さ、爆裂面積率の測定結果を図-3に示す。なお、各測定結果には、鋼繊維の補強効果により剥落していない表層部分のコンクリ

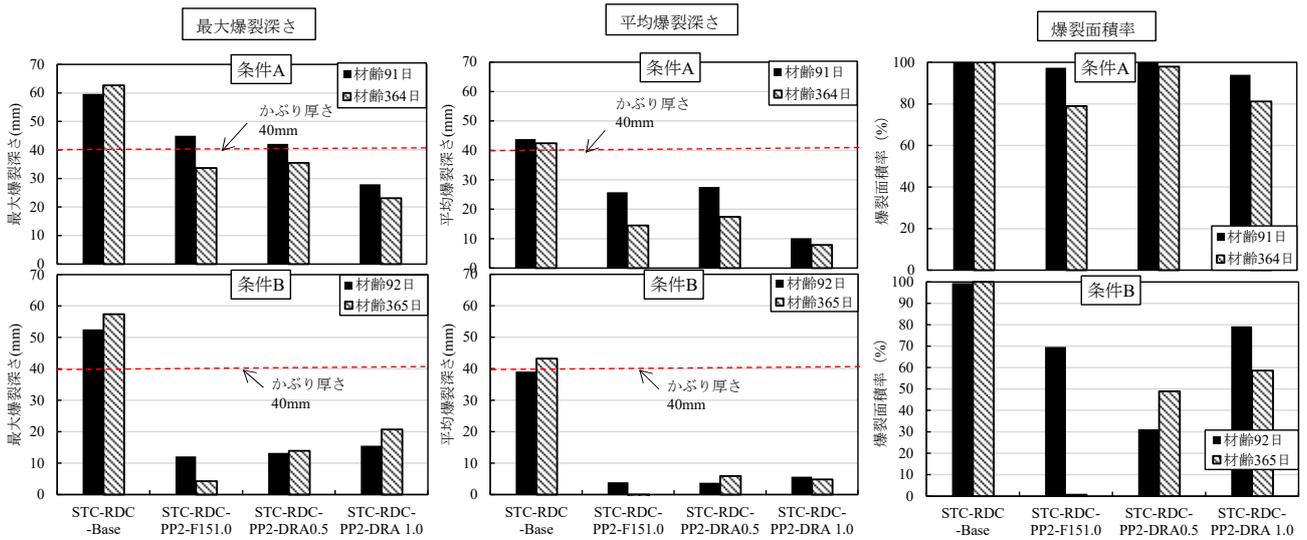


図-3 最大爆裂深さ，平均爆裂深さ，爆裂面積率の測定結果

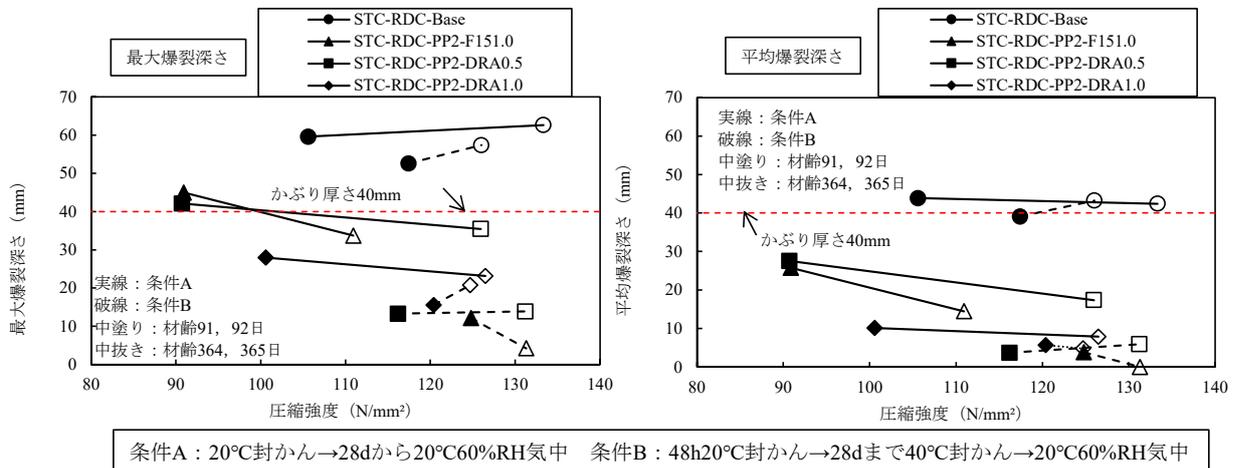


図-4 圧縮強度と最大爆裂深さ，平均爆裂深さの関係

ートも測定値に含まれている。図-3 の条件 A に着目すると、繊維を混入した供試体は、材齢の経過とともに爆裂面積率、平均爆裂深さ、最大爆裂深さが小さくなる傾向が確認された。また、鋼繊維の種類と最大爆裂深さに着目すると、鋼繊維の混入率が 1.0vol% の条件で、ストレート形状の F15 よりもフック形状の DRA を混入したものの最大爆裂深さが小さくなった。一方、条件 B では、条件 A で見られたような材齢の経過や繊維の種類による明確な傾向は確認できなかったが、繊維を入れた水準では全てかぶり厚さを下回る結果となった。

図-4 に圧縮強度と、最大爆裂深さ、平均爆裂深さの関係を示す。条件 A の平均爆裂深さに着目すると、繊維を混入した水準において加熱時の強度が高いほど平均爆裂深さは小さくなる傾向が確認できた。また、繊維を混入した全ての水準で平均爆裂深さは、かぶり厚さに到達しない結果となっており、繊維混入による爆裂抑制効果が確認できた。繊維を混入した水準における最大爆裂深

さも、平均爆裂深さと同様に加熱時の強度が高いほど小さくなるが、圧縮強度 90N/mm² 付近ではかぶり厚さを上回った。他方、圧縮強度の高い条件 B の場合には、繊維を入れた水準では最大爆裂深さと平均爆裂深さがともに条件 A より小さくなっている。今回の実験結果では、鋼繊維混入率が 1.0vol% の水準において、圧縮強度 116N/mm² 以上で最大爆裂深さが 30mm を下回る結果となった。

本実験から、STC-RDC による RC 部材の火災時におけるかぶり部分の保護には、鋼繊維を 1.0vol% 混入することが有効であり、圧縮強度が一定程度発現していることが重要と考えられる。

5. まとめ

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の調合 (STC-RDC) の強度増進に伴う爆

裂性状の変化を実験で確認した。本実験の範囲内で以下のことが分かった。

- ① 鋼繊維を混入することで、爆裂したコンクリートの飛散を抑制する効果が得られる。
- ② 鋼繊維の形状に着目すると、フック形状の鋼繊維を1.0vol%混入することで爆裂による損傷の低減効果が高まった。
- ③ ポリプロピレン繊維と鋼繊維を混入した STC-RDC は、圧縮強度の増進に伴い、爆裂による損傷が小さくなった。

謝辞：本実験を行うにあたり、東京大学大学院 工学系研究科 野口貴文教授に助言いただきました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 一般社団法人セメント協会：セメントの LCI データの概要，2022. 3
- 2) 松田拓：超低収縮・低炭素・低発熱・高強度・高流

動を副産物で実現した高性能コンクリート，コンクリート工学，Vol. 59, No.9, pp.788-793, 2021. 9

- 3) 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，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.369-370, 2017. 8
- 4) 小宮克仁ほか：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の実用化に向けた検討 その 4：実験シリーズII 室内試験における中性化抵抗性と爆裂試験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.665-666, 2022.9
- 5) 峯竜一郎ほか：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.41, No.1, pp.1199-1204, 2019
- 6) 三井健郎ほか：超高強度コンクリート柱の耐火性能向上に関する研究，竹中技術研究報告，No.66, 2010

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の実用化に向けた検討 —その6 実大 RC 柱の載荷加熱試験—

Examination on Practical Use of Ultra-low Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement - Part6 Loaded Fire Resistance Test of Full-size RC Column -

R&D センター	峯 竜一郎	RYUICHIRO MINE
R&D センター	坂本 遼	RYO SAKAMOTO
R&D センター	小宮 克仁	KATSUHITO KOMIYA
R&D センター	松田 拓	TAKU MATSUDA

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の実用化を目的に、プレキャスト工場の実機ミキサを用いて実大スケールの RC 柱 (430×430×h3,500mm) を作製し、載荷加熱試験を実施することでその耐火性能を確認した。載荷による柱の軸圧縮応力は設計基準強度 ($F_c=60\text{N/mm}^2$) の 1/3 とし、標準加熱温度曲線 A (ISO834-1) に準拠した 60 分加熱を実施した。試験の結果、爆裂の影響でかぶりコンクリートが剥離し、一部で鉄筋が露出する箇所が確認されたものの、軸方向収縮量と軸方向収縮速度のどちらも判定基準値以下となり、60 分の耐火性能を確認した。

キーワード：ポルトランドセメント不使用，低環境負荷，プレキャスト部材コンクリート，
高強度コンクリート，実大載荷加熱試験

The purpose of this paper is to use ultra-low-shrinkage, high-strength concrete without Portland cement for actual structure. Full-scale RC columns (430 × 430 × h3,500 mm) were manufactured using an actual mixer in a precast concrete factory. Fire resistance performance of the RC columns was confirmed by loaded fire resistance tests. The RC columns were heated for 60 minutes according to the standard heating temperature curve A (ISO834-1). Axial compressive stress was 1/3 of the design standard strength ($F_c=60\text{N/mm}^2$). As a result of the tests, it was confirmed that explosion phenomenon occurred during heating and some rebars were partially exposed due to being peeled off cover concrete. The amount of deformation in the axial direction and the rate of deformation in the axial direction were below the judgment standard values, confirming that the 60-minute fire resistance was secured.

Key Words: Non-Portland cement, Low environmental impact, Concrete for precast members,
High strength concrete, Loaded fire resistance test of full-size column

1.はじめに

近年、カーボンニュートラル社会の実現に向けて世界中で様々な取り組みが行われており、二酸化炭素削減の重要性が認識されている。その中でもコンクリートにおいては、その構成材料においてポルトランドセメント（以下、単にセメントと呼ぶ）の製造時における二酸化

炭素排出量が極めて多いことが知られており、セメントを使用しない条件においても製造可能な超低収縮・高強度コンクリート（以下、STC と称す）が開発されている^{1),2)}。

著者らは、STC のうちセメントを使用しない調査 (STC-RDC) を対象に、プレキャスト部材としての実用化を検討しており、室内試験によって力学特性、耐久

表-1 使用材料

記号	種類	物性等
BFA	高炉スラグ微粉末（石膏入り）	密度：2.88g/cm ³ ，比表面積：4,400cm ² /g
FA	フライアッシュ	密度：2.40g/cm ³ ，比表面積：5,680cm ² /g
SF	シリカフューム	密度：2.26g/cm ³ ，比表面積：200,000cm ² /g
EX	膨張材	密度：3.17g/cm ³ ，比表面積：5,000cm ² /g
FNS	フェロニッケルスラグ細骨材	表乾密度：2.98g/cm ³ ，粗粒率：2.60
HG	硬質砂岩碎石2005	表乾密度：2.63g/cm ³ ，実積率：59.0%
W	水	密度：1.00g/cm ³
SP	高性能減水剤1種	ポリカルボン酸系
PP2	ポリプロピレン繊維	密度：0.91g/cm ³ ，繊維長さ：2mm，繊維径：18μm
DRA	鋼繊維	密度：7.85g/cm ³ ，繊維長さ：30mm，繊維径：0.62mm

表-2 コンクリートの調合条件

NO.	記号	W/B [%]	s/a [%]	目標スランプフロー [cm]	空気量 [%]	W [kg/m ³]	Bの質量比率 [BFA:FA:SF:EX]	EX [kg/m ³]	S	G	繊維混入率 [vol%]	
											PP	sf
1	STC-RDC-1.0	15.0	60.4	60±10	3.5	130	0.537:0.293:0.147:0.023	20	FNS	HG	0.33	1.0
2	STC-RDC-0.5										0.33	0.5

表-3 フレッシュ試験結果と載荷加熱試験時の物性値

NO.	記号	フレッシュ試験結果				載荷加熱試験時の物性値		
		SP添加率 [B×%]	スランプフロー [cm]	空気量 [%]	練上がり温度 [°C]	乾燥期間 [日]	圧縮強度 ^{*1} [N/mm ²]	含水率 ^{*2} [%]
1	STC-RDC-1.0	1.25	67.8	3.3	28	124	85.9	3.78
2	STC-RDC-0.5	1.10	60.9	3.4	27	128	84.9	3.50

※1 部材同一養生の円柱供試体の圧縮強度

※2 部材同一断面（430×430×h1000mm）の中心部コア（φ100×200）の含水率

性等の基本的な性状を確認している^{3),4)}。また、プレキャスト工場の実機ミキサを用いた実機試験を行い、通年（夏期，標準期，冬期）で製造可能であることを確認している⁵⁾。本報は、STC-RDCを用いて製造した構造部材の耐火性能を確認することを目的とし、STC-RDCの実大RC柱を製作し、載荷加熱試験を実施した結果を報告するものである。

2. 試験概要

（1）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（B）はブレン法による比表面積が4000相当の高炉スラグ微粉末（BFA），フライアッシュ（FA），シリカフューム（SF），膨張材（EX）とした。細骨材はフェロニッケルスラグ細骨材（FNS），粗骨材は最大粒径が20mmの硬質砂岩碎石（HG）とした。高性能減水剤（SP）は、主成分がポリカルボン酸系のものを使用した。また、耐火性能向上を目的とし、合成繊維（PP2）と鋼繊維（DRA）を使用している。合成繊維は、従来の高強度コンクリートの耐火爆裂防止対策として使用される、繊維長さが2mmのポリプロピレン繊維とした⁶⁾。鋼繊維は、その補強効果による爆裂時のかぶりコンクリートの剥離防止を期待し、繊維長さが30mmのフック型のものとした。

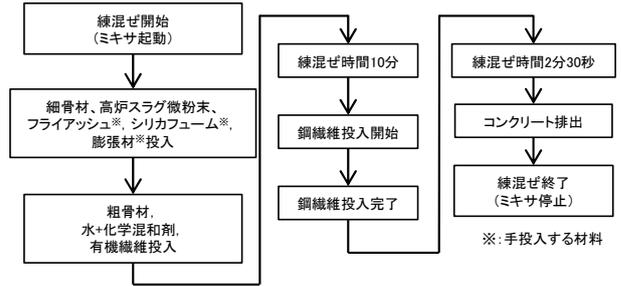
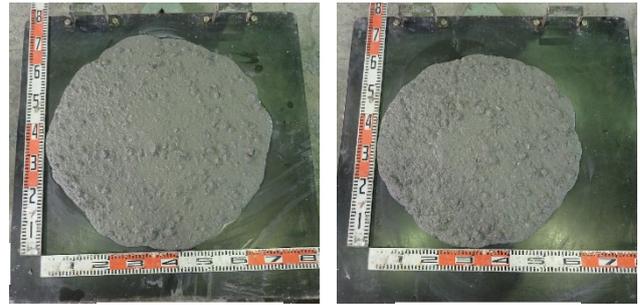


図-1 練混ぜ手順



STC-RDC-1.0

STC-RDC-0.5

写真-1 スランプフロー試験後の状況

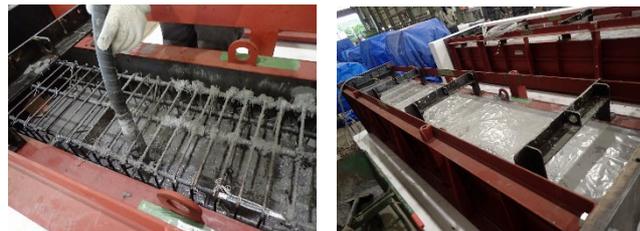


写真-2 打込み状況

写真-3 打込み完了後

コンクリートの調合条件を表-2に示す。水結合材比（W/B）を15.0%、単位水量を130kg/m³とし、結合材における各粉体の質量比率は表中に記載の値である。目標設計基準強度（F_c）は60N/mm²とした。繊維混入率は既報の小型試験体を用いた爆裂試験の結果⁴⁾を参考に、2水準（STC-RDC-1.0とSTC-RDC-0.5）とした。両試験体の合成繊維の混入率（PP）は0.33vol%とし、鋼繊維の混入率（sf）はSTC-RDC-1.0は1.0vol%、STC-RDC-0.5は0.5vol%とした。なお、合成繊維と鋼繊維はどちらも体積外割りで混入した。練混ぜは図-1に示す手順で実施した。目標スランプフローは60±10cm、目標空気量は3.5±1.5%とした。

（2）フレッシュ性状と載荷加熱試験時の物性値

フレッシュ試験結果と載荷加熱試験時の物性値を表-3に、スランプフロー試験後の状況を写真-1に示す。スランプフローと空気量は目標値の範囲内となり、目視の範囲で繊維の分散状況は良好であった。また、後述する載荷加熱試験時の物性値（圧縮強度と含水率）は、STC-RDC-1.0とSTC-RDC-0.5で大きな違いはなかった。

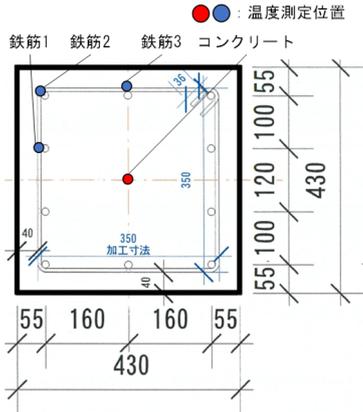


図-2 試験体断面

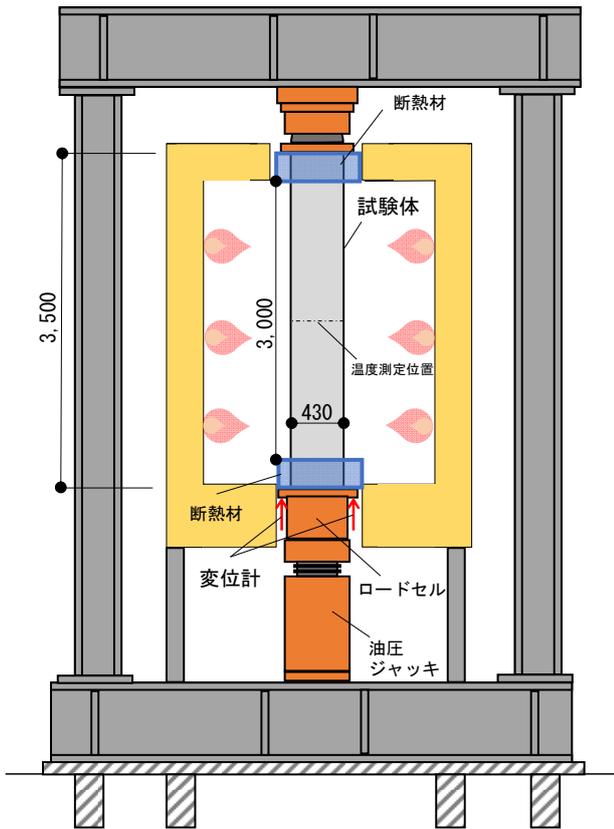


図-3 試験装置の概要

(3) 荷重加熱試験体

RC 柱試験体の断面寸法と温度測定位置を図-2 に示す。断面寸法は 430×430mm とし、配筋は主筋：10-D13 (SD345)、帯筋：2-D6 (SD295@50) とした。試験体高さ (h) は 3,500mm、コンクリートのかぶり厚さは 40mm とした。試験体のコンクリート打込み時の状況を写真-2 に、打込み完了後を写真-3 に示す。打込みにはホッパーを用い、棒型振動機で締固めを行った。打込み完了後、乾燥防止のために打込み面をラップで覆い、6面を厚さ 200mm の断熱材で覆った状態で打ち込みから 21 日まで養生した。その後、脱枠し、雨がかりのない



STC-RDC-1.0

STC-RDC-0.5

写真-4 荷重加熱試験後の試験体外観

屋内で気中養生とした。

3. 試験方法

試験装置の概要を図-3 に示す。試験は文献⁷⁾「4.1 耐火性能試験方法」に準拠した。試験体は加熱炉内に垂直に設置して上下端を固定支持とした。荷重荷重 N は、軸力比 ($N/(A_c \times F_c)$, A_c :断面積 (mm^2), 設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$) で 0.33 とした。

荷重荷重は加熱前に荷重し、加熱終了後も自然冷却させて加熱時間の 3 倍の時間 (180 分) 荷重を保持した。試験体の加熱部分は長さ 3,500mm のうち 3,000mm とし、ISO-834 「建築構造部材の耐火試験方法」⁸⁾に規定される標準加熱温度曲線に従って加熱した。荷重荷重は油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより測定した。また、試験体の軸方向変位を変位計によって測定した。変位計は図-4 に示す位置で荷重板の隅角部 (4 点) の変位を測定し、その平均値を判定基準値としている。耐火性能の評価は、測定値が次に示す 2 つの式で計算された値以下であることを判定基準とした。

①最大軸方向収縮量 ($h / 100 = 35 \text{ mm}$)

②最大軸方向収縮速度 ($3 \times h / 1000 = 10.5 \text{ mm/分}$)

温度測定は試験体高さの中心部の位置 (下端から 1,750mm) とした。図-2 に示すように、熱電対を用い、

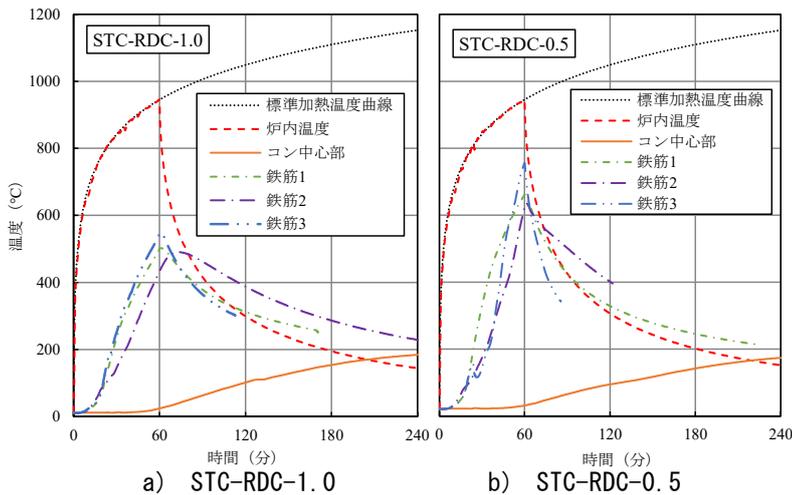


図-4 温度測定結果

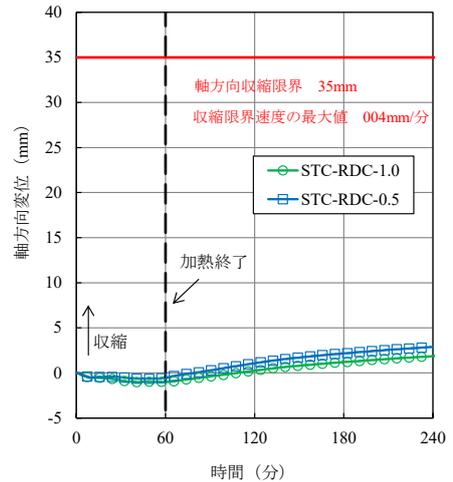


図-5 軸方向変位測定結果

鉄筋温度（隅角部（図中铁筋2），側面部（図中铁筋1，3）），コンクリート内部温度，炉内温度を計測した。

4. 実験結果

載荷加熱試験終了後の試験体外観を写真-5に示す。STC-RDC-0.5とSTC-RDC-1.0のどちらも爆裂音は加熱開始から約8分で発生し，その後断続的に続いた。加熱開始約35分で，大きな爆裂音とともに側面部のかぶりコンクリートの剥落が確認された。その後，加熱終了の60分まで，断続的に爆裂音がしていた。試験終了時の240分まで計測・観察を行ったが，加熱終了後に爆裂の発生は確認されなかった。写真-5を見ると，隅角部よりも側面部の剥落が多くなっており，一部で主筋と帯筋の露出が確認された。また，STC-RDC-0.5よりもSTC-RDC-1.0のほうが目視の範囲でかぶりコンクリートが多く残っていた。どちらも過大な変形は見られなかった。

温度測定結果を図-4に示す。60分の加熱終了後，荷重を保持した状態で180分間まで軸方向の変位を測定した結果（合計240分）を示している。

STC-RDC-1.0に着目すると，鉄筋の温度上昇は，隅角部（鉄筋2）の方が側面部（鉄筋1，3）より遅くなる傾向が見られた。側面部は加熱終了時点で，隅角部は加熱終了から約12分後に最高温度に達した。最高温度は鉄筋1，2，3でそれぞれ，503，491，549℃だった。平面部の鉄筋温度は，隅角部よりも高くなっており，かぶりコンクリートの剥落は，平面部の方が早かったと推察される。中心部のコンクリート温度は緩やかに上昇し，最高温度は試験終了時の184℃だった。

STC-RDC-0.5に着目すると，鉄筋1,2,3の温度上昇勾配はSTC-RDC-1.0と比べて大きくなった。これは，

STC-RDC-0.5の鋼繊維混入率はSTC-RDC-1.0と比べ小さくなっているため，爆裂によるかぶりコンクリートの剥離が多くなり，鉄筋が直接加熱される時間が長くなったことによるものと考えられる。鉄筋の温度は，加熱終了時点が最も高く，鉄筋1，2，3でそれぞれ，663，637，756℃であり，STC-RDC-1.0と比べて最高温度は高くなっている。

軸方向変位測定結果を図-5に示す。軸方向収縮量の最大値は，STC-RDC-1.0とSTC-RDC-0.5でそれぞれ1.9，2.9mmであり，判定基準値を超えなかった。軸方向収縮速度の最大値は，STC-RDC-1.0とSTC-RDC-0.5のどちらも0.04mm/分であり，判定基準値を下回った。

軸方向収縮量と軸方向収縮速度のどちらの判定基準値以下となり，STC-RDCは60分の耐火性能を確保できることが確認された。

5. まとめ

ポリプロピレン繊維と鋼繊維を混入した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(STC-RDC)を用いて製作した実大RC柱の載荷加熱試験を実施し，本実験の範囲内で以下の知見を得た。

- ①60分の耐火性能が確保された。
- ②鋼繊維を1.0 vol%混入したものは，0.5 vol%混入したものより爆裂による損傷が低減された。

謝辞：本実験を行うにあたり，東京大学大学院工学系研究科 野口貴文教授にご助言をいただきました。また，日本シーカ㈱にご協力いただきました。ここに記して感謝いたします。

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，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.369-370，2017.8
- 2) 松田拓：超低収縮・低炭素・低発熱・高強度・高流動を副産物で実現した高性能コンクリート，コンクリート工学，Vol. 59, No.9, pp.788-793，2021.9
- 3) 坂本遼ほか：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の実用化に向けた検討―その1 力学特性と収縮性状―，三井住友建設技術研究開発報告，第20号，pp27-32，2022.10
- 4) 小宮克仁ほか：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の実用化に向けた検討―その2 中性化抵抗性と爆裂性状―，三井住友建設技術研究開発報告，第20号，pp33-38，2022.10
- 5) 峯竜一郎ほか：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の実用化に向けた検討―その3 実機ミキサを使用した製造実験―，三井住友建設技術研究開発報告，第20号，pp39-44，2022.10
- 6) 公益社団法人日本コンクリート工学会：高温環境化におけるコンクリートの性能評価に関する研究委員会報告書，2017.9
- 7) 一般財団法人 日本建築総合試験所：防耐火性能試験・評価業務方法書
- 8) ISO-834：建築構造部分の耐火試験方法

WHOLE LIFE CARBON EMISSIONS OF LOW-CARBON HIGH DURABILITY NON-METALLIC BRIDGES

低炭素で耐久性に優れた次世代非鉄製橋梁の生涯炭素排出量

R&D センター	ゼリン アリファ	ZERIN ARIFA
R&D センター	篠崎 裕生	SHINOZAKI HIROO

ゼロセメントコンクリート (STC-ZERO) と非金属補強材のアラミド繊維 FRP ロッド (AFRP) を活用した超高耐久低炭素プレストレストコンクリート橋を開発した。STC-ZERO は、セメントを一切用いておらず従来のコンクリートに比べて低炭素でありながら、高強度、低収縮、低クリープといった性能を実現する。AFRP は、腐食の心配がない。本技術を適用した AASTHO-PCI BT-72 PC 桁橋とバタフライウェブ橋を設計し、生涯炭素排出量を算出するとともに、対応する従来の橋と比較した。その結果、本橋梁を採用することで生涯炭素排出量は約 70% 削減されることが分かった。

キーワード：炭素排出量, ライフサイクルアセスメント (LCA), 非鉄製橋梁, 超高耐久性,

ゼロ-セメントコンクリート (STC-ZERO)

An initiative for ultra-high durability low carbon prestressed concrete bridges utilizing sustainable zero cement concrete (STC-ZERO) and nonmetallic reinforcement is undertaken targeting low carbon sustainable infrastructures. STC-ZERO exhibits high strength, low shrinkage, low creep and low carbon emission compared to the conventional concrete. Aramid fiber PC tendons have no factor of corrosion. Accordingly, an AASTHO-PCI BT-72 PC girder bridge and a butterfly web bridge are designed incorporating this combination and compared with corresponding conventional bridges with respect to whole life carbon emissions. The whole life carbon emissions of next generation non-metallic bridges are expected to be reduced by around 70%.

Key Words: Carbon emission, Life cycle assessment (LCA), Non-metallic bridge, Ultra-high durability, Zero-cement concrete (STC-ZERO)

1. INTRODUCTION

This paper presents a challenging initiative on an ultra-high durability low carbon prestressed concrete next generation bridge utilizing sustainable zero cement concrete (STC-ZERO) and non-metallic reinforcement. CO₂ emission of STC-ZERO is significantly low compared to those of conventional concretes of same strength as cement is entirely replaced¹⁾. The non-metallic Aramid fiber reinforced polymer (AFRP) PC tendons and glass fiber reinforced polymer (GFRP) reinforcing bars have no factor of deterioration of concrete owing to the nonexistence of corrosion²⁾. As STC-ZERO exhibits low pH value, the

combination of AFRP and STC-ZERO is practicable. Accordingly, an AASTHO-PCI BT-72 PC composite girder bridge superstructure is designed incorporating this combination and compared with the similar conventional bridge with respect to structural performance and life cycle assessment, specifically equivalent carbon emission in accordance with BS EN15978(2011)^{2), 3)}. Additionally, the whole life carbon emission of a single span non-metallic butterfly web bridge incorporating STC-ZERO and AFRP tendons is estimated and compared with the corresponding conventional bridge. Since, there is no repair and rehabilitation requirements, the highly durable BT-72 girder bridge and butterfly web box girder bridge with STC-

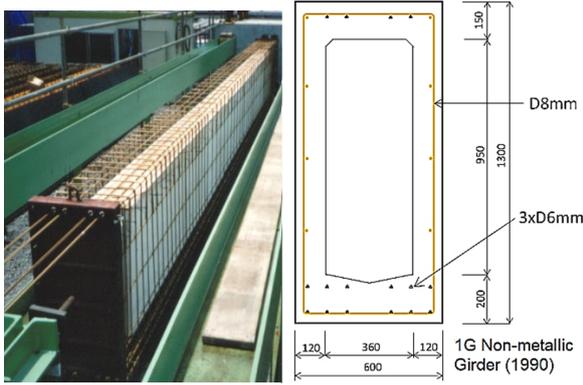


Fig. 1a. 1G non-metallic pre-tensioned girder (1990)

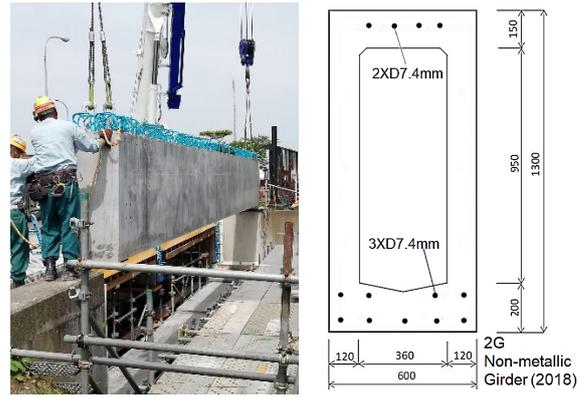


Fig. 1b. 2G non-metallic pre-tensioned girders (2018)

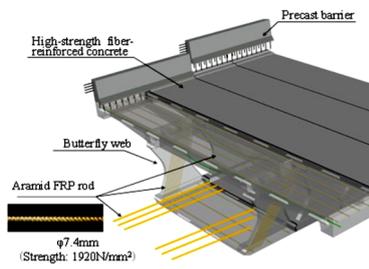


Fig. 2(a). Segment details

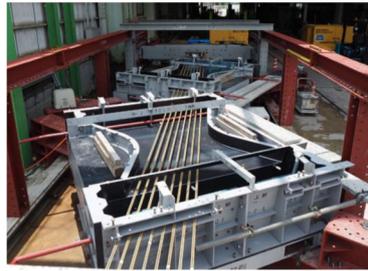


Fig. 2(b). Butterfly web fabrication



Fig. 2(c). Bessodani Bridge

ZERO and non-metallic reinforcement reduces the whole life carbon emission by approximately 70%²⁾.

2. DEVELOPMENT HISTORY OF NONMETALLIC BRIDGES

The 1st generation (1G) of highly durable non-metallic bridge in Japan was initiated by Sumitomo Mitsui Construction jointly with Teijin Co. Ltd. dates back to 1984. The physical properties of AFRP corresponding to the practical construction requirements i.e., rod handling, heat resistance against welding, physical strength against impact load and concrete casting, relaxation, bond length, strength of bent portion etc. were confirmed and the guidelines for the construction were prepared.⁴⁾ In 1990, an innovative pre-tensioned (length=12.5 m) demonstration road bridge was constructed utilizing nonmetallic AFRP tendons (Fig.1a) and early strength concrete. Further, in 2018, one of the three pre-tensioned girders from the demonstration road bridge was taken out to confirm its structural performance conducting bending loading test after 28 years of service. The AFRP tendons showed no signs of deterioration and retained the initial strength confirmed through chemical analysis⁵⁾. There was no degradation of bending strength and the performance

at the time of construction was maintained up to the test date⁶⁾. Thus, AFRP as a new material applied as prestressing tendons in concrete was confirmed to be intact after more than a quarter century of use.

