

# 三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.20 2022

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20号

### 【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	ページ
1	INVESTIGATIONS TARGETING THE APPLICATION OF ULTRA-HIGH DURABLE SLAB IN A HIGHWAY BRIDGE 超高耐久床版の実橋への適用に向けた実験的検討(英文)	ランコス チャミラ 内堀 裕之 篠崎 裕生 狩野 武	1
2	梁端拡幅部で圧着接合されたアンボンド PCaPC 梁部材の構造性能に拡幅部の長さが及ぼす影響	松永 健太郎 下平 悠夏 新上 浩 田野 健治	7
3	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アンボンド PCaPC 構造への適用に向けた一連の構造実験	下平 悠夏 田野 健治 松永 健太郎 新上 浩 松田 拓 峯 竜一郎	13
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1 力学特性と収縮性状—	坂本 遼 峯 竜一郎 小宮 克仁 松田 拓	27
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2 中性化抵抗性と爆裂性状—	小宮 克仁 峯 竜一郎 坂本 遼 松田 拓	33
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3 実機ミキサを使用した製造実験—	峯 竜一郎 墓 哲義 坂本 遼 松田 拓	39
7	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	墓 哲義 佐々木 亘 恩田 陽介 松田 拓	45
8	FNS とフライアッシュを用いた超低収縮超高強度繊維補強コンクリート	佐々木 亘 恩田 陽介 墓 哲義 松田 拓	49
9	損傷を生じた RC 造建物の振動特性の推移	川島 学 神山 圭佑	55
10	弾性波を用いた埋設物探査手法に関する基礎的検討	程塚 保行 松田 拓 戸村 豪治 長谷川 弘明 矢野 安則 井上 淳一	61
11	MR デバイスを用いた水路トンネル調査／点検作業の効率化	大津 慎一 山地 宏志	67
	【社外発表論文一覧】		73



# INVESTIGATIONS TARGETING THE APPLICATION OF ULTRA-HIGH DURABLE SLAB IN A HIGHWAY BRIDGE

## 超高耐久床版の実橋への適用に向けた実験的検討

R&Dセンター	ランコス	チャミラ	CHAMILA RANKOTH
構造開発技術室	内堀	裕之	HIROYUKI UCHIBORI
R&Dセンター	篠崎	裕生	HIROO SHINOZAKI
橋梁構造設計部	狩野	武	TAKESHI KARINO

道路橋床版の維持管理費用の削減を目的に、超高耐久床版を開発した。超高耐久床版は腐食する可能性のある鉄筋や PC 鋼材を一切使用しないプレキャスト PC 床版である。本稿は超高耐久床版について、疲労性能を含む基本開発を完了後に、中国自動車道蓼野第二橋下り線における床版取替工事への初適用に先立ち、施工性と品質の確保を目的に実施した実験的検討を報告するものである。具体的には、1) 長さ 11m の実証橋を施工し供用中の性能をモニタリングした結果および 2) これまでの実績を超える長さ 100m のアラミド緊張材の挿入、緊張およびグラウト注入の実験結果についてまとめたものである。

**キーワード**：超高耐久、繊維補強コンクリート、アラミド FRP ロッド、床版更新

Targeting to reduce future maintenance of bridge deck slabs, Ultra-high durable slab was developed. It does not utilize any corrosion prone steel members such as reinforcements or prestressing strands. After the basic development, to utilize it in a real highway bridge, additional experiments were done. A 11 m long model bridge was constructed and used for 3 months to investigate the constructability and the structural performance. 100 m long Aramid tendon tensioning and grouting experiment was carried out as well. Developed deck slab was utilized in deck renewal project in Tadeno No.2 bridge in Chugoku expressway.

**Key Words**: Ultra-high durable, Fiber reinforced concrete, Aramid FRP rods, Deck renewal

## 1. BACKGROUD

There is an increment of slab deck replacement projects in Japan to secure the serviceability of deteriorated bridges. Ultra-high durable slab (Dura-Slab), a pre-stressed concrete bridge deck slab system, was developed to overcome the corrosion damage of concrete deck slabs aiming to utilize in deck replacements in plate girder bridges. It is made of fiber reinforced concrete, Aramid Fiber Reinforced Polymer (AFRP) rods as prestressing tendons and does not contain any steel components. By eliminating corrosion damage, Dura-Slab is expected to be requiring very little maintenance during the service life which will lead to low carbon emission and lifecycle cost. The new structure is estimated to reduce the carbon emission nearly 40%<sup>1)</sup>.

### 1.1 DURA-SLAB STRUCTURAL CONFIGURATION

As shown in **Fig. 1.**, Dura-Slab is a ribbed slab made of high strength fiber reinforced (polyvinyl alcohol fiber-PVA) concrete with 80 N/mm<sup>2</sup> design compressive strength. Prestressing tendons made of multiple AFRP rods are utilized instead of steel tendons. Dura-Slab is made as pre-tensioned precast panels. Longitudinal prestressing tendons are installed and post-tensioned at the site to integrate the precast panels in the longitudinal direction.

Dura-Slab features a fully non-metal structure by removing all corrosion prone elements. Longitudinal AFRP tendons are bond anchored eliminating the conventional steel anchorage components<sup>2)</sup>. Reinforcement near the anchor, consists of GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) rods.

The precast slab panel joint in Dura-Slab is shown in **Fig.1.**

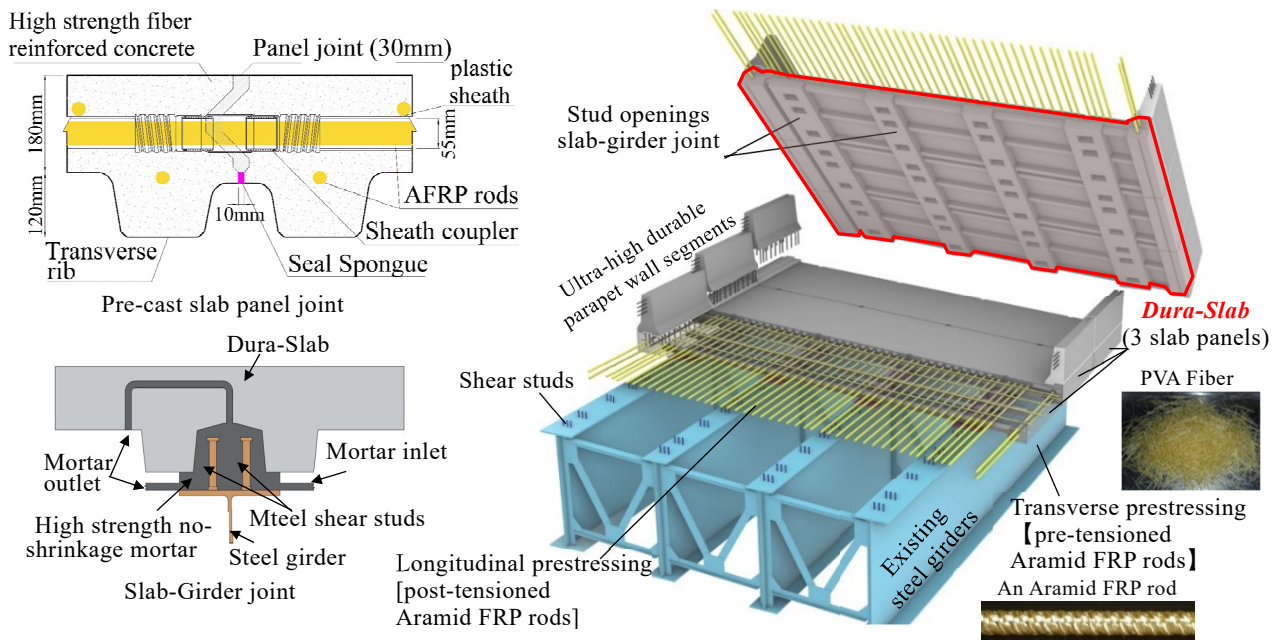


Fig. 1. Components of Ultra-high durable slab and structural arrangement in a slab deck renewal project

By introducing longitudinal prestressing with a transverse ribbed structure, the panel joint was made smaller compared to a conventional joint. Elimination of reinforcement allows significant time and labour saving in joint construction.

Conventionally, precast concrete panels are connected to the steel girders using shear studs. Stud openings which penetrate the full slab thickness are provided. In addition, bolt openings are provided to adjust slab level during placement. Steel anchors are used in the top slab surface for panel lifting. Girder-slab joint of Dura-Slab shown in Fig. 1. is constructed by injecting high strength low shrinkage mortar from bottom of the slab avoiding slab penetrating openings. Level adjustment bolt holes were not provided, and ceramic inserts were set in the sides next to slab keys for panel lifting.

This paper summarizes the experimental studies which were carried out targeting the application of the Dura-Slab in Tadeno No.2 bridge located in Shimane prefecture.

## 2. DEVELOPMENT OF DURA-SLAB

After designing the main structural form of the slab, overall slab performance including the panel joint was verified with a real scale wheel load running test<sup>3)</sup>. Thereafter, the stud connection of the slab with steel plate girders was investigated with a series of stud pushout tests<sup>4)</sup>. It was verified that the stud connection without additional reinforcement around the slab-girder joint was possible to be utilized. Additional experiments that were carried out

targeting the application of the Dura-Slab is explained next.

### 2.1 CONSTRUCTION AND LOAD TEST OF A REAL SCALE MODEL BRIDGE

#### 2.1.1 OBJECTIVES

A real scale model bridge was constructed at an entrance to a pre-cast concrete factory to verify the constructability of the Dura-Slab as well as structural performance.

Three major constructability related objectives were investigated. First, the construction of precast slab panel joint. The deck slab panel joint is only about 30 mm as shown in Fig. 1. However, it is necessary to provide the longitudinal tendon sheath couplers at each panel joint. Constructability of the joint including the sheath coupler was investigated. Second, Panel level adjustment method without deck penetrating level adjustment bolts. And the third was the mortar injection method to the slab-girder joint from the bottom side of the slab as shown slab-girder joint in Fig. 1.

To confirm the structural safety, static load tests were carried out just after construction and after putting the bridge to service for 3 months. During the service, continuous monitoring of the structure was carried out targeting slab deformation, strain and so on.

#### 2.1.2 CONSTRUCTION OF THE MODEL BRIDGE

Model bridge dimensions are shown in Fig. 2. Typical panel transverse tendons consisted of 4 AFRP rods with diameter 7.4 mm. Each precast deck panel consisted of 6 transverse pre-tensioned AFRP tendons or equal. longitudinal

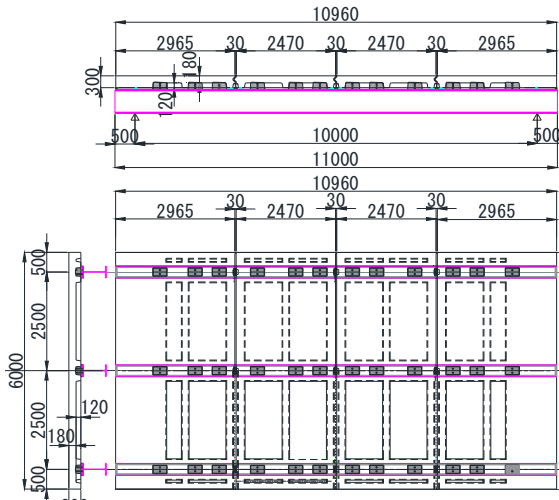


Fig. 2. Model bridge dimensions

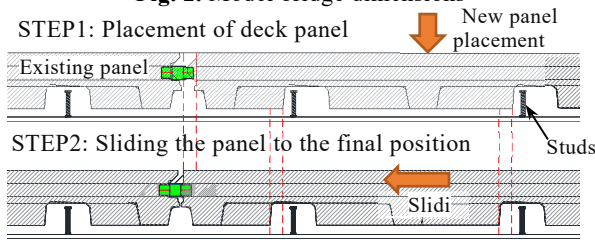


Fig. 3. Slab panel joint construction



(a) Panel placement (b) Joint mortar injection



(c) Completed model bridge during load test

Fig. 4. Construction of the model bridge

prestressing consisted of 14 tendons where each tendon consisted of 9 AFRP rods with diameter 7.4 mm.

Construction method of the precast slab panel joint is shown in Fig. 3. To make the longitudinal sheath joint, the new panel should be placed on the girder and slide towards the panel placed before. Studs are welded in advance to the panel placement and the stud opening size was decided considering the sliding length. Panel placement is shown in Fig. 4.(a).

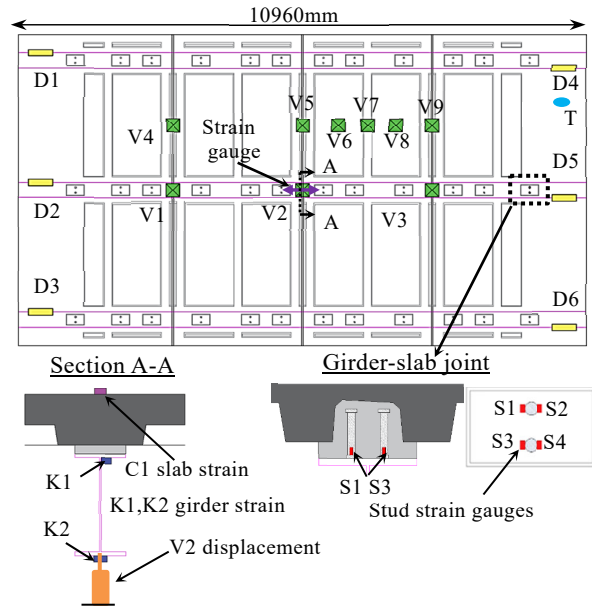


Fig. 5. Model bridge sensor locations

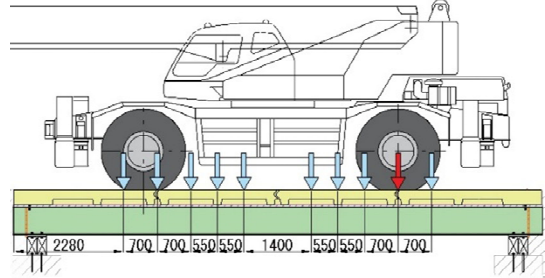


Fig. 6. Loading locations in static load test

Contrary to the conventional method of providing slab penetrating bolt holes, level adjustment of Dura-Slab was done from bottom side of the slab utilizing plastic plates. Construction could be done without any major difficulties.

Mortar injection to the slab-girder joint is shown in Fig. 4.(b). It could be successfully done with a mortar injection hand pump from bottom side of the slab. Completed model bridge is shown in Fig. 4.(c).

### 2.1.3 STATIC LOAD TEST OF THE MODEL BRIDGE

Major structural measurement locations during the load test are shown in Fig. 5. Measurements included vertical displacement of middle steel girder (V1~V3), vertical displacement of the slab at the center of the girders (V4~V9), relative displacement of the deck slab and the steel girders in the bridge axial direction(D1~D6), stud strain at the end of the middle girder (S1~S4) and the longitudinal strains at section A-A which includes the slab top surface strain (C1), girder top and bottom flange strains(K1,K2).

Static load tests were carried out utilizing a 65 t rough terrain crane (front wheel load 19,710 kg, rear wheel load 19,885 kg). During the service time of 3 months, the number of vehicles pass across the model bridge was calculated to be

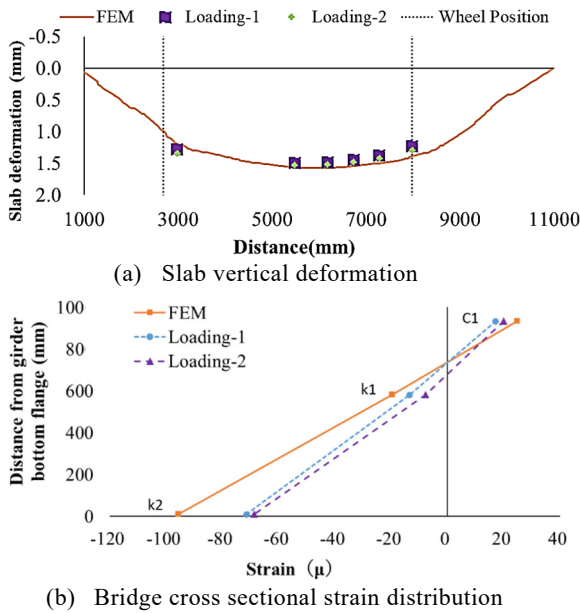


Fig. 7. Static load test results (loading at span center)

1170 where most were dump trucks. The crane was placed in the center line at the width of the bridge and in the longitudinal direction, 10 loading points were defined based on the rear wheel location of the crane in such a way to include the top of the transverse rib, panel joint and normal slab section as shown in Fig. 6. The behaviour of the bridge during the static load test was estimated using three-dimensional liner finite element analysis in advance.

The static load test results are shown in Fig. 7. when the crane in the middle of the bridge span. The vertical deformation of the slab matched the FEM analysis output as shown in Fig. 7.(a). Moreover, the experimental difference of the deformations before and after the model bridge was put to use was not significant. The strain variation in the vertical direction of section A-A is shown in Fig.7.(b). From experimental strain variation in the vertical direction, it can be thought that the girder-slab system behaves as a composite system. The strain variation was not significantly different for two loading tests as well.