One of the three pre-tensioned girders constructed in 1990 was replaced by a new girder made of high strength STC-ZERO and AFRP tendons in 2018 (Fig. 1b). The new girder was designed with thirteen cables each containing $2 \times D7.4\text{mm}$ or $3 \times D7.4\text{mm}$ AFRP deformed rods stressed with 70% of guaranteed strength⁵⁾. There was no transverse shear reinforcement requirement due to the high strength of STC-ZERO incorporating 1vol.% of steel fiber along with the AFRP tendons as bending reinforcement contributing to increased shear strength⁵⁾. Monitoring of the previously constructed two non-metallic girders will also be continued and structural performances will be verified in 2090 after 100 years of construction.

The development of 2nd Generation (2G) non-metallic butterfly web bridge was initiated as joint research with West Nippon Expressway Company (NEXCO West) in Japan in 2010 with the goal of constructing an ultra-high durable corrosion free bridge limiting the cost around 1.5 times of that of a typical concrete bridge^{2), 7)}. It is the 26.5m long, 11.55m width with 2.8m girder depth Bessodani Bridge along

Tokushima Expressway commenced in 2020 (**Fig.2a-c**). It is a simply supported bridge with butterfly panels as webs of the box girder constructed as precast segments. The butterfly webs of the girder acting as double Warren truss resulted in a significant reduction of materials⁷⁾. Shear forces are decomposed into compression and tension forces in the butterfly web panels that successfully eliminates the requirements of shear reinforcement⁷⁾. Moreover, high-strength fiber reinforced concrete having high tensile and shear strength developed to make members extremely thin, reducing the dead weight of the main girder. AFRP rods were utilized as external post-tensioned cables in the longitudinal direction and pre-tensioned in the transverse direction eliminating steel reinforcement⁷⁾. This non-metallic bridge is 10% to 20% lighter than conventional structures⁷⁾.

3. FUSION OF NON-METALLIC FRP AND STC-ZERO FOR NEXT GENERATION BRIDGE

The challenging concept of developing ultra-high durability low carbon sustainable prestressed concrete bridges with fusion of innovative zero cement concrete (STC-ZERO) and non-metallic FRP will be discussed in the following sections.

3.1 DEVELOPMENT OF STC-ZERO

The ultra-low shrinkage and high strength sustainable zero cement concrete termed as STC-ZERO is innovated incorporating ferronickel slag sand (FNS), blast furnace slag, fly ash, silica fume and expansive additive allowing ultra-low water to binder ratio¹⁾. The compressive strength of STC-ZERO exposed outdoors up to two years with unsealed conditions exceeds 150 MPa since the microstructure continues to be refined through on-going reaction of the remaining supplementary cementitious materials^{1), 8)}. Long-term splitting tensile strength of STC-ZERO is higher than that of conventional concrete with identical compressive strength using ordinary Portland cement (OPC)¹⁾. Maximum heat of hydration is 30°C-40°C lower than that of conventional concrete of the same strength¹⁾. Compressive creep is one-third of that of conventional concrete. Autogenous and drying shrinkage of STC-ZERO is extremely small owing to an internal curing effect contributed by FNS¹⁾. Nonetheless, carbon emissions can be reduced by up to 70% compared to normal conventional concrete (NCC)¹⁾.

3.2 NON-METALLIC REINFORCEMENT REPLACING STEEL

Technora aramid fiber developed by Teijin Limited, which, unlike other aramid fibers, is not affected by alkali⁴⁾. This property is an absolute requirement for concrete reinforcement materials. AFRP tension material is a continuous aramid fiber bonded in a rod shape with vinyl ester resin²⁾. AFRP rods can be fabricated with nodes, similar to deformed bars greatly enhancing the bond performance and enables concrete embedment with short development lengths⁴⁾. AFRP tendon exhibits excellent fatigue resistance and equivalent tensile strength as PC steel strands⁴⁾. Although, the relaxation of AFRP rod is larger than that of conventional PC steel tendon, elastic modulus of AFRP is around one-fourth of steel contributing to low prestress loss due to shrinkage and creep of concrete⁹⁾. Moreover, corrosion resistant GFRP rods possess good fatigue endurance, low thermal and electrical conductivity, and high longitudinal strength to weight ratio compared to steel reinforcing bars²⁾.

3.3 NEXT GENERATION AASHTO-PCI BULB TEE GIRDER BRIDGE

A next generation ASSTHO-PCI BT-72 PC girder bridge superstructure is designed incorporating this revolutionary combination and compared with the similar conventional bridge with respect to structural performance and simplified whole life carbon emissions. A superstructure of typical interior BT-72 PC girder simply supported bridge was designed (**Fig.3a**) in accordance with the AASHTO Load and Resistance Factor Design^{2),10)} replacing normal strength concrete with STC-ZERO, steel prestressing strands with AFRP tendons and steel reinforcing bars with GFRP rods. The design specifications of GFRP rods as shear reinforcement of the girder, reinforcement of the composite slab and the traffic barriers are in accordance with AASHTO guidelines¹¹⁾. **Fig.3b** illustrates the reinforcement details of the BT-72 conventional girder and the non-metallic girder of same size. The non-metallic girder is designed with considering four D7.4 mm AFRP rods arranged together as a single tendon unlike the conventional girder. In composite non-metallic RC slab GFRP rods are utilized as primary and distribution reinforcement. Additionally, non-metallic traffic barrier is designed with GFRP rods ensuring sufficient anchor length²⁾.

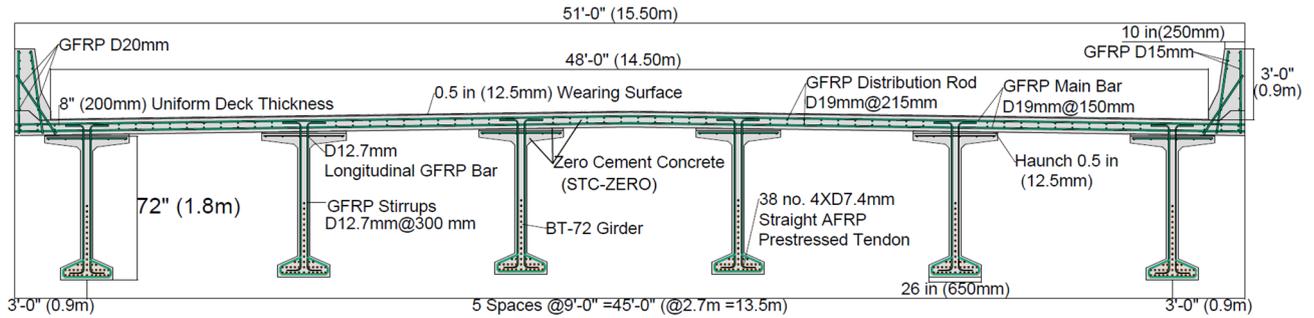
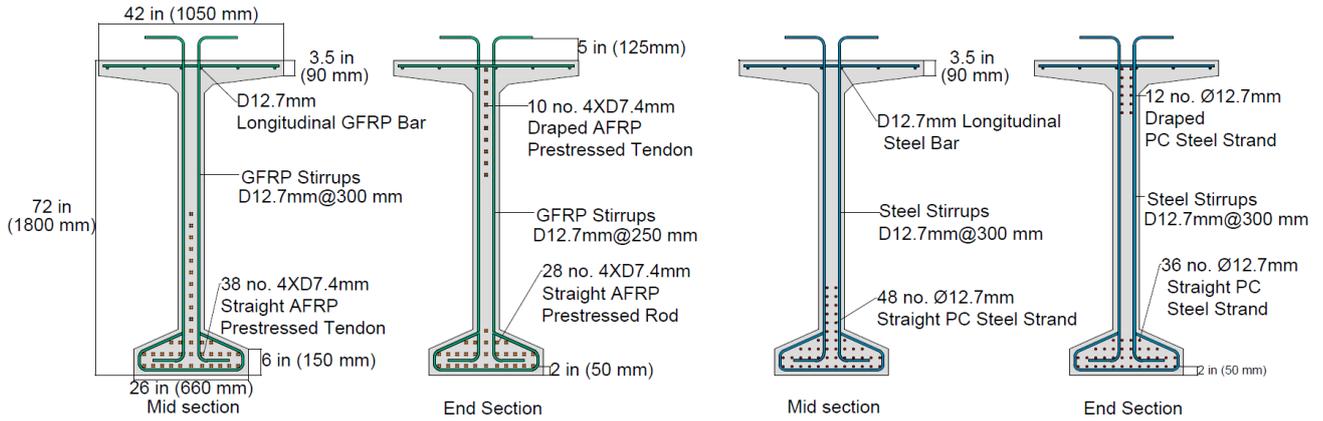


Fig. 3a. Reinforcement details of the next generation BT-72 girder bridge superstructure at mid-span²⁾



(a) Next Generation Prestressed Bulb Tee Girder (BT-72) (b) Conventional Prestressed Bulb Tee Girder (BT-72)

Fig. 3b. Reinforcement details of the next generation and the conventional BT-72 PC girders²⁾

Table 1. Equivalent Carbon Emission in tons (tCO₂e) at material production stages (A1-A3)²⁾

Bridge Category	Sl.no.	Item	Vol. (m ³)	Unit Weight (kg/m ³)	Weight (kg)	CO ₂ Coefficient	tCO ₂ e per material component	tCO ₂ e per bridge element	No. of Unit	tCO ₂ e per total elements	Total tCO ₂ e	Total Volume (m ³)	tCO ₂ e/m ³
Conventional BT-72 Girder Bridge	PC Girder	NCC	18.3	2321	42358	356 kg/m ³	6.50	12.8	6	76.7	141	247	0.57
		φ12.7mm Steel PC Strand	0.2	7850	1373	4.03 kg/kg	5.53						
		D12.7mm Steel Bars	0.1	7850	992	0.77 kg/kg	0.76						
	Composite Slab	NCC	116.6	2321	270594	356 kg/m ³	41.50	54.9	1	54.9			
	D16mm Steel Bars	2.2	7850	17420	0.77 kg/kg	13.36							
Traffic Barrier	NCC	10.6	2321	24510	356 kg/m ³	3.76	4.9	2	9.8				
	D16 & D19mm Steel Bars	0.2	7850	1506	0.77 kg/kg	1.16							
Next Generation BT-72 Girder Bridge	PC Girder	STC-ZERO	18.3	2520	45990	100 kg/m ³	1.83	5.4	6	32.1	70	247	0.28
		D7.4mm AFRP PC Tendon	0.2	1300	308	9.10 kg/kg	2.80						
		D12.7mm GFRP Rod	0.1	1740	235	3.09 kg/kg	0.73						
	Composite Slab	STC-ZERO	116.6	2520	293794	100 kg/m ³	11.66	32.7	1.0	32.7			
	19mm GFRP Rods	3.2	2100	6814	3.09 kg/kg	21.06							
Traffic Barrier	STC-ZERO	10.6	2520	26611	100 kg/m ³	1.06	2.67	2.0	5.3				
	D15 GFRP mm bars	0.03	2000	65	3.09 kg/kg	0.20							
	D20 GFRP mm bars	0.2	2675	458	3.09 kg/kg	1.42							

Table 2. Probabilistic estimation of whole life tCO₂e of the BT-72 girder bridge superstructure²⁾

Bridge category	Lifecycle factor	tCO ₂ e				Whole life Emission (A+B+C)	Whole life emission rate tCO ₂ e/m ³	tCO ₂ e reduction (%)
		Module A		Module B and C				
		A1-A3 (80% of A)	A4-A5 (20% of A)					
Conventional Bridge	Repair & Replacement	141	35	265	(1.5 times of A)	442	1.8	NA
Next Generation Bridge	No Repair & Replacement	70	18	12	(12% of whole life emission)	100	0.4	77

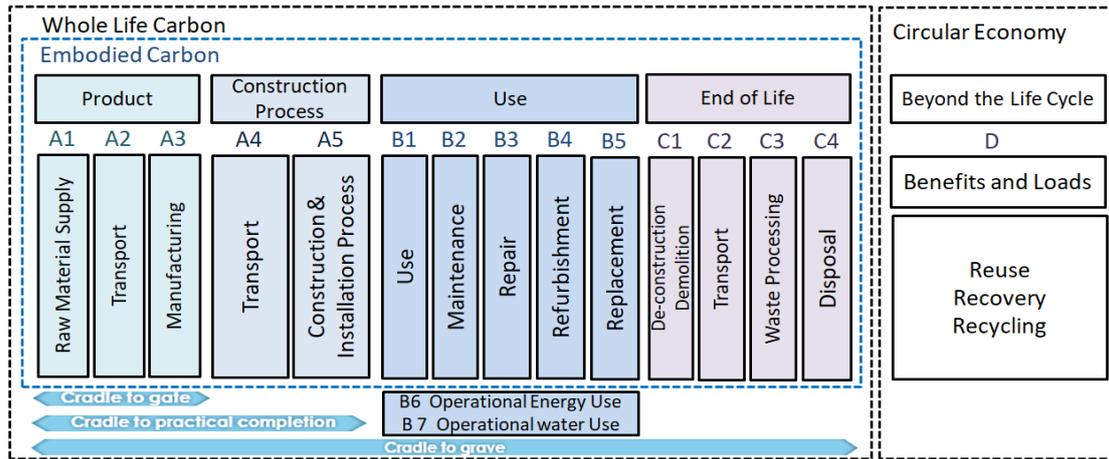


Fig.4. Whole life carbon emission system boundary: En15978(2011)³⁾

4. LCA OF NEXT GENERATION AASHTO-PCI BT-72 GIRDER BRIDGE

LCA evaluating the environmental impacts involves four stages of the life cycle as stated in BS EN15978³⁾: (1) material production stage (A1-A3); (2) construction process stage (A4-A5); (3) user stage (B1-B7); and (4) end-of-life stage (C1-C4)³⁾ as shown in Fig.4. In the present study, carbon dioxide equivalent in tons (tCO₂e) encompassing all greenhouse gases responsible for the global warming potential is estimated both for BT-72 girder conventional and next generation non-metallic bridge superstructure as a simplified LCA²⁾. It is evident from the previous studies that material production constitutes the maximum share^{(12),(13),(14)}. Hence, estimation of tCO₂e in the current study focuses on the material production stage (A1-A3) as shown in Table 1 indicating that tCO₂e can be reduced by 50% in case of next generation bridge in material production stage. In case of conventional bridge, the maximum share of tCO₂e accounts for NCC as a material component. In reverse, GFRP as a material component contributes to the maximum shares of tCO₂e for the next generation bridge (Fig.5).

A comprehensive life cycle cost assessment conducted by Indiana Department of Transportation in 2019 on different bridge superstructures revealed that total life cycle cost of bridges is 2.5 times on an average, mainly contributed by repair, refurbishment and replacement¹⁵⁾. As Collings¹⁶⁾ confirmed that there was a linear correlation between increased cost and higher carbon content of bridges, it is predicted that the whole life carbon emission of a conventional PC girder bridge may increase up to 2.5 times of that of module A, manifesting significant contribution

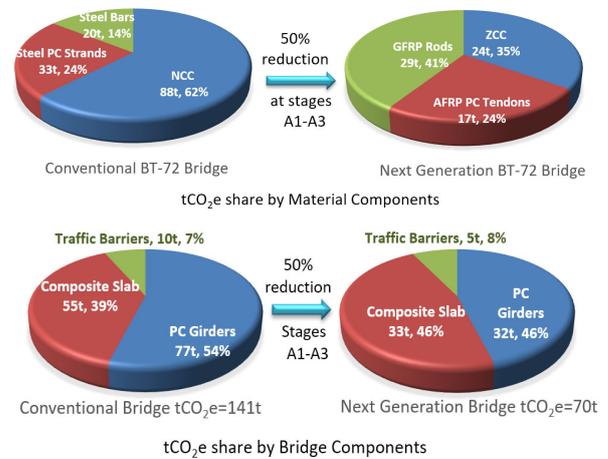


Fig. 5. Carbon emission share of material components and bridge elements²⁾

from module B and C ($B+C=1.5 \times A$) as estimated in Table 2. Also, based on the LCA by Li *et al*¹⁴⁾ current estimation anticipates that A1-A3 share 80% and A4-A5 share 20% of embodied carbon of module A as indicated in Table 2. According to the studies of Kaewunruen *et.al*¹³⁾, it is anticipated that for the next generation BT-72 girder bridge, Module A shares 88% carbon emission while Module B and C altogether share 12% emission without considering any repair and replacement. Finally, the whole life CO₂e is estimated as 442 tons and 100 tons for the conventional and the next generation BT-72 girder bridge respectively. The predicted whole life CO₂e emission rate of the conventional and the next generation bridges are 1.8t/m³ and 0.4t/m³ correspondingly. And the highly durable next generation BT-72 girder bridge expected to reduce 77% of carbon emission compared to that of the conventional bridge during its whole lifecycle²⁾.

5. LCA OF THE NEXT GENERATION NON-METALLIC BUTTERFLY WEB BRIDGE

Comparative studies on carbon emission of the non-metallic butterfly web bridge were performed based on the 2nd Generation Non-metallic Bessodani Bridge⁴⁾. A similar precast segment box girder bridge with external post-tensioned steel cables constructed with normal strength concrete considering 1.1 times weight of the Bessodani Bridge is taken into account for the comparison. Moreover, the next generation non-metallic butterfly web bridge is studied where the ultra-high strength fiber reinforced concrete is replaced by STC-ZERO. In case of the conventional box girder bridge, carbon emission in Module B and Module C altogether due to maintenance, repair, replacement, dismantling and disposal is considered 1.5 times of the emission in Module A. In case of the highly durable 2G Non-metallic Bessodani Bridge and the Next Generation Non-metallic Bridge with STC- ZERO, carbon emission due to maintenance, repair and replacement in Module B is not taken into account. It has been revealed from **Fig. 6** that carbon emission of the newly constructed 2G Non-metallic Bridge in module A is almost equal to that of the conventional box girder bridge owing to the use of ultra-high-performance concrete. However, the whole life carbon emission of the highly durable 2G non-metallic bridge is predicted to be reduced up to 52% as repair and replacement is not needed²⁾ (**Fig.6**). Further, the whole life carbon emission is predicted to be decreased by 69% as compared to the conventional bridge since there is no share from Module B due to the non-existence of bridge deterioration²⁾.

6. CONCLUSION

Current paper presented a challenging design concept of a next generation ASSTHO-PCI bulb tee (BT-72) prestressed girder bridge with a fusion of STC-ZERO and non-metallic FRP reinforcements. The whole life cycle assessment has revealed that the next generation non-metallic BT-72 girder bridge reduces the equivalent carbon emission at around 77% compared to that of conventional bridge of same size. Further, the whole life carbon emission of the next generation non-metallic butterfly web bridge is anticipated to be reduced up to 69% as compared to the conventional bridge. Since, there is no repair and rehabilitation requirements, the ultra-high durability low carbon next generation bridges with extended

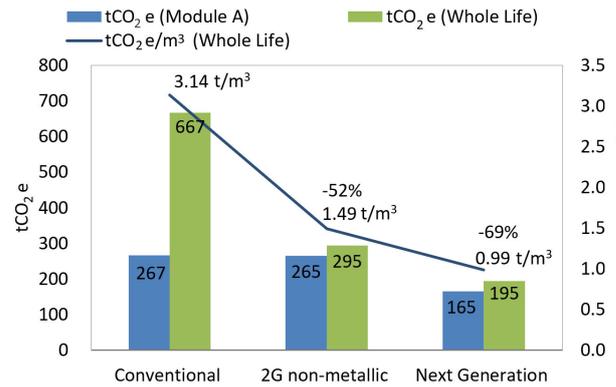


Fig. 6. Carbon emission of conventional PC box girder bridge, 2G non-metallic bridge and next generation non-metallic bridge with STC-ZERO²⁾

lifetime are expected to significantly reduce the whole lifecycle cost compensating the initial increased cost for low carbon highly durable advanced technologies.

References

- 1) Matsuda, T., Geddes, D.A., Walkley, B., Provis, J.L. "Properties and microstructure of ultralow shrinkage and high strength zero-cement-concrete". fib Symposium, 2020.
- 2) Zerín, I., A. & Kasuga, A. "Life cycle assessment of next generation non-metallic bridges". Structural Concrete, Journal of fib, Special Theme: Sustainability of Concrete Structures, Vol 24(2), April 2023.
- 3) British Standard Institution. BS EN 15978:2011 Sustainability of construction works, Assessment of environmental performance of buildings, Calculation method, London: BSI, 2011.
- 4) Noritake, K., Asai, H., Kumagai, S., and Mizutani, J. "Practical Use of Aramid FRP Rods for PC Structures", The third east Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, 1991.
- 5) Shinozaki, H., Sasaki, W., Sanga, T. and Matsuda, T. "Prototype of PC Bridge for Sustainable Development, Concrete Journal". Vol.59, No.6, pp.511-518, Jun. 2021 (in Japanese).
- 6) Nonami, Y., Sanga, T., Fujioka, T., Asai, H. "Bending property of full-size PC Girder using ARP rods as pre-tension tendon which passed 28 years after construction". FIB symposium, 2019.
- 7) Matsuo, Y., Wada, Y., Fujioka, T., Nagamoto, N. "Construction of non-metal bridge". fib Symposium, 2021.
- 8) Matsuda, T., Geddes, D.A., Walkley, B., Provis, J.L.

- “Properties and microstructure of ultralow shrinkage and high strength zero-cement-concrete”. fib Symposium, 2020.
- 9) Noritake, K. Asai, H., Nakai, H. and Mizutani, J. “Relaxation Characteristics of Aramid FRP Rods”. Residual Stresses III, ICRS 3, 1991.
- 10) Precast/Prestressed Concrete Institute. Bridge Design Manual, 3rd Edition, Second Release, August 2014.
- 11) AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete, 2nd edition, December 2018.
- 12) Hammervold, J., Reenaas, M. and Bratteb, H. “Environmental Life Cycle Assessment of Bridges”. Journal of Bridge Engineering, volume 18 Issue 2, 2013.
- 13) Kaewunruen, S., Sresakoolchai, J. and Zhou, Z. “Sustainability-Based Lifecycle Management for Bridge Infrastructure Using 6D BIM”. Sustainability 2020.
- 14) Li, Y., Yu, C. Chen, S., Sainey, B. “The Carbon Footprint Calculation of the GFRP Pedestrian Bridge at Tai Jiang National Park”. In international review for spatial planning and sustainable development, Vol.1 No.4, 13-28, 2013.
- 15) Maldonado, S., & Bowman, M. “Life-Cycle Cost Analysis for Short and Medium-Span Bridges”. Joint Transportation Research Program, Technical Report, Indiana Department of Transportation and Purdue University, SPR-3914. Report Number: FHWA/IN/JTRP-2019/09.
- 16) Collings, D. “The Carbon Footprint of Bridges”. Structural Engineering International, 2021.

ESTIMATION OF POST-DISASTER CO₂-EMISSIONS USING INTEGRATED SIMULATIONS OF DISASTERS AND ECONOMY

災害・経済のシミュレーションを用いた災害後の CO₂ 排出量の推定

R & Dセンター ギル アミット AMIT GILL

R & Dセンター 川島 学 MANABU KAWASHIMA

地震災害と経済の統合シミュレーションを利用した、災害後の復興における CO₂ 排出量を推定する方法論を提示する。本手法を用いて、阪神地域におけるシナリオ南海トラフ地震発生後の CO₂ 排出量を推計した。この地域に建つ住宅、学校、病院、商業施設、小売店などからなる 180 万棟の建物に与える影響が考慮されている。震災後 5 年間の産業別 CO₂ 排出量を推計した結果、復興期における産業別 CO₂ 排出量が増加することが分かった。非災害時のシナリオと比較すると、5 年間で 9,770 万トンの CO₂ が追加で排出されると推計され、これは日本の年間排出量の約 9% に相当する。

キーワード：CO₂ 排出量、地震災害、エージェントベース経済シミュレーション、統合地震シミュレータ、サステナビリティ

We present a fine-grained integrated methodology that utilizes end-to-end simulations of earthquake disasters and economy to estimate the CO₂-emissions during the post-disaster recovery. Using the methodology, we estimate the quantity of CO₂-emissions in the aftermath of a scenario Nankai Trough earthquake in the Hanshin industrial zone of Japan. Impact of the earthquake disaster on all 1.8 million buildings, comprising residential towers, schools, hospitals, commercial offices, retail stores, etc., in the region is evaluated. Industry-wise CO₂-emissions during the post-disaster recovery are estimated for 5 years after the disaster. Compared to the non-disaster scenario, 97.7 million ton more CO₂ is expected to be emitted over the course of 5 years, which is approximately 9% of annual emissions in Japan.

Key Words: CO₂-Emissions, Earthquake Disaster, Agent-based Economic Simulations, Integrated Earthquake Simulator, Sustainability

1. INTRODUCTION

As we are witnessing the adverse impacts of global warming, there is no doubt that it poses an existential threat to humanity if not tackled in time. Slowing down global warming requires substantial reduction in the emissions of CO₂ and various other green-house gases (GHGs) that are emitted due to various economic activities. As an example, the construction sector accounts for nearly 13% of total CO₂-emissions worldwide. Since economic activities are indispensable for the well-being of society, sustainable development is the key to curb emissions. Natural disasters, including those caused by global warming, destroy multi-

billion worth of infrastructure every year, which must be rebuilt/repared. Post-disaster reconstruction activities can emit significant amounts of CO₂ hampering our progress towards net-zero emissions. A thorough understanding of disaster impacts is necessary to make effective policies to minimize these impacts. To this end, we are developing a large-scale fine-grained integrated simulation technology that can estimate the impacts of disasters on economy and infrastructure by simulating all major economic activities and their dependency on infrastructure. In this report, we introduce our simulation technology and to demonstrate its application, we estimate the CO₂-emissions caused by a potential Nankai Trough earthquake.

We use a High-Performance Computing (HPC) enhanced agent-based economic model (ABEM)¹⁾ to simulate the Japanese economy at 1:1 scale and an Integrated Earthquake Simulator (IES)²⁾ to simulate the impacts of disaster on each building located in the affected region. 1:1 scale simulation with ABEM^{1,3)} implies the simulation of national economy considering the economic activities of each individual economic entity such as each of the firms in various industries, each household, general government, and the banks. Macroeconomic data is utilized to derive the individual entity's economic data which is then used for calibration of the ABEM³⁾. The extent of damage and damaged states of the infrastructure obtained from the IES are fed to the ABEM to simulate the post-disaster economic activities and the associated CO₂-emissions are calculated. For this study, we assume that the disaster occurs in the first quarter of 2015. The earthquake disaster and the damage to 1.8 million buildings in Osaka, Kobe, and Awaji Island are estimated using the IES²⁾ and the PACT⁴⁾. The estimated damages are assigned to the building owners and the post-disaster economy is simulated at 1:1 scale using the ABEM for 5 years after the disaster. A comparison of the emissions under normal scenario and the disaster scenario is presented.

The rest of this report is organized as follows. Section 2 explains the methodology in detail. Model calibration and data generation process is discussed in section 3. Simulation results are presented in section 4. Section 5 concludes.

2. METHODOLOGY

CO₂-emissions due to various industrial sectors of an economy are directly proportional to the scale of production. Utilizing the fuel consumption data of each industry, industry-wise CO₂-emission coefficients (quantity of CO₂ emitted per million Yen worth of production) can be obtained. We estimate post-disaster CO₂-emissions using CO₂-emission coefficients and post-disaster industrial production quantities.

To estimate the post-disaster production levels, a three-step sequential process is used to perform high-resolution end-to-end simulations of earthquake disasters and economy for estimating the impacts of disasters. The first step is to simulate the disaster and its impact on infrastructure using physics-based disaster simulators; in the second step, infrastructure response is converted to damages, required repair cost, and repair time. The damaged states of the

infrastructure and repair cost and time are then used in an economic model to simulate the post-disaster economy. The focus of the current study is an earthquake disaster therefore, we provide a detailed explanation of the methodology for estimating the impacts of an earthquake disaster.

2.1 CO₂-EMISSION COEFFICIENTS

Industrial CO₂-emission coefficients (quantity of CO₂ emitted per million Yen worth of production) are obtained using the Input-Output analysis⁵⁾. The Input-Output analysis requires the Input-Output (IO) table of the economy and fuel consumption data of each industry. CO₂ emitted due to the consumption of fuel is termed as direct CO₂-emission. Direct CO₂-emission is obtained by multiplying the quantities of fuels consumed with the CO₂-emission coefficient of the fuel. Total CO₂-emission in an industrial sector is the sum of direct emission, and indirect emission caused in other industrial sectors that produce intermediate goods necessary to carry out production in the sector. Let \mathbf{d} and \mathbf{e} be the vectors of direct emission coefficients and total emission coefficients of the industries. The relationship between \mathbf{d} and \mathbf{e} , as obtained from the Input-Output analysis, is given in Equation 1.

$$\mathbf{e} = \mathbf{d}\{\mathbf{I} - (\mathbf{I} - \mathbf{M})\mathbf{A}\}^{-1} \quad (1)$$

where \mathbf{I} is the identity matrix, \mathbf{A} is the input coefficient matrix, and \mathbf{M} is the import coefficient matrix. Utilizing vectors \mathbf{d} and \mathbf{e} and industrial production quantities, direct and total emissions attributable to the sectors are calculated.

2.2 SIMULATION OF SEISMIC RESPONSE OF THE INFRASTRUCTURE

The response of the infrastructure to the seismic wave is simulated using a large-scale Integrated Earthquake Simulator (IES)²⁾. Given a seismic wave, the IES provides seismic response parameters like inter-story drifts, floor accelerations, floor velocities, residual drifts, of the simulated infrastructure.

2.3 ESTIMATION OF DAMAGES AND REPAIR COSTS

Seismic response of the infrastructure components is not sufficient to estimate the economic losses. It should be converted to the amount of damage sustained by the infrastructure, which is useful for the estimation of economic impacts of the disaster. We use Performance

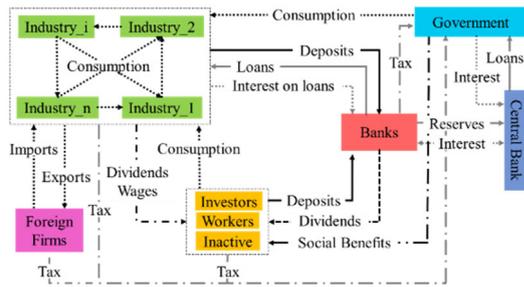


Fig. 1. Schematic diagram of the agent-based economic model (ABEM)

Assessment Calculation Tool (PACT)⁴) to convert the seismic response of buildings into required repair or reconstruction cost. PACT is developed by Federal Emergency Management Agency (FEMA); it utilizes a vast database of fragility and consequence functions of various building components. It also includes a normative quantity estimation tool which can be used to estimate non-structural components of buildings based on their size and occupancy types. Feeding the seismic response of buildings obtained from the IES into PACT, we obtain repair costs required for restoring the buildings to their pre-disaster state.

2.4 SIMULATION OF POST-DISASTER ECONOMY

The repair costs obtained from PACT are used in an economy simulator to simulate the post-disaster economy and estimate the impacts of the disasters. For fine-grained simulations of the economy, we are using an improved version of an agent-based economic model (ABEM)⁶). This section explains the ABEM in detail.

2.4.1 AGENT-BASED ECONOMIC MODEL

Fig. 1 presents a schematic diagram of the ABEM. It contains millions of agents representing real-world economic entities such as firms of various industrial sectors, workers, banks. The agents mimic all major actions of their real-world counterparts. The rules defining the agents' interactions are derived from the behavioral economics or the observed economic data of the represented agents. Characteristics and actions of all agents are presented below.

(1) **Firms:** Firms are grouped into several industries depending on their product. All firms of an industry produce similar products and follow similar behavior rules. However, the firms differ in terms of the scale of production, price of products, owned capital,

deposits, etc. The firms need intermediate goods, capital goods, and labor to produce. It is assumed that there is only one type of capital good in the economy. However, productivity of capital is different for firms of different industries. Intermediate goods required by firms of different industries are different. At the start of each simulation period, the firms decide the quantity to produce and price of their products based on their expectation of growth and inflation rates as well as their experience. After deciding the production quantity, the firms either hire or fire workers to meet their labor requirement. The firms utilize their stock of capital and intermediate goods available at the start of each period. The firms' production may be limited by the unavailability of sufficient resources. Next, the firms decide their consumption and investment budget considering capital depreciation and the intermediate goods used in production in the current period. If the firms have shortage of funds, they apply for loans. Depending on their financial health, their loan application may be rejected which will limit their investment plans.

After all the firms have carried out production, they enter the goods market as suppliers and buyers of various goods and services. In the goods market, all sellers are available to all buyers and the buyers prefer bigger sellers with lower prices to buy products. Depending on the demand and supply, some firms may be left with unsold goods and may be unable to buy everything they need.

The firms pay wages to their workers, repay a portion of loan to the bank and the interest on loans, pay various taxes, such as tax on production, corporate tax, and the employers' contribution of social insurance for their workers, to the government. They also pay dividends to their owner.

In addition, there are foreign firms in each industry which act as exporters or importers. The quantity to export and import is given exogenously to the model.

(2) **Households:** Households consist of investors who are firm owners, workers who supply labor to the firms, and inactive households who represent the non-working population. The dividend paid by the firms is the source of income of investors. The

workers receive wages for the labor supplied to the firms. The inactive households rely on social benefits from the government. Additionally, all the households receive some kind of social benefit from the government. The households spend a portion of their income on consumption and investment goods. If they are unable to buy all they want, they will save the remaining amount. Further, they pay income tax, value added tax, and social security contributions to the government.

- (3) Bank: Due to absence of reliable data for multiple banks, only one bank is considered. The bank keeps deposits of firms and households and pays interest on the deposits or receives interest on overdrafts. It also provides loans to firms. The bank keeps its reserves at the central bank or receives advances from the central bank. The bank pays dividends to its investor and pays corporate tax to the government.
- (4) Central Bank: The central bank sets the policy rate. It provides liquidity to the banking system by extending advances to the bank and takes deposits from the bank in the form of bank reserves. Central bank is the main creditor to the central government and extends loans to the government unconditionally.
- (5) Government: The government acts as a consumer in the market, and a redistributive entity that levies various taxes and social contributions to provide social benefits to the households or subsidies to the firms. The government consists of various government entities which represent central governments, local governments, and social security funds. The consumption budget of the government is given exogenously to the model and is assumed to be constant in real terms but adjusted to the last period's average price of the product of the industry.

To simulate the post-disaster economy, the damages to the buildings are assigned to the buildings' owners i.e., firm or household agents. Damage to industrial buildings (e.g., factories, offices) represents capital loss to the firms. Because of the capital loss, the post-disaster production level of the firms will be lower than the pre-disaster level. To attain the pre-disaster level of production, the firm agents plan new investments to recover the damaged capital in the post-disaster periods. On the other hand, the households whose homes were damaged can't lead a

comfortable life. From an economic point of view, some of the impacted households may not be able to go to work while some others can work but only part-time. This will cause labor shortage in the impacted region hindering the post-disaster recovery. Moreover, the income of the impacted households will fall making it difficult for them to invest in recovery. Households may use insurance claims, bank deposits, or government aid for recovery. Post-disaster decision-making and the resulting economic dynamics are simulated using our HPC-enhanced ABEM.

3. INPUT DATA GENERATION

3.1 DATA SOURCES

3.1.1 CO₂-EMISSION COEFFICIENTS

Industrial fuel consumption data, required to derive industrial CO₂-emission coefficients, is sourced from Embodied Energy Emission Intensity Data provided by the National Institute for Environmental Studies, Japan (<https://www.cger.nies.go.jp/publications/report/d031/jpn/dataset/embodied/2015/390.html>). The latest available data is for the year 2015 therefore, the first simulation period is set to first quarter of 2015.

3.1.2 ABEM PARAMETERS

The ABEM is calibrated to the first quarter of 2015 of the Japanese economy. The main dataset used to derive the ABEM parameters is the 2015 IO-table at producer price for Japan since it contains the interdependencies among economic entities. In addition, individual agent's data is obtained by disaggregating the macroeconomic data since data at such a fine scale is unavailable. To derive the agent-level data, various datasets such as business census, system of national accounts, history of industrial production, households' income and expenditure survey data, general government accounts, etc., are used. The datasets are obtained from RIETI (<https://www.rieti.go.jp>), e-Stat (<https://www.e-stat.go.jp>), and the Cabinet Office (<https://www.esri.cao.go.jp>). Because of the limited space, the details of the data generation process are skipped. The interested reader is requested to refer to Gill et al.³⁾ for the details.

In the generated 1:1 scale model of the Japanese economy, there are a total of 130 million agents consisting of 1.8 million domestic firms, 0.9 million foreign firms, 1.8

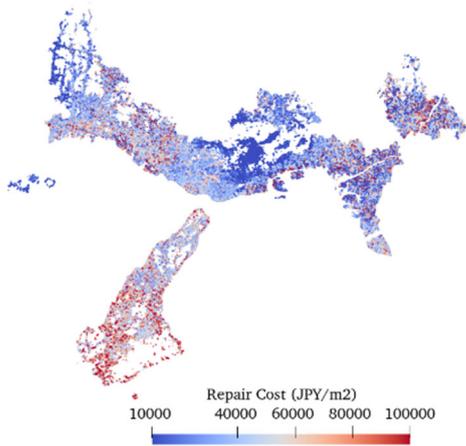


Fig. 2. Repair cost in Japanese Yen per unit floor area for the simulated buildings

million investors, 68.9 million workers, 56.4 million inactive households, 0.5 million government entities, one bank, a central bank, and the general government.

3.1.3 BUILDINGS AND EARTHQUAKE SCENARIO DATA

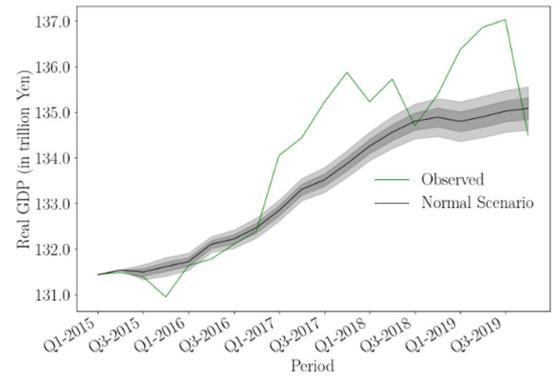
According to the Headquarters for Earthquake Research Promotion, Japan, there is a high probability of occurrence of a megathrust earthquake in the Nankai Trough region in near future. Since the Nankai earthquake will potentially impact the economically important Hanshin industrial region, it may cause severe economic losses. Therefore, we choose to study the impacts of the potential Nankai Trough earthquake. The earthquake scenario (i.e., seismic waves originated from the fault rupture) is obtained from the Cabinet Office, the Government of Japan.

In the current study, we consider the damage to the buildings only. Buildings properties of 1.8 million buildings in Osaka, Kobe, and Awaji Island (**Fig. 2**) are obtained from the GIS data of Japan. The data consists of buildings of varying number of stories and various occupancy types such as residential, commercial office, hotel, school, etc.

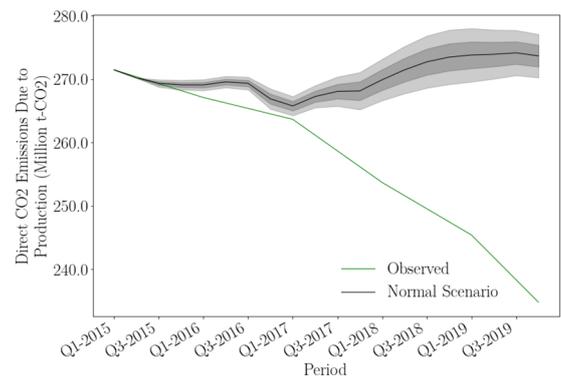
4. ESTIMATION OF CO₂-EMISSION DUE TO A POTENTIAL NANKAI TROUGH EARTHQUAKE

4.1 PROBLEM SETTINGS AND ASSUMPTIONS

- (1) The first quarter of 2015 (hereinafter, Q1-2015) is the first simulation period. Monte Carlo simulation with sample size 500 is conducted for 20 quarters



(a) Real GDP

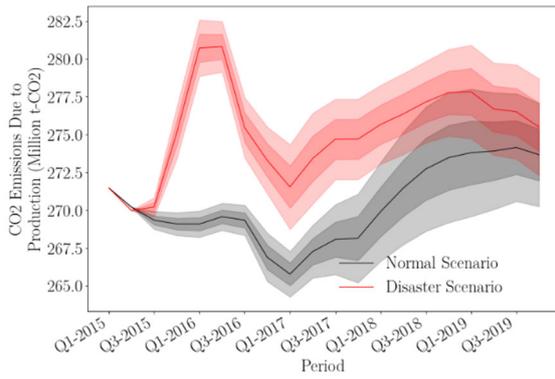


(b) CO₂-emissions

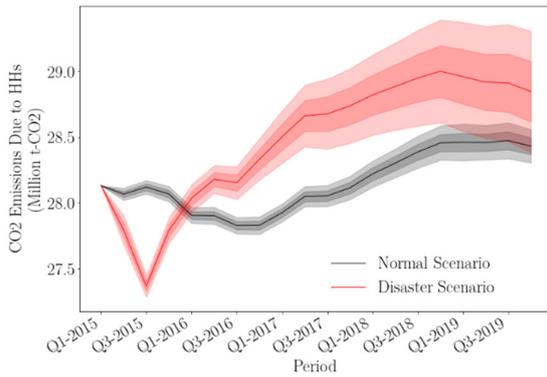
Fig. 3. Plots for validation of the methodology under normal scenario. The black line is the mean of 500 simulations, and dark and light grey regions represent 67% and 95% limits, respectively.

(from Q1-2015 to Q4-2019).

- (2) CO₂-emission coefficients are calculated from the data of 2015 and assumed constant during the entire simulation.
- (3) The ABEM is calibrated to Q1-2015 of the Japanese economy using the macroeconomic data as explained in the previous section.
- (4) The disaster is assumed to occur at the end of Q1-2015.
- (5) Total damage to the buildings, estimated using IES and PACT (**Fig. 2**) is 15 trillion Yen out of which 6.3 trillion Yen is the loss to firms and the rest is to households. The amount of debris generated is assumed to be 25% of total damage.
- (6) A worker having a damaged home is assumed to work only half-time.
- (7) The impacted agents spend extra budget in the “Waste Disposal” sector to dispose of the debris and the “Building Construction” sector to repair/



(a) Total emissions due to industrial production



(b) Total emissions due to households' consumption

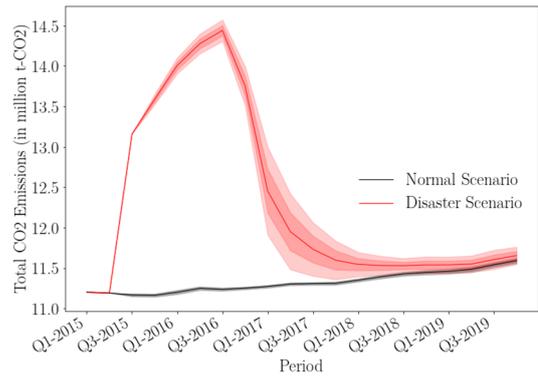
Fig. 4. A comparison of economy-wide CO₂-emissions due to industrial production and household consumption under normal and disaster scenario.

reconstruct the damaged buildings.

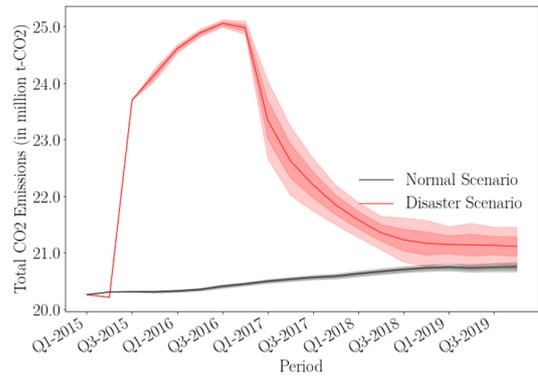
- (8) We assume that the households receive disaster aid (equal to repair cost) from the government to repair their damaged buildings, and the firms use their own financial resources or take loans to repair the damages.
- (9) The maximum consumption budget of the general government and the exporters and the quantity imported by the importers are assumed unaffected.

4.2 MODEL VALIDATION

Fig. 3 shows a comparison of model outputs with the observed values under the normal economic scenario. We can see that the real GDP simulated by the model closely follows the observed values for all simulation periods, concluding that the model can simulate the Japanese economy to a high degree of accuracy. However, quantity of CO₂-emissions is significantly different from the observations. The reason for this mismatch is that the



(a) Waste Disposal sector



(b) Building Construction sector

Fig. 5. CO₂-emissions due to Waste Disposal and Building Construction sector.

industrial CO₂-emissions coefficients are fixed to those of 2015 during the entire simulation because of the lack of updated coefficients. Technical advancements and the increasing use of renewable energy are cutting down CO₂-emissions. Therefore, we need to update the industrial CO₂-emissions coefficients as frequently as possible to accurately simulate the CO₂-emissions. In the current study, the simulations of CO₂-emissions are used for comparative analysis only.

4.3 SIMULATION OF POST-DISASTER CO₂-EMISSIONS

Quarterly estimates of CO₂-emissions due to industrial production and households' consumption are shown in **Fig. 4** under normal scenario and post-disaster scenario. In the disaster quarter, there is a decrease in production, caused by damaged capital and scarcity of labor, and consumption. Consequently, the emissions are slightly lower than the normal scenario. However, Q3-2015 onwards, the agents with damaged capital spend extra to dispose of the debris and to reconstruct/repair the damaged buildings causing a

and to reconstruct/repair the damaged buildings causing a higher demand in the economy for approximately 2 years. To meet this high demand, the firms produce more, causing higher emissions. However, with the progress of recovery, the extra demand diminishes, resulting in lower production and consequently lower emissions.

Overall, the industrial production activities emit 97.7 million ton more CO₂ in 5 years in the disaster-scenario, which is approximately 9% of annual emissions in Japan. The bulk of these extra emissions is caused by the Waste Disposal and the Building Construction sector (**Fig. 5**), which contribute 19.3 million ton and 37.5 million ton, respectively.

5. CONCLUDING REMARKS

Accurate estimation of economic and environmental impacts of disasters requires large-scale fine-grained simulations of the economy and the disaster. With the help of our large-scale integrated simulator, both direct- and indirect-impacts can be estimated for the short-, medium-, and long-term. Moreover, the estimated values can be disaggregated to regions, industrial sectors, or individual economic entities. Such detailed estimation will be beneficial in forming effective disaster mitigation policies.

Although the methodology presented in this report provides a detailed estimation of the disaster-induced CO₂-emissions, its accuracy needs to be improved. Notably, we need to consider the damage to all infrastructure components; the post-disaster behavior of the agents must be improved; and updated CO₂-emission coefficients must be used. Future work will focus on implementing these improvements.

Acknowledgement: Some parts of this research are results of our collaborative research with Associate Professor Lalith

Wijerathne of the Earthquake Research Institute, the University of Tokyo.

References

- 1) Gill A, Lalith M, Poledna S, Hori M, Fujita K, and Ichimura T : “High-Performance Computing Implementations of Agent-Based Economic Models for Realizing 1:1 Scale Simulations of Large Economies”, *IEEE Transactions on Parallel and Distributed Systems*, vol. 32, no. 8, pp. 2101-2114, 1 Aug. 2021, doi: 10.1109/TPDS.2021.3060462. (2021)
- 2) Hori M and Ichimura T : “Current state of integrated earthquake simulation for earthquake hazard and disaster”, *J. of Seismology* 12, 2 (2008), 307–321
- 3) Gill A, Lalith M, Ogawa Y, O-tani H, Ichimura T, Fujita K, Gatti F, and Hori M : “Seamless Simulations of Earthquake Disasters and Economy at 1:1 scale Utilizing Big-data”, *IEEE/WIC/ACM International Conference on Web Intelligence and Intelligent Agent Technology (WI-IAT '21)*. Association for Computing Machinery, New York, NY, USA, 101–108, <https://doi.org/10.1145/3498851.3498937>, (2022)
- 4) Federal Emergency Management Agency. Performance Assessment Calculation Tool (PACT). <https://femap58.atcouncil.org/pact>, last accessed on 2022/12/05.
- 5) Nansai, K, Moriguchi, Y, and Tohno, S : “Embodied energy and emission intensity data for Japan using input-output tables (3EID)–inventory data for LCA”, *National Institute for Environmental Studies, Japan*, 32, (2002)
- 6) Poledna S, Miess M. G, and Hommes C H: “Economic forecasting with an agent-based model”, *European Economic Review*, Volume 151, 2023, 104306, ISSN 0014-2921, Available at SSRN 3484768. <https://doi.org/10.1016/j.eurocorev.2022.104306> (2020)

弾性波を用いた埋設物探査手法の適用性に関する基礎的検討

Fundamental Study on Applicability of Buried Object Exploration Method using Elastic Wave

R&Dセンター 程塚 保行 YASUYUKI HODOTSUKA

R&Dセンター 神山 圭佑 KEISUKE KAMIYAMA

R&Dセンター 川島 学 MANABU KAWASHIMA

深度 1~10m の埋設物を対象とした探査手法の開発を目的として、S/N 比の高い探査結果を取得する手法の確立のために実験を実施し、測定方法とデータ処理について数値シミュレーションと併せて検討した。その結果、起振器波形を用いた逆畳み込み法によって高解像度な探査波形が得られ、数値シミュレーション結果と整合性が確認できた。さらに、埋設管の敷設方向に起振し受振することで明瞭な探査波形を複数種の受振器で得られることが確認できた。

キーワード：地下埋設物、反射法弾性波探査、数値シミュレーション、逆畳み込み法、相互相関法

A field experiment was carried out to establish a method for obtaining data with a high S/N ratio to develop a buried object exploration method at depths around 1 to 10m. As a result, it was clarified that high S/N ratio data can be obtained by the deconvolution method using excited data and meet with the results of numerical simulation. It was also found that clear waveforms can be obtained with multiple types of geophones by exciting and receiving vibrations in the laying direction of the buried pipe.

Key Words: Underground buried objects, Seismic reflection survey, Numerical simulation, Deconvolution method, Cross-correlation method

1. はじめに

試掘確認が困難な深度 1~10m の埋設物は、ボーリング掘削による探査などが行われ、調査に多大な労力を要している。そのため、この深度の効率的な探査手法の開発が求められている。

著者らは、深度 1~10m の埋設物探査手法の開発を目的として、非接触で高密度の測定を可能とするレーザードップラー振動計に着目し、深度 2.5m の矩形函渠を対象に反射法弾性波探査手法を用いた実験を実施した。その実験では鉛直方向に起振し鉛直方向に受振する測定方法を用いた。その実験結果では、矩形函渠上面の位置を特定できたものの、取得した波形が不明瞭なため S/N 比の向上が課題となった¹⁾。その取得波形の不明瞭さの要因として、不均質な地盤で地下の埋設物から散乱し反射した波の複雑さと微弱さ²⁾が挙げられる。それにより、地表面を伝搬する直達波と表面波が微弱な埋設物からの反射波を覆い隠してしまうこと、埋設物からの反射波にも P 波の反射、S 波の反射、P 波や S 波へと変換して反射する変換波などがあり探査波形上でそれらの判別が困

難となることが懸念される。

また、S/N 比の高い探査結果を得るためには、任意の信号で制御された振動で起振し、地盤へ伝搬したその振動を地表で受振する必要がある。すなわち地盤に伝搬させる起振の信号波形と地表で受振される信号波形を測定する必要がある。

これらのことから、不均質でなく均質な地盤で探査を実施し、正確な起振-受振波形を適切な方向で測定することができれば S/N 比の高い明瞭な反射波が取得でき、それらの反射波と数値シミュレーションによる理論波形の比較により開発手法の適用性を確認することができる。

本研究では、深度 1~10m の埋設物を探査する手法の確立のために、理論的な考察のもと、比較的均質な地盤内に設置した埋設管を対象に実施した実験の結果について報告する。

2. 探査理論

反射法弾性波探査は、地盤に伝搬する弾性波が地盤中の物性の境界で反射し地表に設置された受振器でその反

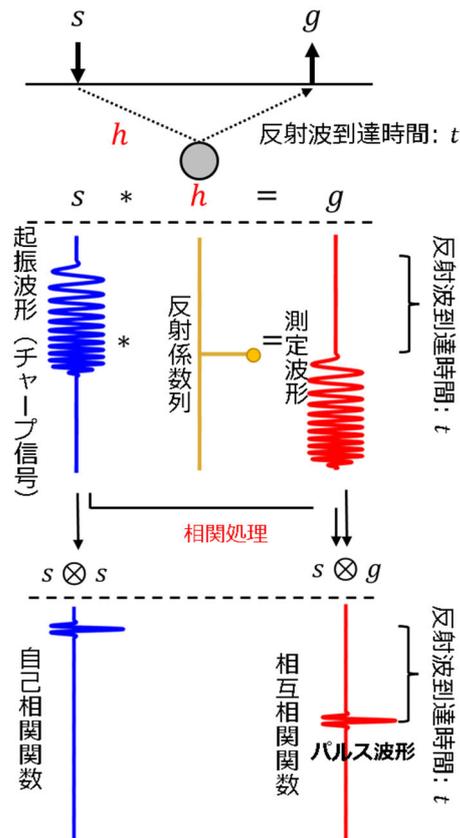


図-1 相互相関法

射波を測定する。そして、データ処理によりそれらの物性境界の位置および深度の情報が得られる。その反射波は物性境界のインピーダンスの差が大きいほど振幅が大きくなり明瞭な反射面としてイメージされる。

(1) 相互相関法

反射法弾性波探査におけるデータ処理では、一般に相互相関法が用いられる。このデータ処理手法はパルス波形 (図-1) を得ることを目的として利用される。探査波形において、測定波形 $g(t)$ は起振波形 $s(t)$ に反射係数の時系列 $h(t)$ を畳み込んだものとみなされる³⁾。

$$g(t) = s(t) * h(t) \tag{1}$$

広い周波数帯域で周波数変調されたチャープ信号 $s(t)$ による起振波形と測定波形 $g(t)$ の相互相関により、式(2)および図-1 に示す反射係数列 $h(t)$ に近いパルス波形 $r_{ss}(t)$ で形成される相互相関関数 $c(t)$ が得られる。ここで演算記号 \otimes は相互相関の計算を示す。

$$\begin{aligned} c(t) &= s(t) \otimes g(t) \\ &= [s(t) \otimes s(t)] * h(t) \\ &= r_{ss}(t) * h(t) \end{aligned} \tag{2}$$

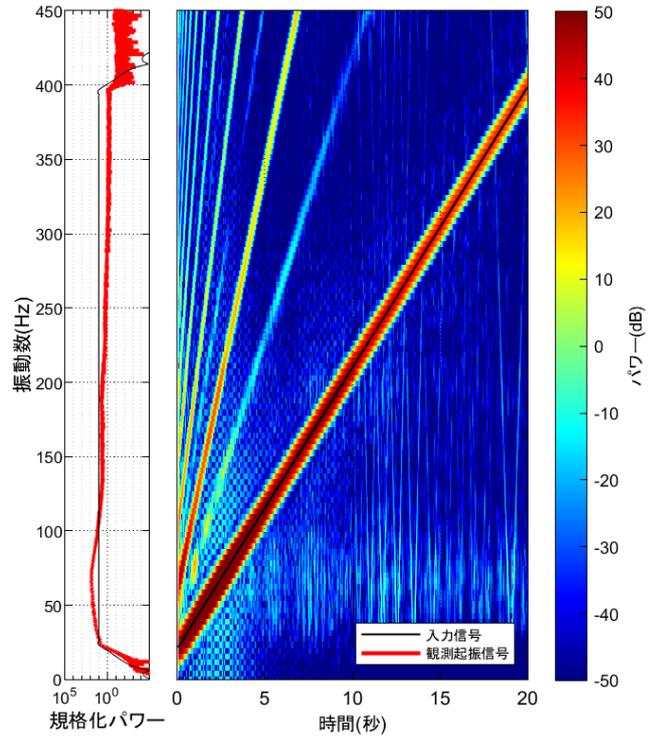


図-2 X 方向の起振波形のパワースペクトル

探査で得られる測定波形は、起振波形、物性境界での反射、地盤の吸収効果、測定機器の特性などの影響を受け変形した波形として測定される。パルス波形を得るには起振点と受振点とも機器の特性が同一の受振器で測定し、それらのデータを用いることで探査波形への影響は物性境界での反射や地盤の吸収効果など地盤の情報に起因するものに限定され、より地盤物性境界の分布を表す反射係数列に近いパルス波形が得られる。

(2) 事前確認

本報の実験で使用する起振器には、時系列に線形で周波数変調するチャープ信号を入力信号として起振が可能な可搬型パイププレート振源を採用した。このチャープ信号をより広い周波数帯域で起振し、その振動が地盤へ伝搬することで反射係数列に近い探査波形を得ることができる。そのため、実験の事前確認としてこの起振器がチャープ信号どおりに動いているかどうか確認するため、起振器の底盤を受振器を 3 方向 (水平 2 方向 : X, Y, 鉛直 1 方向 : Z) 設置し、その方向に起振した波形をそれぞれ取得した。

図-2 に X 方向の起振波形とチャープ信号のパワースペクトルを示す。全サンプルのデータで計算した結果を左図に、1,024 サンプル (0.128 秒区間) を一つのセグメントとして 1,000 サンプルずつオーバーラップさせながら計算した時間-周波数解析の結果を右図に示す。黒線

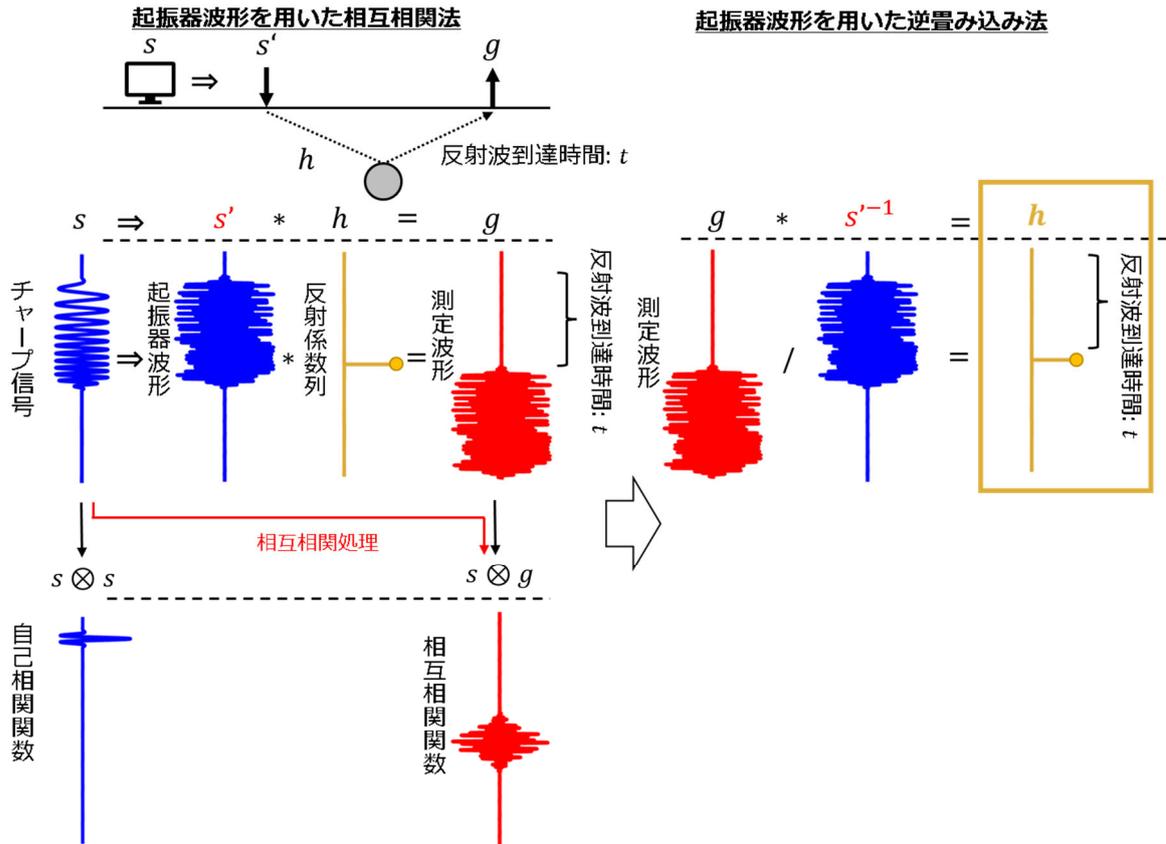


図-3 起振器波形を用いた探査理論の検討

でチャープ信号のパワースペクトルを示す。両図の比較のため、波形の全パワーを用いてそれぞれ規格化した。このパワースペクトルから、起振波形にはチャープ信号にはない高調波が存在し、さらにチャープ信号の周波数帯域には帯域によってパワーに偏りがあることが確認された。この高調波については時間-周波数の領域でフィルター処理を適用すればその影響は軽減できるが、チャープ信号の周波数帯域のパワーの偏りは探査結果に影響が大きい。そのため、この影響を考慮した探査理論について検討を行った。

(3) 探査理論の検討

実際の起振波形がチャープ信号と一致していれば、入力したチャープ信号と測定波形の相互相関を取ることによって探査波形を計算することができる。しかし、起振波形には周波数帯域によってパワーに偏りがあるため、その起振波形の影響を軽減する方法について検討する。図-3に検討する探査理論の概念図を示す。

チャープ信号を $s(t)$ 、実際の起振波形を $s'(t)$ 、測定波形を $g(t)$ 、反射係数列を $h(t)$ としたとき、測定波形は、式(3)で得られる。

$$g(t) = s'(t) * h(t) \quad (3)$$

チャープ信号と測定波形に相互相関法を適用すると得られる相互相関関数 $c(t)$ は式(4)のように表せる。

$$\begin{aligned} c(t) &= s(t) \otimes g(t) \\ &= [s(t) \otimes s'(t)] * h(t) \\ &= r_{ss'}(t) * h(t) \end{aligned} \quad (4)$$

式中の $r_{ss'}(t)$ はチャープ信号と起振波形の相関関数を示し、起振波形がチャープ信号と一致するほど、 $r_{ss'}(t)$ は反射係数列に近いパルス波形になる。しかし、図-3に示すように相互相関関数は起振器波形の影響により時間軸方向に波群が拡がり、探査結果における埋設物の位置の精度が低下してしまう。そのため、この影響を軽減することにより反射係数列を得ることが可能な逆畳み込み手法について検討した。式(5)に起振器波形を用いた逆畳み込み法を示す。

$$h(t) = g(t) * s'^{-1}(t) \quad (5)$$

逆畳み込み手法では起振器波形を測定波形から除算することで、起振力のパワースペクトルの偏りによる影響を軽減できる。しかし、除算により起振力のパワーが乏しい周波数帯域においては取得信号に含まれるノイズ

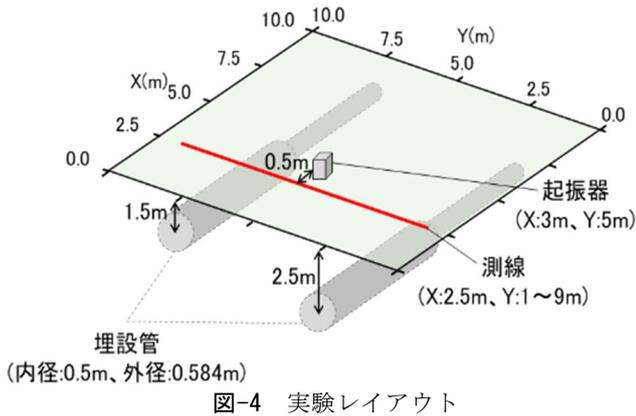


図-4 実験レイアウト



写真-1 実験状況

が相対的に大きくなり、起振していない周波数領域においてはゼロでの除算となる影響で得られる結果にノイズが多く含まれてしまう。それらの影響を軽減するために、起振するチャープ信号の周波数範囲に 20~400Hz の帯域制限を設けて計算を行うこととした。

3. 埋設物探査実験

実験では、S/N 比の高い探査データを取得することを目的として、実験場を整備し最適な起振-受振方向とデータ処理方法について、実験波形と数値シミュレーションによる理論波形との比較により検討した。

(1) 実験概要

比較的均質な関東ローム層を深度 3m 掘削し、埋設管をその芯位置が 1.5m と 2.5m の深度に設置し埋設して実験場を整備した。埋戻しの際には掘削土で厚さ 30cm ごとに転圧して締め固めた。実験レイアウトを図-4 と写真-1 に示す。測線は埋設した内径 0.5m のヒューム管の中央部直上を横断する方向に配置した。受振点は 0.1m 間隔で 81 点、起振点は測線から X 方向に 0.5m オフセットして 1 点配置した。起振器は、周波数変調が可能な可搬型バイブレーション振源を用い、20~400Hz で掃引するチャープ信号で起振した。実験に使用した機器を表-1 に示す。

表-1 機器仕様

機器名	規格・仕様	
レーザードップラー振動計	電源	100VAC
	レーザータイプ	ヘリウムネオン
	最大速度	± 12 m/s
	測定周波数	DC ~ 24 MHz
	分解能	1.5~300 (nm/s)/√Hz
ジオフォン	固有周波数	30 Hz
	感度	30 V/m/s
弾性波探査測定器	ダイナミックレンジ	144dB
	周波数レンジ	DC~3.2kHz
	A/D変換	24bit
可搬型バイブレーション振源	電源	12VDC
	加振力	450N
	周波数範囲	20~400Hz
	起振部重量	35kg
	全重量	130kg

(2) 測定仕様の検討

測定方向は、起振-受振方向の検討のため、前章と同様に起振と受振の方向を合わせて 3 方向 (X,Y,Z) とした。使用する機器は、データ処理の検討において起振点と受振点を同時に測定できる受振器が必要となる。しかし、本研究で着目しているレーザードップラー振動計での測定は 1 点ごとになることから、本検討の受振器には同時に複数点の測定が可能なジオフォンおよび弾性波探査測定器を用いた。さらに、複数機器での再現性の確認と測定作業の効率化のため、起振-受振方向の検討で得られた明瞭な反射波が取得可能な起振-受振方向でレーザードップラー振動計の測定を行った。