The girder-slab relative displacements measured by D1~D6 and the stud strain in the second loading test is shown in Fig. 8. The relative displacement affects the performance of the girder-slab joint. The maximum relative displacement was 0.13 mm at D5 while the maximum stud strain was 284 μ. However, the relative displacement and stud yield strain observed at the joint yielding during the stud pushout experiment<sup>4)</sup> was 0.59 mm and 1,390 μ respectively. With safety factor above 4.5 with respective to the relative displacement and yield strain, the joint safety was considered

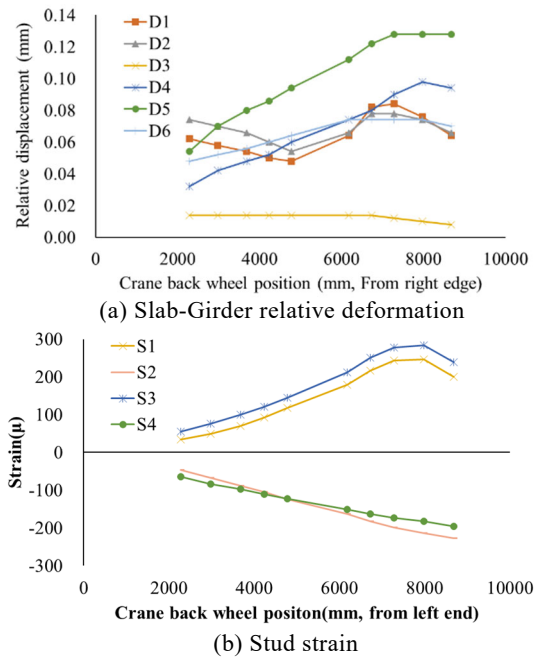


Fig. 8. Static load test results after in service for 3 months

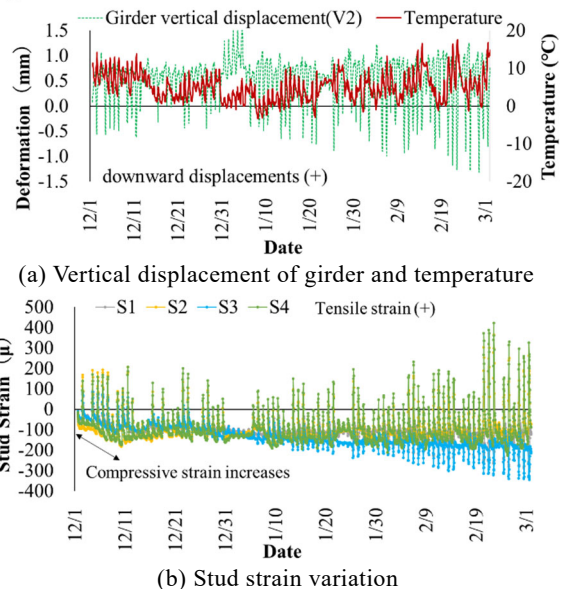


Fig.9. Model bridge structural monitoring data

to be sufficient.

## 2.2 MODEL BRIDGE MONITORING

Continuous measurements of all the installed sensors was done once every hour during the model bridge was in service. The purpose of the monitoring was to observe whether any unexpected, abnormal structural behaviours occur during the continuous use.

Structural monitoring data of the model bridge is shown in Fig. 9. The vertical displacement of the middle steel girder is shown in Fig. 9.(a). The measurement is largely affected by the ambient temperature variation. Besides that, there was no out of ordinary variations of the girder displacement. Stud



strain variation is shown in Fig. 9.(b), at the initial stage an increment of compressive strain was observed. This was thought to be due to the effect of the plastic plates used for panel levelling as shown in Fig.10. Initially the dead load of the deck is supported by the plastic plates, however, gradually with the vehicular loading, the load might transfer to joint mortar exertin a compressive force on the studs. Both the grider displacement and stud strain measurements variation is increased gradually, this was due to the gradual temperature variation increment as shown in Fig. 9.(a).

**2.3 REAL LENGTH TENDON INSERTION AND CONSTRUCTION EXPERIMENT**

Tadeno No.2 bridge, where the Dura-Slab was first applied, is nearly a 100 m long bridge. One of the issues at the time was the lack of experience of using aramid AFRP internal tendons in a 100 m long structure. A 100 m long specimen was created as shown in Fig. 11.(a) and experimented targeting the tendon insertion, tensioning, and grouting.

The specimen was constructed using 2.4 m long blocks as in the precast panel width of the actual bridge. In addition, the horizontal curvature of the actual bridge was also considered.

Longitudinal AFRP tendons consisted of 9 AFRP rods with diameter 7.4 mm. As the 100 m long tendon was only 56.7kg in total, insertion could be done with manpower as shown in Fig. 11.(b).

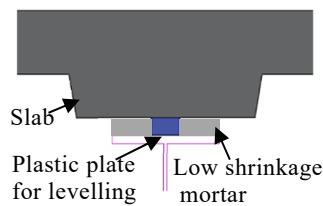


Fig.10. Slab panel levelling

Friction during the tensioning was not significant. Therefore, tendon tensioning was carried out similar to an external tendon based on the load and the tendon extension length. Tendon tensioning is shown in Fig. 11.(c). Tensioned tendon was kept a day in tensioned condition and de-tensioned to observe the tendon condition. The tendons were not damaged due to the friction or due to the horizontal curvature of the specimen.

To facilitate the bond anchoring of tendons, a bond length of 2 m from the slab end was sheath-free (Fig. 13.). High strength mortar was injected at the bond length and normal tendon-grout was injected in the rest. In the experiment, first bond mortar was injected in the lower end of (lower height) the specimen, then tendon grout was injected in middle and finally mortar was injected at the second end. The inlet outlet hose arrangement and mortar injection procedure at the last end is shown in Fig. 12. The mortar injected in the middle was flown to the bond segment as shown in top part of Fig. 12. When the mortar is injected, the weight of the out flowing mortar was measured to verify that the grout is fully removed from the duct. The specimen was cut in longitudinal direction after strength gain to observe the injection condition. It was observed that the grout has remained in the bond section.

Mortar and grout injection was improved as in Fig. 13. First, tendon was inserted, and temporary anchor used for tensioning was attached. Then, tensioning was carried out. As in step 2, a mortar barrier was created with high viscous mortar. And then, high strength low shrinkage mortar was injected into the bond zone followed by normal grout injection to the opposite side. After leaving for enough time to gain the mortar strength, the excess AFRP was cut off and the temporary anchor was removed as shown in step 4.

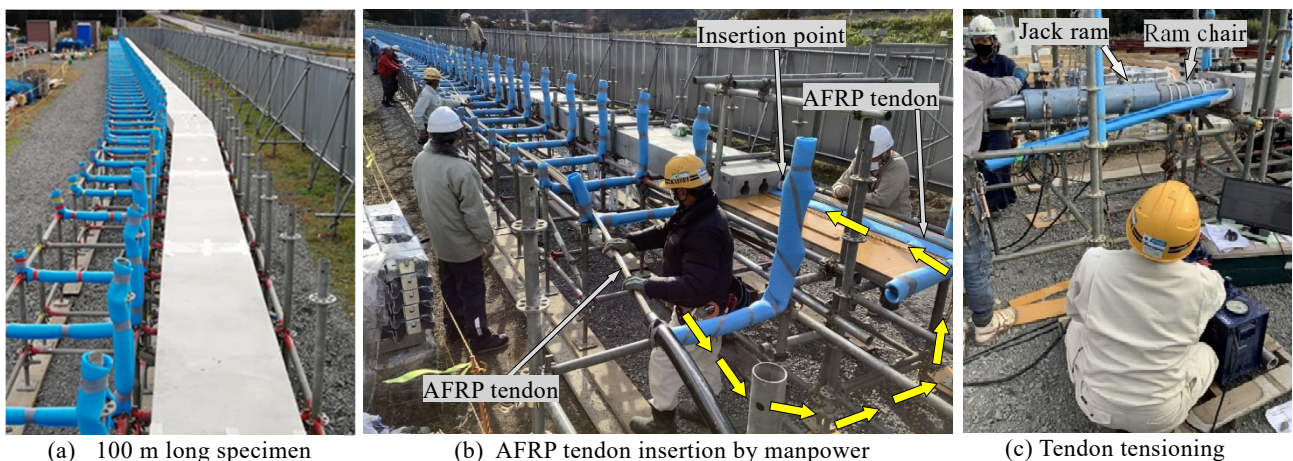


Fig. 11. 100m long tendon insertion, grouting, and tensioning experiment

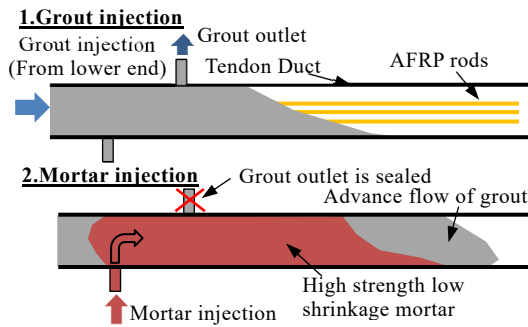


Fig. 12. Mortar injection at the high end of the specimen

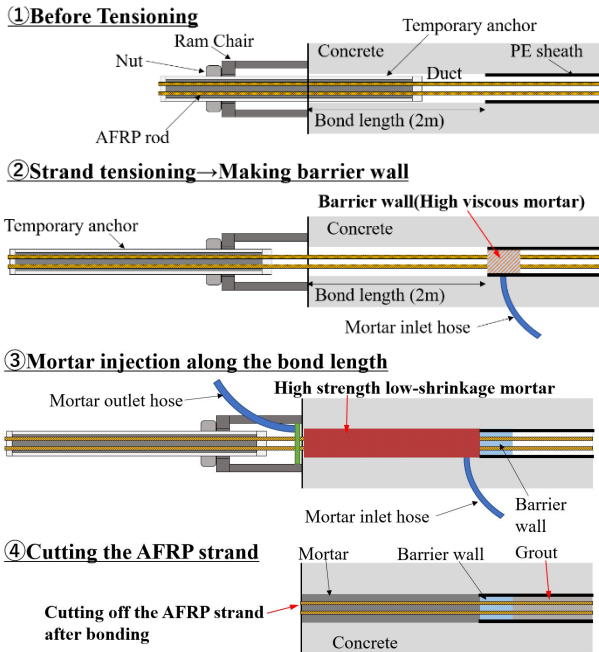


Fig. 13. Mortar and grout injection for longitudinal tendons

### 3. CONCLUSIONS

Targeting a lower lifecycle cost by reduced maintenance, Ultra-high durable deck slab was developed. In addition to the major structural development, additional experiments were conducted targeting the application of the structure in a real highway bridge.

A model bridge was constructed to investigate the constructability of the dura-slab. Construction of the deck panel joint was successfully done by panel sliding after placing on the girder to make the longitudinal sheath coupling. Panel levelling was done with plastic plates put on the steel girder. finally, the high strength low shrinkage mortar injection for the girder-slab joint could be completed adequately.

To investigate the structural performance of the model bridge, two static load tests were carried out just after construction and after using the bridge for 3 months. The difference of slab deformations and strains before and after

did not differ confirming the sound structural performance. Continuous monitoring was carried out of the model bridge during the service. Monitoring data including girder deformation and stud strain was largely affected by the ambient temperature. However, no abnormal structural phenomenon was observed.

A real scale longitudinal tendon insertion, tensioning, and grouting experiment were carried out. Tendons did not damage during construction. Mortar and grout injection method was improved based on the experimental observations.

Based on the experimental results, Dura-Slab was applied in Tadeno No.2 bridge successfully and in service from November 2021.

**Acknowledgement:** The development of Ultra-high durable slab (Dura-Slab) was carried out as a joint research between NEXCO west and Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd. Authors express their sincere gratitude to everyone who supported in the development.

### References

- 1) Uchibori H., Rankoth C.K., Matsuo Y., Kido Y.: “Development and Application of Ultra-High Durable Slab for Deck Slab Renewal”, Proceedings of the fib symposium, (2022)
- 2) Matsuo Y., Wada, Y., Fujioka T., Nagamoto N.,: “Construction of Non-Metal Bridge”, Proceedings of the fib symposium (2021)
- 3) Fukuda M., Ashizuka K., Karino T., Kasuga A.: “Experimental study on fatigue durability of ultra high durable slab”, Proceedings of the fib symposium, Melbourne (2018)
- 4) Rankoth C.K, Karino T., Wada, Y., Fujii Y.: “Experimental study on ultrahigh durable slab to girder joint in steel plate girder bridges”, The 29th Symposium on Developments in Prestressed Concrete, pp347-350 (2020.10)
- 5) Shinozaki H., Wada Y., Matsuo Y., Uchibori H.: “Experimental construction of 100m long AFRP rod for Ultra-high durable slab”, The 30th Symposium on Developments in Prestressed Concrete, pp639-642 (2021.10)

# 梁端拡幅部で圧着接合されたアンボンド PCaPC 梁部材の 構造性能に拡幅部の長さが及ぼす影響

## Effect of Length of Widened Part on Structural Performance of Precast Concrete Beams Post-tensioned by Unbonded Tendons at Widened Beam End

R&D センター 松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA  
R&D センター 下平 悠夏 HARUKA SHIMODAIRA  
R&D センター 新上 浩 HIROSHI SHINJO  
R&D センター 田野 健治 KENJI TANO

梁端拡幅部で圧着接合する形式のアンボンド PCaPC 梁部材の曲げせん断実験を実施した。梁主筋や圧着用の PC 鋼棒の鋼材量は変えずに拡幅部の長さを変えることで曲げ余裕度を変化させ、梁端部ではなく拡幅部先端で塑性ヒンジを発生させるヒンジリロケーション梁とした。

梁主筋の拡幅部内への定着長さを確保することで、拡幅部の損傷が抑制され、曲げ余裕度が 1 に近くても変形性能の優れた梁部材となることが明らかになった。

**キーワード：**アンボンド、ヒンジリロケーション、定着長さ、圧着、曲げ余裕度

Three unbonded precast prestressed concrete beams whose parameter was widened beam end length were constructed and tested. A hinge relocation beam that generates a plastic hinge at the tip of the widened part, not at the end of the beam, was used. By securing the development length of the longitudinal rebar into the widened part, the damage of the widened part was suppressed, and the beam member had excellent deformation performance even if the flexural capacity ratio was close to 1.

**Key Words:** Unbonded, Hinge-relocation, Development length, Assembled, Flexural capacity ratio

### 1. はじめに

アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート（以下、アンボンド PCaPC）構造は大きな変形性能と高い復元性能を有しており、減衰は大きくないが、免震や制震構造と組み合わせることで、両者の構造的機能を分離できるため、地震時の損傷を抑制することができる。将来的にはプレキャスト部材をリユースすることも可能であり、LCCO<sub>2</sub> の削減に寄与できる構造種別の一つであると考えられる。しかし、免震基礎や免震デバイスを含めた建物全体のリユースは、現状では技術的なハードルが高い。そこで、本報告では、免震や制震構造と組み合わせずに、ヒンジリロケーションで減衰を付加させて耐震構造とした、アンボンド PCaPC 梁部材の曲げせん断実験について報告する。

### 2. 対象とする工法の概要

本報告で対象とする工法は、梁端部の拡幅部で圧着接合する形式のアンボンド PCaPC 工法（以下、本工法）であり、その概要を図-1 に示す。プレキャスト梁部材は端部に拡幅部を設けた、いわゆるダンベル型の梁である。アンボンド PC 鋼材を用いて、柱を介してこの拡幅部同士を圧着接合することで、架構を構築するものである。プレキャスト梁部材内には主筋とせん断補強筋が配されており、梁主筋は圧着面を貫通せず、機械式定着金物を用いて拡幅部内の圧着面の手前で定着されている。そのため、圧着面である梁端部は純粋なアンボンド PC、リロケート部（拡幅部の先端位置）は RC 断面である。プレキャスト梁部材を、無損傷でリユース、または多少の補修をしてリマニュファクチャリングする場合には、リロケート部の曲げひび割れ耐力および曲げ降伏耐力を補うために、PC 鋼より線などを用いて梁をプレテンシ

コンクリート部材とする場合もある。本報告では、塑性ヒンジを梁端部ではなく拡幅部先端で発生させるヒンジリロケーション梁を実験対象とした。プレキャスト梁部材と柱梁接合部の間には、母材よりも圧縮強度の大きい目地モルタルが打設される。