(3) 実験結果

a) データ処理方法の検討

データ処理方法の検討は、前章の探査理論で検討した相互相関法と逆畳み込み法を実験データに適用した。これらの検討には、3 方向の起振-受振方向のデータにデータ処理手法を適用し結果を比較した。データ処理結果を図-5 に示す。相互相関法結果と比較して逆畳み込み法結果の波長が短いため分解能が高くなり鮮明な結果となった。これは、逆畳み込み法により前章の探査理論で述べた起振器波形による変形の影響が効果的に軽減されたものと考えられる。それにより相互相関法では波が重なり合って区別することが難しい連続した多くの波群を確認することが可能となった。

b) 起振-受振方向の検討

図-4 の実験レイアウトの埋設管位置と図-5 の結果について起振-受振方向ごとの特徴に着目すると、X 方向の探査波形において、双曲線状に分布し連続した波群が

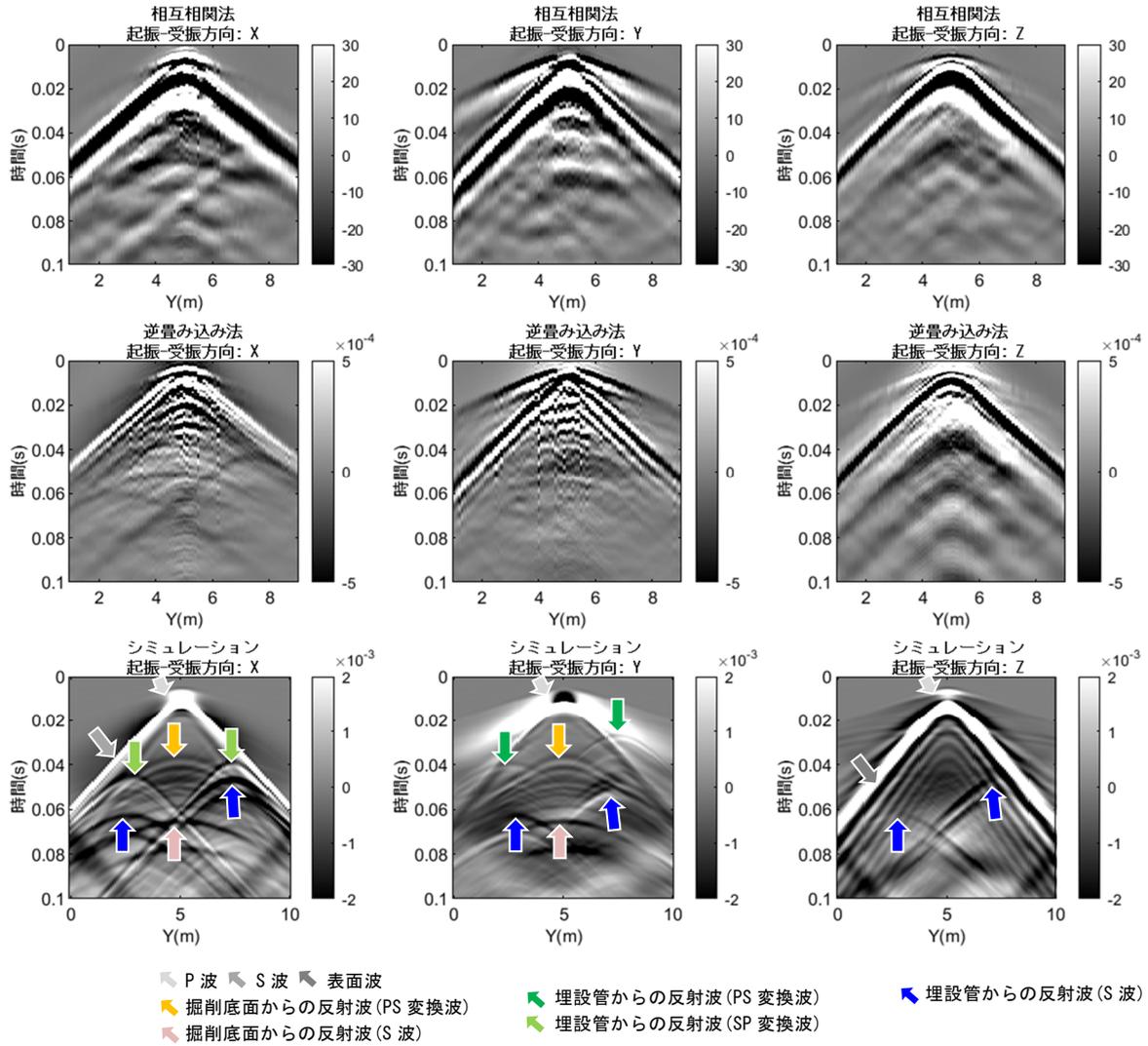


図-5 ジオフォンデータを用いた測定手法とデータ処理手法の検討結果

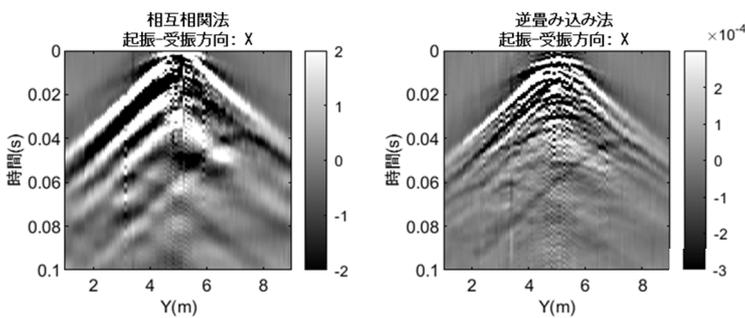


図-6 レーザードップラー振動計の実験結果

明瞭に確認できる。それらの波群のピークは2つの埋設管の水平位置に対応し、それらの分布位置からそれぞれ2つの埋設管からの反射波であることが分かる。一方、これらの埋設管からの反射波はY方向やZ方向には認められない。これらの測定方向における埋設管からの反射波の特徴は、後述する数値シミュレーションの理論波形と比較により確認する。

表-2 数値モデルの物性値

	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	密度 (t/m ³)
掘削範囲	300	90	1.1
関東ローム	470	130	1.4
ヒューム管	3800	2400	2.4

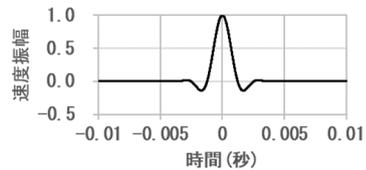


図-7 数値シミュレーションの入力波形

c) レーザードップラー振動計の適用性確認

前項の起振-受振方向の検討結果を踏まえて、レーザードップラー振動計を用いてX方向に起振し受振した。データ処理手法は相互相関法と逆畳み込み法を適用した。実験結果を図-6に示す。相互相関法と比較して逆畳み

込み法の探査波形が明瞭であり、波長が短いため分解能が高く埋設管からの反射波を容易に確認することができる。そして、それらの反射波はジオフォンの結果と同様であることから、レーザードップラー振動計においても埋設管を探査可能であることを確認した。

d) 数値シミュレーションによる実験結果の検証

前述の実験結果で確認した逆畳み込み法による分解能向上の効果や明瞭な埋設管からの反射波が得られる起振-受振方向の特徴について、理論波形においても同様であるか確認するため3次元の数値シミュレーションを実施した。

数値モデルは図-4の実験レイアウトを模擬して作成し、表-2に示す物性値を与えた。数値モデルの大きさは X:10m×Y:10m×Z:20m とし、Z=3m 以浅を掘削範囲、それ以深を関東ロームの物性値に設定した。掘削範囲の物性値は測定データや近傍のボーリングデータを基に設定した。グリッド間隔は 0.05m とした。

数値シミュレーションの入力波形は、20~400Hz のチャープ信号の自己相関関数から算出した図-7 に示すパルス波形を用いた。

数値シミュレーション波形を図-5 に示す。シミュレーション結果と併せて実験結果を比較すると、直達波(P 波や S 波)や表面波はおおむね同様であり、埋設管からの反射波以外にも掘削底面の反射波も確認することができる。また、すべての結果において埋設管からの反射波は起振-受振方向が X 方向の探査波形が最も明瞭であり、埋設管の敷設方向である X 方向へ起振し受振することが有効であることが確認された。

e) 既往文献による実験結果の検証

実験結果と数値シミュレーションの比較から、有効な起振-受振方向が確認され、ジオフォンの探査結果とレーザードップラー振動計の探査結果の両方で同様な結果が得られたことで探査手法の再現性を確認することができた。しかし、数値シミュレーションで計算された反射波のうち PS 変換波や SP 変換波がジオフォン結果とレーザードップラー振動計結果の X 方向と Y 方向において認められない。この特徴は加野ほか(1999)⁴⁾においても同様の結果が報告されており、表層での減衰が大きいことが理由として挙げられている。そして、Andre et al.(2019)⁵⁾は、地質構造の探査で得られる変換波の振幅について着目して検討し、P 波や S 波、PS 変換波、SP 変換波の反射波は鉛直加振および水平加振に問わず発生するが、土質地盤では、P 波や PS 変換波、SP 変換波の振幅と比較して S 波の振幅が顕著に大きく、そして、測

線に直交した水平方向に加振しその方向に受振することで最も振幅の大きい S 波の反射波が得られると理論と実験から反射波の特性について論じている。本報の結果も同様の結果であり、埋設物を対象とした場合においても水平起振-水平受振による S 波の反射法弾性波探査が有効であるといえる。これらのことから、実験結果の妥当性と探査手法の適用性が確認できた。

4. まとめ

試掘確認が困難な深度 1~10m の効率的な探査手法の開発を目的として、S/N 比の高い探査結果を得るために実験を行い、測定方法とデータ処理について数値シミュレーションと併せて検討した。その結果、起振器波形を用いた逆畳み込み法によって高解像度な探査波形が得られ、数値シミュレーション結果と整合した直達波や表面波、埋設管からの反射波を得ることができた。さらに、埋設物探査の測定方法における適切な起振-受振の方向がジオフォンデータとレーザードップラー振動計データの両方で確認できた。また、数値シミュレーション結果と整合していない特徴についても既往文献の結果と同様であり反射波の特性によるものであることが分かり、実験結果の妥当性と探査手法の適用性が確認できた。

謝辞：本研究は、東京大学生産技術研究所の水谷司准教授との共同研究によるご指導の下、実験の計画および実施、結果の検討に至るまで、多くのご助言をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 程塚ほか：弾性波を用いた埋設物探査手法に関する基礎的実験、令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会論文集、2022.
- 2) Bachrach, R., et al. : 3D ultra shallow seismic imaging of buried pipe using dense receiver array-Practical and theoretical considerations, GEOPHYSICS, VOL. 75, NO. 6, G45-G51, 2010.
- 3) 物理探査学会：物理探査ハンドブック、1998.
- 4) 加野ほか：P-S 変換波を利用した反射法の基礎実験、物理探査学会第 101 回学術講演会論文集、1999.
- 5) Andre Pugin¹ and Öz Yilmaz : Optimum source-receiver orientations to capture PP, PS, SP, and SS reflected wave modes, The Leading Edge, VOL.38, NO.1, pp.10-80, 2019.

TMD を内蔵したボイドスラブの重量床衝撃音の低減効果

Reduction Effect of Heavy Weight Floor Impact Sound of Void Slab with Built-in TMD

R&Dセンター 小林 秀彰 HIDEAKI KOBAYASHI

R&Dセンター 市川 友己 TOMOKI ICHIKAWA

集合住宅の音環境で問題視される重量床衝撃音の対策として同調質量ダンパー（TMD）を用いた方法が挙げられる。筆者らはこの TMD をボイドスラブに内蔵する新しいシステムを開発した。本システムを実建物のスラブへ適用した結果、TMD の設計固有振動数が含まれる 63Hz 帯域(1 オクターブバンド)において、重量床衝撃音が約 8dB 低減された。また、TMD を内蔵したボイドスラブの振動も TMD の設計固有振動数付近で低減されており、本システムが重量床衝撃音の対策として有効であることが確認できた。

キーワード：重量床衝撃音，TMD，ボイドスラブ，実建物，振動加速度

TMD (Tuned mass damper) is expected to be a countermeasure for heavy floor impact sound, which is one of major issue with the housing complex. The authors have developed a new system that incorporates TMD within void slab. As a result of applying this system to the slab of an actual building, the heavy floor impact sound was reduced by around 8dB in the 63Hz band (one octave band), which includes the design natural frequency of TMD. In addition, the vibration of the void slab with built-in TMD was also reduced around the design natural frequency of the TMD, confirming that this system is effective as a countermeasure against heavy floor impact sound.

Key Words: Heavy Weight Floor Impact Sound, Tuned Mass Damper, Void Slab, Actual Building, Vibration Acceleration

1. はじめに

集合住宅の音環境の中で、上階における居住者の歩行や飛び跳ね等によって発生する重量床衝撃音は、居住者間のトラブルの原因やクレームの対象となりやすい音の 1 つである。これに対して、一般的な対策としては、スラブを厚くすることで重量と剛性を増加させる方法を取るが、建物重量や地震力、階高の増加を招くため、合理的かつ経済的な方法とは言い切れない。一方、近年では重量床衝撃音の低減方法として、同調質量ダンパー（TMD：Tuned Mass Damper）を用いた方法が研究されている（例えば 1）。TMD を対象物に設置することで、その TMD の固有振動数付近の応答を低減させることができる。また、TMD は機構が簡単で実用化しやすく、対策の 1 つとして期待される。筆者らもこれまで、TMD による重量床衝撃音の低減効果について、まずは基礎的検討として、実大試験体や 1/3 縮尺模型による実験、また、

解析による検討を行った^{2,3)}。さらに、これらの検討を経て、TMD をスラブ上やスラブ下に設置する従来報告されてきた方式ではなく、TMD を内蔵したボイドスラブ（以下、TMD ボイドスラブ）を開発し、検討を進めてきた⁴⁾。

本報では、開発した TMD ボイドスラブを実建物のスラブへ適用した際の重量床衝撃音を測定した結果について報告する。

2. TMD ボイドスラブについて

図-1 に、TMD ボイドスラブの断面を示す。ボイドスラブのボイド型枠内を中空化して、おもりとばねで構成された TMD を内蔵している。TMD の構成部品である「おもり」と「ばね」はそれぞれコンクリート板と発泡ポリエチレンでできており、どちらも一般的な建設資材である。TMD の固有振動数は、おもりの質量とばねの

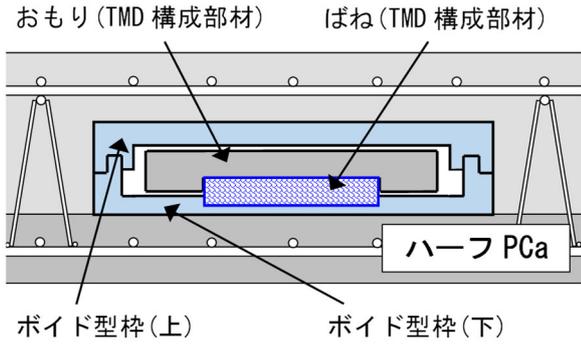


図-1 TMD ボイドスラブの断面

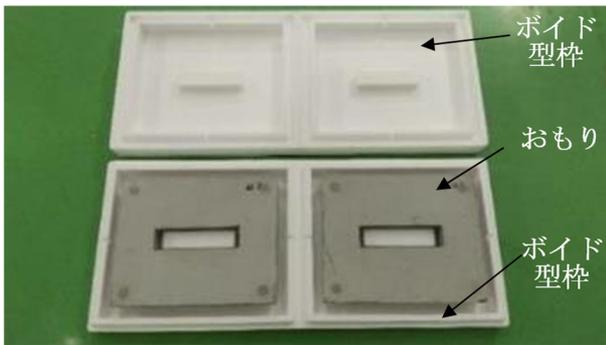


図-2 TMD ボイドスラブのボイド型枠内部

ばね定数の関係性から設計することができる。また、TMD を内蔵するボイド型枠は、図-2 に示す様に、上下蓋式となっており、上型枠を外すと内部におもりとバネが内蔵できる構造となっている。

本システムは、人の飛び跳ね等によってスラブが振動すると、その振動にボイド型枠内の TMD が共振する。その結果、TMD の固有振動数付近におけるスラブの振動が抑制されて、スラブ下側の室の重量床衝撃音が低減する。また、本システムの TMD の固有振動数は、重量床衝撃音の一般的な決定周波数帯域である 63Hz 帯域（1 オクターブバンド）内に設計している。

3. 実験条件

図-3 に、実験対象スラブの平面図を示す。2 スパンのスラブのうち、左側は TMD ボイドスラブ、右側は TMD を設置していない一般的なボイドスラブ（以下、一般ボイドスラブ）である。両スラブのスペンはほぼ同じであり、梁・柱の断面寸法や配筋量も、TMD ボイドスラブと一般ボイドスラブとの境の梁を中心に線対称でほぼ同じである。両スラブの重量床衝撃音レベルを比較するために、各スラブ直下に施工した受音室の範囲を図中に赤線で示す。受音室は、集合住宅のリビング配置を想定し

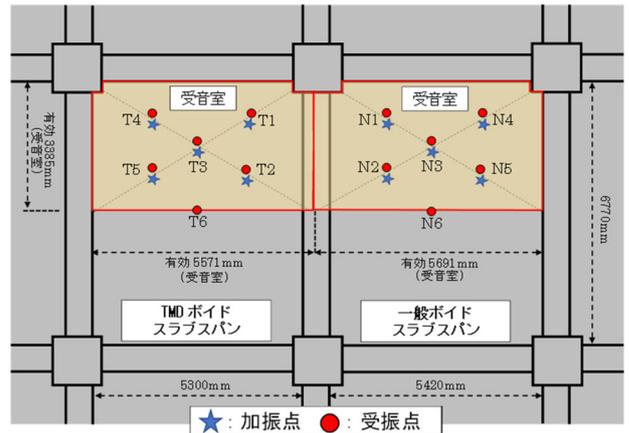
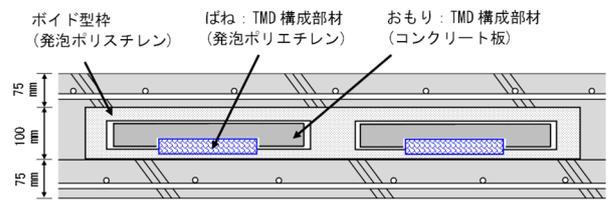
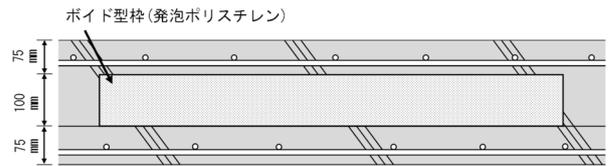


図-3 実験対象スラブ



(a)TMD ボイドスラブ



(b)一般ボイドスラブ

図-4 スラブ断面図

て、スラブの約 1/2 の面積とした。受音室の仕上げは、壁が石膏ボード両面 2 枚貼り、天井やスラブは内装が施工されていない状態であり、受音室の天井高さは 4,100mm である。スラブの加振点は、受音室の上の各スラブの対角線中央と、その中央から対角線上に 1,500mm 離れた 4 点の計 5 点（図中の★印）とした。加振源はパンダマシン、ゴムボール（落下高さ 1,000mm）の 2 種類とした。受音点は加振点直下の同一位置で、高さは 1,000~1,800mm まで 200mm ピッチの 5 点とし、加振点位置 5 か所でそれぞれスラブを加振した際のスラブ直下の受音室内の音を受音点 5 点で測定した。また床衝撃音レベルの算出にあたっては、加振点ごとに受音点 5 点の結果をエネルギー平均し、最後に全加振点で算術平均した。また、受振点は加振点の極近傍とスラブスパン中央の計 6 点（図中の●印）とし、加速度を測定した。測定方法は JIS A 1418-2:2019⁵⁾に準拠した。

図-4 に、実験対象スラブの断面図を示す。TMD ボイドスラブのスラブ厚さは 250mm、TMD を内蔵したボイ

表-1 実験対象スラブの諸元

項目	TMDボイドスラブ	一般ボイドスラブ
スラブ厚さ (mm)	250	250
等価厚さ (mm)	218 (おもり質量の換算無し)	220
ボイド型枠 (mm)	H100×D410×W960 : 36個 H100×D410×W480 : 14個 (合計50個)	H100×D400×W900 : 36個 H100×D400×W500 : 14個 (合計50個)
ボイド容積率 (%)	18.7	16.6
TMD	86個設置 (おもりのスラブ対質量比 : おもり全質量/スラブ質量 =4.7%)	無し

ド型枠は厚さ 100mm である。TMD の固有振動数は、1 オクターブバンドの 63Hz 帯域の重量床衝撃音レベルの低減を目的として、1 オクターブバンドの 63Hz 帯域内において一般的に重量床衝撃音の音が大きく含まれている 1/3 オクターブバンドの 50Hz 帯域内に設定している。一般ボイドスラブのスラブ厚さとボイド型枠厚さは TMD ボイドスラブと同じであり、それぞれ 250mm と 100mm である。ただし、ボイド型枠は発泡ポリスチレンで充填されている。なお、実験対象スラブにおいて、ボイド型枠はスラブ平面内へ全体的に配置している。

表-1 に、実験対象スラブの諸元を示す。TMD ボイドスラブと一般ボイドスラブは、ボイド設置個数、ボイド容積率がほぼ同一となるように設計した。スラブ質量に対する TMD のおもりの全質量比（スラブ質量に対する比）は約 4.7% である。TMD ボイドスラブは一般ボイドスラブに対しておもり質量分が重たくなるが、おもり質量をコンクリート厚さに換算した場合のスラブの遮音効果(基本インピーダンスレベル増加分)は 0.6dB である。

4. 実験結果

(1) 床衝撃音レベル

図-5 に、バングマシンによる床衝撃音レベルの測定結果を示す。1/3 オクターブバンドで見ると、TMD の設計固有振動数帯域である 50Hz 帯域において、TMD ボイドスラブは一般ボイドスラブに対して 7.9dB 低減しており、ボイドスラブに内蔵した TMD が有効に作用していることがわかる。それ以外の帯域では 80Hz 帯域で 2.7dB の低減、125Hz 帯域では 1.6dB 程度の増加が見られた。1 オクターブバンドに換算した場合、重量床衝撃音の決定周波数である 63Hz 帯域では 7.5dB の低減結果となり、125Hz 帯域では 1.0dB の増加となった。

図-6 に、ゴムボールによる床衝撃音レベルの測定結

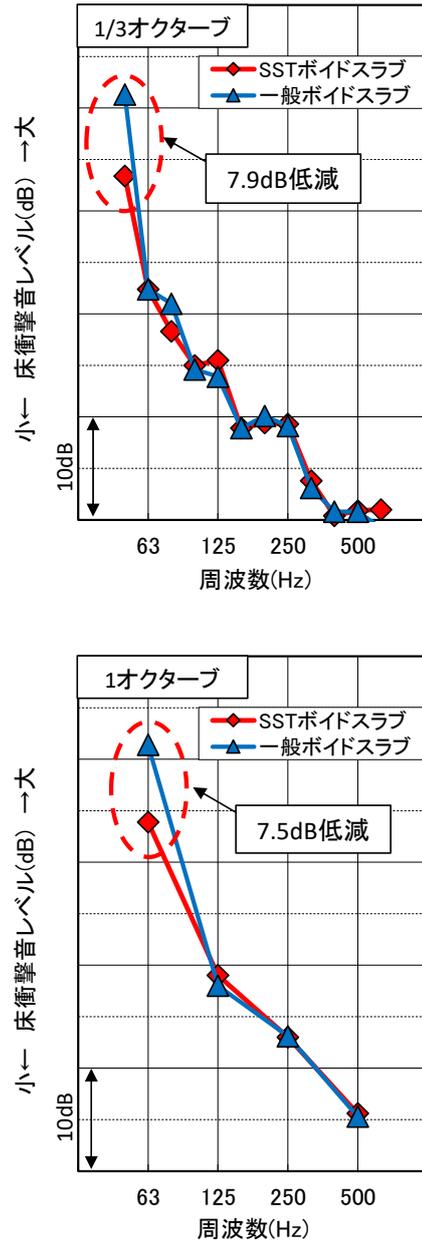


図-5 バングマシンによる床衝撃音レベル測定結果

果を示す。バングマシンによる加振と同様に、TMD の設計固有振動数が含まれる 50Hz 帯域において低減が確認され、1/3 オクターブバンドで 8.3dB の低減結果となったが、125Hz 帯域は 2.5dB の増加が見られた。また、1 オクターブバンドに換算した場合では、63Hz 帯域で 7.2dB の低減結果となり、125Hz 帯域では 1.2dB の増加となった。

以上より、TMD ボイドスラブは、TMD の固有振動数以外の帯域で若干の増加傾向は見られたが、TMD の固有振動数帯域では約 8dB の低減効果が得られ、重量床衝撃音に対して有効な対策であることが確認できた。

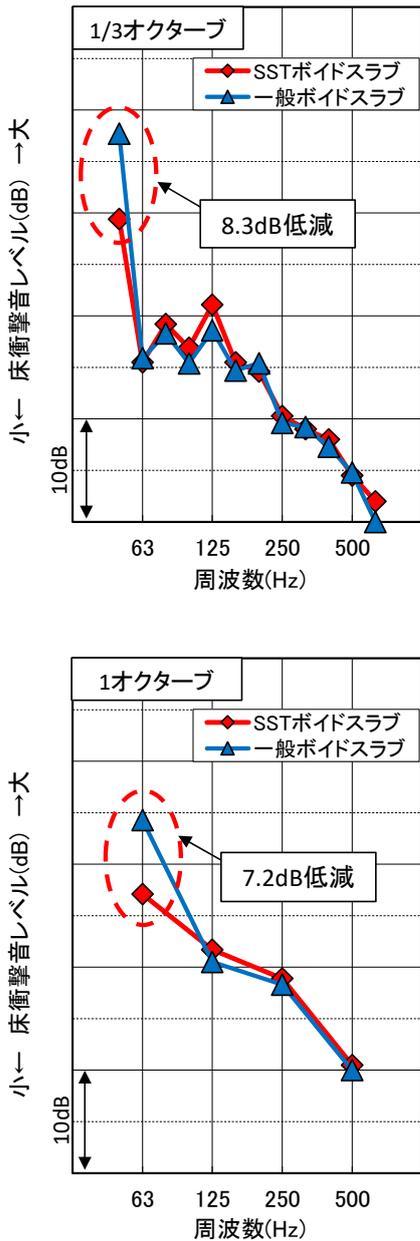


図-6 ゴムボールによる床衝撃音レベル測定結果

(2) スラブ振動

図-7 に、バングマシンによるスラブ加振時の TMD ボイドスラブと一般ボイドスラブの振動加速度のエネルギースペクトル比を、加振点別に算出した結果を示す。図の縦軸のエネルギースペクトルが 1 未満の場合は、一般ボイドスラブに対して TMD ボイドスラブの振動加速度が小さいことを意味する。スラブ上の受振点の位置によって傾向にばらつきはあるものの、各加振点において、TMD の設計固有振動数である 50Hz 帯域の中心周波数である 50Hz 付近を中心に、一般ボイドスラブに対して TMD ボイドスラブの振動加速度が低減している。一方、41Hz 付近および主に 50Hz 以上のいくつかの周波

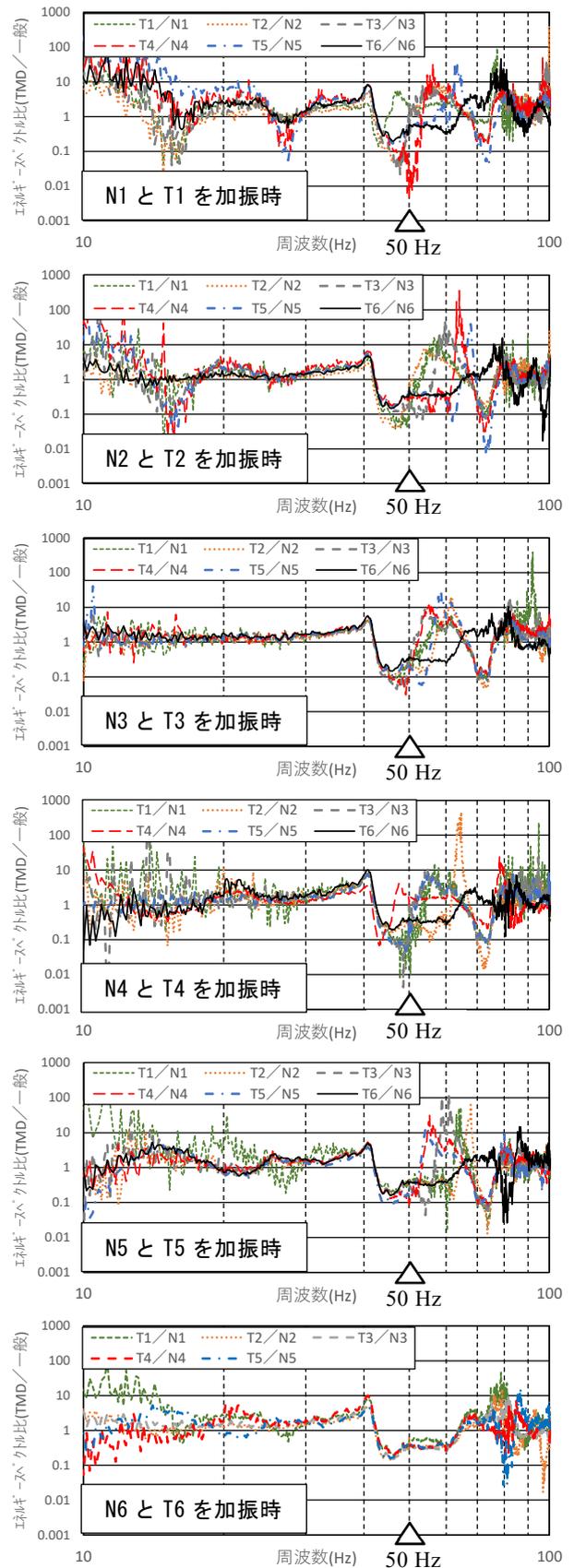


図-7 バングマシン加振によるスラブの振動加速度のエネルギースペクトル比(N1～6, T1～6)

数においてはエネルギースペクトル比が1以上、すなわち振動加速度が増幅している。また、スラブ中央加振のN6とT6では、他の加振点と比較して、各受振点のばらつきの傾向が収束しており、広い周波数範囲においてTMDボイドスラブの効果が得られている。

5. まとめ

重量床衝撃音対策として開発したTMDボイドスラブを、実建物のスラブに適用した。その結果、TMDボイドスラブは、低減目標周波数帯域である1オクターブバンドの63Hz帯域において約8dBの重量床衝撃音の低減効果があり、重量床衝撃音対策として有効であることが確認された。また、スラブ振動性状としては、TMDボイドスラブの振動加速度のエネルギースペクトル比は50Hz付近を中心として減少するものの、50±10Hz付近で増加する傾向があることがわかった。今後は、集合住宅の専有部への適用を目指し、取り組んでいく。

謝辞：本研究は、金沢工業大学、三昌フォームテック(株)との共同研究として実施したものである。本研究の遂行に際しては金沢工業大学 山岸邦彰教授にご指導、ご助言を賜りました。また、TMDボイドスラブの適用

に際しては、三昌フォームテック 佐藤光洋氏、(株)JSP 高橋誠治氏、また当社東京建築支店 山口正和氏をはじめ、多くの方にご協力頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 福田優輝, 井上竜太, 岡野利行, 宍戸覚, 麻生直木, 花井厚周: 板状集合住宅における重量床衝撃音遮断性能の向上に関する研究—その2 TMDの効果確認試験—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, D-1分冊, pp.249-250, 2016.8
- 2) 小林秀彰, 岩本毅, 嶋田泰, 赤尾伸一, 山岸邦彰: TMDによる重量床衝撃音の低減効果, 騒音制御, Vol.43(1), 37-42, 2019.2
- 3) 小林秀彰, 嶋田泰, 山岸邦彰: RC造床スラブのTMD設置による重量床衝撃音低減効果, 音響技術, Vol.50(4), 43-48, 2021.12
- 4) 山岸邦彰, 小林秀彰, 岩本毅, 嶋田泰, 赤尾伸一, 高橋誠治: TMD内蔵ボイドスラブの重量床衝撃音低減効果とその予測に関する研究, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 第61号, 180-183, 2018.7
- 5) JIS A 1418-2:2019, 建築物の床衝撃音遮断性能の測定方法—第2部: 標準重量床衝撃源による方法—

排水立て管および横主管から発生する騒音の特性

Characteristics of Radiated Noise from Drainage Stacks and Horizontal Main Pipes

R&Dセンター 市川 友己 TOMOKI ICHIKAWA
 R&Dセンター 小林 秀彰 HIDEAKI KOBAYASHI
 設備部 中藤 達彦 TATSUHIKO NAKATO
 設備設計部 藤田 裕樹 HIROKI FUJITA

集合住宅の居住空間における静ひつ性への要求は高まっており、排水騒音など比較的小さい音に対しても適切な対策が求められている。今回、樹脂製の排水用特殊継手を用いた排水立て管、および一般的にその最下階に設けられる排水横主管から発生する騒音の特性を把握することを目的に実験を行った。その結果、排水立て管から発生する騒音のA特性音圧レベルは継手の形状によらず同程度であること、排水横主管から発生する騒音の対策にはグラスウールなどによる被覆が主要な周波数帯域で効果があることなどがわかった。

キーワード：集合住宅、排水立て管、横主管、樹脂製管、騒音低減対策

Due to the increasement of demand for quietness in residential buildings, appropriate countermeasures against drainage noise are required, even for the sound pressure levels are not so high. In this study, some experiments were conducted for the purpose of clarifying the characteristics of radiated noise from drainage stacks and horizontal main pipes. As a result, some findings were obtained such as that the A-weighted sound pressure levels for stacks were similar regardless of the joint form, and that covering pipes with glass-wool and more is effective to noise reduction around main frequency bands from horizontal pipes.