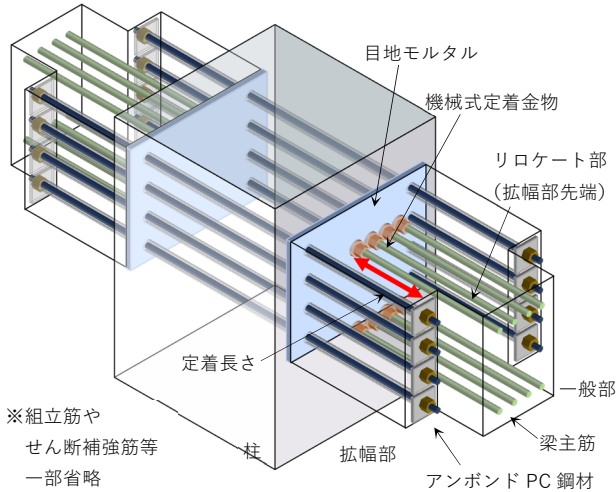


図-1 アンボンド PCaPC 工法の梁端の圧着部概要

### 3. 実験計画

#### (1) 試験体概要

試験体一覧を表-1 に、試験体形状および配筋を図-2 にそれぞれ示す。試験体は梁端に拡幅部を設けた変断面の片持ち梁 3 体であり、拡幅部の長さをパラメータとした。試験体の縮尺は約 1/2 であり、梁端部から荷点までのシアスパンは 1,400mm で共通である。梁主筋は梁端で機械式定着金物を用いて拡幅部内に定着し、S-1.3 の定着長さ（拡幅部先端から機械式定着金物の定着板の内側までの距離）のみ日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>1)</sup>（以下、RC 規準）16 条および 17 条における必要定着長さ  $l_{ab}$  を両方満足していない。梁とスタブの間の厚さ 20mm の目地に無収縮モルタルを打設し、PC 鋼棒で拡幅部をスタブと圧着接合させた。拡幅部の梁せい方向の外周補強筋量は一般部と同等以上とした。PC 鋼棒のプレストレスによって拡幅部先端の入隅部に発生する梁幅方向の剥裂応力に対し、梁幅方向の外周補強筋量は文献<sup>2)</sup>から PC 鋼棒の有効プレストレ

表-1 試験体一覧

試験体名	一般部				拡幅部							曲げ余裕度					
	幅 $b$ (mm)	せい $D$ (mm)	主筋	補強筋	幅 $B$ (mm)	せい $D$ (mm)	拡幅部長 [定着端間距離 $L_{pc}$ ] (mm)	定着長さ $l_a$ (mm)	必要定着長さ $l_{ab}$ (mm)				PC 鋼棒	補強筋			
									[ $l_a/l_{ab}$ ]					内周	外周	先端部	
S-1.3	310	450	4-D19	2-D6 @50	590	450	260 [ $L_{pc}=1425$ ]	190	405 [0.47]	324 [0.59]	284 [0.67]	2+2+2+2 - $\phi 17$ (C種)	2-D6 @45				2-S10 @45
M-1.2							350 [ $L_{pc}=1515$ ]	280	382 [0.73]	306 [0.92]	268 [1.04]			1.19			
L-1.0							500 [ $L_{pc}=1665$ ]	430	421 [1.02]	337 [1.28]	295 [1.46]				1.05		

※1: RC 規準<sup>1)</sup>16 条部材内定着の安全性確保に関する検討による必要定着長さ（標準フックを設けていないため、降伏強度を 2/3 倍しない）、※2: RC 規準<sup>1)</sup>17 条 ( $\alpha=1.25$ ) による必要定着長さ

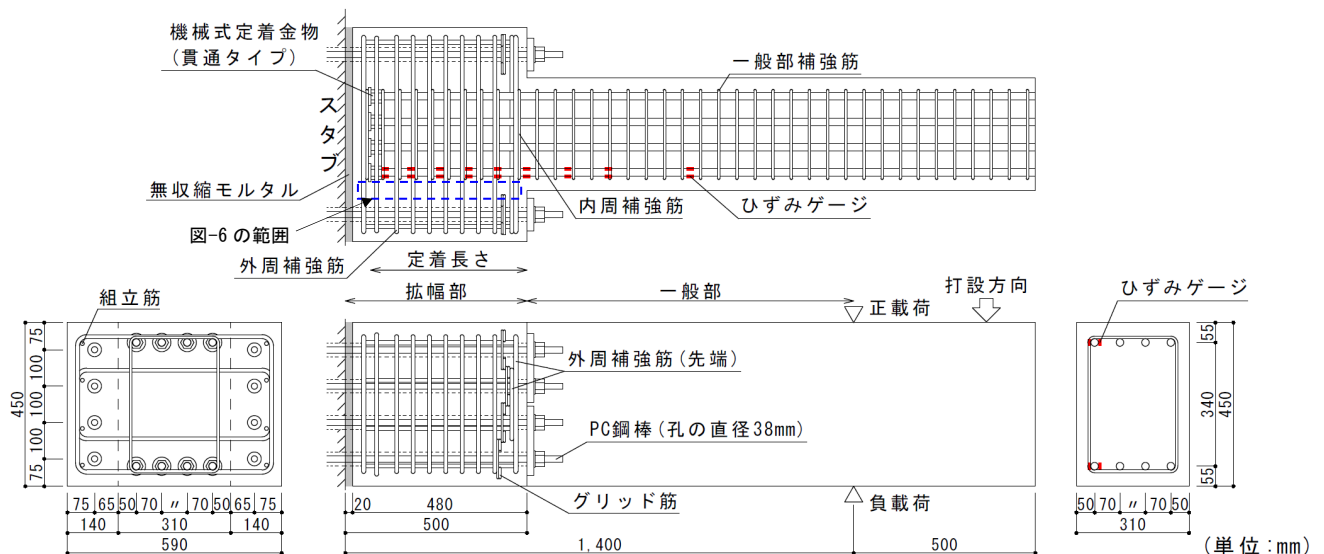


図-2 試験体形状と配筋

ス力の 0.2~0.3 倍の剥裂応力を想定して設定した。

梁端部の曲げ降伏（終局）耐力時せん断力  $P_{ey}$  ( $P_{eu}$ ) と拡幅部先端の一般部の曲げ降伏耐力時せん断力  $P_{ry}$  の比率  $P_{ey}/P_{ry}$  ( $P_{eu}/P_{ry}$ ) を曲げ余裕度と称し、その値を 1.0 以上として、拡幅部先端で降伏させるヒンジリロケーションの梁とした。梁端部の曲げ降伏耐力は曲げ終局耐力の 0.9 倍とし、曲げ終局耐力は文献<sup>3)</sup>に基づき算出した。具体的には、引張側 PC 鋼材張力を竹本式（鉛直荷重用）<sup>4)</sup>、圧縮側 PC 鋼材張力を載荷開始時の引張力とし、コンクリートの圧縮応力分布には ACI ストレスブロック<sup>5)</sup>を用いた。ストレスブロック係数は  $k_1=0.85-0.05(\sigma_B-28)/7$  ( $0.65 \leq k_1 \leq 0.85$ )、 $k_2=0.5k_1$ 、 $k_3=0.85$  とした。ここで、 $\sigma_B$  はコンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)である。一般部の曲げ降伏耐力は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針（案）・同解説」<sup>6)</sup>に基づいて算出した。

載荷開始時の PC 鋼棒の 1 本あたりの有効プレストレス（平均値）は、PC 鋼棒の規格降伏耐力の 0.65~0.70 倍を目標として、S-1.3 は 167kN、M-1.2 は 164kN、L-1.0 は 169kN とした。コンクリートの目標圧縮強度は 60N/mm<sup>2</sup> とし、粗骨材の最大寸法は 20mm である。プレストレスレベル  $\eta_p$  は約 0.08 である。コンクリートおよび鋼材の実験時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-3 に示す。反力床の上に固定したコンクリートブロックに試験体を 90 度回転させて設置し、スタブを反力床に固定した。梁が上端引張となる向きを正方向として、梁先端部を油圧ジャッキにより水平方向に正負交番で繰り返し載荷した。載荷点の水平変位  $\delta$  をシアスパン  $l$  で除して変形角  $R$  を算出し、 $R = \pm 1/3200\text{rad}$  を 1 サイクル、 $\pm 1/1600$ 、 $\pm 1/800$ 、 $\pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/75$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25$ 、 $\pm 1/20\text{rad}$  を 2 サイクルずつ載荷した。

4. 実験結果

実験値および計算値一覧を表-4 に、荷重  $P$ -変形角  $R$  関係を図-4 に、最終破壊状況を写真-1 に、下端主筋（負載荷時）および外周補強筋のひずみ分布（図-2 の青破線で示す位置の材軸方向分布）を図-5 および図-6 にそれぞれ示す。梁端部の離間開始点を目視で確認することは困難であるため、表-4 および図-4 には記載しなかった。鋼材の降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除した値とした。いずれの試験体も圧着時に拡幅部先端の入隅部から生じた斜めひび割れが、変形角の増大に伴って材軸心付近まで伸展した。梁端部におけるすべりと

表-2 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

試験体	梁			目地モルタル	
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
S-1.3	63.1	36700	4.07	123	41000
M-1.2	69.1	37400	4.18	126	42200
L-1.0	59.5	34900	4.37	118	39400

表-3 鋼材の材料試験結果

径	鋼種	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D19	SD390	423	597	190900	21
D6	SD295	435	548	195100	20
S10	KSS785	844*	1099	194600	11
φ17	C種1号	1171*	1279	199900	12

※0.2%オフセット耐力

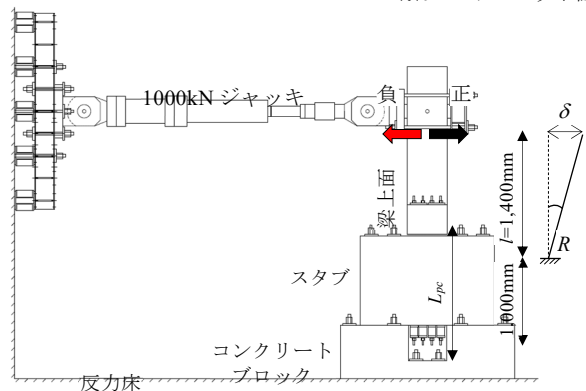


図-3 載荷装置

表-4 実験値と計算値一覧

試験体	実験値 (kN)			曲げ耐力計算値 (kN)						
	一般部 (拡幅部先端)		最大荷重	梁端部 <sup>3)</sup>			一般部 (拡幅部先端) <sup>6)</sup>		曲げ余裕度	
	曲げひび割れ	主筋降伏		離間 $P_{ecr}$	降伏 $P_{ey}$ <sup>※1</sup>	終局 $P_{eu}$ <sup>※2</sup>	ひび割れ $P_{rcr}$	降伏 $P_{ry}$	$P_{ey} / P_{ry}$	$P_{eu} / P_{ry}$
S-1.3	+48/-51	+117 / -123	+120/-126	99	194	215	41	151	1.28	1.42
M-1.2	+34/-45	- / -140	+165/-163	99	195	217	46	164	1.19	1.32
L-1.0	+40/-50	+177 / -174	+189/-203	99	201	224	50	192	1.05	1.17

※1: 曲げ降伏耐力  $P_{ey}$  は曲げ終局耐力  $P_{eu}$  の 0.9 倍。※2: 引張側 PC 鋼材張力は竹本式（鉛直荷重用）<sup>4)</sup>、圧縮側 PC 鋼材張力は載荷開始時の引張力。

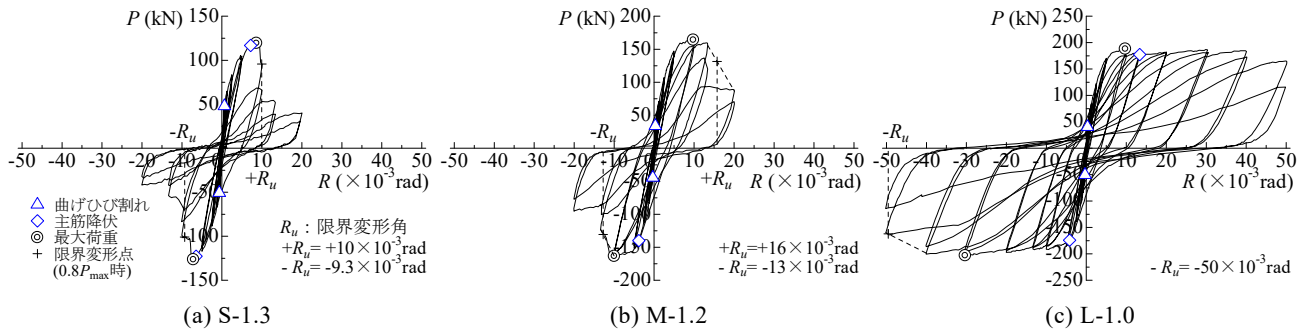


図-4 荷重－変形角関係

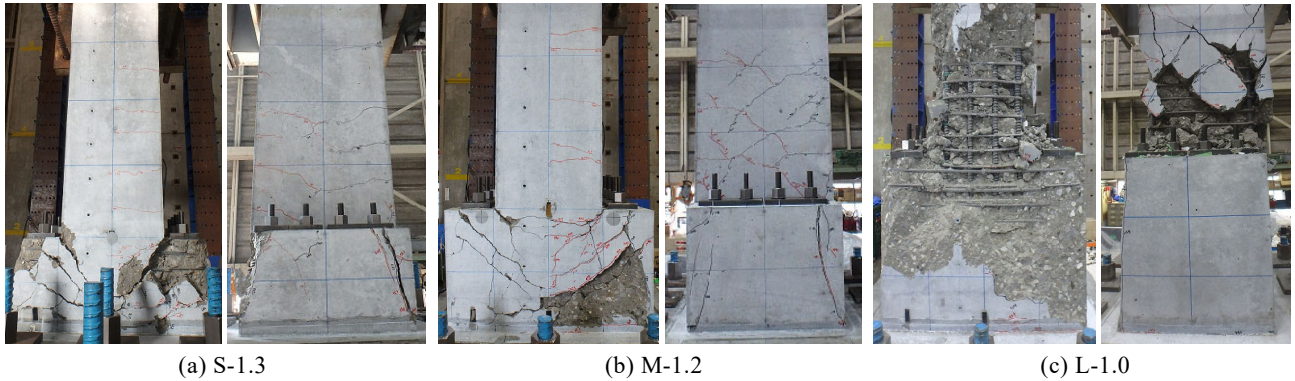


写真-1 最終破壊状況 (左：梁下面，右：側面 (右側が梁上面))

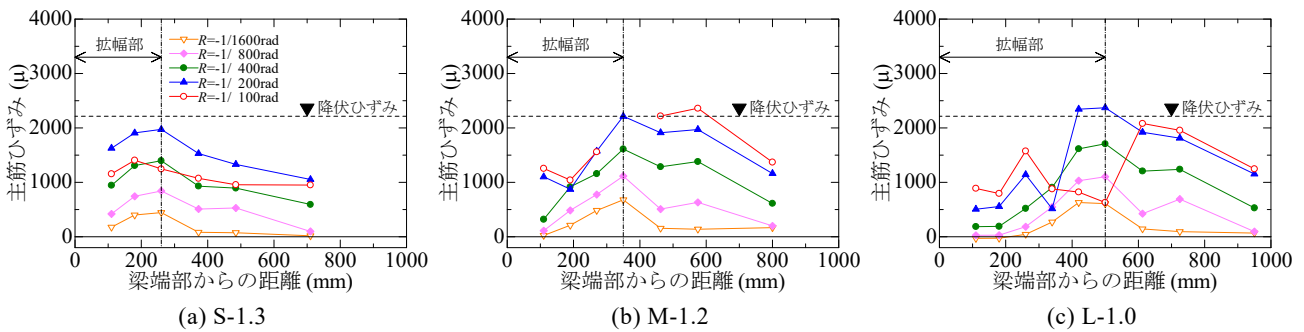


図-5 主筋のひずみ分布

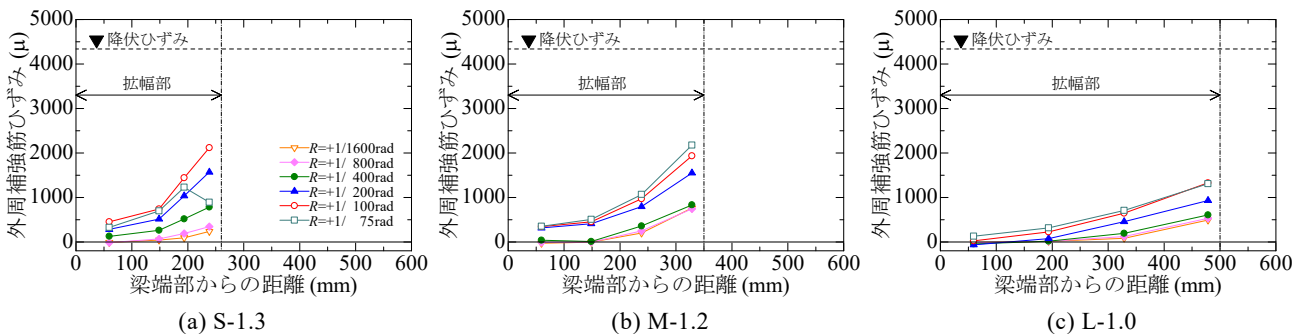


図-6 外周補強筋のひずみ分布

PC 鋼棒の張力変動は荷重終了時まで小さかった。外周補強筋のひずみは降伏ひずみに達することはなかったが、拡幅部先端に向かってひずみが大きくなった (図-6)。

S-1.3 では、拡幅部先端近傍に曲げひび割れが生じた後、梁端部の離間が目視で確認できた。入隅部から梁端部に向かって伸びる斜めひび割れが支配的であり、そのひび割れ幅が拡大し、早期に耐力が低下した。M-1.2 で

は、正荷時には主筋の引張降伏は確認されなかったが、片側の角部の主筋にのみひずみゲージを貼付しており (図-2)、他の主筋は降伏した可能性がある。R=+1/75 rad の荷重時に引張側主筋が拡幅部上面を押し上げるような破壊が見られ、耐力が低下した。L-1.0では、他の2体と比べて、主筋の梁端部近傍のひずみが荷重終了時まで大きくなり、機械式定着金物近傍の拡幅部の損傷は