Key Words: Residential building, Drainage stack, Horizontal main pipe, Resin pipe, Noise Reduction

1. はじめに

集合住宅の音環境に対する居住者からの要求が高まっており、住戸以外の共用部などを含めた建物の各所で静ひつ性がさらに求められている。そのため、高い遮音性を有する住宅が増え、室内の暗騒音が小さくなることで、比較的小さな音の発生源に対しても適切な対応が必要になっている。排水騒音もその例外ではなく、主に住戸内に設けられる排水立て管から発生する騒音の低減対策は多く検討されている。一方、脚部継手を対象とした検討は稀にされているものの、エントランスなど共用部に設けられることの多い排水横主管を対象とした事例は見受けられない^{1)~5)}。

また、建物に採用される排水管の仕様は変化しつつある。例えば防火区画処理方法の多様化により、これまで採用できなかった樹脂製の排水継手が新たに製品化されている。したがって、排水騒音の対策は、排水管の仕様の変化を踏まえて今後も検討していく必要がある。

筆者らは、集合住宅の単管式排水システムを模擬し

た実験施設において、排水用特殊継手を用いた排水立て管から発生する騒音の測定を継続して行っている⁵⁾。本報でも同様に、樹脂製の継手を用いた排水立て管から発生する騒音、その最下階に設けられた脚部継手を含む排水横主管から発生する騒音の測定をそれぞれ行った。それら発生騒音の周波数特性や排水負荷流量との関係などの基礎的な特性、および遮音対策による騒音の低減効果について実験で得られた結果を基に検討した。

2. 排水立て管から発生する騒音

本章では、集合住宅の単管式排水システムを模擬した実験タワーにおいて、排水立て管から発生する騒音を測定した結果について述べる。

(1) 実験方法

a) 実験施設の概要

排水騒音の測定を実施した実験タワーと測定室の概要を図-1、測定室の詳細を図-2に示す。タワーは9階建

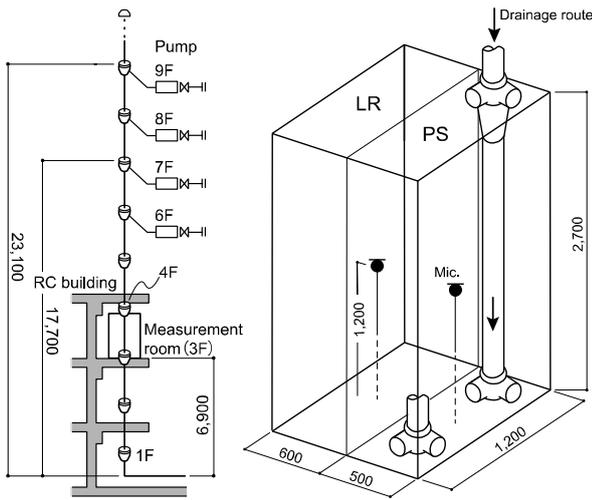


図-1 排水騒音の実験タワーと測定室

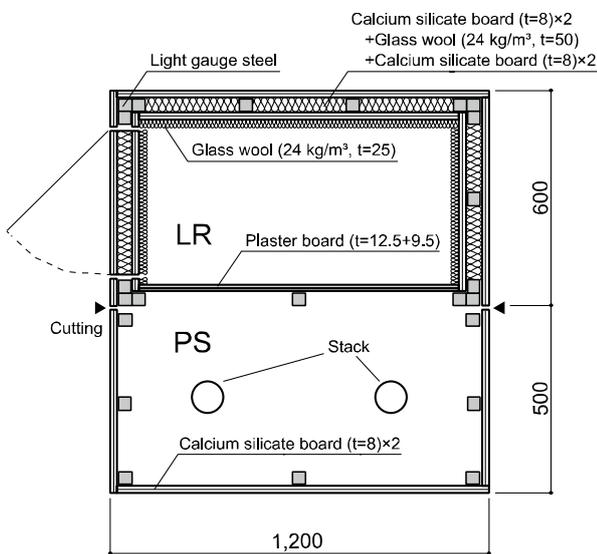


図-2 測定室の仕様

て(高さ23.1m)で、立て管は各階にて排水用特殊継手(以下、継手と呼ぶ)で連結された構造となっている。タワー4階から下部は、RC造建物の床スラブ(厚さ200mm)を貫通している。騒音の測定は、タワー3階(高さ6.9m)のRC床スラブ上に設置された測定室にて行った。測定室は、排水立て管が通るパイプシャフトを模倣した空間(PS)、それに界壁を隔てて隣接する空間(LR)を設けた構造となっている。PSとLRとの界壁は、厚さ12.5+9.5mmの石膏ボードを2枚張りとした。LRの周壁は、界壁面を除く室内側の5面をグラスウール貼りとし、吸音処理を施している。

b) 継手および立て管の仕様

表-1は、測定対象とした継手と立て管の組合せである。継手の仕様は樹脂製のType A(中高層用)とType B(超高層用)、および鉄製のType C(中高層用)の3

表-1 測定対象の継手と立て管の組合せ

Type	A	B	C
継手 (対象建物)	樹脂 (中高層)	樹脂 (超高層)	鉄 (中高層)
立て管	樹脂		
被覆材*	UF + SI	UF + SI	GW

GW: グラスウール, UF: ウレタンフォーム

SI: ブチルゴム製遮音シート

* 被覆材: 継手と立て管は同じ仕様

表-2 測定に用いた継手の仕様

Type	A	B	C
基材	樹脂	樹脂	鉄
対象建物	中高層	超高層	中高層
許容流量	6.5 L/s	10.0 L/s	6.5 L/s
ガイド*	2枚	3枚	2枚
床上高さ**	205 mm	360 mm	226 mm
質量	4.9 kg	6.6 kg	14.0 kg

* 流速を減速させて管壁を沿った旋回流とする構造

** 継手が床スラブ上面から出ている一般的な高さ

表-3 各階からの排水負荷流量

Q [L/s]	1.5	3.0	6.5	8.0	10.0
9F*	1.5	2.5	2.5	2.5	2.5
8F*		0.5	2.5	2.5	2.5
7F*			1.5	2.5	2.5
6F*				0.5	2.5

* 1階あたりの排水可能量: 2.5 L/s

種類とした。立て管はすべてのTypeで樹脂製を基材とし、被覆材は一般的な遮音対策の仕様を参考として、樹脂製継手を用いたType A, Bはウレタンフォーム(UF)の上にブチルゴム製遮音シート(SI)を巻いたもの、鉄製継手のType Cはグラスウール(GW)を巻く仕様とした。なお、全Typeとも継手の床スラブ貫通部はモルタルを充填して埋め戻した。

継手の詳細仕様を表-2に示す。中高層用(Type A)と超高層用(Type B)とでは継手の形状が異なり、超高層用はより大きな排水負荷流量に対応するため、羽根形状のガイドが1枚多く、中高層用よりも床上高さが155mm長い形状となっている。また、樹脂製(Type A)は、鉄製(Type C)と形状はほぼ同じであるが、質量が鉄製よりも9kg程度(約1/3倍)軽い。

c) 排水負荷流量の条件

各Typeで測定する排水負荷流量Q(以下、流量と呼ぶ)の条件は、継手の許容流量(表-2)を考慮し、中

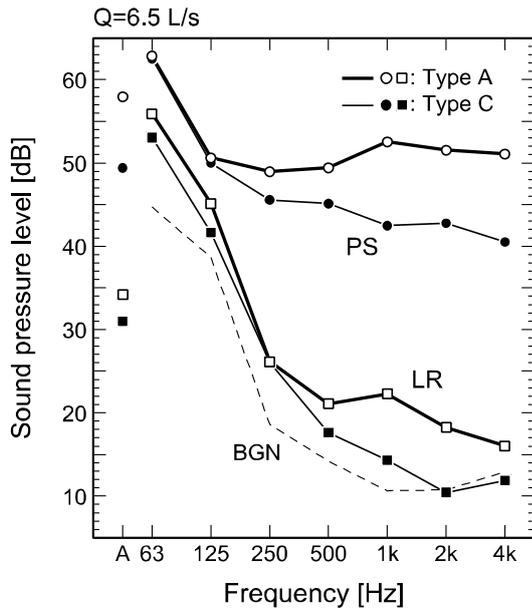


図-3 樹脂製および鋳鉄製継手による周波数特性

高層用の Type A, C は 1.5, 3.0, 6.5 L/s, 超高層用の Type B は 6.5, 8.0, 10.0 L/s の各 3 パターンとした。表-3 は、各階からの流量で、汲み上げ式ポンプ (図-1 中の Pump) を使い、9~6 階から振り分けて排水した。

d) 測定点および分析方法

騒音の測定点は、PS と LR 内それぞれの中央付近の高さ 1.2 m の 2 点 (図-1 中の●) とした。分析方法は、ポンプ稼働時の発生音の影響を除くため、指定の流量に到達した後にポンプを停止させ、その直後の 4 秒間における 1 オクターブバンドの時間平均音圧レベル $L_{peq,4s}$ を算出した。測定は各パターンで 3 回ずつ実施することとし、以降の検討ではその算術平均値を用いて示す。

(2) 基礎的な特性

a) 継手の基材による周波数特性の違い

図-3 は、樹脂製の中高層用継手を用いた Type A (図中の○, □) の PS と LR 内における $L_{peq,4s}$ と A 特性音圧レベル $L_{Aeq,4s}$ の測定結果 ($Q = 6.5$ L/s) である。PS 内の音圧レベルは、被覆 (UF + SI) を施したとしても周波数 1 kHz 以上の主要な帯域が 50 dB 以上であった。LR 内でもそれら帯域の $L_{Aeq,4s}$ が暗騒音 (図中の破線) に対して大きくなる傾向がみられた。

さらに、樹脂製と鋳鉄製継手の場合を比較するため、Type C (図中の●, ■) の結果を併せて示す。Type C (GW) は Type A (UF + SI) と比べ、PS 内で 125 Hz 以下、LR 内では 250 Hz 以下の帯域でほぼ同じレベルであるが、それ以上の帯域では 5~10 dB 程度小さい結果であった。LR 内における $L_{Aeq,4s}$ では Type A が約 34 dB, Type C が約 31 dB で、両者の差は 3 dB 程度であった。

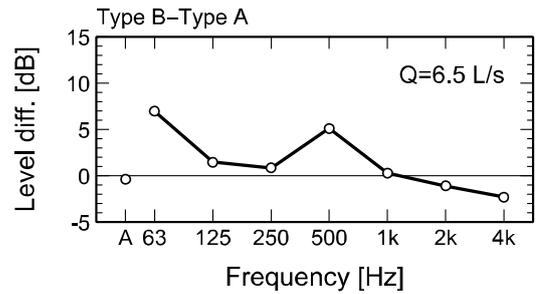


図-4 継手の形状による PS 内での音圧レベル差

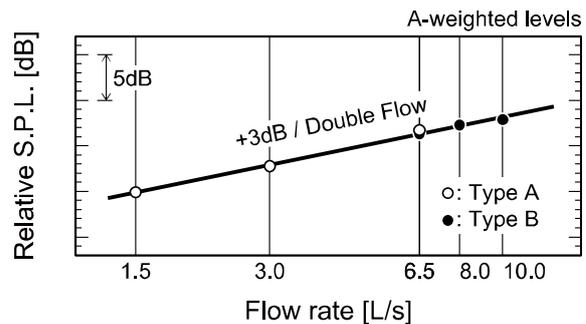


図-5 排水負荷流量と A 特性音圧レベルとの関係

一般的に遮音シート (SI) を巻きを施すことで遮音性が大きくなるとされるものの⁵⁾、本実験では Type A が Type C よりも大きい結果であった。これより、継手の基材によって発生音の特性が異なる様子が伺える。

b) 継手の形状による発生騒音の違い

図-4 は、中高層用 (Type A) と超高層用 (Type B) における PS 内での $L_{peq,4s}$ の差 (Type B - Type A) を求めた結果 ($Q = 6.5$ L/s) である。排水騒音の主要な帯域である 1 kHz 以上の音圧レベルおよび $L_{Aeq,4s}$ は、中高層用の Type A と超高層用の Type B とで差はほぼみられなかった。一方、63 Hz や 500 Hz の帯域では超高層用が 5 dB 程度大きい結果であった。

c) 排水負荷流量による発生騒音の変化

流量による音圧レベルの変化の様子を確認するために、樹脂製の継手を用いた Type A (中高層用) と Type B (超高層用) について、排水負荷流量と PS 内における A 特性音圧レベル $L_{Aeq,4s}$ との関係求めた。図-5 はその結果で、図の横軸 (流量) は対数で表しており、図中の太線は 2 倍の流量で 3 dB 増加する傾きを示している。これより、両 Type とも流量 1.5~10.0 L/s の範囲で、音圧レベルは流量の対数に比例して増加し、流量が 2 倍になると 3 dB 程度増加する結果であった。これは、既往の研究とも合致する傾向であった³⁻⁵⁾。

(3) 遮音対策による騒音低減効果

a) 被覆材を追加する対策

被覆材を追加することによる騒音低減効果を確認す

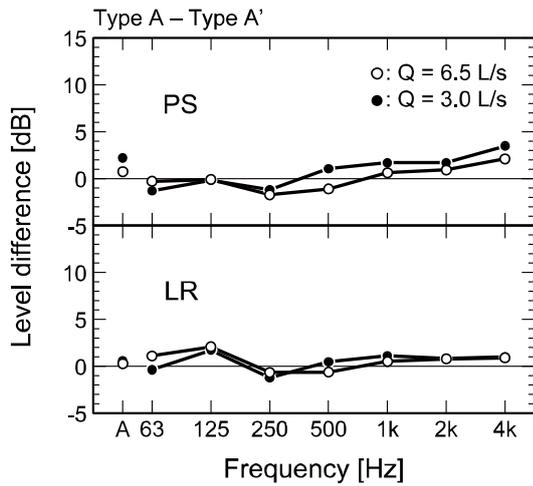


図-6 被覆材の追加による音圧レベルの低減量

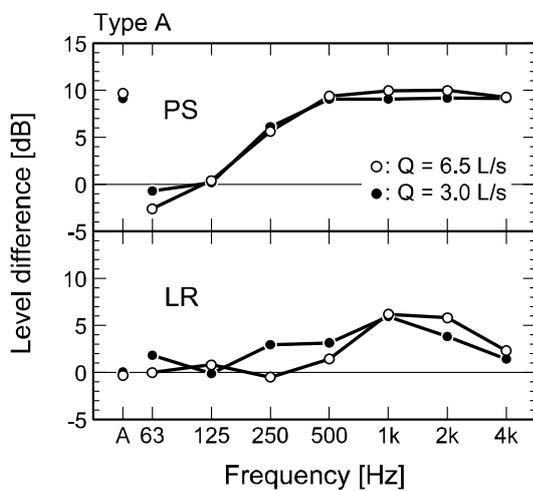


図-7 PS 内壁面の吸音処理による音圧レベルの低減量

るため、継手と立て管へ UF + SI の被覆を施した Type A の外側に GW の被覆を追加して施した仕様の Type A' (UF + SI + GW) を追加して測定した。図-6 は、PS および LR 内における $L_{peq,4s}$ の低減量 (追加無 - 追加有) である。被覆材を追加することによる低減量は、PS 内での 1~4 kHz の帯域で 1~3 dB、LR 内では 1 dB 程度とほぼ効果はみられなかった。今回の結果から、被覆材の組合せや巻き方など本実験の条件以外にも様々な要因が影響していると考えられるが、元々被覆処理された継手や立て管へさらに被覆材を追加したとしても、その効果は少ないことが示唆される。

b) PS 内壁面の吸音処理による対策

排水騒音の対策は、継手や立て管を被覆する以外にも、PS 内壁面に GW 貼りを施して吸音処理する建築的な方法も考えられる。そこで、PS 内壁面 (界壁面を除く 3 面) に GW 貼りを施した場合の Type A における排水騒音の測定を追加して行い、吸音処理による低減効果を確認した。図-7 は、PS および LR 内における $L_{peq,4s}$

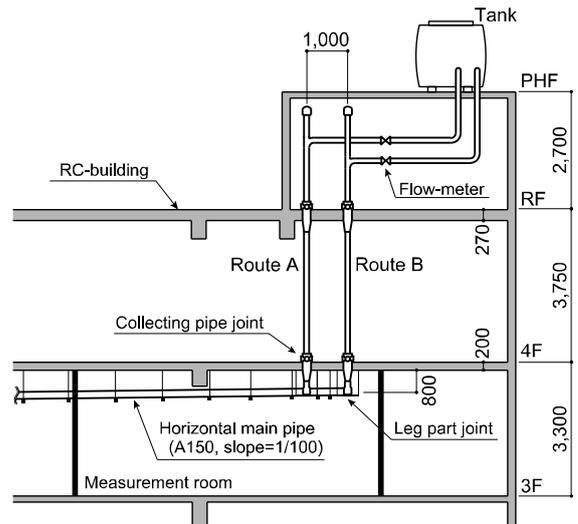


図-8 実験施設の排水系統

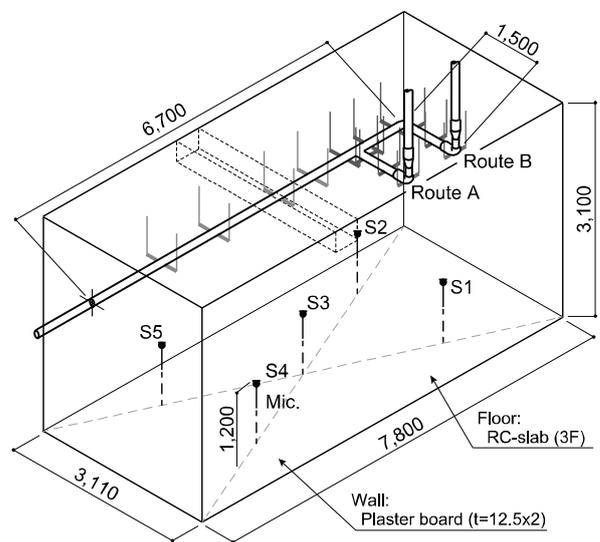


図-9 排水騒音の測定室と測定位置

の低減量 (吸音無 - 吸音有) である。PS 内における $L_{peq,4s}$ の低減量は 250 Hz 以上の帯域で 5~10 dB 程度、LR 内では暗騒音の影響もあると考えられるが 1 kHz を中心とした帯域で 3~5 dB 程度の効果であった。

3. 排水横主管から発生する騒音

本章では、前章とは別系統の単管式排水システムにおいて、その最下階に設けられた脚部継手を含む排水横主管 (以下、横主管と称す) から発生する騒音の測定結果について述べる。

(1) 実験方法

a) 実験施設の概要

排水騒音の測定を実施した実験施設の概要を図-8に

表-4 測定対象の横主管と継手の組合せ

Type	D	E	F
横主管	PVC	PVC + GW	PVC + GW + SI
脚部継手	PVC + UF + SI		
集合管継手	PVC + UF + SI		

PVC：硬質ポリ塩化ビニル

GW：グラスウール, UF：ウレタンフォーム

SI：ブチルゴム製遮音シート

表-5 測定対象とした排水負荷流量

Q [L/s]	2	4	4 (2+2)	8 (4+4)
Route A*			2	4
Route B*	2	4	2	4

* 最大許容流量：5 L/s

示す。本施設は RC 造の建物である。排水系統はペントハウス上に設けた貯水槽から排水し、集合管継手で連結された立て管（呼び径：100）を通り、4階の RC スラブに金具で吊られた横主管（呼び径：150, 勾配：1/100）へ自由落下しながら流れる構造とした。なお、立て管から横主管へ移行する部分は最下階用の脚部継手（呼び径 100 を 150 へ切替）を設けている。

騒音の測定は、3階の RC スラブ上に設けた測定室にて行った。図-9 は測定室の概要で、床と天井は RC スラブ素面、周壁は石膏ボードとした。

b) 横主管および継手の仕様

表-4 は、測定対象とした横主管と脚部継手の仕様で、集合管継手の仕様も示す。横主管の仕様は樹脂製（PVC）で、裸管の Type D、被覆材としてグラスウール（GW）を巻いた Type E、さらに遮音シート（SI）を巻いた Type F の 3 種類とした。脚部継手と集合管継手も同様に樹脂製で、被覆材としてウレタンフォーム（UF）と遮音シートを巻く仕様で全 Type とも同じである。

横主管の支持は 4 階の RC スラブから金具で吊った構造である。防振の仕様は脚部継手から半径 2 m の範囲は横主管と吊り金具との間に表面が凹凸状のゴム板（厚さ 10 mm）を挟むこととした。

c) 排水負荷流量の条件

本施設の排水系統は、Route A, B の 2 系統が設けられ、脚部継手を流れた後に合流する（図-8, 図-9）。表-5 は測定対象の流量 Q で、Route B のみから 2, 4 L/s を排水した 2 パターン、Route A, B からそれぞれ 2, 4 L/s を同時に排水した合計 4, 8 L/s（以下、2+2, 4+4 L/s と記す）の 2 パターンの計 4 パターンとした。なお、排水系統

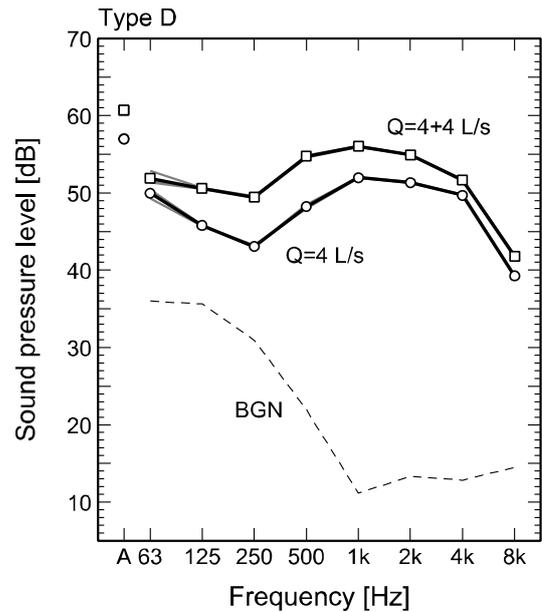


図-10 横主管から発生する騒音の周波数特性

Route A, B の最大許容流量はそれぞれで 5 L/s である。

d) 測定点および分析方法

騒音の測定は、測定室内の中央および対角線の四分位点の計 5 点（S1～S5, 図-9 中の●）とし、高さ 1.2 m の位置にマイクロホンを設置した。分析の対象時間は、音圧レベルの時間変動を確認したうえで、流量が安定していると考えられる 20 秒間とし、各点 S1～S5 における 1 オクターブバンドの時間平均音圧レベル $L_{peq,20s}$ を算出した。測定回数は各パターンで 3 回ずつ行い、測定点 S1～S5 の $L_{peq,20s}$ をエネルギー平均し、測定回数で算術平均した。以降の検討では、算術平均した結果を用いて示す。

(2) 基礎的な特性

a) 排水騒音の周波数特性

図-10 は、横主管を裸管とした Type D における 1 オクターブバンド音圧レベル $L_{peq,20s}$ と A 特性音圧レベルの測定例で、流量 $Q = 4, 4+4$ L/s の結果である。なお、図中に測定した 3 回の結果も灰色で重ね書きしている。横主管から発生する排水騒音は、周波数 500～4 kHz の帯域で卓越する様子が両流量とも確認できた。排水立て管からの騒音は 1 kHz 以上が主要な帯域であるとされている事例が多いが³⁻⁵⁾、横主管から発生する騒音は、それと比べて管内を流れる水の様相が異なることから、卓越する周波数帯域が低い結果であった。

b) 排水負荷流量による騒音の変化

流量による音圧レベルの変化を Type E（GW 被覆）の結果を例に確認した。図-11 は、Type E における A 特性音圧レベル $L_{Aeq,20s}$ と流量 Q との対応を確認した結果である。図の横軸（流量）は対数で表しており、図中の太

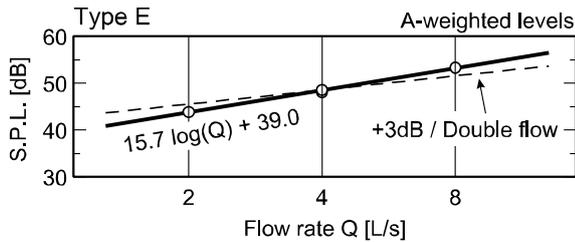


図-11 排水負荷流量と音圧レベルとの関係

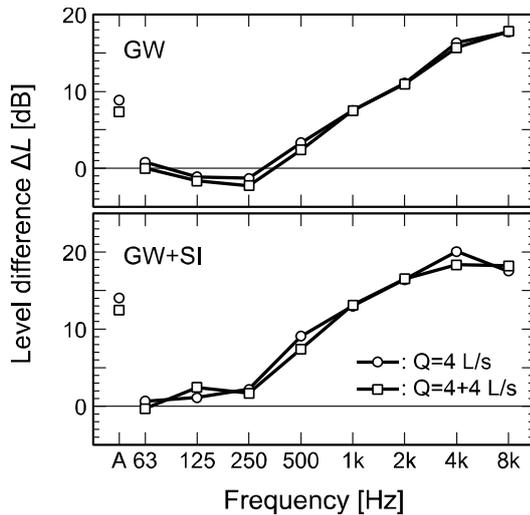


図-12 被覆材による音圧レベルの低減量

線は流量と音圧レベルとの関係を対数回帰した結果である。L_{Aeq,20s}は流量の対数に比例して増加し、その程度は流量が2倍になると約5 dB増加する傾向であった。前述した立て管の場合と比較すると、流量に対するL_{Aeq,20s}の変化の程度が大きい結果であった。

(3) 横主管への被覆材による騒音低減効果

本実験で対象とした横主管の仕様は、裸管の Type D、GWの被覆の Type E、GW + SIの Type Fの3種類である。図-12は、それら被覆材による音圧レベルの低減量ΔLを求めた結果（GW: Type D - Type E, GW + SI: Type D - Type F）である。1オクターブバンドによるΔLは流量によらずほぼ同じであることがわかった。両被覆による対策は500 Hz以上の主要な帯域で低減効果があり、GWの被覆によるΔLは2 kHz以上の帯域、GW + SIの被覆によるΔLは500 Hz以上の帯域で10 dB以上であった。また、A特性音圧レベルのΔLは、GWの被覆で8 dB程度、GW + SIの被覆で14 dB程度であった。

4. まとめ

本報では、集合住宅における樹脂製の単管式排水システムの仕様を中心として、排水立て管および横主管か

ら発生する騒音の特性を把握することを目的に実験を行った。その結果、今回実施した実験の範囲において以下の知見を得られた。

まず、排水立て管から発生する騒音に関して述べる。

- ①継手の基材によって発生音の特性が異なる様子が伺えるため、それに応じた騒音低減対策を講じることが必要である。
- ②形状が異なる中高層用と超高層用継手において、A特性音圧レベルや主要な帯域の音圧レベルの差はほぼみられない。
- ③パイプシャフト内壁面を吸音処理することで、排水騒音の主要な帯域の音圧レベルを3~5 dB程度低減することができる。

次に、排水横主管から発生する騒音に関して述べる。

- ①発生する排水騒音の周波数特性は、500~4 kHzが主要な帯域である。
- ②A特性音圧レベルは流量が2倍になると5 dB程度増加する傾向である。
- ③横主管にグラスウールなどを被覆することにより、主要な帯域における騒音低減効果がみられる。

今後も排水騒音の測定方法に対する検討、様々な騒音対策の仕様における合理的な遮音対策、横主管から伝搬する振動（固体伝搬音）などについて検討を重ねていきたい。

謝辞: 本研究の実験および分析の遂行にあたり、名城大学 岡田恭明教授にご指導をいただきました。株式会社 小島製作所 小島誠造代表取締役、加古洋三氏、岩槻剛史氏には実験に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) 日本騒音制御工学会編：建物における騒音対策のための測定と評価、技報堂出版、pp.119-137, 2006
- 2) 河原塚透, 平松友孝, 大川平一郎：排水管管壁からの放射音に関する実験的検討, 騒音制御, Vol.22, pp.346-352, 1998
- 3) 土屋裕造, 山内崇：排水タワーを用いた脚部継手・オフセット排水管流水発生音測定例, 戸田建設技術研究報告, 第42号, pp.2-1-2-5, 2016
- 4) 嶋田泰, 安岡博人, 塚本幸助, 小島誠造：集合住宅の排水立て管騒音に関する研究, 日本音響学会騒音・振動研究会資料 N-2004-54, 2004
- 5) 市川友己, 間瀬圭祐, 岡田恭明, 吉久光一：排水立て管・継手から発生する騒音の測定指標に関する一検討, 騒音制御, vol.44, pp.149-154, 2020

机上にヒーターを設置した熱気流システムの 換気効果に関する解析検討

CFD Study on the Ventilation Effect of the Heated Air Flow System Installed on the Desk

R&D センター	酒井 英二 EIZI SAKAI
R&D センター	小島 千里 CHISATO KOJIMA
設備部	紺野 康彦 YASUHIKO KONNO
設備設計部	菺田 裕士 HIROSHI KOMODA
カーボンニュートラル推進部	池原 基博 MOTOHIRO IKEHARA

新型コロナウイルス感染症対策として、咳やくしゃみなどの飛沫防止効果を目的にパーティション (PT) の机上設置が広く行われてきた。しかし、PT の設置は室内換気に悪影響を与えると考えられる。そこで、室内換気への悪影響を改善することを目的に、熱気流システムを開発した。熱気流システムは、机上部にヒーターを設置し、熱気流による上昇気流の誘引効果によって、室内換気の向上を図ったものである。本報では、開発した熱気流システムによる換気効果を、気流解析を用いて確認した。その結果、机上で汚染質を発生させた場合、PT 単独では室内濃度と机上濃度の両方が高くなるが、ヒーターを設置することでどちらの濃度も低くなり、換気効率が向上することが分かった。

キーワード：新型コロナウイルス、換気効率、ヒーター、パーティション

The partitions (PT) are normally used to prevent the droplet transmission of COVID-19 indoors. However, these PT are considered to have a negative impact on indoor ventilation. To mitigate this issue, the heated air flow system has been developed using line heaters to induce an upward air flow. This system is designed to improve indoor ventilation by means of a heater installed on the desk and the effect of the heated air flow inducing an upward airflow. In this paper, the ventilation efficiency of the developed heated air flow system was confirmed using Computational Fluid Dynamics (CFD) analysis. As a result, when contaminants were generated on a desktop, both the indoor concentration and the desk concentration increased with PT alone, but it was found that when heaters installed both concentrations were decreased and improved ventilation efficiency.

Key Words: COVID-19, Ventilation efficiency, Heater, Partition

1. はじめに

新型コロナウイルス感染症対策のひとつとして、人の会話や咳やくしゃみなどの飛沫防止効果を目的にパーティション (以下、パーティションまたは PT) の机上設置が広く行われてきた。しかし、パーティションの設置は室内換気に悪影響を与えると考えられる。

今回開発した熱気流システムは、パーティションの抱える問題解決を目指して開発してきたものである。本報では、気流解析 (以下、CFD) による熱気流システムの換気効果に関して報告する。

2. 熱気流システムの仕組み

熱気流システムは、従来のパーティションの設置位置にヒーター (以下、ヒーターまたは H) などの発熱体を設置し、その近傍の空気を加熱することにより生じる上昇気流を利用して汚染質の排出を促進する仕組みである。

熱気流システムには、ヒーターをパーティションの下端に設置する方式とパーティションを設置せずにヒーターのみを机上に設置する方式がある。写真-1 は、アクリル製のパーティションの下端両側に保護管に入れたヒーターを設置した試作品である。

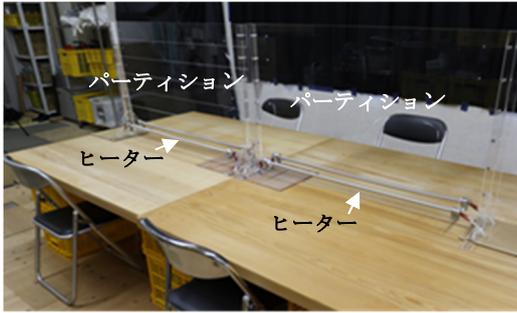


写真-1 ヒーターを設置したパーティション

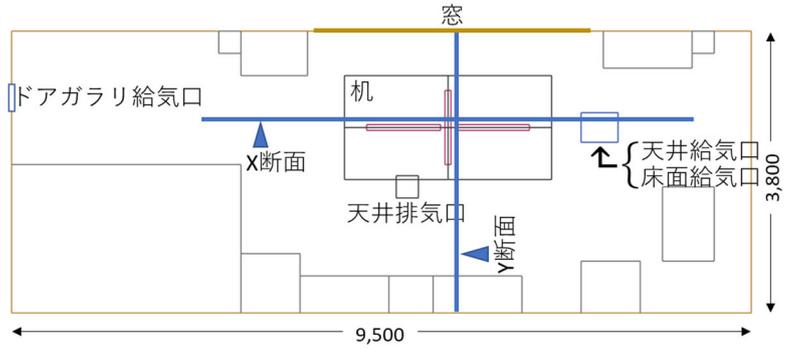
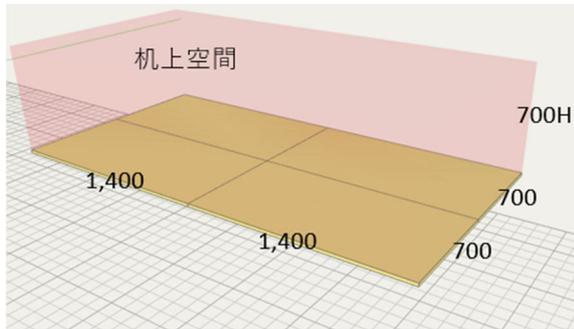
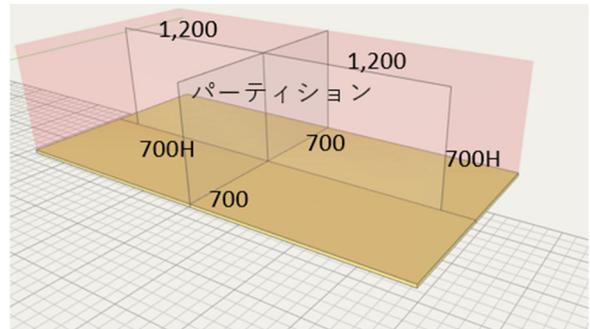


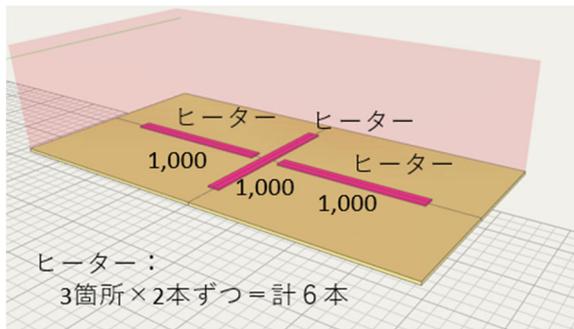
図-1 CFD解析モデルの平面図 (単位: mm)



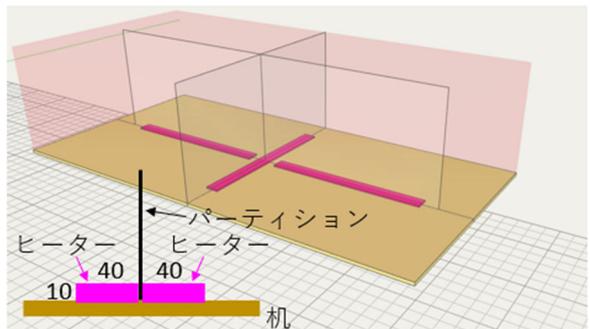
(1) PT 無 H 無



(2) PT 有 H 無



(3) PT 無 H 有

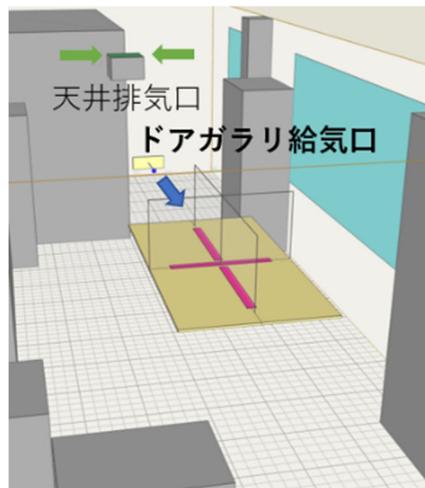


(4) PT 有 H 有

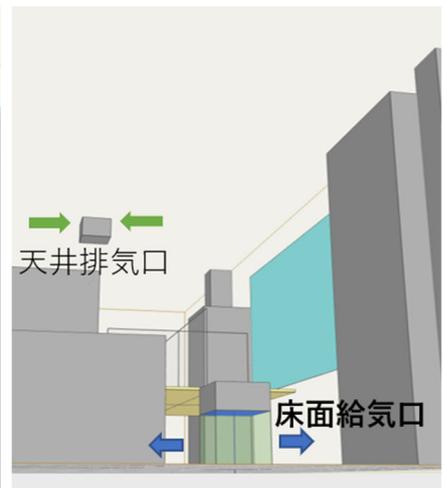
図-2 机上のパーティションおよびヒーターの設定 (単位: mm)