少なく、主筋が拡幅部上面を押し上げるような破壊は見られなかった。

主筋のひずみは危険断面位置から大きくなり始めた後、拡幅部内のひずみも増大したことから、ヒンジ領域が拡幅部内にも拡大したと考えられる。拡幅部が短いほど梁端部近傍まで主筋のひずみが増大する傾向があり、拡幅部が長いほど優れた変形性能を示した。L-1.0 のように曲げ余裕度  $P_{ey}/P_{ry}$  が 1.0 に近くてもヒンジリロケーションが成立したのは、曲げ余裕度を算定する  $P_{ey}$  の時点では、PC 鋼材が降伏していない想定で、梁端部の剛性がある程度残存しており、梁端部の耐力に余裕があるためと考えられる。以上より、主筋端部近傍の拡幅部の損傷が大きいほど早期に耐力低下したことから、曲げ余裕度を大きくするよりも、主筋の拡幅部内への定着長さを十分に確保し、特に入隅部から斜め方向に発生するひび割れを抑制することで曲げ降伏後の変形性能が改善すると考えられる。

## 5. まとめ

拡幅部の長さをパラメータとして、梁端拡幅部で圧着接合する形式のアンボンド PCaPC 梁の曲げせん断実験を実施した。梁主筋の拡幅部への定着長さを RC 規準 16 条および 17 条により算出された必要定着長さ以上確保することで、拡幅部の損傷は抑制され、曲げ余裕度の大きさに関わらず変形性能の優れた梁部材となった。

謝辞：京都大学大学院 谷昌典准教授には、本実験の実施および結果の検討に至るまで、多くのご助言をいただきました。ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 2) 谷昌典，松永健太郎，田野健治：梁端拡幅部で圧着接合された PC 梁部材の定着部補強筋設計，第 30 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.171-176，2021.10
- 3) 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
- 4) 竹本靖：アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン応力について，大林組技術研究所報，No.28，pp.49-54，1984
- 5) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-19) and Commentary (ACI 318-19R), 2019
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針（案）・同解説，2019.3





# 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アンボンド PCaPC 構造への適用に向けた一連の構造実験

## A Series of Structural Experiments on the Application of Ultra-low Shrinkage and High Strength Concrete without Portland Cement to Unbonded PCaPC Structures

R&D センター	下平 悠夏	HARUKA SHIMODAIRA
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
R&D センター	新上 浩	HIROSHI SHINJO
R&D センター	峯 竜一郎	RYUICHIRO MINE
R&D センター	松田 拓	TAKU MATSUDA

柱および桁行方向の梁をアンボンド PC 造とし、梁間方向の梁を鉄骨造とした架構を想定した部分架構実験を合計 4 種類実施した。各実験のパラメータはコンクリート材料とし、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と、圧縮強度が同程度のセメントを使用した高強度コンクリートの 2 種類とした。一連の構造実験により、各コンクリート材料のヤング係数と圧縮強度の違いを考慮することで、既往の評価方法を用いて初期剛性および最大耐力の評価が可能であることが確認できた。

**キーワード：**アンボンド、プレキャスト、圧着、鋼繊維、ひび割れ、柱梁接合部

Four types of structural experiments were conducted assuming a frame with columns and beams in the ridge direction made of unbonded PC and beams in the other direction made of steel. The parameters of each experiment were concrete materials, and two types were used: ultra-low shrinkage and high strength concrete without portland cement, and high strength concrete using cement with similar compressive strength. Through a series of structural experiments, it was confirmed that the initial stiffness and maximum strength can be evaluated using the conventional evaluation methods by considering the difference in Young's modulus and compressive strength of each concrete material.

**Key Words:** Unbonded, Precast, Assembled, Steel fiber, Crack, Column-beam joint

### 1. はじめに

アンボンド PC 構造は、高い復元性により地震時の部材の損傷を大きく抑制でき、建物の長寿命化に資することができる構造である。将来的には、環境負荷低減に配慮して、プレキャスト部材をリユースすることによる CO<sub>2</sub> 排出量の削減も可能である。アンボンド PC 構造は今後注目されると思われるが、柱をアンボンド PC 構造とした柱梁接合部の研究例は過去にほとんどない。

また、筆者らはポルトランドセメント（以下、セメントと記す）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、サスティンクリー

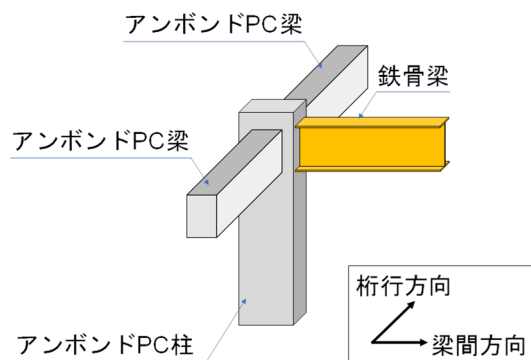


図-1 想定する架構

表-1 STC-RDC の材料構成

W/B (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )									
	W	B					FNS	HG	PP <sup>*1</sup>	sf <sup>*1</sup>
		BF4A	FA	SF	EX					
15	130	867	466	254	127	20	909	526	3	80

ここで、W：水、B：混和剤、BF4A：高炉スラグ、FA：フライアッシュ（1種）、SF：シリカフェーム、EX：膨張材、FNS：細骨材（フェロニッケルスラグ）、HG：粗骨材（硬質砂岩砕石）、PP：ポリプロピレン繊維、sf：鋼繊維

※1 体積外割で混入

表-2 鋼繊維諸元

繊維	長さ [mm]	直径 [mm]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
鋼繊維	30	0.62	1,080

表-3 PP 繊維諸元

繊維	長さ [mm]	直径 [μm]	引張強度 [cN/dtex]
PP 繊維	2	18	2.6~3.5

表-4 試験体一覧（T型接合部実験）

試験体名称	コンクリート	柱					梁					接合部 せん断補強筋	
		断面 (mm)	PC 鋼棒	$P_e$ (kN/本)	主筋	帯筋	断面 (mm)	PC 鋼棒	$P_e$ (kN/本)	主筋	あばら筋		接合筋
T-c	CON	470 × 330	6-φ19	185	8-D13	2-D6 @50	250 × 350	2-φ23	215	4-D10	2-D6 @100	1-D13	2-D6 @50
T-s	STC-RDC			186					218				

表-5 コンクリートとモルタルの材料試験結果（T型接合部実験）

材料名称	梁および柱			目地モルタル		
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
CON	60.6	35,000	3.70	119	35,700	5.05
STC-RDC	77.4	48,500	5.08	120	37,600	5.70

トまたはSTCと記す)りの開発を進めている。STC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。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については、フェロニッケルスラグ細骨材（FNS）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。本報告においては、STCのうちセメントを使用しない調合のコンクリート（STC-RDC）のアンボンドPC構造への適用性について、圧縮強度が同程度のセメントを使用した一般的な高強度コンクリート（以下、CONと記す）と比較し検討した。製造時のCO<sub>2</sub>排出量が一般のコンクリートに比べて30%と少ないSTC-RDCをアンボンドPC構造へ適用し、さらに部材をリユースすることで、建物建設初期からライフサイクルまでのCO<sub>2</sub>排出量は大幅に削減されることになる。

上記の検討として、柱および桁行方向の梁をアンボンドPC造、梁間方向の梁を鉄骨造とした架構（図-1）を想定した部分架構の構造実験を実施した。①T形接合部実験（桁行方向）、②片持ち柱実験（桁行方向）、③L形接合部実験（梁間方向）、④PC鋼棒破断時を想定した梁実験（桁行方向）を実施した。各実験のパラメータはコンクリート材料とし、CONとSTC-RDCの2種類とし

た。なお、各構造実験試験体の縮尺は1/2である。STC-RDCの材料構成を表-1に、STC-RDCに使用した繊維の諸元を表-2および表-3に示す。

## 2. T形接合部実験

### (1) 実験計画

#### a) 試験体概要

試験体一覧を表-4に、試験体形状を図-2にそれぞれ示す。試験体は、柱が梁に対して90mm偏心しているT形接合部である。両試験体ともに断面および形状は同一であるが、コンクリートにはT-cにはCONを使用し、T-sにはSTC-RDCを使用した。梁-柱間の厚さ20mmの目地に無収縮モルタルを打設した後に、PC鋼棒で梁の両先端部を定着端として梁と柱を圧着接合した。柱と梁の圧着部には、PC鋼棒破断時の梁脱落防止用として、梁断面中央位置に接合筋を1本配置した。接合筋を躯体に設置したシース管内に配置し、シース管内と目地を同じ無収縮モルタルで同時に充填した。また、かんざし筋と柱組立筋定着用のロ形プレートを柱頭部に配置し、直交する鉄骨梁を柱梁接合部内に配置した。

載荷開始時のPC鋼棒1本当当たりの有効プレストレス

表-6 鋼材の材料試験結果 (T形接合部実験)

径 または 厚さ	鋼種	降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	
D13	SD345	379	557	186,300	20	柱主筋
D13	SD295	354	492	182,800	23	接合筋
D10	SD345	383	545	190,700	23	梁主筋
D6	SD295	364*	532	186,200	20	帯筋, あばら筋
φ19	SBPR930/1080	1,012*	1,142	205,400	15	柱用 PC 鋼棒
φ23	SBPR930/1080	1,040*	1,150	195,700	13	梁用 PC 鋼棒
t=12	SN400B	289	428	203,000	46	鉄骨フランジ
t=9	SN400B	304	434	204,000	42	鉄骨ウェブ
t=9	SN400B	346	447	210,000	43	鉄骨支圧板

※0.2%オフセット耐力

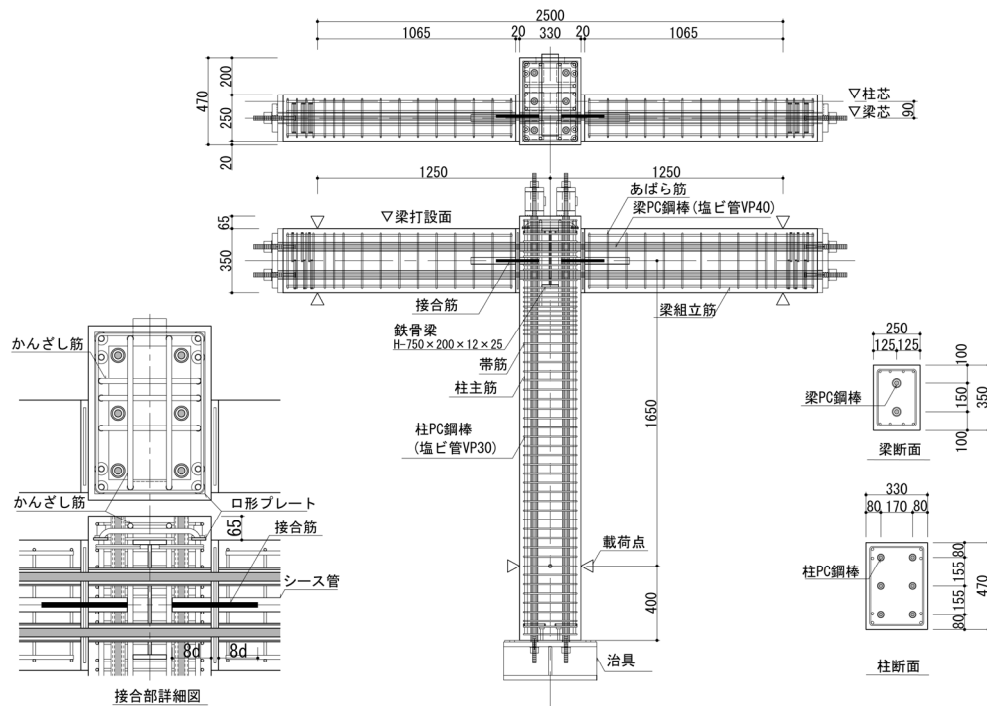


図-2 試験体形状 (単位: mm)

力  $P_e$  (平均値) は, 柱を  $0.70T_{py}$ , 梁を  $0.56T_{py}$  ( $T_{py}$ : PC 鋼棒規格降伏耐力) とした。プレストレスレベル  $\eta_p$  は柱が 0.12, 梁が 0.08 である。コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-5 に, 鋼材の材料試験結果を表-6 に示す。CON に比べて STC-RDC の圧縮強度は 1.28 倍, ヤング係数は 1.39 倍であった。また, STC-RDC には 1 章に記載の PP 繊維と鋼繊維を混入した。

**b) 荷重概要**

荷重装置を図-3 に示す。荷重方法は, 試験体の上下を反転させ, 梁両端部をローラー支持とし, 柱の左右 2 台の油圧ジャッキ (ジャッキ芯を梁芯に合わせた) により柱先端に水平力を与え, 正負交番の繰り返し荷重とした。なお, 柱せん断力の反力が梁の軸力として作用するため, 梁に引張力が生じないように, 梁の両先端部に設置したジャッキにより, 圧縮側となる梁の先端部のジャッキのみが作動するよう正負交番時に切り替えた。荷重

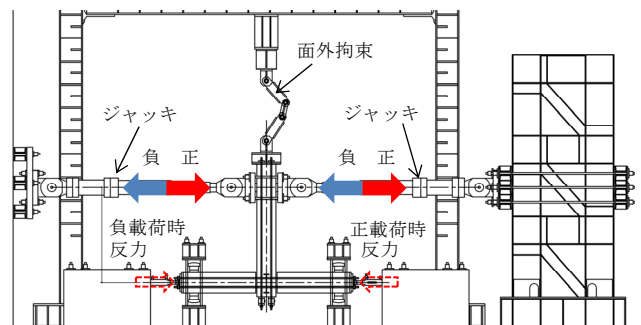


図-3 荷重装置

ルールは, 荷重点の水平変位  $\delta$  を梁芯から荷重点までの距離  $H$  で除して求めた変形角  $R$  により,  $R = \pm 1/3200, 1/1600\text{rad}$  を各 1 サイクル,  $\pm 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad}$  を各 2 サイクルとした。

表-7 計算値および実験値一覧 (T形接合部実験)

試験体 名称	計算値										実験値 [正載荷時/負載荷時]	
	梁 PC 鋼棒張力 の計算方法	梁			柱	柱梁曲げ 耐力比	柱梁接合部			梁 (R=1/33rad 時)		
		曲げ終局 耐力 <sup>2)</sup> ※ <sup>3)</sup>	中立軸 深さ	PC 鋼棒張力※ <sup>4)</sup>	曲げ終局 耐力 <sup>2)</sup>		せん断 耐力 <sup>3)</sup>	入力 せん断力※ <sup>5)</sup>	せん断 余裕度	曲げ 耐力	中立軸 深さ	PC 鋼棒張力※ <sup>4)</sup>
$cQ_{bmu}$ (kN)	$x_n$ (mm)	(kN/本)	$cQ_{mu}$ (kN)	$cQ_{mu} / cQ_{bmu}$	$V_{ju}$ (kN)	$V_j$ (kN)	$V_{ju}/V_j$	$cQ_{bmu}$ (kN)	$x_n$ (mm)	(kN/本)		
T-c	①地震※ <sup>1)</sup>	115	57	上端 217 下端 217	143	1.24	952	434	2.19	162 /-160	65/43	上端 280/283 下端 370/392
	②鉛直※ <sup>2)</sup>	122	61	上端 235 下端 235		1.17		470	2.02			
T-s	①地震※ <sup>1)</sup>	119	45	上端 217 下端 217	153	1.29	1,130	434	2.60	174 /-193	46/32	上端 300/318 下端 428/432
	②鉛直※ <sup>2)</sup>	133	51	上端 248 下端 248		1.15		496	2.28			

※1 以下の地震荷重用の竹本式<sup>1)</sup>を用いて PC 鋼棒張力増分を計算 ※2 以下の鉛直荷重用の竹本式<sup>1)</sup>を用いて PC 鋼棒張力増分を計算 ※3 接合筋も考慮 ※4 梁打設面を上端とする。 ※5 梁 PC 鋼棒 2 本の張力の和とした。

地震荷重用の竹本式:  $\Delta\sigma_p = 98 \cdot \frac{(4.9 \times 10^5)}{F_c} P_p$       地震荷重用の竹本式:  $\Delta\sigma_p = 196 \cdot \frac{(4.9 \times 10^5)}{F_c} P_p$

$\Delta\sigma_p$ : 曲げ終局耐力時の PC 鋼材応力増分 (N/mm<sup>2</sup>),  $F_c$ : コンクリート設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),

$P_p$ : PC 鋼材 ( $P_p = a_{pcb} / (bd_{pb})$ ),  $a_{pcb}$ : 引張側 PC 鋼材断面積 (mm<sup>2</sup>),  $b$ : 梁幅, 柱幅 (mm),  $d_{pb}$ : 梁せい, 柱せい (mm)