(1) 天井給気



(2) ドアガラリ給気



(3) 床面給気

図-3 給気口および排気口の位置 (給気: 青矢印, 排気: 緑矢印)

3. CFDによる解析モデル

気流解析はFlowDesigner2022で行った。
 図-1にCFD解析モデルの平面図を示す。
 CFD解析モデルは、今後、気流可視化実験を予定している実際の部屋をモデル化した。以後、モデル化した空間を室内空間と呼ぶ。

机上のパーティションおよびヒーターの設定は、図-2(1)～(4)に示すように「PT無H無」を基本として、「PT有H無」と「PT無H有」、「PT有H有」の4パターンである。なお、ヒーターは、図-2(4)の図中左下に示すように机面に設置したモデルとし、パーティションを挟むように長さ1mの物を2本ずつ、3箇所、計6本配置した。

また、本報では、室内の給排気による気流の影響を強く受けると考え^{1),2)}、天井からの給気(以下、天井給気)とドアガラリからの給気(以下、ドアガラリ給気)と置換換気の効果期待した床面からの給気(以下、床面給気)の3箇所の給気位置を設定し、それぞれの給気位置について検討を行った。ただし、排気位置は室内中央の天井面1箇所とした。図-3(1)～(3)に室内空間に設置したそれぞれの給気口と排気口の位置を示す。なお、室内は、エアコン運転なし、窓面を30℃、給気温度を28℃とした。そのため、室温よりやや低い温度での給気となり、床面給気時の置換換気効果が期待できる。

汚染質の設定は、ウイルスの空中浮遊を前提として、重力沈降なしの粒子とした。汚染質の発生方法によって、検討結果への影響が考えられるが、本報では、机上の高さ700mmの空間(以下、机上空間)全体から初期風速なしで定常的に発生させた。これは、咳やくしゃみなどの高速で断続的に場が乱れる状況以外の呼気による汚染質が、机上空間に滞留している状況を想定している。一般的な換気効率、室内で均等に汚染質が発生した状況を想定しているが、本報では発生箇所を限定して検討を行った。表-1にCFDの計算条件を示す。

4. 評価方法

定常計算において、外部からの汚染質の流入が無い状態で、汚染質の発生量をM、給気量をQとする場合、

表-1 CFD計算条件

計算領域	9.5m(x)×3.8m(y)×2.7m(z)
メッシュ数	206(x)×80(y)×54(z)=889,920
乱流モデル	高レイノルズ数型 RNG k-ε モデル
定常判定	汚染質流入量差/汚染質流出量 <0.003 流入発生熱量差/流出熱量 <0.0025
評価方法	室内空間(空気のみ)机上空間(汚染物質発生と同領域)で平均値を算出
机・PT・ヒーター	
机	1.4m(x)×0.7m(y)×0.63m(z)×4台=3.92㎡
PT	1.2m(x)×0.7m(y)×4枚=3.36㎡
ヒーター	1.0m(x)×0.04m(y)×0.01m(z)×6本
1本当たりの発熱量(W/本)	可変: 0.5, 1, 2.5, 5, 15
発熱量(W)	可変: 3, 6, 15, 30, 90
机上面積当たりの発熱量(W/㎡)	可変: 0.77, 1.53, 3.82, 7.65, 22.96
床面積当たりの発熱量(W/㎡)	可変: 0.08, 0.17, 0.42, 0.83, 2.49
給排気口高さ・給排気口面積	
ドアガラリ給気口	0.15m(z), 0.10m ²
天井給気口	2.70m(z), 0.20m ²
床面給気口	0.20m(z), 0.72m ²
天井排気口	2.6m(z), 0.09m ³ 天井下にチャンバーを設置し上側吸込み給気量と排気量は同量
給排気量・給気温度	
給気量(m ³ /h)	可変: 120, 210, 300, 420
換気回数(回/h)	可変: 1.64, 2.88, 4.11, 5.75
給気温度(℃)	28
室内発熱	
窓	表面温度固定: 6m ² , 30℃
汚染質	
空気と同密度、机上空間(机上高さ0.7m)で定常発生	
拡散係数(m ² /s)	0.0001
密度(kg/m ³)	1.18386
発生量(g/m ³ h)	1
総発生量(g/h)	2.744

排気濃度はM/Qとなるが、室内が完全混合状態であれば、室内の平均濃度もM/Qになる。M/Qは室平均汚染質濃度³⁾と呼ばれ、この濃度と室内空間の平均濃度(以下、室内濃度)および机上空間の平均濃度(以下、机上濃度)を比較検討することで、室内空間および机上空間の換気効率の変化を確認した。また、室平均汚染質濃度を基に求めた室内空間の濃度比(以下、室内濃度比)および机上空間の濃度比(以下、机上濃度比)を用いて検討を加えた。以下に濃度比の求め方を示す。

$$\text{室内濃度比} = \text{室内濃度} / \text{室平均汚染質濃度 (M/Q)}$$

$$\text{机上濃度比} = \text{机上濃度} / \text{室平均汚染質濃度 (M/Q)}$$

5. 検討結果

(1) 濃度・温度分布と速度状況

図-4(1)～(4)にオフィスの給排気として一般的な天井給気の(1)「PT無H無」、(2)「PT有H無」、(3)「PT無H有」および(4)「PT有H有」の濃度・温度分布および速度ベクトルを示す。ヒーターを設置しない(1)「PT無H無」と(2)「PT有H無」では、机上に

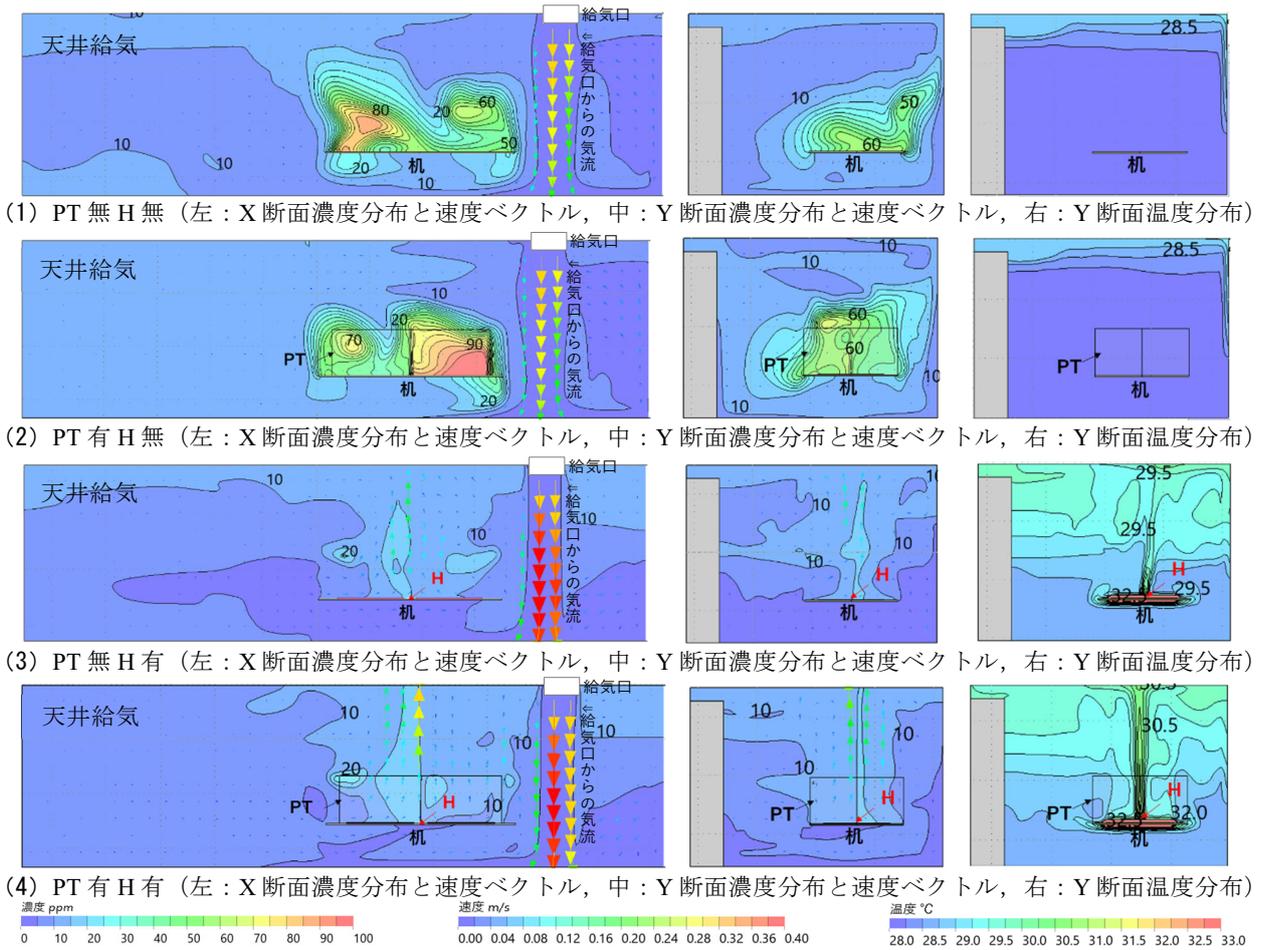


図-4 天井給気時の濃度・温度分布および速度ベクトル (断面位置は図-1 参照)

汚染質濃度の高い部分が残る。ヒーターを設置した (3) 「PT 無 H 有」と (4) 「PT 有 H 有」では、ヒーター上に上昇気流が発生し汚染質の排出が速やかに行われていることが分かる。

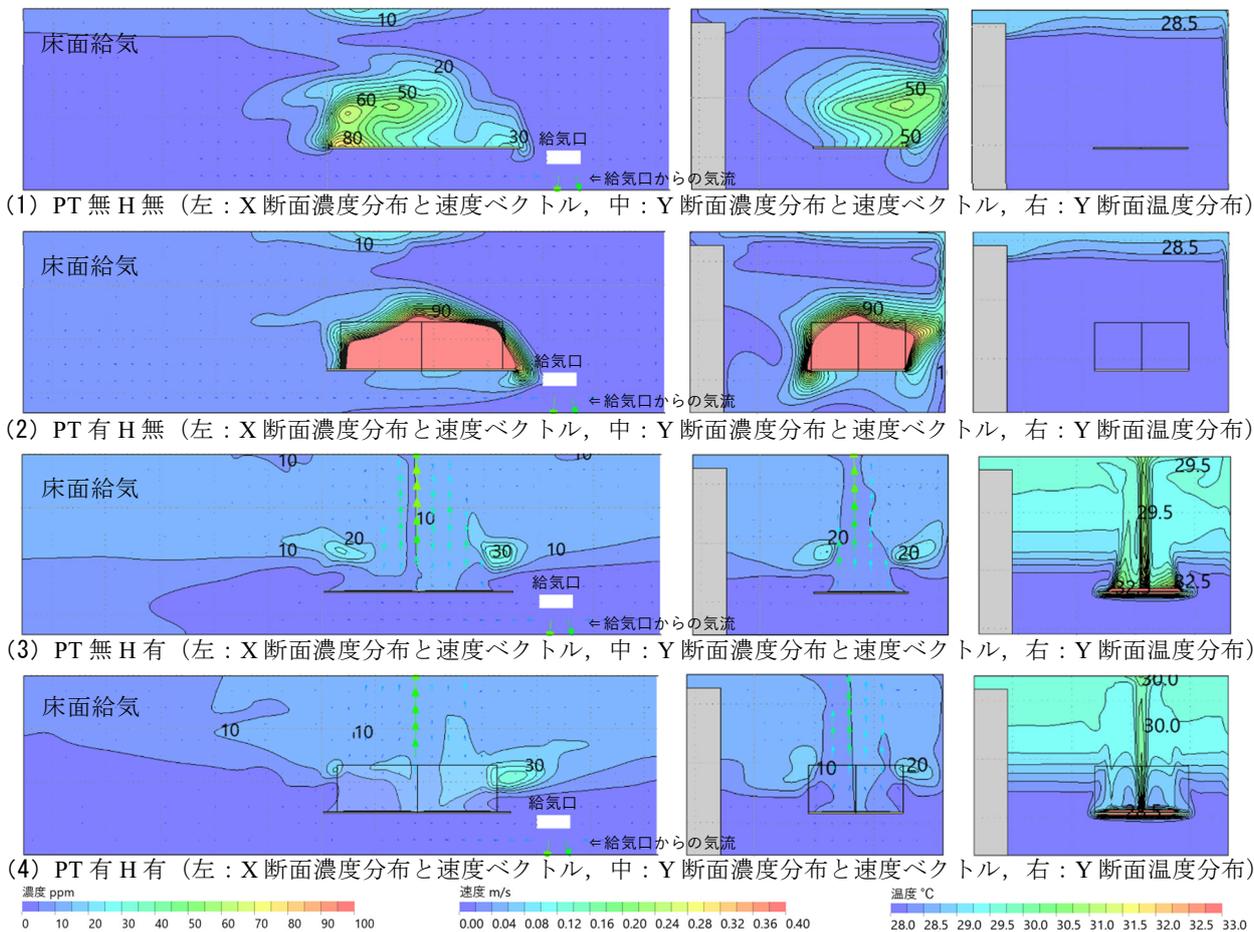
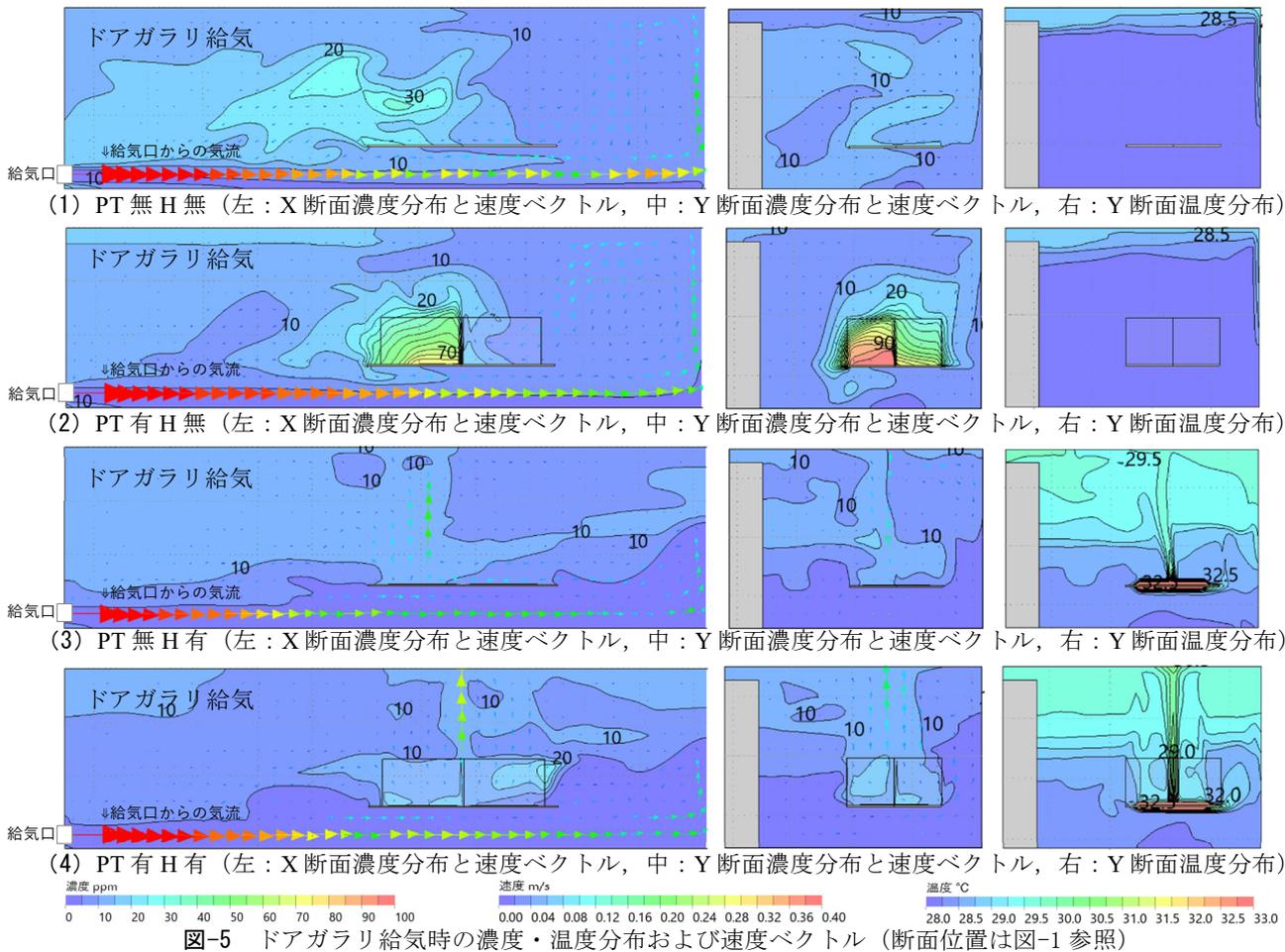
図-5 (1) ~ (4) にドアガラリ給気の濃度・温度分布および速度ベクトルを示す。ヒーターを設置しない (2) 「PT 有 H 無」では、天井給気と同様机上に汚染質濃度の高い部分が残るが、同様にヒーターを設置しない (1) 「PT 無 H 無」では、汚染質濃度の高い部分が見当たらない。これは、(1) 「PT 無 H 無」の左図の X 断面の速度ベクトルから、左端のドアガラリ給気口からの気流が右端の壁で反転し、机上の汚染質を排除したためと考えられ、室内の給排気位置に起因するものと考えられる。ヒーターを設置した (3) 「PT 無 H 有」と (4) 「PT 有 H 有」では、天井給気と同様ヒーター上に上昇気流が発生し汚染質の排出が速やかに行われていることが分かる。

図-6 (1) ~ (4) に床面給気の濃度・温度分布および速度ベクトルを示す。ヒーターを設置しない (1) 「PT 無 H 無」と (2) 「PT 有 H 無」では、天井給気およびドアガラリ給気の (2) 「PT 有 H 無」と同様机上に汚染質濃度の高い部分が残る。ヒーターを設置した (3)

「PT 無 H 有」と (4) 「PT 有 H 有」では、他の給気位置と同様ヒーター上に上昇気流が発生し汚染質の排出が速やかに行われていることが分かる。さらに、(4) 「PT 有 H 有」の右図の Y 断面温度分布を見ると、他の給気位置では見られなかった、パーティション高さ付近まで温度成層が形成されているのが分かり、Y 断面濃度分布と速度ベクトルの図も併せて確認すると置換換気による効率的な汚染質除去が行われていると考えられる。

(2) 給気位置と室内換気量の影響

図-7 (1) ~ (4) に、(1) 「PT 無 H 無」、(2) 「PT 有 H 無」、(3) 「PT 無 H 有」および (4) 「PT 有 H 有」の換気回数と濃度の関係を示す。なお、横軸は対数軸とし、室内濃度は実線、机上濃度は破線で示す。黄線は M/Q である。計算条件の組合せを表-2 に示す。(1) 「PT 無 H 無」では、床面給気の室内濃度は、換気回数が少ない場合には M/Q より大幅に低くなるが、その他の給気方式では M/Q と大差はない。机上濃度は、ドアガラリ給気で低くなるが、その他の給気方式では高くなる。一方、(2) 「PT 有 H 無」では、室内濃度は「PT 無 H 無」よりも高くなり、机上濃度も大幅に高くなる。(3) 「PT 無 H



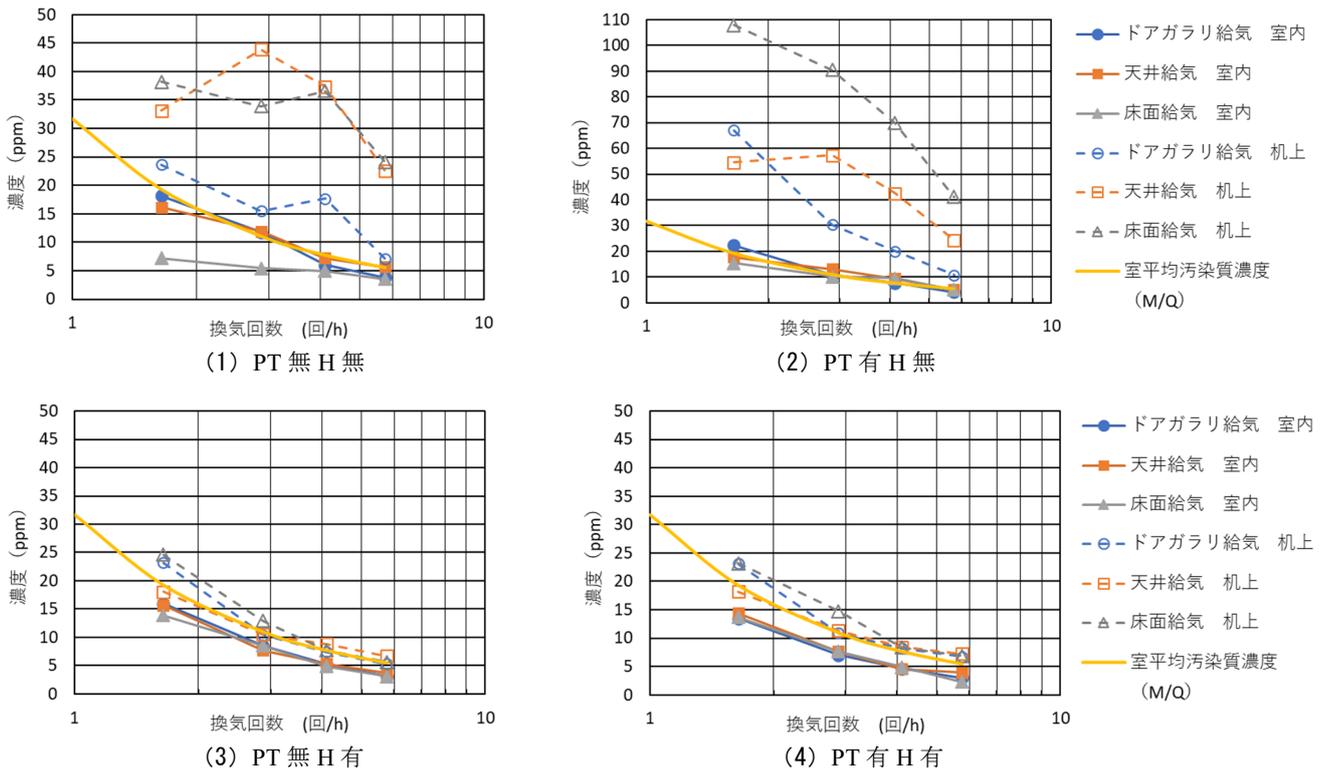


図-7 換気回数と室内および机上濃度

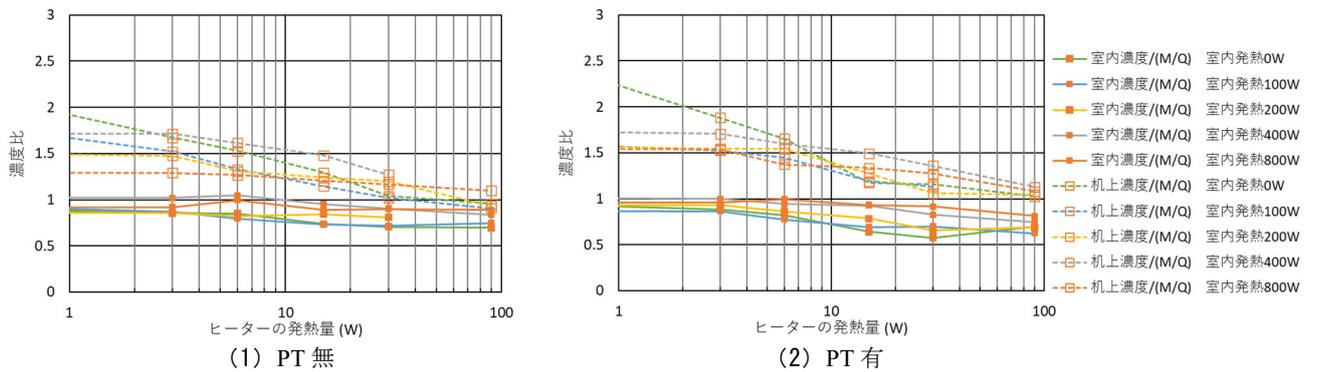


図-8 ヒーターの発熱量と室内および机上濃度比

有」では、室内濃度は M/Q を下回り、机上濃度も大幅に低下し M/Q 並みになる。(4)「PT 有 H 有」では、室内濃度は (3)「PT 無 H 有」より若干低下し、机上濃度は給気方式による違いがみられるが、(3)「PT 無 H 有」の場合とほぼ同様になる。以上より、ヒーターを設置することで、室内および机上の濃度低減、あるいは同等の濃度であれば室内換気回数の低減が図れるという結果が得られた。

(3) ヒーターの発熱量の影響

ヒーターの発熱量が室内および机上濃度に与える影響を検討するため、ヒーターの発熱量を変化させた。また、ヒーター以外の発熱の影響を、室内空間全体に発熱を与えることで検討した。表-2 に計算条件の組合せを

表-2 計算条件組合せ一覧

図-7~8の計算条件	パーティション	ヒーター 1本当たりの 発熱量 (W/本)	室内空間の 発熱量 (W)	給気位置	換気回数 (回/h)	組合せ数
図-7	有/無	0.0/15.0	-	ドアガラリ/天井/床面	1.64/2.88/ 4.11/5.75	48
図-8	有/無	0.0/0.5/1.0/ 2.5/5.0/15.0	0/100/200 /400/800	天井	2.88	60

表-3 ヒーターの発熱量と室内および机上濃度比の平均値

		ヒーターの発熱量 (W)					
		0	3	6	15	30	90
PT無	平均室内濃度比	1.01	0.90	0.90	0.83	0.81	0.78
	平均机上濃度比	2.30	1.54	1.41	1.29	1.14	1.00
PT有	平均室内濃度比	1.00	0.93	0.88	0.80	0.74	0.71
	平均机上濃度比	2.46	1.64	1.52	1.29	1.20	1.04

示す。

表-3 にヒーターの発熱量毎に室内および机上濃度比の平均値（以下、平均室内濃度比、平均机上濃度比）を示す。ヒーターの発熱量が 0W（ヒーターを設置しない）では、平均室内濃度比が 1.01 または 1.00、平均机上濃度比が 2.30 または 2.46 であり、室内濃度は室平均汚染質濃度と同等、机上濃度は室平均汚染質濃度より 2 倍以上高いことが分かる。また、ヒーターを発熱させると、発熱量増加に伴い平均濃度比は低下することが分かる。

図-8 に、パーティションの有無別にヒーターの発熱量と室内および机上濃度比の関係を示す。なお、横軸は対数軸とした。図よりヒーターの発熱量の対数と室内および机上の濃度比は反比例の関係にあることが分かり、発熱量の増加に対して、濃度の減少幅は急激に小さくなる。そのため、仮に 90W よりヒーターの発熱量を大きくしても濃度比の減少は小さいと考えられる。これはパーティションの有無、室内および机上の違いに関わらず、同様の傾向である。また、ヒーターの発熱量が小さい場合において、パーティションの有無に関わらず、机上濃度比は室内濃度比と比較して濃度比が大きい、机上濃度比の方が室内濃度比よりもヒーターの発熱量による低減効果が大きく、ヒーターの発熱量を大きくすると、机上と室内の濃度比の差は小さくなる。パーティションの有無でみると、(2)「PT 有」がヒーターの発熱量に対する机上濃度比の変化が大きく、PT を設置した場合のヒーター設置の有効性を示す結果となった。また、室内空間の発熱量が大きくなるとヒーターの発熱量の影響が小さくなる傾向がみられることから、最適なヒーターの発熱量の検討には室内の発熱源を考慮する必要がある。

6. まとめ

CFD による検討で、机上にパーティションを設置し

た場合や室内の給排気位置よる気流の影響によっては、室内と机上の汚染質濃度の上昇が見られ換気効率の低下を招く場合がある結果が得られた。一方、ヒーターを机上に設置することにより、机上に上昇気流が発生し、パーティションの有無に関わらず、室内と机上の換気効率が大幅に向上する結果が得られた。また、最適なヒーターの発熱量設計に寄与するヒーターの発熱量と汚染質濃度の関係も得られた。

感染症対策としては、机上にパーティションを設置することで飛沫防止効果を直接的に求める場合と、そうではない場合のそれぞれにおいて、ユーザーが選択できることが望ましい。本技術すなわち換気効率を向上させる机上へのヒーター設置は、パーティション有無のどちらにおいても感染防止に貢献すると考えられる。本熱気流システムは、これらの要請に応える可能性を持っている。

今後、実験の結果等を報告する予定である。

参考文献

- 1) 鹿野奈々, 山中俊夫, 崔ナレ, 小林知広, 田邊陽一: 置換換気原理に基づく感染症対策ブース型パーソナル空調に関する研究, 日本建築学会大会学術講演集, 環境工学 I, pp.1255-1258, 2021 年 9 月
- 2) 鹿野奈々, 山中俊夫, 崔ナレ, 小林知広, 田邊陽一: オフィスにおけるブース型置換換気を用いた感染症対策パーソナル空調に関する研究 (その 2) ブース形状と給気量が温度・CO₂ 濃度・咳飛沫核分布に及ぼす影響, 空気調和・衛生工学会大会学術講演集, 3 巻 C-18, pp.73-76, 2021 年
- 3) 空気調和・衛生工学会: 換気効率ハンドブックー理論と応用ー, pp.23-30, 2009 年 11 月

INVESTIGATION OF THE WIND FORCES ON RECTANGULAR OVERHANG BUILDINGS USING URANS

非定常 RANS を用いた矩形のオーバーハングを有する建物に作用する風力の検討

R&D センター ドアン セイ ロン LONG DOAN SY
 R&D センター 小島 千里 CHISATO KOJIMA
 R&D センター 川島 学 MANABU KAWASHIMA

本論文では、数値流体力学 (CFD) 技術を用いて、建物表面のさまざまな位置に矩形ブロックを配置した建物 (オーバーハング建物) に作用する風力について、シミュレーションを実施した。具体的には、オーバーハング位置をパラメータとした 14 種類の建物モデルを作成し、Unsteady Reynolds-Averaged Navier-Stokes (URANS) を用いて、各モデルに作用する風力を推定した。風方向の風力係数の値が角柱建物と比較して最も変化するオーバーハング位置は、風上壁面下部位置である。オーバーハングが存在する場合の風力係数の変化は、風の剥離位置と前方および後方淀み点の変化が寄与していると考えられる。

キーワード: 数値流体力学, 非定常 RANS, オーバーハング建物, 風力係数

This research paper investigates the wind forces exerted on buildings with overhang features placed at various positions on their surfaces, utilizing computational fluid dynamics (CFD) techniques. The Unsteady Reynolds-Averaged Navier-Stokes (URANS) turbulence models are employed to simulate the airflow patterns. Fourteen distinct configurations of overhang buildings are generated by introducing the rectangular block at different locations on the faces of a square building. The most different value of the along-wind force coefficient between the overhang building and the principal building is when the overhang is at the bottom in the upwind direction. The alteration in wind force coefficient in the presence of an overhang could be contributed by the position of the flow separation and the change in the front and rear stagnation points.

Key Words: Computational fluid dynamics, URANS, Overhang building, Wind force coefficient.

1. INTRODUCTION

In contemporary building design, the demand for increased living space in residential high-rise buildings has become increasingly significant. With limited land availability for development in densely populated megacities, skyscrapers have gained popularity. A unique type of high-rise structure is the overhang building, which features a small rectangular cylinder attached to it. Generally, in building design, the overhang structure is conventionally situated at the lower portion of the building, thereby creating podium floors. Nevertheless, certain instances deviate from this norm and opt to enlarge the upper section of the building instead. This

approach aims to improve the residential unit area ratio of the upper floors, resulting in an overall increase in the value of both the living space and the commercial feasibility. An example of this high-value tower-style condominium is the Sulatto V Tower, which was introduced by Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd. (SMCC) in 2020¹⁾.

The irregular shape such as a large size of overhang shape was studied by Yoshida et al.²⁾. Wind pressure measurement was conducted using pressure taps on a large overhang situated from the bottom to near the top of the front face of a building, referred to as a step on the wall surface. Based on the minimum pressure coefficient results, the formation of a 3D vortex between the building and the overhang is discussed.

However, limited research has been conducted on inverted skyscrapers, where the overhang is positioned near the top of the building. Furthermore, the wind effects of the positioning of the overhang structure on the primary building are yet to be determined.

Computational Fluid Dynamics (CFD) has gained extensive usage for quantifying wind loading on structures and facilitating a profound comprehension of flow characteristics. In CFD, the Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) method has been widely known for its time-saving capabilities compared to other turbulence models in CFD such as Direct Numerical Simulation or Large-Eddy Simulation. The Unsteady RANS (URANS) is recognized as a suitable approach for predicting periodic turbulent separated flows³⁾. In building science, URANS is possible to replicate large-scale fluctuations observed in the vicinity of tall buildings⁴⁾. Nevertheless, the specific nature of fluctuations generated by URANS remains uncertain and necessitates validation through wind tunnel tests in most cases.

The presence of overhangs changes the aerodynamic characteristics around the structure and adds complexity to the assessment of load distribution and structural stability. This study aimed to assess the impact of wind forces on a primary square building by simulating its attachment to a rectangular-shaped overhang at different positions using CFD. Fourteen scenarios are simulated, considering various positions of the overhang on the front, rear, and side faces of the structure. Wind force coefficients in along-wind and across-wind direction are calculated to evaluate the influence of the rectangular overhang on the wind effects experienced by the primary square building.

2. ANALYSIS METHOD

Flow characteristics are predicted in this study using the ANSYS Fluent 2022R1 commercial numerical program. The ANSYS Fluent software, known for its extensive capabilities in fluid dynamics analysis, enables comprehensive investigations into the flow characteristics of complex systems.

URANS method is used in this study. The computational method employed is the semi-implicit method for pressure-linked equations (SIMPLE), and the turbulence model is k- ω shear stress transport (SST). k- ω SST model is used because it can effectively replicate the unsteady turbulence behind the

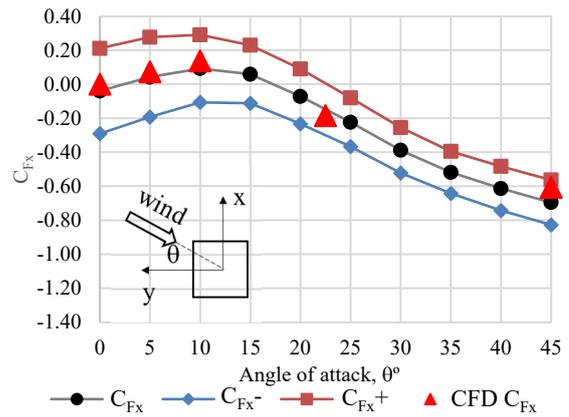


Fig. 1. Wind force coefficient in x-direction (C_{Fx})

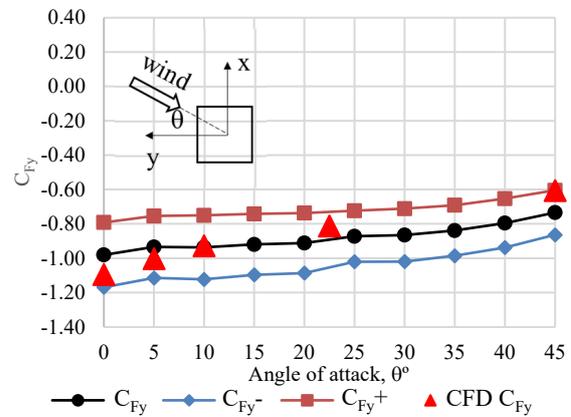


Fig. 2. Wind force coefficient in y-direction (C_{Fy})

high-rise building⁴⁾. Also, k- ω SST has less computational time compared to the k- ω Reynolds stress model⁵⁾.

$$C_F = \frac{F}{0.5\rho U_0^2 A} \quad (1)$$

The accuracy and reliability of URANS method were validated by comparing its results with wind tunnel experiments conducted at SMCC. The experiment used a square cylinder model with a height of 400mm and width of 58.8mm. The test covered angles from 0° to 45° in increments of 5°. Subsequently, the wind force coefficient C_F in each case was calculated using Equation (1), with F as the wind force on the x or y axis, ρ as the air density (1.225kg/m³), U_0 as the reference wind velocity at the top of the building, and A as the area of the building face.

Fig. 1 and Fig. 2 show a comparison between wind tunnel data and CFD calculations of wind force coefficients in the x- and y-directions at various angles of attack. The y-direction is the direction perpendicular to the building front face, and the angle of attack θ is the angle between the wind

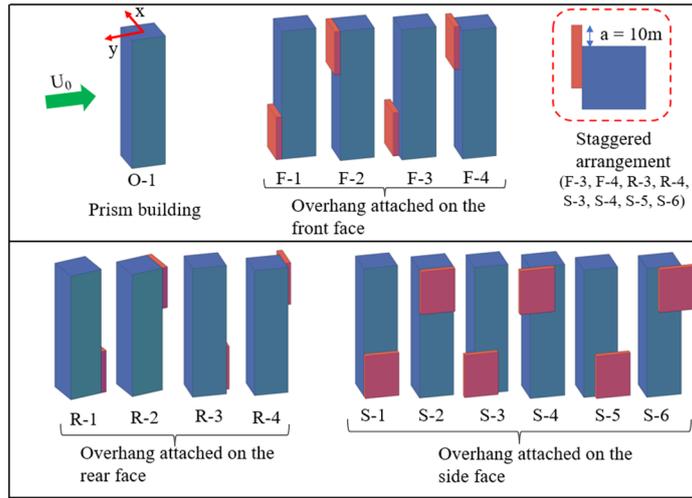


Fig. 3. Configuration cases

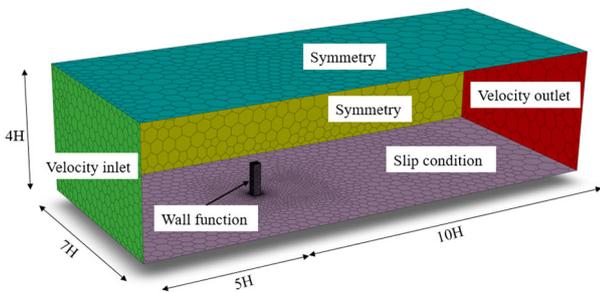


Fig. 4. CFD boundary conditions

direction and the y-direction. The symbols in the legend indicate mean (C_F), minimum (C_{F-}), and maximum (C_{F+}) coefficients in the x- and y-directions. The \blacktriangle symbol is the result of the mean wind force coefficient C_F calculated by CFD. A comparison between the CFD calculation and the wind tunnel test results shows that the trend of the mean wind force coefficient with respect to the angle of attack is almost comparable.

3. ANALYSIS SETUP

The building model under analysis consists of a prototype square cylinder building with a height (H_0) of 120m and an aspect ratio of 4. Additionally, a rectangular overhang with dimensions of 30m×40m×5m (Width×Height×Depth) is introduced. To investigate the effect of the additional overhang on square cylinder in wind force at different positions on the principal building, the rectangular prism overhang is positioned in 14 different locations around the building's faces. Specifically, there are 4 cases on the front face, 4 cases on the rear face, and 6 cases on the side face, as

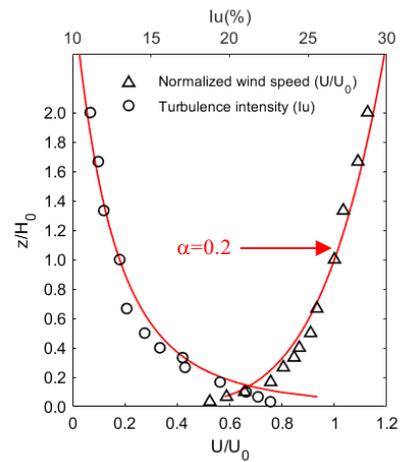


Fig. 5. Normalized wind velocity and turbulence intensity profiles

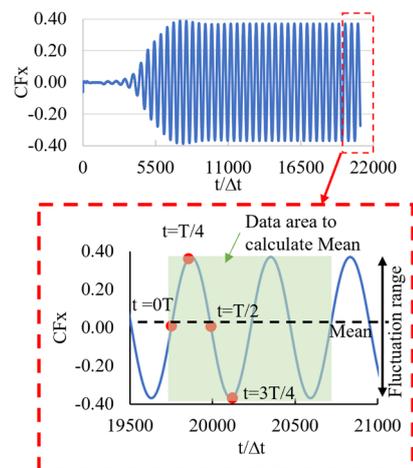


Fig. 6. Presented instantaneous points of across-wind force coefficient (C_{Fx}) at case O-1

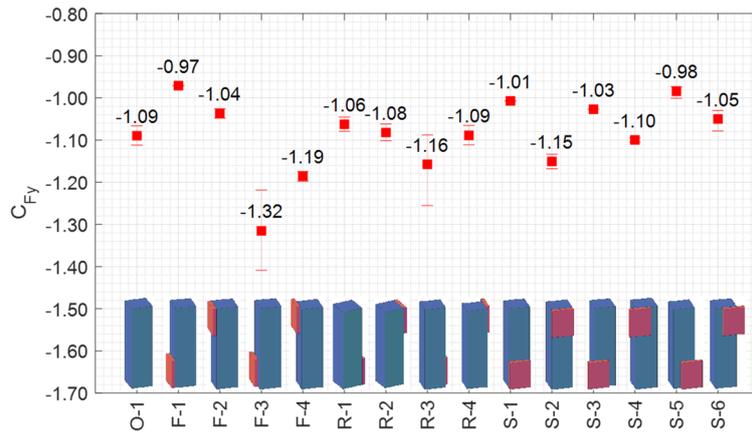


Fig. 7. Wind force coefficient in Y direction (C_{Fy})

visually represented in Fig. 3. In particular, the staggered arrangement cases, namely F-3, F-4, R-3, R-4, S-3, S-4, S-5, and S-6, are configured with an inclination of $\alpha = 10\text{m}$.

The simulation domain is illustrated in Fig. 4 with H is the model height. The simulation model is established at a scale of 1/400. Fig. 5 presents the normalized wind velocity and turbulence intensity used as input flow. These parameters are combined with the wind profile recommended by the Architectural Institute of Japan (AIJ) in category of surface roughness III (power law component $\alpha = 0.2$) specifically for urban areas. The wind velocity at the top height of the model corresponds to $U_0 = 8.92\text{m/s}$. The Reynolds number considering the width of the model is 4.26×10^4 .

An unstructured polyhedral mesh was used, with two refined areas for improved accuracy in critical regions. To accurately predict flow near wall using the wall function, Y+ value, which serves as a non-dimensional measure indicating the coarseness or fineness of a volumetric mesh in relation to a flow pattern, is put into consideration. For more accurate predictions or when using advanced turbulence models, Y+ values in the range of 1 to 5 are often preferred⁶⁾, and 5 is maintained to adequately capture the dynamics of flow near solid surfaces.

The CFD simulation conducted in this study terminates when the forces exerted on the structure reach a state of stability in unsteady flow conditions. In the subsequent section, instantaneous data points at four different time instances within one period ($t=0T, T/4, T/2, 3T/4$), as well as their corresponding mean values of two periodic periods, are presented as illustrated in Fig. 6. In this figure, the variation or change in the wind force coefficient over time when reaching the state of stability in unsteady flow conditions is called fluctuation range.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1 EFFECT OF OVERHANG ON ALONG-WIND FORCE

Fig. 7 graphically illustrates the wind force coefficient in the y- direction, denoted as C_{Fy}. The calculation of the wind force coefficient is the same as section 2 with A is the area of the front face of the principal building and the same for all configuration cases. The fluctuation range of wind force coefficient in each case is also presented. Two main results can be observed from this figure. Firstly, large variations of the mean C_{Fy} are observed in group F compared to the principal building. The effect of the rectangular prism overhang on the mean C_{Fy} shows a range of variability, with up to a 10% decrease or 20% increase compared to the principal building, depending on the specific locations where the overhang is attached. On the other hand, the variations of mean C_{Fy} compared to principal building are relatively small in group R. Secondly, comparison of the lower and upper configuration of overhang on the same face in group F and R (F-1 to F-2; F-3 to F-4; R-1 to R-2 and R-3 to R-4), the absolute difference value of C_{Fy} between lower overhang buildings and the principal building (O-1) tend to be greater than the same difference in upper configuration.

The discussion on the variation of mean C_{Fy} in group F is based on the trend exhibited in the F and R groups. Also, the wind pressure coefficient distribution on the building's rear surface is presented in Fig. 8. F-1 and F-3, R-1 and R-2 are considered as examples. The pressure coefficient is calculated by $c_p = (p_t - p_\infty)/q_\infty$, where p_t is the total pressure, and p_∞ and q_∞ are the reference static pressure and dynamic pressures at the model height respectively. In F-1, the absolute value of negative pressure at the rear is observed

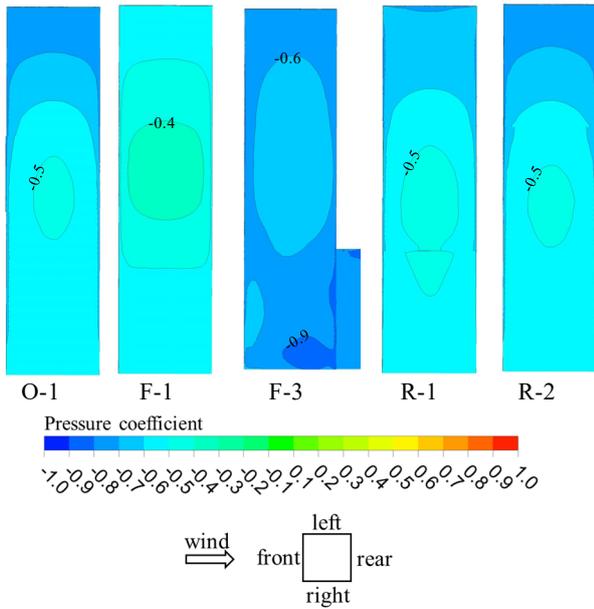


Fig. 8. Mean pressure coefficient distribution on the rear faces

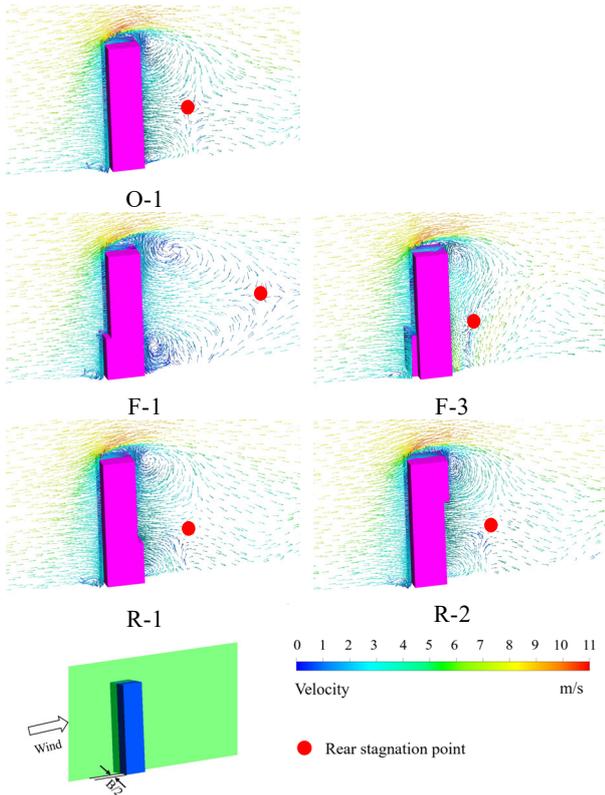


Fig. 9. Velocity contours at $t=0T$ in the middle plan $x = 0$ and illustration of rear stagnation points

to be smaller in comparison to O-1, as shown in Fig. 8. A very high absolute value of negative pressure is experienced on the rear face of F-3. On the other hand, the pressures on the rear face in R-1 and R-2 are almost the same as in the principal building. Fig. 9 presents the velocity vector figures

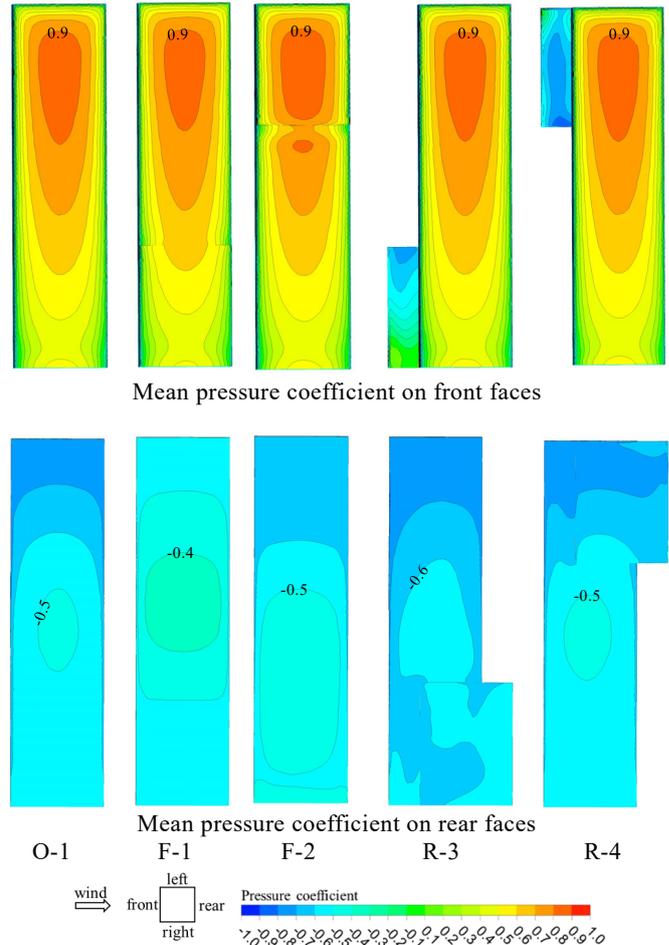


Fig. 10. Mean pressure coefficient distribution in case O-1; F-1; F-2; R-3 and R-4

at $t=0T$ in the middle plans $x = 0$, and also illustrates the rear stagnation points in the principal building and some buildings in F and R group which are discussed above. The drag force tends to be higher when the rear stagnation point is closer to the rear surface in the downstream direction⁷⁾. The rear stagnation points for F-1 and F-3 are significantly different from O-1. In these cases, the difference could come from the variation in how the flow separates around the overhang and the building's edge both at the top and bottom. In F-3, the wider front side of the building created by the overhang contributes to the formation of the vortex of separation flow at the corner on the side in the upwind direction. Consequently, the negative pressure at the back is higher compared to O-1 because of the suction effect created by this separation vortex caused by the overhang. On the other hand, in R-1 and R-2, the distance between the rear stagnation point and the rear of the building is almost the same as in the principal building. Due to this similarity, the rear negative pressure distribution is almost comparable in R-1, R-2, and

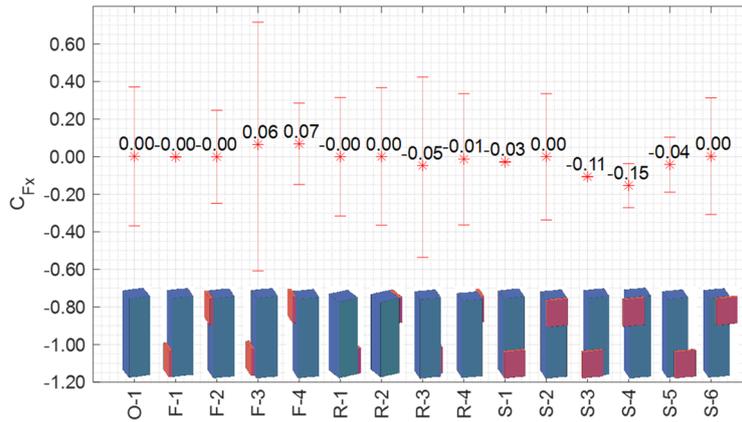


Fig. 11. Wind force coefficient in x-direction (C_{Fx})

O-1, leading to the minimal variations in C_{Fy} .

Regarding the placement of the overhangs at the lower and upper part of the building on the same face, two distinct subgroups can be identified: the first consists of overhangs that are aligned with the building width (F-1 to F-2 and R-1 to R-2), while the second subgroup involves overhangs located in a staggered configuration (F-3 to F-4 and R-3 to R-4). The former subgroup shows the absolute value of C_{Fy} is smaller in lower overhang configurations compared to upper configurations. Whereas the latter group presents the opposite trend with the former subgroup. In the first subgroup, the decrease in the absolute value of C_{Fy} in cases F-1 and R-1 compared to F-2 and R-2 respectively is attributed to the decrease in pressure at the top of the rear surface compared to O-1. On the other hand, considering the second subgroup, taking R-3 and R-4 as an example (shown in Fig. 10), the increase in the absolute value of C_{Fy} in the lower overhang configuration (R-3) compared to the upper overhang configuration (R-4) is due to the decrease in the negative pressure on the rear face and increase in the positive pressure on the upwind face of the overhang. Fig. 10 shows that the C_{Fy} is not noticeably affected by the pressures on the front faces of the main building in these configurations, the opposite trend in the two subgroups could be explained by the aforementioned shift in the location of the rear stagnation point and the stagnation point on the upwind face of the staggered overhang.

4.2 EFFECT OF OVERHANG ON ACROSS-WIND FORCE

Fig. 11 presents the force coefficient and its fluctuation in the crosswind direction (C_{Fx}) for both the square building and 14 buildings with attached overhang. The fluctuation range

of C_{Fx} is more significant compared to the along-wind force coefficients. The flow patterns of wind in the across-wind direction are characterized by increased complexity and turbulence in comparison to the relatively smoother flow observed in the along-wind direction. This turbulence is caused by the interaction of the wind with the building's edge and surface roughness. A strong shear layer is formed between the building edge and the reattachment point which is located on the side face in the case of a square section. Within this shear layer, vortices persistently exist, contributing to the fluctuations experienced in the across-wind direction.

The mean C_{Fx} is distributed approximately around zero. The greatest absolute values of mean C_{Fx} are observed in the staggered configuration of overhang on the upwind side face S-3 and S4 with values -0.11 to -0.15 respectively. These cases exhibit substantial deviations from O-1 in the wind pressure coefficient distributions on the side surfaces presented in Fig. 12. S-3 demonstrates positive pressure on the overhang on the building side and negative pressure on the opposite side. The proximity of the overhang to the windward wall of the building induces a positive pressure due to the stagnation point of the incoming flow being situated on the overhang. Conversely, the opposite side experiences a localized and intense negative pressure resulting from the conical vortex created by the detached wind flow at the upper section of the overhang. S-4 generates positive pressure on the overhang on the building side and negative pressure on the opposite side, the same as S-3. However, the negative pressure area on the opposing side of the building is more extensive in S-4 compared to S-3, and the negative pressure is heightened due to wind separation occurring at both the top and bottom of the overhang. On the other hand, in the case of

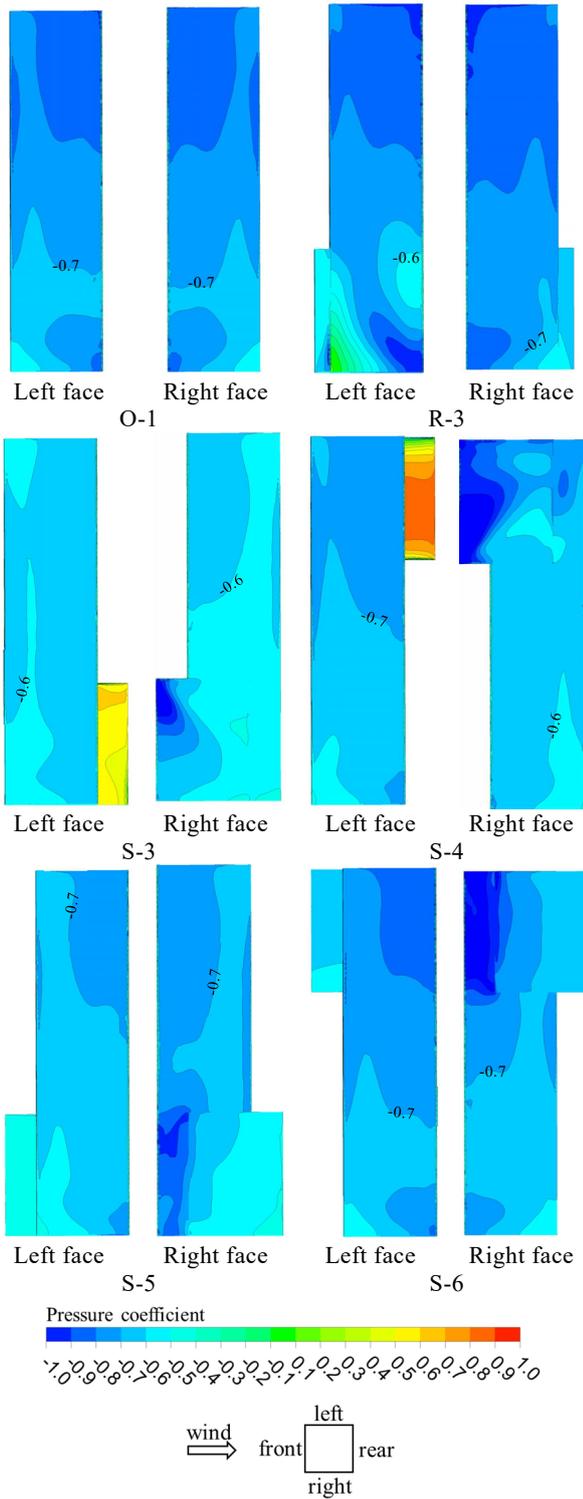


Fig. 12. Mean pressure coefficient distribution on the left and right faces.

S-5 and S-6, where the overhang is located on the downwind side, a pronounced negative pressure region is observed on the overhang wall at the upwind corner, whereas no positive pressure region is present on either side. The flow separation point may be located on the building edge, and the vortices are formed in the space between the building and the

overhang. These vortices cause a significantly high negative pressure in that region. Consequently, in contrast to the S-3 and S-4 models, the decrease in the C_{Fx} in the S-5 and S-6 models, when compared to the O-1 model, does not exhibit a significant difference.

5. CONCLUSION

The wind characteristics of a high-rise building with rectangular overhangs at various locations are examined through numerical analysis. The main conclusions of this study are as follows.

- The attachment of overhangs has a noticeable effect on the along-wind force coefficient. Locating the overhang at the lower front on the main building, the along-wind force coefficient differs by -10% to 20% compared to principal building. On the other hand, the difference is small in upper front and rear configuration. The reason could be attributed to the change in the rear stagnation point.
- In the case of the front and rear overhangs, the opposite trend in along-wind force coefficient for upper and lower overhang buildings is observed between the staggered configuration and fixed configuration.
- When the overhang is arranged in a staggered configuration on the windward side, the local wind pressure distribution around the overhang causes higher mean across-wind force mainly due to the stagnation point of the incoming flow.

These conclusions are limited to CFD simulation. Further studies using wind tunnel experiments will be conducted in the future.

References

- 1) Sumitomo Mitsui Construction : "Sulatto V Tower", 2020, URL: <https://www.smcon.co.jp/service/sukkit/sulatto-v-tower/>
- 2) Yoshida Akihito, Masuyama Yuka, and Katsumura Akira : "Characteristics of Negative Peak Wind Pressure acting on Tall Buildings with Step on Wall Surface", International Journal of High-Rise Buildings, Vol.8, No.4, pp.283-290, 2019
- 3) Isaev SA and Lysenko DA : "Calculation of unsteady flow past a cube on the wall of a narrow channel using URANS and the Spalart–Allmaras turbulence model", Journal of

- Engineering Physics and Thermophysics, Vol.82, No.3, pp.488-495, 2009
- 4) Tominaag Yoshihide : "Flow around a high-rise building using steady and unsteady RANS CFD: Effect of large-scale fluctuations on the velocity statistics", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.142, pp.93-103, 2015
 - 5) Rajasekarababu KB, Vinayagamurthy G, and Selvi Rajan S : "Evaluation of CFD URANS Turbulence Models for the Building under Environmental Wind Flow with Experimental Validation", Journal of Applied Fluid Mechanics, Vol.15, No.5, pp.1387-1401, 2022
 - 6) Versteeg Henk Kaarle and Malalasekera Weeratunge : "An introduction to computational fluid dynamics: the finite volume method", Pearson Education, 2007
 - 7) Laneville A, Gartshore Is, and Parkinson Gv : "An explanation of some effects of turbulence on bluff bodies", Proceeding 4th International Conference Wind Effects on Buildings and Structures, Heathrow, Cambridge University Press, 1977

社外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1～2023/3/31)

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1～2023/3/31)

論文(査読付き)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	建築施工管理業務改善のための工数シミュレーションモデルに関する研究	戸倉健太郎 春山真一郎	三井住友建設 慶應義塾大学	日本建築学会計画系論文集 2022年87巻794号	2022/4/1
2	緩衝ゴムを設置したRC梁の落下高さ一定繰り返し衝撃荷重載荷実験	瓦井智貴, 小室雅人 岸徳光, 鈴木健太郎 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 三井住友建設	第68回構造工学シンポジウム	2022/4/16
3	設置する緩衝ゴム厚を変化させたシート破断で終局に至るAFRPシート接着曲げ補強RC梁の重錘落下衝撃実験	鈴木健太郎, 小室雅人 瓦井智貴, 岸徳光 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 三井住友建設	第68回構造工学シンポジウム	2022/4/16
4	Study on long-term strength property of compacted soil with treatment by cement	Yukika Miyashita Dayani Sanjeevani Shogo Aoyama	土木研究所 三井住友建設 土木研究所	20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2021 (Sydney)	2022/5/1
5	アンボンドPC鋼より線により鉄筋コンクリート造柱梁接合部に圧着された集成材梁の剛性と耐力の評価	白山 貴志, 佐藤 希 徳武 茂隆	三井住友建設	日本建築学会構造系論文集 2022年87巻796号	2022/6/1
6	Development and application of ultra-high durable slab for deck slab renewal	Hiroyuki Uchibori Chamila K. Rankoth Yusuke Matsuo Yasuhiko Kido	三井住友建設 三井住友建設 西日本高速道路 西日本高速道路	Proceedings of the 2022 fib symposium, Oslo, Norway	2022/6/12
7	RAPID CONSTRUCTION OF A COMPOSITE BRIDGE USING THE U-GIRDER LIFTING	Yuichi Hirano Yuki Kaminaga Takeshi Yamaguchi Hiroyuki Takagi	三井住友建設 三井住友建設 中日本高速道路 (元)中日本高速道路	Proceedings of the 2022 fib symposium, Oslo, Norway	2022/6/12
8	EVOLUTION OF FIB MODEL CODES : MASTERING CHALLENGES AND ENCOUNTERING NEW ONES	Akio Kasuga	三井住友建設	Proceedings of the 2022 fib symposium, Oslo, Norway	2022/6/12
9	Development of ultra-low shrinkage and high strength concrete without Portland cement with experimental study on its fabrication	Taku Matsuda Ryuichiro Mine Daniel A. Geddes Brant Walkley John L. Provis	三井住友建設 三井住友建設 The University of Sheffield, UK The University of Sheffield, UK The University of Sheffield, UK	Proceedings of the 2022 fib symposium, Oslo, Norway	2022/6/12
10	LCA OF A CHALLENGING LOW CARBON ULTRA-HIGH DURABILITY NON-METALLIC BRIDGE	Arifa Iffat Zerir Akio Kasuga	三井住友建設	Proceedings of the 2022 fib symposium, Oslo, Norway	2022/6/12
11	CONSTRUCTION OF A NON-METALLIC BRIDGE USING ZERO CEMENT CONCRETE	Hiroo Shinozaki Akio Kasuga Taku Matsuda	三井住友建設	Proceedings of the 2022 fib symposium, Oslo, Norway	2022/6/12
12	各種建築物の実測減衰データベースと傾向分析の概要	佐武直紀 扇谷匠己 平田裕一 宋成彬, 新宮清志 島岡俊輔, 中村尚弘	(元)構造品質保証研究所 長谷工コーポレーション 三井住友建設 エコニグ, 日本大学 泉創建エンジニアリング, 広島大学	第66回理論応用力学講演会 (日本工学会理論応用力学コン ソーシウム)	2022/6/24
13	Precise dynamics disintegration of concrete structures by controlling wave motion	Koji Uenishi Hiroshi Yamachi Junichiro Nakamori	東京大学 三井住友建設 三井住友建設	23rd European Conference on Fracture ※ Procedia Structural Integrity Volume 42, 2022	2022/6/27
14	超音波法によるコンクリートの応力推定における鉄筋の影響評価と測定回数選定の選定	吉田晴人, 大野健太郎 玉置一清 上野敦	東京都立大学 三井住友建設 東京都立大学	コンクリート工学年次論文集第 44巻(2022)	2022/7/13
15	梁主筋に機械式定着を用いた梁段差を有する柱梁接合部に関する実験的研究	古澤護 大村周, 石川裕次 杉本訓祥	三井住友建設 芝浦工業大学 横浜国立大学	コンクリート工学年次論文集第 44巻(2022)	2022/7/13
16	超高強度コンクリートを使用したPCa柱と場所打ち壁板からなる連層耐震壁の実験的検討	大園友梨子, 田野健治 江頭寛, 松永健太郎	三井住友建設	コンクリート工学年次論文集第 44巻(2022)	2022/7/13
17	ジブクライミングクレーンの自動誘導システムの開発	木原康之 片山啓, 山崎峻一 西川貴章, 水崎紀彦 菅谷和人, 多胡昇	IHI IHI運搬機械 IHI運搬機械 三井住友建設	第20回建設ロボットシンポジウム	2022/8/24
18	Seamless high resolution simulation of earthquake disasters and national economy	Madgededara Lalith Amit Gill Joshua Panganiban Tsuyoshi Ichimura Kohei Fujita Muneo Hori	東京大学 三井住友建設 東京大学 東京大学 東京大学 JAMSTEC	DRiM2022 Conference; The 12th International Conference of the International Society for the INTEGRATED DISASTER RISK MANAGEMENT	2022/9/21
19	斜角を有する合成桁の架設桁を用いた床版取替一中国自動車道蓼野第四橋一	新田晟也 光永知央 木寺久幸, 紙永祐紀	三井住友建設 西日本高速道路 三井住友建設	第31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	2022/10/20
20	小坂部川橋(下り線)他2橋床版取替工事における設計・施工報告	中島大樹 早矢仕正尚, 久野晋吾 中積健一	三井住友建設・フジタJV 西日本高速道路 三井住友建設・フジタJV	第31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	2022/10/20