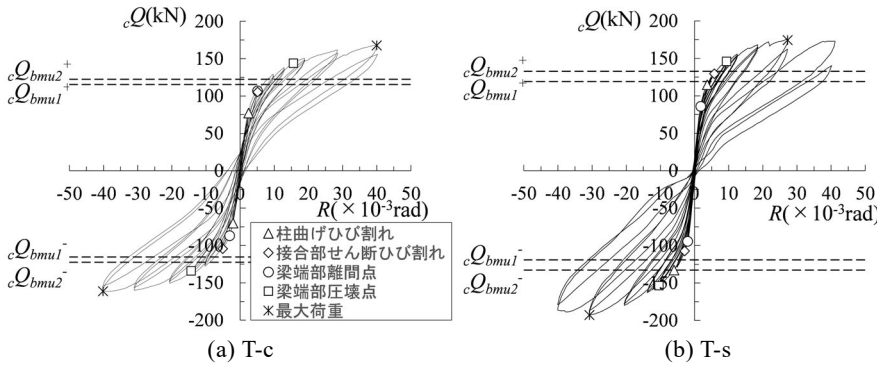


図-4 せん断力-変形角関係

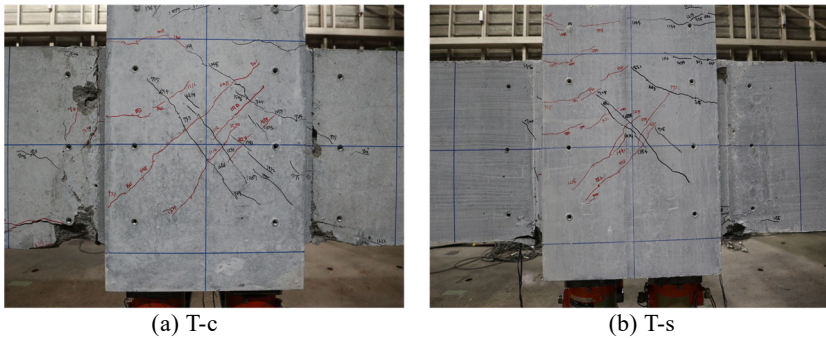
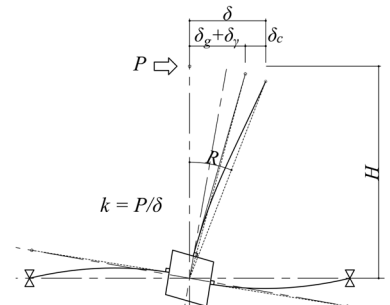


写真-1 最終破壊状況

表-8 初期剛性の比較 (T形接合部実験)

試験体 名称	実験値 (kN/mm)	計算値 (kN/mm)	実験値 /計算値
T-c	24.3	23.6	1.03
T-s	33.3	34.7	0.96



ここで、 $P$ : 載荷荷重,  $\delta_c$ : 柱曲げ変形による載荷点の変位,  $\delta_g + \delta_\gamma$ : 梁曲げ変形による載荷点の変位,  $\delta_\gamma$ : 接合部せん断変形による載荷点の変位 (接合部のせん断変形角は変位計から算出)

図-5 初期剛性の算出方法

(2) 実験結果

a) 荷重-変形角関係と損傷状況

計算値および実験値一覧を表-7 に、柱せん断力  $cQ$ -変形角  $R$  関係を図-4 に、最終破壊状況を写真-1 に示す。図中には 2 通りの梁曲げ耐力時柱せん断力の計算値 ( $cQ_{bmu1}$ ,  $cQ_{bmu2}$ ) を破線で示した。 $cQ_{bmu1}$  は PC 鋼棒の張力増分を地震荷重用の竹本式を用いた曲げ耐力,  $cQ_{bmu2}$  は鉛直荷重用の竹本式を用いた曲げ耐力計算値である<sup>2)</sup>。また、図中の梁端部離間点および梁端部圧壊点は圧縮力を受けない側の梁での発生時を示している。図-4 より、

両試験体ともに原点指向型の柱せん断力-変形角関係であり、T-s の方がより残留変形が小さかった。いずれの試験体においても、柱曲げひび割れと梁端部の離間が生じた後に、接合部のせん断ひび割れと、梁端部の局所的な圧壊が生じた。しかし、圧壊が見られた後も荷重は上昇し、T-s では  $R = -1/33rad$  時に、T-c では  $R = \pm 1/25rad$  時に梁の PC 鋼棒が降伏した。 $R = \pm 1/25rad$  終了後は、T-c では圧壊による梁端部の損傷が T-s に比べて大きく、柱梁接合部のひび割れ本数も多かったものの、いずれの試験体においても除荷後の残留ひび割れ幅は最大でも

表-9 試験体一覧 (片持ち柱実験)

試験体名称	コンクリート	柱				
		断面 (mm)	PC 鋼棒	$P_e$ (kN/本)	組立筋	帯筋
Col-c	CON	470 × 330	6-φ19	185	8-D13	2-D6@50
Col-s	STC-RDC			186		

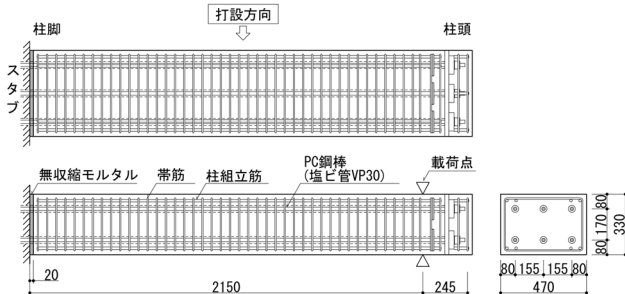


図-6 試験体形状と配筋 (単位: mm)

0.06 mm と小さかった。これは、柱に導入されたプレストレスと、T-s では繊維の影響によるものと考えられる。

b) 初期剛性

$R=\pm 1/800\text{rad}$  における両試験体の初期剛性  $k$  を表-8 に、その算出方法を図-5 示す。初期剛性の実験値は T-c よりも T-s の方が 1.37 倍高かったが、これは CON よりも STC-RDC のヤング係数が高いためと考えられる。梁および柱の曲げ変形と接合部のせん断変形を考慮した初期剛性の計算値は実験値と概ね一致した。

c) 計算値と実験値の比較

表-7 の実験値は  $R=1/33\text{rad}$  時における柱せん断力であり、T-s の方が大きかった。これは、T-s の方が梁の中立軸深さが小さく、応力中心間距離が増大したことに加え、PC 鋼棒張力が大きかったためと考えられる。中立軸深さが小さかったのは、STC-RDC は CON に比べてコンクリート強度とヤング係数が大きいことから、断面圧縮側の負担面積がより小さい範囲であったためと考えられる。一方、梁曲げ終局耐力計算値は実験値を過小評価しているが、これは鉛直荷重用であっても竹本式が PC 鋼棒の張力増分を過小評価したことによるものと考えられる。

(3) まとめ

アンボンド PCaPC 造の T 形柱梁接合部の静的荷重実験を実施した。柱せん断力-変形角関係は原点指向型となり、柱、梁ともにアンボンド PC 部材とした柱梁接合部では、損傷が非常に小さいことが明らかとなった。また、繊維を入れることによって、さらに損傷を抑制できることがわかった。

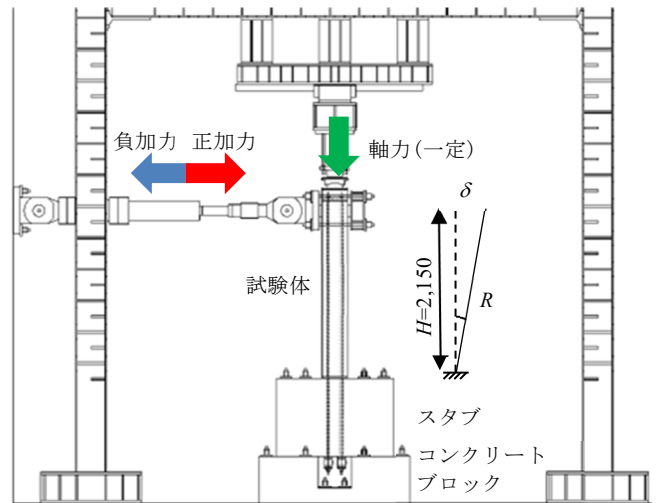


図-7 荷重装置 (単位: mm)

3. 片持ち柱実験

(1) 実験計画

a) 試験体概要

試験体一覧を表-9 に、試験体形状を図-6 にそれぞれ示す。両試験体ともに断面および形状は同一であるが、Col-c には CON を使用し、Col-s には STC-RDC を使用した。スタブ-柱間の厚さ 20mm の目地に無収縮モルタルを打設した後に、PC 鋼棒で柱頭端部およびスタブ端部を定着端として圧着接合した。柱端部の定着部は試験体コンクリート打設時に埋め殺した。PC 鋼棒の定着端間距離は 3480mm である。

荷重開始時の PC 鋼棒 1 本あたりの有効プレストレス力  $P_e$  (平均値) は  $0.66T_{py}$  ( $T_{py}$ : PC 鋼棒規格降伏耐力) とし、プレストレスレベル  $\eta_p$  は 0.113 である。柱の上部に設置したジャッキにより柱に軸力を導入し、軸力は両試験体とも 74kN の一定軸力とした。軸力比  $\eta_N$  は Col-c で 0.007, Col-s で 0.006 であるため、軸力比とプレストレスレベルの和は Col-c で 0.120, Col-s で 0.119 である。コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-10 に、鋼材の材料試験結果を表-11 に示す。STC-RDC には 1 章に記載の PP 繊維と鋼繊維を混入した。CON に比べて STC-RDC の圧縮強度は 1.18 倍、ヤング係数は 1.41 倍であった。

b) 荷重概要

荷重装置を図-7 に示す。反力床の上に固定したコンクリートブロックの上に試験体を設置し、コンクリートブロックを介してスタブを反力床に固定した。柱軸力は柱上部に設置した鉛直ジャッキにより荷重した。反力壁に設置したジャッキにより柱先端に水平力を与え、正負交番の繰り返し荷重を実施した。荷重ルールは、荷重点の

表-10 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果（片持ち柱実験）

材料名称	柱			目地モルタル		
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
CON	69.3	34,700	3.91	122	37,500	6.18
STC-RDC	81.8	48,900	4.18	123	37,000	7.75

表-11 鋼材の材料試験結果（片持ち柱実験）

径	鋼種	降伏強度	引張強度	ヤング係数	伸び	適用箇所
		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )		
D13	SD345	379	557	186,300	20	主筋
D6	SD295	364*	532	186,200	20	帯筋
φ19	SBPR930/1080	1,011*	1,137	200,100	14	PC 鋼棒

※0.2%オフセット耐力

表-12 計算値および実験値一覧（片持ち柱実験）

試験体名称	計算値 <sup>*1</sup>			実験値 (R=1/33rad 時)			実験値 / 計算値 [正載荷時/負載荷時] 曲げ耐力
	曲げ終局耐力	中立軸深さ	引張側 PC 鋼棒張力	曲げ耐力	中立軸深さ	引張側 PC 鋼棒張力	
	$calQ_{mu}$ (kN)	$x_n$ (mm)	(kN/本)	$Q_{mu}$ (kN)	$x_n$ (mm)	(kN/本)	
Col-c	$calQ_c = 76$	73	179	91 / -100	51 / 45	254 / 253	1.20 / 1.32
Col-s	$calQ_c = 82$	61	190	99 / -103	40 / 42	257 / 256	1.21 / 1.26

※1 鉛直荷重用の竹本式<sup>2)</sup>を用いて PC 鋼棒張力増分を計算

水平変位  $\delta$  をスタブ上面から載荷点までの距離  $H$  で除して求めた変形角  $R$  により、 $R = \pm 1/3200, 1/1600\text{rad}$  を各 1 サイクル、 $\pm 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20\text{rad}$  を各 2 サイクルとした。

(2) 実験結果

a) 柱せん断力-変形角関係と損傷状況

計算値および実験値一覧を表-12 に、柱せん断力  $Q$  - 変形角  $R$  関係を図-8 に、最終破壊状況を写真-2 に示す。図中には、PC 鋼棒の張力増分を鉛直荷重用の竹本式<sup>2)</sup>を用いて計算した曲げ耐力計算値  $calQ_{mu}$  を破線で示している。図-8 より、両試験体ともに柱せん断力-変形角関係は原点指向型となり、Col-s の方がより残留変形が小さかった。いずれの試験体においても、柱脚部の離間と曲げひび割れが生じた後に、柱脚部の圧縮側で局部圧壊が生じた。しかし、両試験体ともに圧壊が見られた後も荷重は上昇し、 $R = \pm 1/25\text{rad}$  時に PC 鋼棒が降伏した。 $R = \pm 1/20\text{rad}$  終了後は、Col-c では圧壊による母材の損傷が Col-s に比べて大きく、ひび割れ本数も多かったものの、いずれの試験体においても除荷後の残留ひび割れ幅は最大でも 0.03 mm と小さかった。これは、柱にプレストレスが入っていることと、Col-s では繊維の影響によるものと考えられる。

b) 初期剛性

原点から  $R = \pm 1/800\text{rad}$  までを初期剛性  $k$  として表-13 に示し、その算出方法を図-9 に示す。初期剛性の実験

値は Col-c よりも Col-s の方が 1.34 倍高かったが、これは CON よりも STC-RDC のヤング係数が高いためと考えられる。柱のせん断変形を無視した初期剛性の計算値は両試験体で概ね一致した。

c) 曲げ耐力の計算値と実験値の比較

表-12 の実験値は  $R = 1/33\text{rad}$  時における柱のせん断力であり、Col-s の方が大きかった。これは、Col-s の方が中立軸深さが小さく、応力中心間距離が増大したことに加え、PC 鋼棒張力が大きかったためと考えられる。中立軸深さが小さかったのは、STC-RDC は CON に比べてコンクリート強度とヤング係数が大きいことから、断面圧縮側の負担面積がより小さい範囲であったためと考えられる。一方、柱曲げ終局耐力計算値は実験値を過小評価しているが、これは鉛直荷重用の竹本式であっても PC 鋼棒の張力増分を過小評価したことによるものと考えられる。

(3) まとめ

アンボンド PCaPC 造の片持ち柱の静的載荷実験を実施した。柱せん断力-変形角関係は原点指向型となり、損傷が小さいことが明らかとなった。また、繊維を入れることによって、さらに損傷を抑制できることがわかった。

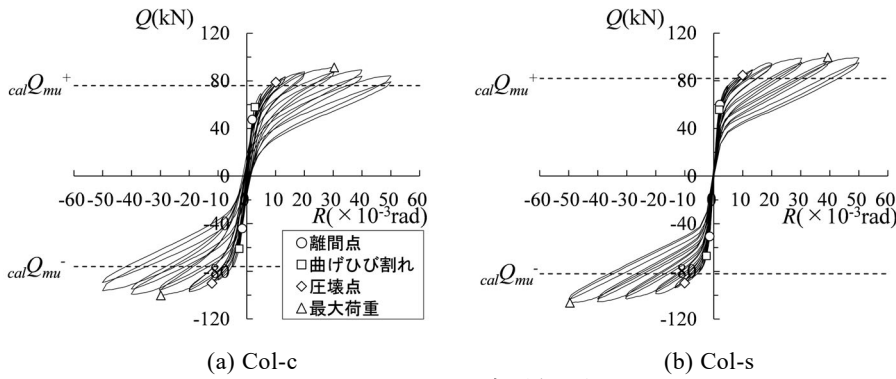


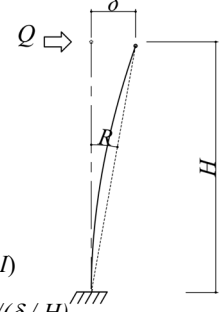
図-8 せん断力-変形角関係



写真-2 最終破壊状況

表-13 初期剛性の比較  
(片持ち柱実験)

試験体名称	実験値 (kN/mm)	計算値 (kN/mm)	実験値/計算値
Col-c	12.7	14.7	0.86
Col-s	17.0	20.8	0.82



$$\delta = QH^3 / (3EI)$$

$$k = Q/R = Q / (\delta / H)$$

ここで、 $Q$ ：載荷荷重、 $\delta$ ：柱曲げ変形による載荷点の変位、 $R$ ：変形角、 $H$ ：スタブ上面から載荷点までの距離、 $E$ ：コンクリートおよびサスティンクリートのヤング係数、 $I$ ：柱断面の断面二次モーメント

図-9 初期剛性の算出方法

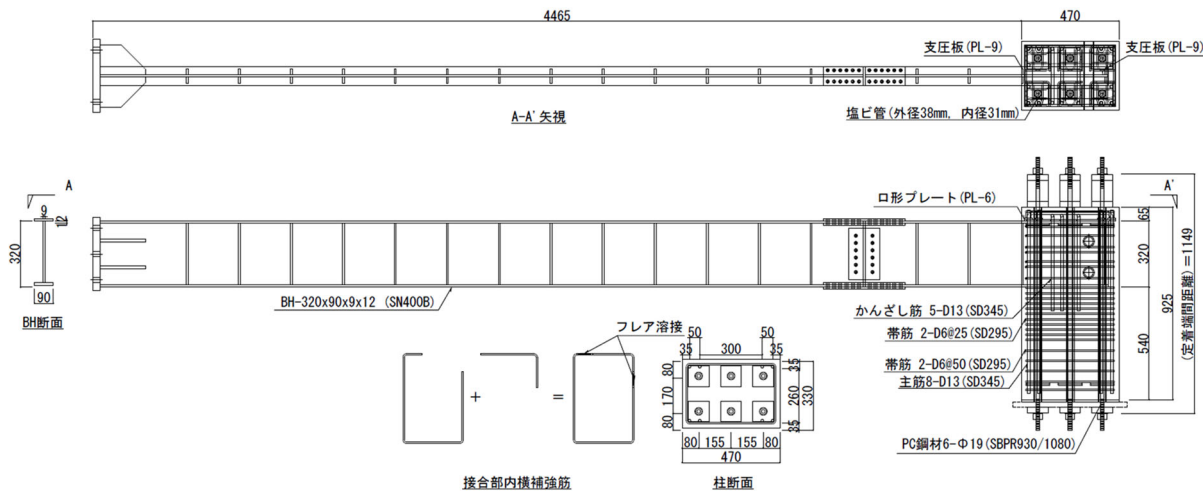


図-10 試験体形状 (単位：mm)

#### 4. L形接合部実験

##### (1) 実験計画

##### a) 試験体概要

試験体形状を図-10に、試験体構成を表-14に示す。試験体は縮尺を1/2としたアンボンドPC柱と鉄骨梁で構成された梁曲げ降伏先行型のL形接合部部分架構2体であり、柱および梁の断面および形状は2体とも共通である。柱にはPC鋼棒でプレストレスを導入し、1本当たり174kN(規格降伏耐力の0.66倍)を目標導入量とした。PC鋼棒の耐圧板直下には割裂補強筋として径6mm

のグリッド筋を配置した。鉄骨梁の柱梁接合部内への定着長さは420mmである。柱梁接合部上部まで配した柱主筋は、全主筋を梁の上フランジ上に取り付けられたロ形プレートに貫通させ、主筋の先端に配した機械式定着金物により柱主筋とロ形プレートを固定した。柱梁接合部の上部には、支圧抵抗のためのかんざし筋を、柱断面の長辺方向に2本、短辺方向に3本配置した。鉄骨梁のウェブに貫通孔を設けて、その中に柱梁接合部内の横補強筋を貫通させ、図-10に示すように2つのパーツをフレア溶接により接合した。試験体のパラメータは、柱に使用するコンクリートとし、試験体L-cにはCONを、

表-14 試験体一覧 (L形接合部実験)

試験体名称		L-c	L-s	
アンボンド PC柱	コンクリート	CON	STC-RDC	
	$b$ [mm]	470		
	$d$ (mm)	330		
	PC鋼材	配筋	6-19φ(SBPR930/1080)	
		$p_p$ [%]	1.10	
		目標有効張力 [kN]	6 × 174	
	主筋	配筋	8-D13(SD345)	
		$p_g$ [%]	0.65	
	帯筋	配筋	2-D6@50(SD295)	
		$p_w$ [%]	0.27	
柱梁接合部	横補強筋	7×2-D6(SD295)		
	$p_w$ [%]	0.42		
鉄骨梁	かんざし筋	5-D13(SD345)		
	断面	H-320×90×9×12		
	鋼種	SN400B		

ここで、 $b$ : 柱幅,  $d$ : 柱せい,  $p_p$ : 柱PC鋼材比,  $p_g$ : 柱主筋比,  
 $p_w$ : 帯筋比,  $p_w$ : 横補強筋比 \*平均値

表-15 鉄筋・鋼材の材料試験結果 (L形接合部実験)

径・厚さ	種類	使用部位	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_y$ [μ]	$\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\delta_t$ [%]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]
D13	SD345	柱主筋	379	2,201	557	20.1	186,000
D13	SD345	かんざし筋	382	2,324	548	21.1	187,000
D6*	SD295	帯筋	364	3,972	532	19.7	186,000
φ19*	SBPR930/1080	PC鋼材	1,011	6,926	1,137	13.6	200,000
$t=12$	SN400B	フランジ	289	1,710	428	46.2	203,000
$t=9$	SN400B	ウェブ	304	2,006	434	42.3	204,000
$t=9$	SN400B	支圧板	346	1,640	447	42.8	210,000

$\sigma_y$ : 降伏点,  $\epsilon_y$ : 降伏ひずみ,  $\sigma_t$ : 引張強度,  $\delta_t$ : 伸び,  $E$ : 弾性係数,  $t$ : 厚さ \*0.2%オフセット法による

表-16 コンクリートの材料試験結果 (L形接合部実験)

試験体	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 [N/mm <sup>2</sup> ]
L-c	66.5	3.69	36,000
L-s	82.9	4.32	49,300

表-17 耐力計算値一覧 (L形接合部実験)

試験体	梁 $Q_d$ [kN]	柱梁接合部 <sup>2)</sup>				柱	
		せん断		支圧		曲げ <sup>3)</sup>	せん断 <sup>4)</sup>
		$jQ_{SU}$ [kN]	$jQ_{SU} / Q_d$	$jQ_{BU}$ [kN]	$jQ_{BU} / Q_d$	$cQ_{mu}$ [kN]	$cQ_u$ [kN]
L-c	148	254	1.72	163	1.10	338	292
L-s	148	265	1.79	188	1.27	352	323

ここで、 $Q_d$ : 梁の全塑性曲げモーメント時柱せん断力,  $jQ_{SU}$ : 柱梁接合部の終局せん断耐力,  $jQ_{BU}$ : 柱梁接合部の終局支圧耐力,  $cQ_{mu}$ : 柱の曲げ終局耐力,  $cQ_u$ : 柱のせん断終局耐力

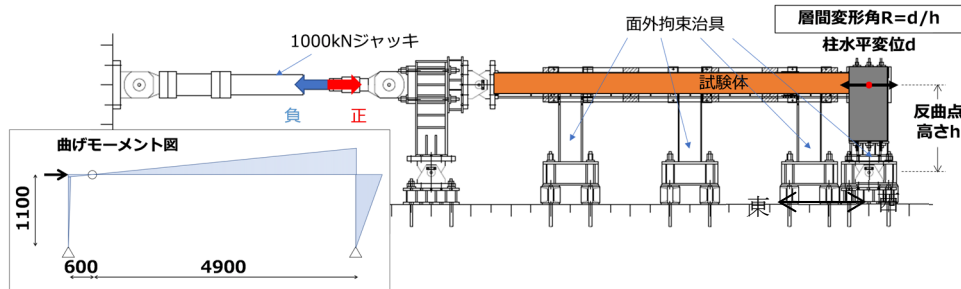


図-11 加力装置 (単位: mm)

L-sにはSTC-RDCを用い、CON、STC-RDCともに粗骨材の最大粒径は13mmとした。STC-RDCには1章に記載のPP繊維と鋼繊維を混入した。PC鋼棒、鋼材、鉄筋、およびコンクリートの材料試験結果をそれぞれ表-15および表-16に示す。

b) 加力方法

加力装置を図-11に示す。3ヒンジラーメンに水平荷重を与えることで鉄骨梁に鉛直方向のせん断力を加えた。加力は層間変形角  $R$  ( $=$ 柱水平変位  $d$  / 柱の反曲点高さ  $h$ ) で制御する正負交番繰り返し加力であり、L字

の形状が閉じる方向を正加力、開く方向を負加力とした。この加力形式の場合、柱せん断力分の軸力が梁に作用する。加力サイクルは、 $R = \pm 1/3200\text{rad}$ ,  $\pm 1/1600\text{rad}$  を各1回,  $R = \pm 1/800$ ,  $\pm 1/400$ ,  $\pm 1/200$ ,  $\pm 1/100$ ,  $\pm 1/75$ ,  $\pm 1/50$ ,  $\pm 1/33$ ,  $\pm 1/25\text{rad}$  を各2回とした。

c) 試験体の耐力

耐力計算値一覧を表-17に示す。同表の計算値は、文献<sup>2),4),5)</sup>に基づき算出し、柱せん断力に換算した。柱梁接合部については、PC鋼材によるプレストレスによる効果を考慮せず、RC柱と鉄骨梁の柱梁接合部に対する



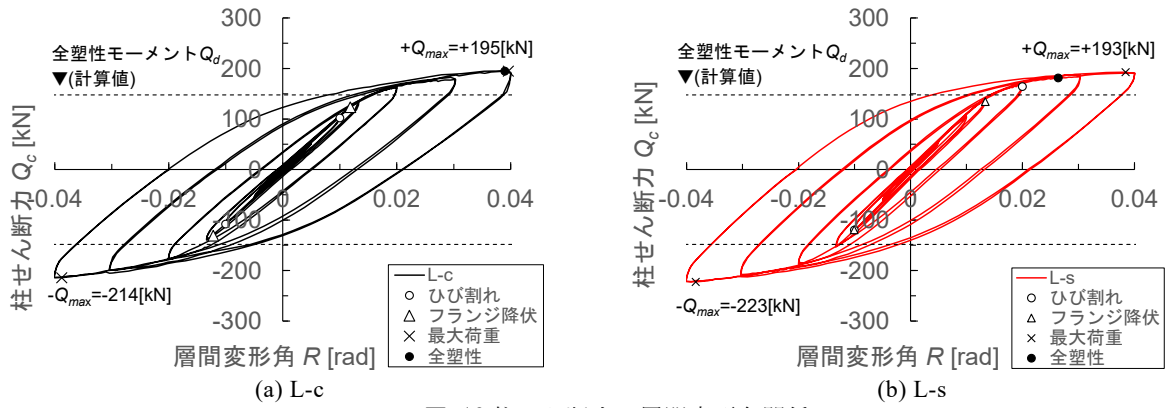


図-12 柱せん断力-層間変形角関係

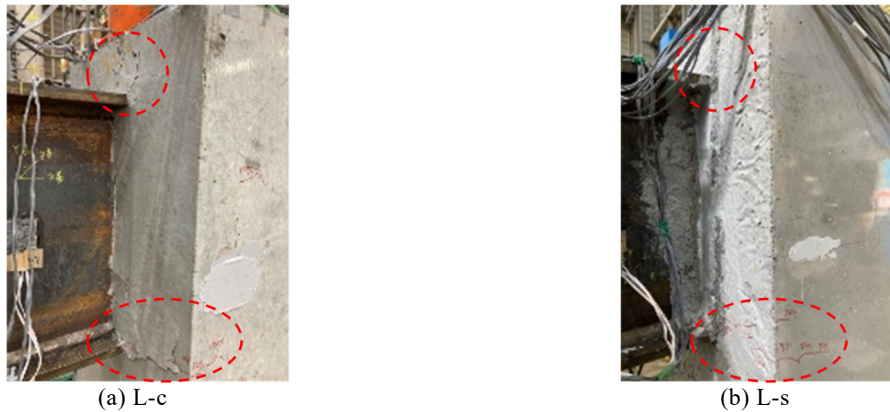


写真-3 損傷状況

終局せん断耐力および終局支圧耐力を計算した。表-17に示すように、試験体の破壊形式は梁降伏先行型である。

## (2) 実験結果

### a) 柱せん断力-層間変形角関係および損傷状況

柱せん断力  $Q_c$ -層間変形角  $R$  関係を図-12に、実験終了後の損傷状況を写真-3に示す。図中のひび割れ点は柱の曲げひび割れまたは梁のフランジ端から斜めに生じたひび割れのいずれかが先に発生した点である。写真-3は柱梁接合部の角の損傷状況を示しており、代表的なひび割れ発生箇所を赤破線で囲んでいる。L-c、L-sともにほぼ同様の柱せん断力-層間変形角関係となった。柱の曲げひび割れが  $R = -1/100\text{rad}$  近傍で発生し、梁フランジから斜めに伸びるひび割れが L-c では  $R = +1/100\text{rad}$  で、L-s では  $R = +1/50\text{rad}$  で発生した。正加力時の曲げひび割れは、L-c では  $R = +1/25\text{rad}$  で発生し、L-s では確認されなかった。L-c、L-sともに梁フランジが  $R = \pm 1/75\text{rad}$  近傍で降伏し、徐々に剛性が低下したものの、耐力低下は  $R = \pm 1/25\text{rad}$  まで見られなかった。実験における最大耐力は、いずれの試験体も全塑性モーメント計算値を上回る結果となった。本実験では、梁の全

塑性モーメントに比べて柱梁接合部の各種耐力に余裕があったため、安定した履歴曲線を描いたと考えられる。残留ひび割れ幅は、各サイクルにおいて L-c では  $0.06\text{mm}$  以下であったのに対し、L-sでは目視ではほとんど確認できなかった。

### b) PC 鋼棒の張力

各サイクルピーク時の柱 PC 鋼棒の張力増分の推移を図-13に示す。張力増分には、東側および西側のそれぞれ2本の PC 鋼棒張力の平均値を使用した。L-c、L-sともに、負加力時に引張側となる東側の PC 鋼棒の張力変動が、西側に比べて若干大きかった。

## (3) まとめ

アンボンド PC 柱と鉄骨梁による L 形接合部の加力実験を実施した。履歴性状および損傷状況について、コンクリートの違いによる差異は見られなかった。

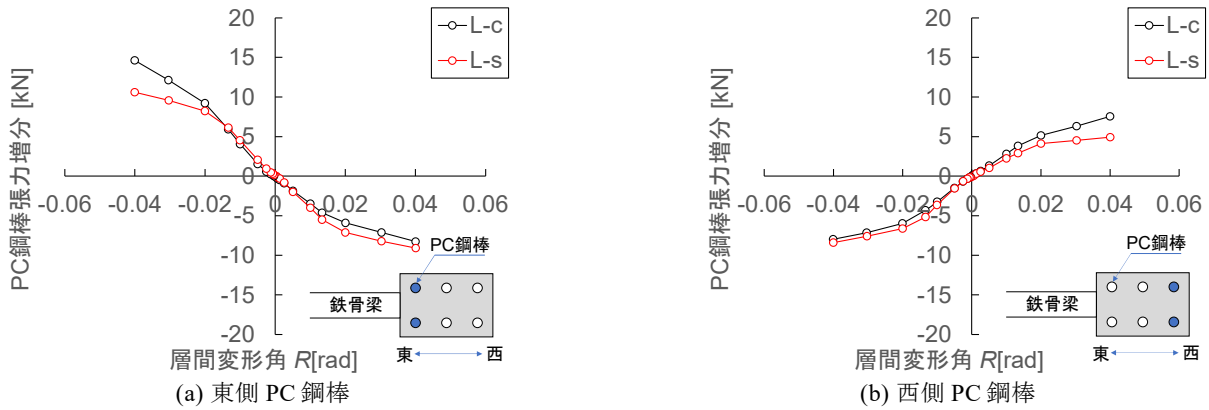


図-13 柱 PC 鋼棒の張力増分の変動

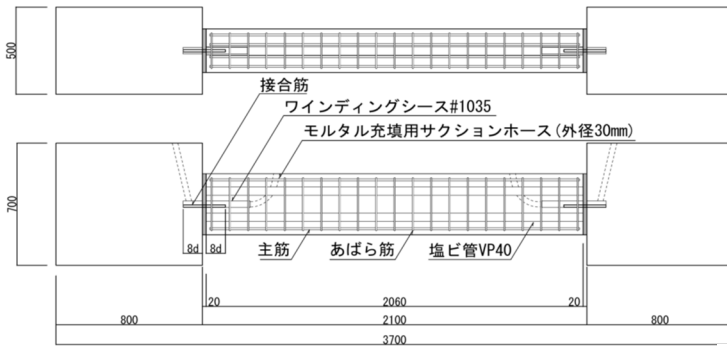


図-14 試験体形状 (単位: mm)

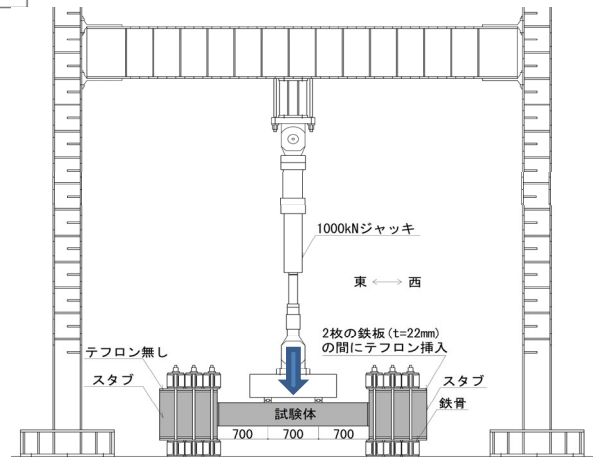
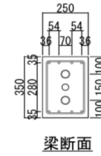


図-15 加力装置

5. PC 鋼棒破断時を想定した梁実験

(1) 実験計画

a) 試験体概要

試験体形状を図-14 に、試験体一覧を表-18 に示す。梁内のアンボンド PC 鋼材が破断した状態を想定して、PC 鋼材の挿通する孔のみを設けた梁の試験体を製作した。縮尺は1/2である。PC 鋼材破断時の梁脱落防止用として、梁端部とスタブの間に接合筋を梁断面中央のシース管内に配置した。シース管内と目地を無収縮モルタルで同時に充填した。鉄筋の材料試験結果を表-19 に、コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-20 に示す。なお、STC-RDCには1章に記載の鋼繊維とPP繊維を混入した。

b) 加力方法

荷重装置を図-15 示す。PC 鋼材破断時に長期荷重を負担できることを確認するために、梁中央2点に鉛直方向荷重を単調に荷重した。梁の支持は東側端を固定とし、西側端を固定ローラーとした。両スタブとも上下を鉄骨で挟み込み、反力床に固定した。鉄骨とスタブの間に厚さ22mmの鉄板2枚挿入し、西側スタブについては鉄板の間にグリースを塗布したテフロンを2枚挿入して水平方向にすべるようにした。