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1～2023/3/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
21	東名高速道路 富沢第一橋(下り線)床版取替工事の施工報告	勝田侑弥 金田遥, 杉本伸 阿部進吾	三井住友建設・横河ブリッジJV 中日本高速道路 三井住友建設・横河ブリッジJV	第31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	2022/10/20
22	ロボットアームを用いた「鉄筋組立自動化システム」のPC床版への適用	岡本菜里, 竹之井勇 水田武利, 斎藤萌子	三井住友建設	第31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	2022/10/20
23	新東名高速道路 湯船高架橋の設計・施工	鶴林悠太 小谷内祐弥, 福田健太 中川健司	三井住友建設 中日本高速道路 三井住友建設	第31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	2022/10/20
24	超高耐久床版を実用化した「蓼野第二橋(下り線)」の設計・施工	松尾祐典 内堀裕之, 木寺久幸 松井隆行	西日本高速道路 三井住友建設 西日本高速道路	第31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	2022/10/20
25	床版支間部に設けた縦目地継手構造の疲労耐久性の検討	中村誠孝, 竹山忠臣 西村一博 高橋勇希	三井住友建設 三井住友建設 中日本高速道路	第31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	2022/10/20
26	蝶形プレキャストPCウェブパネルの大型化に向けた施工試験	川根昌也, 中積健一 若林大, 宮地謙介	三井住友建設 中日本高速道路	第31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	2022/10/20
27	PCラーメン橋柱頭部の施工方法変革への挑戦—新東名高速道路 滝沢川橋—	三保雄司 空閑健作, 蛭沢佑紀 吉野正道	三井住友建設 中日本高速道路 三井住友建設	第31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	2022/10/20
28	超音波法によるPC連続箱桁橋のコンクリート応力推定法の提案と実橋検証	大野健太郎 玉置一清, 永元直樹 広野邦彦	東京都立大学 三井住友建設 NEXCO西日本イノベーションズ	第31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	2022/10/20
29	アラミド連続繊維シート補強と併用可能な電気防食工法の実験的検討	清水宏一朗, 佐々木亘 山本誠, 安藤重裕	三井住友建設 住友大阪セメント	第31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	2022/10/20
30	プレキャスト部材を用いた波形鋼板ウェブPC橋の新たな構造	小谷内祐弥, 若林大 中積健一, 細野宏巳	中日本高速道路 三井住友建設	第31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	2022/10/20
31	材料保管温度がCPC部材の膨張性状に及ぼす影響	井上穂香, 李春鶴 山口伊知郎 辻幸和	宮崎大学 三井住友建設 NPO法人持続可能な社会基盤研究会	第31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	2022/10/20
32	梁端拡幅部で圧着接合されたアンボンドPCaPC梁部材の復元力特性	松永健太郎, 下平悠夏 大園友梨子, 田野健治 新上浩 谷昌典	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 京都大学	日本建築学会 構造系論文集 2022年87巻801号	2022/11/1
33	インバート追加設置時の既設覆工への縦断方向の影響に関する一考察	巽義知 日下敦 小出孝明	戸田建設 土木研究所 三井住友建設	第32回トンネル工学研究発表会	2022/11/24
34	U型土留めを本体利用したインバートの不連続面の補強に関する実験的検討	小出孝明 日下敦, 菊地浩貴 巽義知	三井住友建設 土木研究所 戸田建設	第32回トンネル工学研究発表会	2022/11/24
35	Evolution of bridge construction by nonmetallic technologies	Akio Kasuga	三井住友建設	Structural Concrete journal of the fib - Wiley Online Library	2022/11/24
36	Towards HPC-assisted High-resolution Evaluation of Economic Impacts of Disasters	Amit Gill Madgededara Lalith Joshua Panganiban Tsuyoshi Ichimura Kohei Fujita, Munee Hori	三井住友建設 東京大学 東京大学 東京大学 東京大学	THE17th APRU MULTI-HAZARDS SYMPOSIUM 2022	2022/11/29
37	A study on time synchronization method for creating a cable surface image of cable-stayed bridge using yolov5	Wei Zheng, Kei Kawamura Takashi Nakamura Masando Shiozaki	山口大学 三井住友建設 三井住友建設	SCIS-ISIS 2022 : Joint 12th International Conference on Soft Computing and Intelligent Systems and 23rd International Symposium on Advanced Intelligent Systems	2022/11/29
38	Impact of carbon neutrality on structural concrete? Not a risk but an opportunity	Akio Kasuga	三井住友建設	Structural Concrete journal of the fib - Wiley Online Library	2022/12/29
39	建築生産プロセス改善による施工管理業務工数と品質確保への影響に関する研究 施工管理業務工数シミュレーションモデルによる週休二日とフロントローディングの検証	戸倉健太郎 春山真一郎	三井住友建設 慶應義塾大学	日本建築学会計画系論文集 2023年88巻803号	2023/1/1
40	環境振動設計のこれから—「設計の手引き」を出発点として—	原田浩之	三井住友建設	環境振動シンポジウム Vol.40th	2023/01
41	Life cycle assessment of next generation non-metallic bridges	Arifa Iffat Zerir Akio Kasuga	三井住友建設	Structural Concrete journal of the fib - Wiley Online Library	2023/2/7
42	Stiffness and strength evaluation of prestressed timber beam with unbonded steel Strand and reinforced concrete Beam-Column joint	Takashi Shirayama Nozomi Satou Shigetaka Tokutake	三井住友建設	Japan Architectural Review - Wiley Online Library	2023/3/7

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1~2023/3/31)

論文

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	樹脂製排水立て管から発生する騒音に関する測定事例	市川友己, 嶋田泰 赤尾伸一 岡田恭明	三井住友建設 三井住友建設 名城大学	日本騒音制御工学会春季研究 発表会講演論文集	2022/4/21
2	ASJ RTN-Model 2018の音響パワーレベルに関する検討—欧州諸国における予測計算法との比較—	岡田恭明, 坪井智一 吉久光一 市川友己 植村友昭	名城大学 名城大学 三井住友建設 鴻池組	日本音響学会 2022年5月 騒音・振動研究会 資料	2022/5/10
3	堆積角と一面せん断強度の異方性の関係に関する実験的検討	大久保珠妃 野並賢, 鳥居宣之 稲上皓紀 加藤正司	奥村組 神戸市立工業高等専門学校 三井住友建設 神戸大学	第57回地盤工学研究発表会 発表講演集	2022/7/20
4	粒子配列に着目した供試体作製方法が一面せん断強度に与える影響	稲上皓紀 野並賢, 鳥居宣之 大久保珠妃 加藤正司	三井住友建設 神戸市立工業高等専門学校 奥村組 神戸大学	第57回地盤工学研究発表会 発表講演集	2022/7/20
5	球状の電気炉酸化スラグ細骨材を用いた高流動コンクリートの流動性に関する基礎的検討	渡邊清信, 廣藤義和 山田雅裕, 岸本豪太 柳田淳一, 山下紘太郎 安部弘康, 新田稔 横山徹, 福井信行	東伸コーポレーション 東亜建設工業, 東洋建設 大木建設, 鴻池組 安藤・間, 浅沼組 三井住友建設, 星野産商	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
6	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の実用化に向けた検討 その1: 全体概要	松田拓, 峯竜一郎 坂本遼, 小宮克仁 若林信太郎, 横山徹 臺哲義	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
7	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の実用化に向けた検討 その2: 実験シリーズⅠ フレッシュ性状と圧縮強度	横山徹, 松田拓 峯竜一郎, 臺哲義 坂本遼, 小宮克仁 若林信太郎	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
8	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の実用化に向けた検討 その3: 実験シリーズⅠ 力学特性・クリープ性状・収縮性状	坂本遼, 松田拓 峯竜一郎, 臺哲義 小宮克仁, 若林信太郎 横山徹	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
9	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の実用化に向けた検討 その4: 実験シリーズⅡ 室内試験における中性化抵抗性と爆裂試験結果	小宮克仁, 松田拓 坂本遼, 峯竜一郎 若林信太郎, 横山徹 臺哲義	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
10	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の実用化に向けた検討 その5: 実験シリーズⅢ 実機試験の練混ぜ方法とフレッシュ性状	臺哲義, 松田拓 坂本遼, 小宮克仁 若林信太郎, 横山徹 峯竜一郎	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
11	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の実用化に向けた検討 その6: 実験シリーズⅢ 実機試験の温度測定結果と圧縮強度試験結果	峯竜一郎, 松田拓 坂本遼, 小宮克仁 若林信太郎, 横山徹 臺哲義	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
12	ラーニング・コモンズにおける利用行為タイプに基づく座席選択シミュレーション その1/2	鈴木悠介 竹本彰吾, 夏目欣昇 前田明洋	三井住友建設 名古屋工業大学 オカムラ ワークデザイン研究所	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
13	ラーニング・コモンズにおける利用行為タイプに基づく座席選択シミュレーション その2/2	竹本彰吾, 夏目欣昇 鈴木悠介 前田明洋	名古屋工業大学 三井住友建設 オカムラ ワークデザイン研究所	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
14	倉敷市真備町の災害公営住宅におけるコミュニティの状態と支援の違いが高齢者の生活に与える影響に関する研究	中島美登子 川野桃太, 塚本麻見 グエンティ ジュウフォン 黄蓉, 植村友哉, 仲井康貴 西川奈美穂, 横川拓海	香川大学 三井住友建設 三井住友建設 香川大学 香川大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
15	大船渡市における防災集団移転における地域包括ケアの実態と高齢者支援に関する研究 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5	黄蓉, 中島美登子 塚本麻見, 川野桃太 グエンティ ジュウフォン 植村友哉, 仲井康貴 西川奈美穂, 横川拓海	香川大学 三井住友建設 三井住友建設 香川大学 香川大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
16	高台住宅に住む高齢者の暮らしやすさの実態調査 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	植村友哉, 中島美登子 塚本麻見, 川野桃太 グエンティ ジュウフォン 黄蓉, 仲井康貴 西川奈美穂, 横川拓海	香川大学 三井住友建設 三井住友建設 香川大学 香川大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
17	高台住宅に住む高齢者の集会所に対する要望 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	横川拓海, 中島美登子 塚本麻見, 川野桃太 グエンティ ジュウフォン 黄蓉, 仲井康貴 西川奈美穂, 植村友哉	香川大学 三井住友建設 三井住友建設 香川大学 香川大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
18	2つの高台住宅における地域包括ケアの実態把握 大船渡市の2つの高台における高齢者の集会所の利用と地域包括ケアに関する研究 その1	西川奈美穂, 中島美登子 塚本麻見, 川野桃太 グエンティ ジュウフォン 黄蓉, 仲井康貴 横川拓海, 植村友哉	香川大学 三井住友建設 三井住友建設 香川大学 香川大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1~2023/3/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
19	2つの高台住宅における高齢者の支援員への要望 大船渡市の2つの高台における高齢者の集会所の利用と地域包括ケアに関する研究 その2	仲井康貴, 中島美登子 塚本麻見, 川野桃太 グエンティジュウフォン 黄蓉, 植村友哉 西川奈美穂, 横川拓海	香川大学 三井住友建設 三井住友建設 香川大学 香川大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
20	家族介護者が地域に求める見守り支援に関する研究	范健智 樋口明浩 三浦恭輔 岩田伸一郎	日本大学 三井住友建設 sai総合企画 日本大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
21	プレキャスト部材の製造工程の実態に関する研究	仲村弥夏, 蟹澤宏剛 蓮尾孝一	芝浦工業大学 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
22	プレキャスト部材の製造工程の実態に関する研究 移動時間の検討	坂根大心, 蟹澤宏剛 仲村弥夏 蓮尾孝一	芝浦工業大学 芝浦工業大学 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
23	国際的な建築関連基準の調査・発信についての基礎的研究 その1 国際的な建築関連基準の調査研究の必要性	加藤秀弥, 戸成建人 韓永輝 樅府龍雄 石山祐二, 岡本隆之輔 北茂紀 佐久間順三 松崎志津子 古山由佳	鹿島建設, 大和ハウス工業 東急設計コンサルタント 国際協力機構 北海道大学, 岡本建築構造研究室 北茂紀建築構造事務所 設計工房佐久間 都市計画・建築関連OVの会 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
24	国際的な建築関連基準の調査・発信についての基礎的研究 その2 主要な取り組みと情報発信の概観	松崎志津子 古山由佳 樅府龍雄, 小豆畑達哉 花里利一, 石山祐二 北茂紀 吉野利幸, 前島彩子	都市計画・建築関連OVの会 三井住友建設 国際協力機構, 建築研究所 三重大学, 北海道大学 北茂紀建築構造事務所 北海道建築技術協会, 明海大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
25	国際的な建築関連基準の調査・発信についての基礎的研究 その3: 既往の取り組みと情報発信の分析	戸成建人, 加藤秀弥 韓永輝 北茂紀 松崎志津子 樅府龍雄 石山祐二, 古山由佳 小豆畑達哉, 花里利一	大和ハウス工業, 鹿島建設 東急設計コンサルタント 北茂紀建築構造事務所 都市計画・建築関連OVの会 国際協力機構 北海道大学, 三井住友建設 建築研究所, 三重大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
26	パイルド・ラフト模型載荷実験に対する薄層要素法を用いた解析手法の適用 (その1)鉛直載荷実験における基礎沈下量および杭頭軸力に対する検討	青野湧 堀井宏謙, 西正晃 新井寿昭, 高橋直樹 庄司正弘, 梁川幸盛	構造計画研究所 安藤・間 西松建設, 三井住友建設 構造計画研究所	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
27	地震多発国の耐震規定 その1: フィリピン	佐久間順三 岡本隆之輔 北茂紀 松崎志津子 樅府龍雄, 石山祐二 加藤秀弥, 古山由佳	設計工房佐久間 岡本建築構造研究室 北茂紀建築構造事務所 都市計画・建築関連OVの会 国際協力機構, 北海道大学 鹿島建設, 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
28	地震多発国の耐震規定 その2: ミャンマー及びバングラデッシュ	岡本隆之輔 佐久間順三 樅府龍雄, 石山祐二 北茂紀 松崎志津子 加藤秀弥, 古山由佳	岡本建築構造研究室 設計工房佐久間 国際協力機構, 北海道大学 北茂紀建築構造事務所 都市計画・建築関連OVの会 鹿島建設, 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
29	損傷を受けるRC造建物の固有振動数推移に関する考察	神山圭佑, 川島学	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
30	粘弾性型制振ロッキング・コアを有する木造住宅の構造挙動に関する解析的研究	曾根原冴恵, 小澤雄樹	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
31	普通ボルトを用いた梁継手の力学性状 その4 すべりと支圧回転剛性を考慮した回転角評価	大場稜平 中野達也, 長谷川隆 石原直 桑原進	三井住友建設 宇都宮大学, 東京工業大学 国土技術政策総合研究所 大阪大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
32	中空断面を有する鉄筋コンクリート造部材の構造性能 (その7) I形・コ形・ロ形断面梁の曲げ破壊型加力実験	蛭田駿, 山谷裕介 晋沂雄 岸田慎司, 王江峰	三井住友建設 明治大学 芝浦工業大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
33	中空断面を有する鉄筋コンクリート造部材の構造性能 (その8) コ形・ロ形断面梁のせん断破壊型の加力実験	王江峰, 岸田慎司 蛭田駿, 山谷裕介 晋沂雄	芝浦工業大学 三井住友建設 明治大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
34	高圧縮軸力の作用する中空断面を有する鉄筋コンクリート柱部材の構造性能評価 (その1) 実験概要	井上大河 高橋諒, 山崎楓 蛭田駿, 山谷裕介 晋沂雄, 岸田慎司	西松建設 明治大学 三井住友建設 明治大学, 芝浦工業大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5
35	高圧縮軸力の作用する中空断面を有する鉄筋コンクリート柱部材の構造性能評価 (その2) RCボイド柱の実験結果	山崎楓, 高橋諒 井上大河 蛭田駿, 山谷裕介 晋沂雄, 岸田慎司	明治大学 西松建設 三井住友建設 明治大学, 芝浦工業大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道)学術講演概要集	2022/9/5

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1~2023/3/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
36	高圧縮軸力の作用する中空断面を有する鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能 (その3) ボイド部位置を調整したRCボイド柱における実験結果及び考察	高橋諒, 山崎楓 井上大河 蛭田駿, 山谷裕介 晋沂雄, 岸田慎司	明治大学 西松建設 三井住友建設 明治大学, 芝浦工業大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
37	梁端拡幅部で圧着接合されたアンボンドPCaPC梁部材に関する研究 その1: 静的載荷実験	松永健太郎 谷昌典, 堀口裕大 下平悠夏, 大園友梨子 田野健治, 新上浩	三井住友建設 京都大学 三井住友建設 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
38	梁端拡幅部で圧着接合されたアンボンドPCaPC梁部材に関する研究 その2: 三次元有限要素解析	堀口裕大, 谷昌典 松永健太郎, 下平悠夏 大園友梨子, 田野健治 新上浩	京都大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
39	アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱の曲げせん断実験 その1 実験概要	田野健治, 新上浩 松永健太郎, 蛭田駿	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
40	アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱の曲げせん断実験 (その2) 骨格曲線の算定	新上浩, 蛭田駿 松永健太郎, 田野健治 下平悠夏, 大園友梨子	三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
41	高圧縮軸力を受けるアンボンドPCaPC柱部材のせん断終局耐力に関する実験的研究 その1: 背景および実験概要	谷昌典, 山田諒 大槻大和, 給田ありさ 松永健太郎, 田野健治 下平悠夏, 大園友梨子	京都大学 京都大学 三井住友建設 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
42	高圧縮軸力を受けるアンボンドPCaPC柱部材のせん断終局耐力に関する実験的研究 その2: 実験結果	給田ありさ, 谷昌典 山田諒, 大槻大和 松永健太郎, 田野健治 下平悠夏, 大園友梨子	京都大学 京都大学 三井住友建設 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
43	高圧縮軸力を受けるアンボンドPCaPC柱部材のせん断終局耐力に関する実験的研究 その3: せん断終局耐力評価	大槻大和, 谷昌典 山田諒, 給田ありさ 松永健太郎, 田野健治 下平悠夏, 大園友梨子	京都大学 京都大学 三井住友建設 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
44	柱をアンボンドPCaPC部材とした柱梁接合部の実験的検討 (その1 L形接合部実験)	大園友梨子, 下平悠夏 田野健治, 松永健太郎 新上浩, 松田拓 峯竜一郎 谷昌典	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 京都大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
45	柱をアンボンドPCaPC部材とした柱梁接合部の実験的検討 (その2 T形接合部実験)	下平悠夏, 大園友梨子 田野健治, 松永健太郎 新上浩, 松田拓 峯竜一郎 谷昌典	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 京都大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
46	国際的な視野からの補強コンクリートブロック造の可能性の研究 その12 フィリピンにおける補強コンクリートブロック造構造基準作成の背景と枠組み	檜龍雄, 石山祐二 圓山彬雄, 米澤稔 植松武是, 石川茉佑香 青野洋之, 吉野利幸 前島彩子 松崎志津子 白川和司, 西川忠 古山由佳, 大橋周二	国際協力機構, 北海道大学 アープ建築研究所, よねざわ工業 北海学園大学 北海道建築技術協会 明海大学 都市計画・建築関連OVの会 五洋建設, 北広島市役所 三井住友建設, 大橋建築設計室	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
47	国際的な視野からの補強コンクリートブロック造の可能性の研究 その18 提案工法の長期的なCO ₂ 排出量	白川和司, 石山祐二 米澤稔, 古山由佳 檜龍雄, 前島彩子 吉野利幸, 青野洋之	五洋建設, 北海道大学 よねざわ工業, 三井住友建設 国際協力機構, 明海大学 北海道建築技術協会	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
48	TMDを内蔵したボイドスラブの重量床衝撃音の低減効果 その1 実建物における測定結果	小林秀彰, 嶋田泰 市川友己 山岸邦彰 高橋誠治, 佐藤光洋	三井住友建設 三井住友建設 金沢工業大学 JSP, 三昌フォームテック	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
49	TMDを内蔵したボイドスラブの重量床衝撃音の低減効果 その2 有限要素法によるシミュレーション	勝谷真聖, 山岸邦彰 佐藤光洋, 長瀬光裕 赤尾伸一, 小林秀彰	金沢工業大学 JSP, 三昌フォームテック 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
50	コンサート公演時の“たてのり”動作により発生する地盤振動に関する研究 その1 屋外コンサート公演時における測定および分析	井上竜太, 朝日智生 田中彩, 成田修英 原田浩之, 松永裕樹 松下仁士, 村山広樹	竹中工務店, 日建設計 鹿島建設, 戸田建設 三井住友建設, 竹中工務店 竹中工務店	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
51	コンサート公演時の“たてのり”動作により発生する地盤振動に関する研究 その2 地盤上の応答予測を目的とした解析的試行	田中彩, 井上竜太 朝日智生, 成田修英 原田浩之	鹿島建設, 竹中工務店 日建設計, 戸田建設 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
52	業務用トイレ空間における小便器まわりの衛生性に関する調査 その1 臭気・尿石付着・尿跳ねに関する検討	長谷川嵩, 大塚雅之 栗原隆, 富田賢吾 山城匠	三井住友建設, 関東学院大学 清水建設 関東学院大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
53	業務用トイレ空間における小便器まわりの衛生性に関する調査 その2 アンケート調査に関する使用感の検討	山城匠, 大塚雅之 栗原隆, 富田賢吾 長谷川嵩	関東学院大学 清水建設 三井住友建設	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5
54	ALC鉄骨造の中層集合住宅へ適用する排水立管システムの開発と性能評価に関する研究 その3 基本排水負荷による排水能力の把握	佐藤菜々美, 大塚雅之 石井方奈子, 阿部斗哉	三井住友建設, 関東学院大学 松田平田設計, 関東学院大学	日本建築学会2022年度大会 (北海道) 学術講演概要集	2022/9/5

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1～2023/3/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
55	FRPシート接着曲げ補強RC梁の耐衝撃挙動に及ぼす緩衝ゴムの影響	鈴木健太郎 小室雅人, 瓦井智貴 三上浩 岸徳光	構研エンジニアリング 室蘭工業大学 三井住友建設 室蘭工業大学	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
56	ポンプ場における仮設土留めの情報化施工による効率化	谷口直斗, 田中優貴 遠藤悟	三井住友建設	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
57	弾性波を用いた埋設物探査手法に関する基礎的実験	程塚保行, 松田拓 戸村豪治, 長谷川弘明 矢野安則, 井上淳	三井住友建設	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
58	既設トンネルのインバート追加設置時における覆工への影響範囲の検討	巽義知, 日下敦 小出孝明	土木研究所 三井住友建設	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
59	U型土留めによる不連続面を有するインバートの構造安定性に関する実験的検討	小出孝明 巽義知, 日下敦 菊地浩貴	三井住友建設 土木研究所 土木研究所	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
60	傾胴二軸ミキサによる超低収縮高強度繊維補強コンクリートの製造	臺哲義, 樋口正典 佐々木亘, 坂本達	三井住友建設	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
61	コンクリートの応力推定のための超音波初動部の伝搬深さに関する検討	菊池弘将, 大野健太郎 上野敦 玉置一清, 永元直樹	東京都立大学 東京都立大学 三井住友建設	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
62	超高耐久床版の実装に資する施工技術	藤岡泰輔, 木寺久幸 城戸靖彦, 清水喬文	三井住友建設 西日本高速道路	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
63	MaaSによる地域活性化の事例の検討 -地上・地下一体型空間活用への展開に向けて-	笠博義, 平野孝行 稲葉薫, 西家翔 吉川猛 三石晋, 森田晃司 荒木義久, 上田正人 柳博文, 河田浩史 高山秀樹	安藤・間, 西松建設 竹中工務店 基礎地盤コンサルタンツ 応用地質, 大林組 佐藤工業, 中央開発 鉄建建設, 三井住友建設 エンジニアリング協会	令和4年度土木学会全国大会 第77回年次学術講演会講演概要集	2022/9/12
64	デジタルツールを用いた安全対策と突発大量高濁度湧水対策 -国道493号(北川道路)道路改築(和田トンネル)工事-	仲哲路	三井住友建設	第90回(山岳)施工体験発表会	2022/10/20
65	集合住宅用排水横主管から発生する騒音の計測事例	小林秀彰, 市川友己 嶋田泰 岡田恭明 中藤達彦, 藤田裕樹 岩槻剛史	三井住友建設 三井住友建設 名城大学 三井住友建設 小島製作所	日本騒音制御工学会 2022年秋季研究発表会	2022/11/9
66	電動式建設機械による発生騒音・振動の測定事例	小林秀彰, 市川友己 嶋田泰	三井住友建設	日本騒音制御工学会 2022年秋季研究発表会	2022/11/9
67	集合住宅用の排水立て管および横主管から発生する騒音に関する検討	市川友己, 小林秀彰 嶋田泰 岡田恭明	三井住友建設 三井住友建設 名城大学	2022年11月 建築音響, 騒音・振動研究会 資料	2022/11/15

報文ほか

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	鉄骨工事管理のポイント 第9回 工事現場施工編-現場溶接-	佐藤紘	日本建設業連合会(三井住友建設)	溶接技術 Vol.70 No.4	2022/4/1
2	鉄筋組立自動化システム「Robotaras II(ロボタラスII)」-PC床版の鉄筋供給・配置・結束作業を自動化-	竹之井勇	三井住友建設	土地改良 Vol.60 No.2	2022/4/15
3	現場省力化に資する施工の見える化最新技術	高岡怜, 星遼介 大津慎一, 篠崎哲也	三井住友建設	土木施工 2022年5月号(第63巻第5号)	2022/4/22
4	「阿波からはじまる世界初」を伝える 徳島自動車道 別荘谷橋	中野優香 坂田咲	三井住友建設 西日本高速道路	土木施工 2022年5月号(第63巻第5号)	2022/4/22
5	鉄筋組立自動化システムの開発-PC床版の鉄筋供給・配置・結束作業を自動化-	長谷川弘明, 竹之井勇 岡本菜里	三井住友建設	コンクリート工学 Vol.60, No.5	2022/5/1
6	橋梁断面の出来形検測の全自動化-システム開発と現場実装への取り組み-	高岡怜, 藤岡泰輔	三井住友建設	コンクリート工学 Vol.60, No.5	2022/5/1
7	超低収縮・低炭素・低発熱・高強度・高流動を副産物で実現した高性能コンクリート	松田拓	三井住友建設	建設機械 Vol.58 No.5	2022/5/1
8	フィリピン 南北通勤鉄道事業 パッケージ2の施工-スパンバイスパン工法による単径間PC箱桁橋-	政本範雄, 長谷川隆志 三村光太郎, 吉野正道	三井住友建設	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.64 No.3	2022/5/31
9	単純合成桁の床版取替に伴う桁補強設計 -東名リニューアル工事-(大沢橋, 鍛冶屋敷第三橋)	木村恭介, 川端将太郎 松井喜昭 谷口博胤 金田遥, 清水章一	日本ファブテック 日本ファブテック 三井住友建設 中日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.56 No.6	2022/6/1

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1～2023/3/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
10	超高耐久床版Dura-Slabの実橋への適用 蓼野第二橋(下り線)の設計・施工上の課題に対する検討	岡野雅, 木寺久幸 松井隆行, 松尾祐典	三井住友建設 西日本高速道路	土木施工 2022年7月号(第63巻第7号)	2022/6/22
11	超高耐久床版の開発と実用化ー蓼野第二橋(下り線)	ランコスチャミラ, 内堀裕之 松尾祐典, 城戸靖彦	三井住友建設 西日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.56 No.7	2022/7/1
12	DBO方式による全国初の宇部市公共下水道ポンプ場事業 官民連携によるこれからの施設更新	藤原昌典, 保崎恭範 田中勝, 瀧川功	三井住友建設	土木施工 2022年8月号(第63巻第8号)	2022/7/22
13	都市の風環境ガイドブック 調査・予測7から評価・対策まで	日本風工学会編 (執筆担当) 富永禎秀, 白澤多一 赤星明紀, 小野梓 今野尚子, 中村良平 吉田信治, 東城理恵 富樫亮, 作田美知子	(風環境に関する情報発信研究会他) 新潟工業大学, 大妻女子大学 風工学研究所, 清水建設 竹中工務店, 大成建設 奈良女子大学, 都市再生機構 日建設計, 三井住友建設	森北出版 発行	2022/7
14	斜ケーブルの耐久性に配慮したスリランカ初のエクストラード橋の施工ーケラニ河新橋建設事業パッケージ2ー	佐藤真司, 鈴木政則 大館武彦, 照谷聡 初井仰平, 鶴海佑樹	三井住友建設	橋梁と基礎 Vol.56 No.8	2022/8/1
15	シールドトンネルの技術的変遷と掘進技術(14)ー分岐シールド②:分岐技術と施工事例(その1)ー	五十嵐英史	「シールドトンネルの技術的変遷と掘進技術」連載講座小委員会 (三井住友建設)	トンネルと地下 Vol.53, No.8	2022/8/1
16	急傾斜園地における土壌改良による降雨浸透抑制効果に関する基礎実験	泉智揮 東畑翼 豊田辰方, 小林範之	愛媛大学 三井住友建設 愛媛大学	農業農村工学会誌 Vol.90 No.8	2022/8/1
17	共同住宅用スプリンクラー配管における新工法の開発・適用について(パラソープ工法)	市川誠 中藤達彦, 藤田裕樹 佐藤裕介	ヤマトプロテック 三井住友建設 三井化学産資	建築設備と配管工事 Vol.60 No.9	2022/8/5
18	実橋載荷実験による構造性能評価	内堀裕之	三井住友建設	コンクリート工学 Vol.60, No.9	2022/9/1
19	縁切引抜工法でセメントベントナイトを攪拌し埋戻した事例	高岡雄二	三井住友建設	基礎工 Vol.50 No.9	2022/9/15
20	タワークレーンの運転支援システムの開発	菅谷和人, 多胡昇 戸倉健太郎, 染谷雅俊 山崎峻一, 水崎紀彦 西川貴章	三井住友建設 三井住友建設 IHI運搬機械 IHI運搬機械	建築技術 No.873(10月号)	2022/9/17
21	熊野古道が通過する急峻な地形を作業坑からトンネル掘削 近畿自動車道紀勢線 黒崎トンネル工事	小出孝明	三井住友建設	土木施工 2022年10月号(第63巻第10号)	2022/9/22
22	共同住宅用スプリンクラー配管における新工法の開発・適用について(配管敷設作業の省力化「パラソープ工法」の開発)	中藤達彦	三井住友建設	配管技術 Vol.64 No.12	2022/10/01
23	泉屋博古館東京	高橋淳, 佐藤敦 安野建輔 高野恭輔, 下坂浩和 瀬田 周平	日建設計 三井住友建設 日建設計 日建設計	近代建築 Vol.76 No.10	2022/10/05
24	既存杭の撤去と新設基礎の設計・施工 既存杭撤去の影響を考慮した基礎の計画・調査	青木雅路 高岡雄二	竹中工務店 三井住友建設	基礎工 Vol.50 No.10	2022/10/15
25	CNに向けた再生可能エネルギーへの取り組み 水上太陽光発電事業	武富幸郎, 土屋星 中嶋浩	三井住友建設	土木施工 2022年11月号(第63巻第11号)	2022/10/22
26	グローバル人材の確保・育成・流動化～『VISION2030』実現に向けた人材戦略～	坂口佳明	三井住友建設	土木施工 2022年12月号(第63巻第12号)	2022/11/22
27	PCグラウトの流動性と品質管理方法	細野宏巳	三井住友建設	プレストレストコンクリート NOV-DEC Vol.64 No.6	2022/11/30
28	グラウトホースのあと処理ー伝い水によるPC橋の劣化損傷を防止するためにー	杉江匡紀 安藤直文 赤澤和樹 田中寛規	プレストレスト・コンクリート建設業協会 プレストレスト・コンクリート建設業協会 (三井住友建設) プレストレスト・コンクリート建設業協会 プレストレスト・コンクリート建設業協会	プレストレストコンクリート NOV-DEC Vol.64 No.6	2022/11/30
29	橋梁断面の出来形検測の全自動化システム開発と現場実装 SMC-スマートメジャー	高岡伶	三井住友建設	建設機械 Vol.58 No.12	2022/12/1
30	フィリピン南北通勤鉄道事業における延長14kmの高架橋工事	山地斉, 澤田修 政木篤雄, 長谷川隆志 三村光太郎, 吉野正道	三井住友建設	橋梁と基礎 Vol.56 No.12	2022/12/1
31	タワークレーン運転支援システムの開発	多胡昇, 菅谷和人 木原康之, 山崎峻一 水崎紀彦, 西川貴章	三井住友建設 IHI技術基盤センター IHI運搬機械	クレーン Vol.60 No.12	2022/12/1

対外発表論文一覧 2022年度(2022/4/1～2023/3/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
32	「超高耐久橋梁(Dura-Bridge)」別荘谷橋の建設	福田泰樹, 松井隆行 藤岡泰輔, 永元直樹	西日本高速道路 三井住友建設	建設マネジメント技術 No.536	2023/1/1
33	接合構造の効率性を追求したプレキャスト壁高欄の開発と実用化	藤岡泰輔, 内堀裕之 永元直樹	三井住友建設	コンクリート工学 Vol.61 No.1	2023/1/1
34	再生可能エネルギー熱、VREのセクターカップリングと貯湯・蓄熱による利活用とVPPリソースとしての給湯・浴場などシステム	赤井仁志 柴芳郎 畠成二, 天野雄一朗 岩松俊哉, 大崎裕史 伊庭千恵美, 銚井修一 上田華子, 進堂晃央 木虎久隆, 望月洋平 竹中優揮, 豊貞佳奈子 仲川ゆり, 濱田靖弘 土山紘平, 猪俣海斗 二宮秀典, 松鶴さとみ 淵崎礼奈, 堀岡建吾 三毛正仁, 渡辺英樹 梅辻拓弥, 笹波直樹 田島誠 田中いずみ	福島大学 ゼネラルヒートポンプ工業 ユニ設備設計, 四国電力 電力中研, 清水建設 京都大学 三井住友建設, ミサワ環境技術 関西電力 戸田建設, 福岡女子大学 JR東日本建築設計, 北海道大学 北海道大学 鹿児島大学 熊谷組, 四電技術コンサルタント 総合設備コンサルタント, 関西電力 ヒートポンプ・蓄熱センター 環境エネルギー政策研 デンマーク王国大使館	空調調和・衛生工学 Vol.97 No.1	2023/1/5
35	建築分野におけるICT活用ーその現状と課題、展望ー	戸倉健太郎	日建連建築本部建築生産委員会I CT推進部会 (三井住友建設)	公共建築 2022.11 Vol.64 NO.223	2023/1/10
36	鉄筋およびコンクリートの出来形自動検測システムの開発	吉野優磨, 高岡怜 水田武利	三井住友建設	プレストレストコンクリート JAN-FEB Vol.65 No.1	2023/1/31
37	MFLP・SGリアルティ福岡粕屋	板谷昭敏 佐々木剛	フクダ・アンド・パートナーズ 三井住友建設	近代建築 Vol.77 No.2	2023/2/5
38	DPL横浜戸塚	石塚隆之 米谷佑児, 下野秀樹	大和ハウス工業 三井住友建設	近代建築 Vol.77 No.2	2023/2/5
39	床版取替工事への超高耐久床版の適用 中国自動車道 蓼野第二橋下り線	福田泰樹, 松井隆行 内堀裕之, 岡野雅	西日本高速道路 三井住友建設	セメント・コンクリート No.912/2023.2	2023/2/15
40	PCa部材製造工場での生産性向上へ向けた取り組み ー鉄筋供給・配置・結束作業の自動化ー	岡本菜里	三井住友建設	土木学会誌 Vol.108 No.3	2023/3/15

三井住友建設技術研究開発報告 No.21 2023

Technical Research Report of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

2023 年 10 月 1 日発行

October 2023

編集・発行

三井住友建設株式会社 技術開発本部

Published and Edited by

Technical Development Division of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO., LTD.

〒104-0033 東京都中央区新川二丁目 27 番 1 号
TEL: 03-4582-3120 FAX: 03-4582-3234

2-27-1 Shinkawa, Chuo-ku, TOKYO 104-0033, Japan
TEL: 03-4582-3120 FAX: 03-4582-3234

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