表-18 試験体一覧 (梁実験)

試験体名称		B-c	B-s
コンクリート		CON	STC-RDC
$bB$ [mm]		250	
$bD$ (mm)		350	
$l$ (mm)		2,100	
PC 鋼材		無し	
主筋	配筋	4-D10(SD345)	
	$p_t$ [%]	0.33	
あばら筋	配筋	2-D6@100(SD295)	
	$b p_w$ [%]	0.25	
接合筋	配筋	D13(SD295)	
	埋込長さ	8d	

ここで、 $bB$ : 梁幅、 $bD$ : 梁せい、 $l$ : 梁スパン、 $b p_p$ : 梁 PC 鋼材比、 $p_t$ : 梁引張鉄筋比、 $b p_w$ : あばら筋比、 $d$ : 鉄筋の公称径

表-19 鉄筋の材料試験結果 (梁実験)

径	種類	使用部位	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_y$ [ $\mu$ ]	$\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\delta_t$ [%]	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
D10	SD345	梁主筋	383	2,044	545	23.2	191,000
D6	SD295	あばら筋	364	3,972	532	19.7	186,000
D13	SD295	接合筋	354	1,944	492	23.1	183,000

ここで、 $\sigma_y$ :降伏点、 $\varepsilon_y$ :降伏ひずみ、 $\sigma_t$ :引張強度、 $\delta_t$ :伸び、 $E_s$ :弾性係数

表-20 コンクリート材料試験結果 (梁実験)

試験体		圧縮強度	割裂引張強度	弾性係数
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
B-c	梁	70.1	3.86	35,802
	目地	136	6.98	38,900
B-s	梁	71.9	6.46	47,454
	目地	142	7.36	40,300

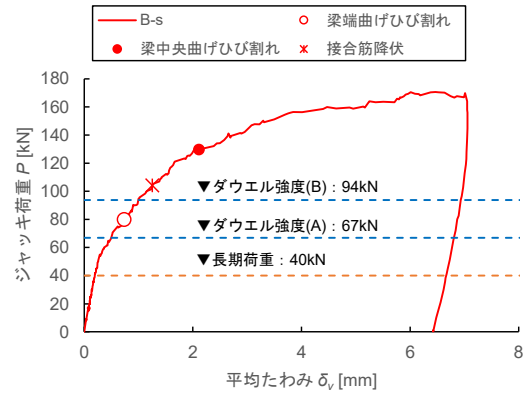
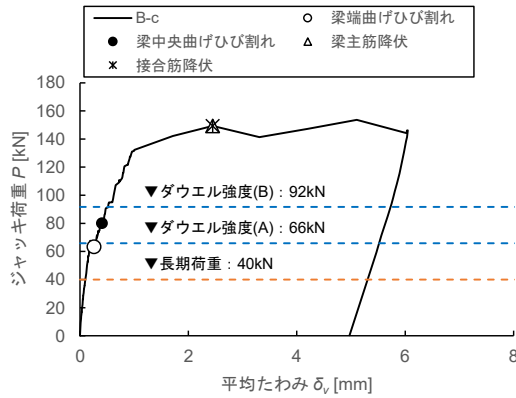


図-16 荷重-たわみ関係

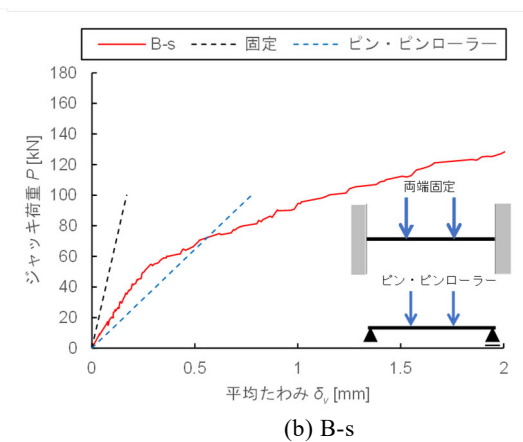
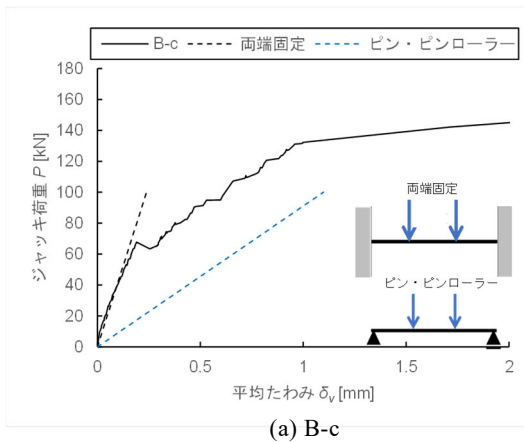


図-17 初期剛性の比較

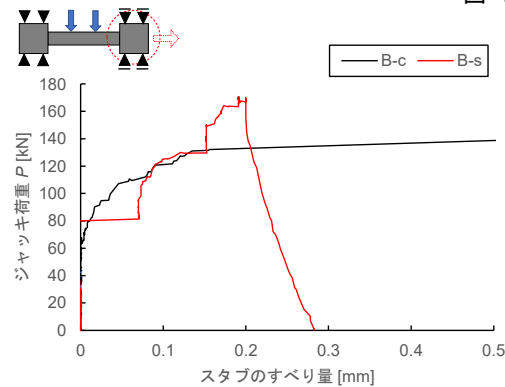


図-18 スタブのすべり量

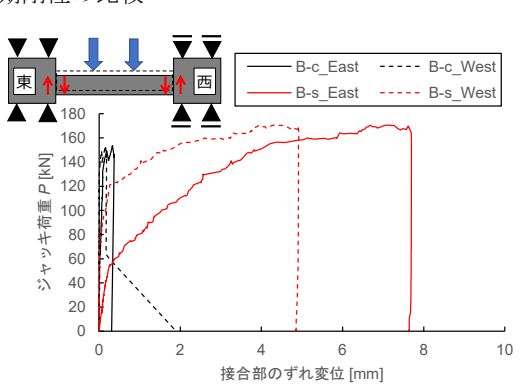


図-19 接合部のずれ変位

(2) 実験結果

a) 荷重-たわみ関係および損傷状況

荷重-たわみ関係を図-16 に示す。荷重はジャッキの荷重を、たわみは2点の加力点位置のたわみとスパン中

央のたわみの計3点の平均たわみである。図中には、本実験で想定した建物の長期荷重に相当する荷重を示している。

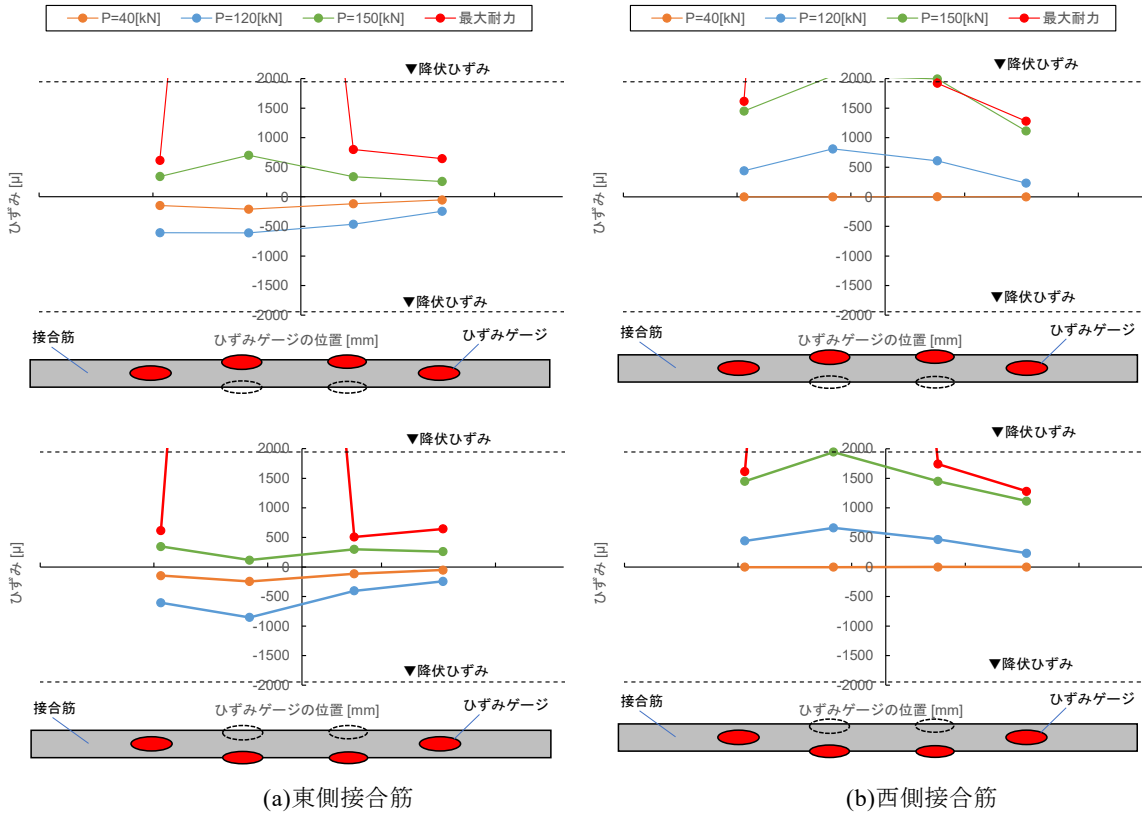


図-20 接合筋のひずみ分布 (B-c)

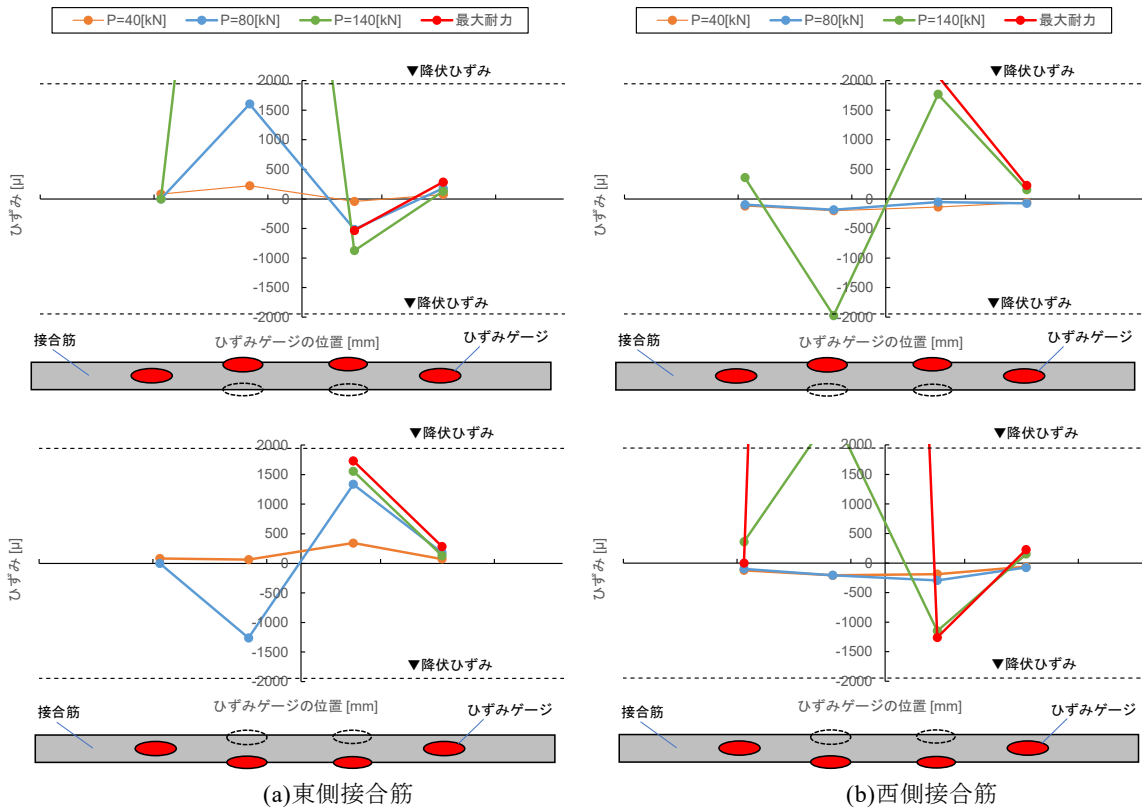


図-21 接合筋のひずみ分布 (B-s)

また、図中のダウエル強度は文献<sup>5)</sup>による以下の式(1)により算出した。

$$V_u = 1.65a_{dowel}\sqrt{\sigma_B\sigma_y} \quad (1)$$

ここで、 $V_u$ ：ダウエル強度、 $a_{dowel}$ ：接合筋1本の断面積、 $\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度、 $\sigma_y$ ：鉄筋の降伏点を示す。

なお、図中のダウエル強度(A)では  $\sigma_B$  に梁のコンクリートの圧縮強度を、ダウエル強度(B)では  $\sigma_B$  に目地モルタルの圧縮強度を用いた。図-16 より、両試験体とも長期荷重分は負担できることが明らかになった。また、接合筋がダウエル耐力に達した後に徐々に剛性が低下していることがうかがえる。

#### b) 初期剛性の比較

荷重-変形関係上の初期剛性の B-c と B-s の比較を図-17 示す。図中には、両端固定とした場合と一端をピン・他端をピンローラーとした場合の弾性剛性計算値を示している。B-c は両端固定とした場合の剛性に近く、B-s は一端ピン・一端ピンローラーとした場合の剛性に近くなっている。これより、コンクリート材料の違いよりも端部の固定度の違いによる影響の方が、両試験体の初期剛性の違いに影響を与えていたと推察される。

水平移動を許容した西側スタブの水平方向のすべり量を図-18 に示す。B-c は、荷重の増加にともないすべり量も増加している。一方、B-s のすべり量は、B-c に比べて少なかった。

#### c) 梁端部のずれおよび接合筋のひずみ分布

梁とスタブの接合部における鉛直方向のずれ量を図-19 に示す。B-c のずれ量は少なく、B-s のずれ量は大きいことが分かる。

接合筋のひずみ分布を図-20 および図-21 に示す。横軸の0点は、西側梁端部を示す。図から B-c の接合筋は、加力初期から軸方向にほぼ一様にひずんでおり、主に引張力が作用していることが分かる。他方、B-s のひずみ分布は、加力中盤から逆対称形のひずみ形状を表しており、主にダウエル力が作用していることがうかがえる。

### (3) まとめ

梁実験では、以下の知見が得られた。

- ・コンクリート試験体 (B-c)、サスティンクリート試験体 (B-s) とともに、最大耐力は長期荷重を大きく上回り、不慮の PC 鋼材破断時における長期荷重の維持が可能であることを示した。
- ・荷重-変形関係上の初期剛性の違いは、梁端部の固定度に起因していると推察される。

## 6. 結論

本実験では①T 形接合部実験、②片持ち柱実験、③L 形接合部実験、④PC 鋼棒破断時を想定した梁実験の合計4種類実施した。各実験のパラメータはコンクリート材料とし、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と、圧縮強度が同程度のセメントを使用した高強度コンクリートの2種類とした。一連の構造実験により、各コンクリート材料のヤング係数と圧縮強度の違いを考慮することで、既往の評価方法を用いて初期剛性および最大耐力の評価が可能であることが確認できた。ただし、梁実験の初期剛性の評価については、引き続き検討を続ける。

謝辞：本実験の実施および本論文の内容に関しまして、京都大学大学院准教授 谷昌典博士より多大なるご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 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），2017.8
- 2) 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，pp.10-21，2021
- 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) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針，2021.2
- 5) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説，2002



# 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—

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

### —Part1 Mechanical Characteristics and Shrinkage Properties —

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、室内試験によりフレッシュ性状、力学特性および収縮性状を確認した。その結果、1) 安定したフレッシュ性状が得られること、2) ポルトランドセメントを使用した一般的な高強度コンクリートに比べ圧縮強度は長期にわたり増進し、静弾性係数は高いこと、3) 割裂引張強度と曲げ強度はポルトランドセメントを使用した一般的な高強度コンクリートと同様に圧縮強度を指標とした推定が可能であること、4) 自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみは非常に小さいことが確認された。

**キーワード**：ポルトランドセメント不使用、低環境負荷、フレッシュ性状、力学特性、超低収縮

For practical use of ultra-low shrinkage and high strength concrete without portland cement as a precast concrete member, fresh properties, mechanical characteristics, and shrinkage properties were confirmed by laboratory tests. As a result, the followings were confirmed; 1) The fluctuation of fresh properties was small, 2) Compared to high-strength concrete, the long-term increase in compressive strength was large, and static elasticity was high, 3) The split tensile strength and bending strength can be estimated using the compressive strength as an index, as in the case of conventional high-strength concrete, 4) The self-shrinkage strain and the dry shrinkage strain were very small.

**Key Words**: Non-portland cement, Low environmental impact, Fresh properties, Mechanical characteristics, Ultra-low shrinkage

## 1. はじめに

ポルトランドセメント（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））が開発されている<sup>1),2)</sup>。STCの調合条件は、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。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についてはフェロニッ

ケルスラグ細骨材（FNS）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コンクリートである<sup>3)</sup>。

本報では、STCのうちセメントを使用しない調合（STC-RDC）を対象として、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フレッシュ性状、力学特性、クリープ性状および収縮性状を室内試験で確認した。また、圧縮強度が同程度のセメントを使用した一般的な高強度コンクリート（H-CON）にて比較検討を行った。

表-1 コンクリートの調合条件

名称	W/B [%]	s/a [%]	目標スランブフロー [cm]	空気量 [%]	W [kg/m <sup>3</sup> ]	Bの質量比率 [NC : BFA : FA : SF : EX]	EX [kg/m <sup>3</sup> ]	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 <sup>※1</sup>	LG

※1 S1:S2=50:50 (質量比)

表-2 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 <sup>3</sup> , 比表面積 : 4,400cm <sup>2</sup> /g
	FA	フライアッシュ	密度 : 2.40g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 : 5,680cm <sup>2</sup> /g
	SF	シリカフェューム	密度 : 2.26g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 : 200,000cm <sup>2</sup> /g
	EX	膨張材	密度 : 3.17g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 : 5,000cm <sup>2</sup> /g
	FNS	フェロニッケルスラグ細骨材	表乾密度 : 2.98g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率 : 2.60
	HG	硬質砂岩砕石2005	表乾密度 : 2.63g/cm <sup>3</sup> , 実積率 : 59.0%
	W	上水道水	密度 : 1.00g/cm <sup>3</sup>
	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
H-CON	NC	普通ポルトランドセメント	密度 : 3.16g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 : 3,240cm <sup>2</sup> /g
	S1	陸砂	表乾密度 : 2.60g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率 : 2.16
	S2	硅岩砕砂	表乾密度 : 2.63g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率 : 3.07
	LG	石灰砕石2005	表乾密度 : 2.74g/cm <sup>3</sup> , 実積率 : 60.0%
	W	上水道水	密度 : 1.00g/cm <sup>3</sup>
	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

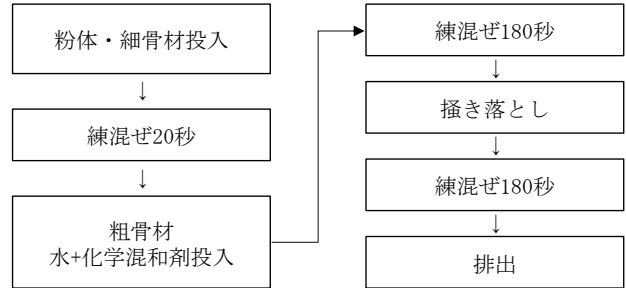


図-1 練混ぜ手順

表-3 試験項目・試験方法

試験項目	試験方法	目標値	STC-RDC	H-CON
スランブフロー	JIS A 1150	60±10cm	○	○
空気量試験	JIS A 1128	3.5±1.5% <sup>※2</sup>	○	○
温度測定	JIS A 1156	—	○	○
圧縮強度	JIS A 1108	—	○	○
割裂引張強度	JIS A 1113	—	○	○
曲げ強度	JIS A 1106	—	○	○
ヤング係数	JIS A 1149	—	○	○
圧縮クリープ	JIS A 1157	—	○	—
長さ変化率	JIS A 1129	—	○	○
乾燥収縮ひずみ	参考文献 <sup>(4)</sup>	—	○	○
自己収縮ひずみ	参考文献 <sup>(4)</sup>	—	○	○

※2 H-CONは3.0±1.0%

## 2. 試験概要

コンクリートの調合条件を表-1、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/m<sup>3</sup>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ている。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から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/m<sup>3</sup>とした。

試験項目および試験方法を表-3に示す。力学特性は、圧縮強度、静弾性係数、割裂引張強度および曲げ強度を確認した。収縮性状は、圧縮クリープ、長さ変化率に加えて、埋込型ひずみ計を用いて乾燥収縮ひずみおよび自己収縮ひずみを確認した。

## 3. 試験結果

### (1) フレッシュ性状

STC-RDCおよびH-CONのフレッシュコンクリート試験結果を表-4に、STC-RDCの各バッチにおけるスランブフローと空気量の測定結果を図-2、図-3にそれぞれ示す。また、写真-1、写真-2にSTC-RDCとH-CONのスランブフローの様子を示す。

STC-RDCはいずれのバッチにおいてもスランブフローと空気量の目標値を満たす結果となり、フレッシュ性状は安定していることが確認された。また、STC-RDCのスランブフローはH-CONと同等であった一方、50cmフロー到達および流動停止時間は長く、従来の超低水結合材比条件のコンクリートと同様の傾向となった。しかしながら、スコップによる切返し作業はそれらに比べて容易であった。



表-4 フレッシュコンクリート試験結果

コンクリート種類	バッチNo.	SP [B×%]	AF [B×0.001%]	スランプフロー [cm]	時間[sec]		空気量 [%]	練上り温度 [°C]	雰囲気温度 [°C]	
					50cm到達	流動停止				
STC-RDC	1	0.90	9.0	59.5 × 57.6	58.5	13.3	82.0	3.8	25.5	20.1
	2	0.90	9.0	57.5 × 57.4	57.5	15.0	83.6	3.7	24.5	19.9
	3	0.90	9.0	54.8 × 54.0	54.5	18.0	71.3	3.8	25.2	20.4
	4	0.90	9.0	53.2 × 51.6	52.5	27.0	58.3	4.0	24.8	19.2
	5	0.90	9.0	59.5 × 58.7	59.0	12.0	78.5	3.7	24.9	19.8
H-CON	-	1.90	-	65.0 × 61.6	63.5	3.7	4.9	1.8	30.3	23.9

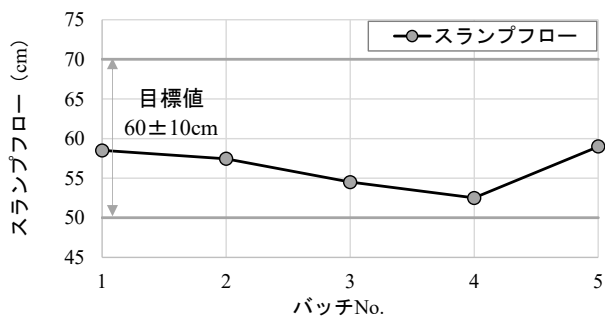


図-2 STC-RDC スランプフロー

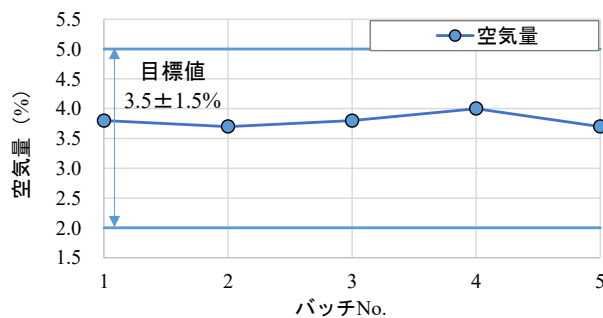


図-3 STC-RDC 空気量



写真-1 STC-RDC スランプフローの様子



写真-2 H-CON スランプフローの様子

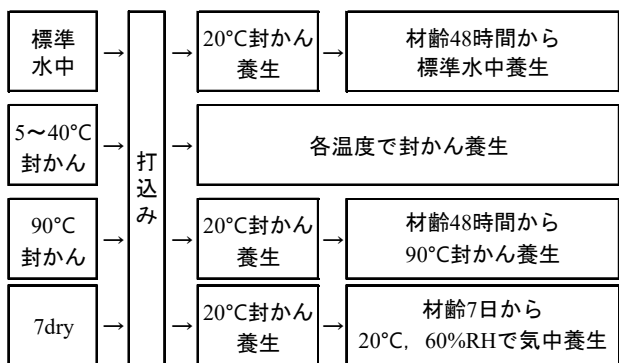


図-4 円柱供試体の養生方法

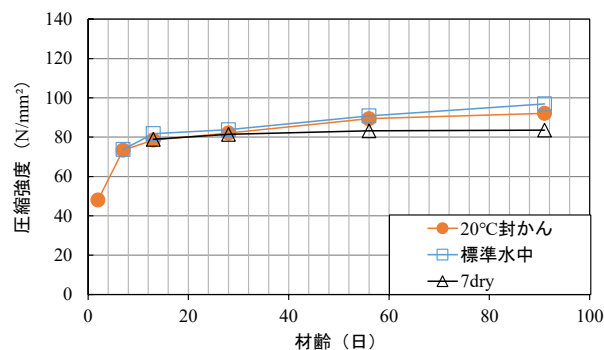


図-5 H-CON 圧縮強度試験結果

(2) 圧縮強度

円柱供試体の養生は図-4 に示す方法で行った。H-CON の圧縮強度試験を図-5 に、STC-RDC の圧縮強度試験結果を図-6 と図-7 に示す。

標準水中 28日と 91日の圧縮強度は、STC-RDCが 72.7 N/mm<sup>2</sup> と 104 N/mm<sup>2</sup>, H-CON が 83.8 N/mm<sup>2</sup> と 96.9

N/mm<sup>2</sup> となり、STC-RDCはH-CONに比べて長期的な圧縮強度の増進が大きいことが分かった。

STC-RDC 供試体の圧縮強度試験後の様子を写真-3 に示す。破壊後の供試体は円錐型になっており、一般的なセメントを使用した高強度コンクリートと同様であった。

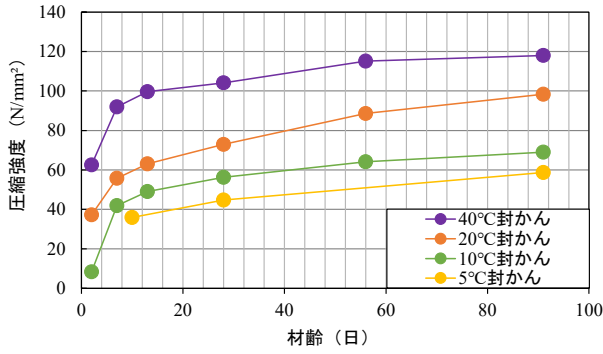


図-6 STC-RDC 圧縮強度試験結果 (封かん養生)

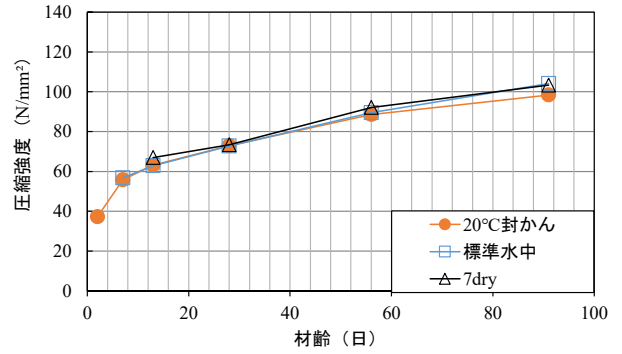


図-7 STC-RDC 圧縮強度試験結果 (温度 20°C条件)



写真-3 STC-RDC 圧縮強度試験後の供試体

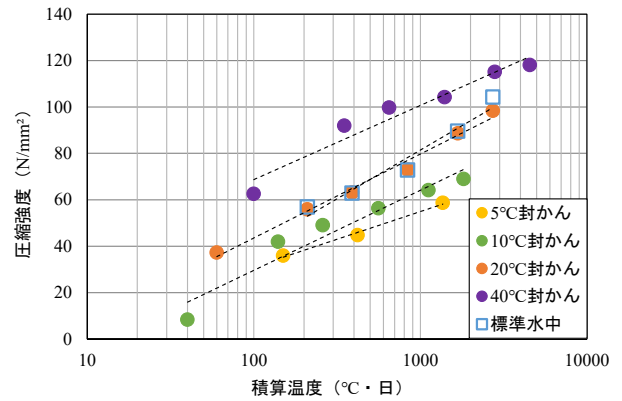


図-8 STC-RDC 積算温度と圧縮強度との関係

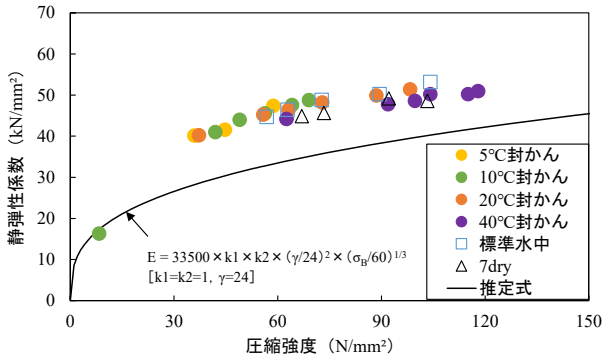


図-9 STC-RDC 圧縮強度と静弾性係数との関係

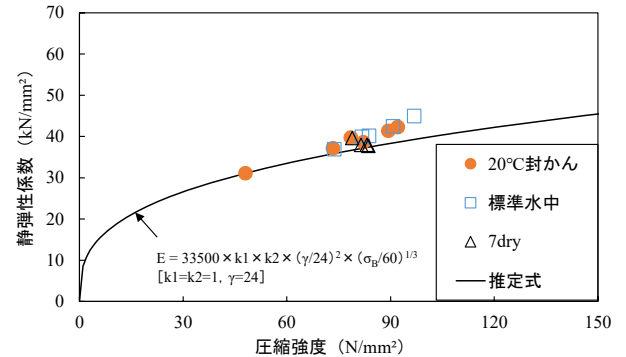


図-10 H-CON 圧縮強度と静弾性係数との関係

a) 養生温度の影響

図-6 より、5~40°C封かんの STC-RDC の圧縮強度を比較すると、従来のコンクリートと同様に、養生温度が低いと圧縮強度が低く、養生温度が高いと圧縮強度が高い結果となった。

次に、標準水中および 5~40°C封かんの STC-RDC の積算温度と圧縮強度との関係を図-8 に示す。積算温度は-10°Cを基準とする式 (1) で算出した。

$$M = \Sigma (\theta + 10) \times t \quad \dots \text{式 (1)}$$

ここに、M：積算温度 (°C・日) T：時間 (日)

θ：養生温度 (°C)

各養生条件における積算温度と圧縮強度の相関性は

高いことが確認された。しかし、全てのデータにおける積算温度を指標とした圧縮強度の統一的な評価はできず、養生温度と強度増進の関係は今後の検討課題である。

b) 水分供給条件の影響

材齢 7日 から温度 20°C、60%RH の気中養生としたものの (図中：7dry) に着目すると、図-5 より、H-CON の圧縮強度は、標準水中と 20°C封かんしたものと比較して小さくなった。一方、図-7 より、STC-RDC にそのような傾向は見られなかった。筆者らは既往の研究<sup>5)</sup>にて、水分供給の条件によらず、圧縮強度が一様に増加する特徴的な性質を確認しており、STC-RDC も同様の傾向が確認された。

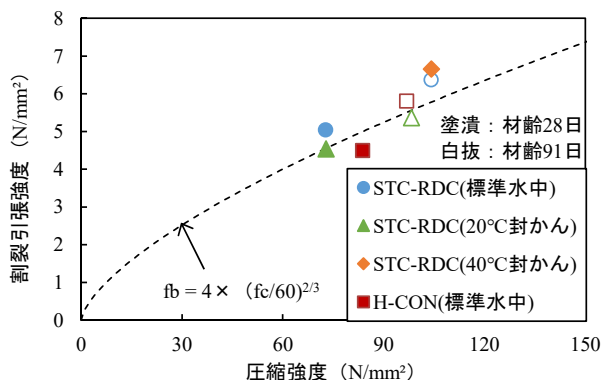


図-11 圧縮強度と割裂引張強度との関係

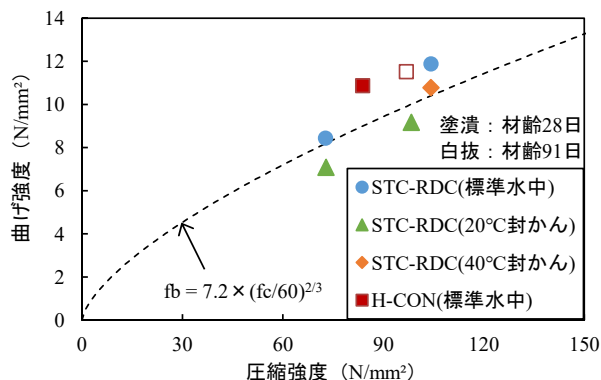


図-12 圧縮強度と曲げ強度との関係

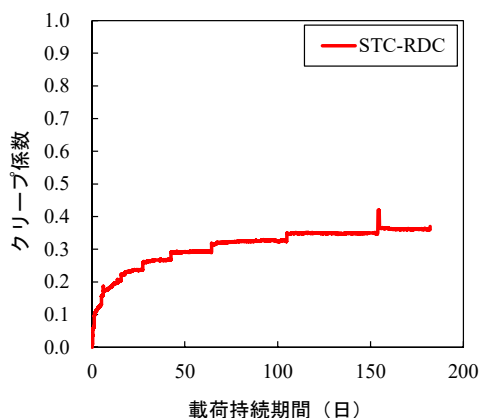


図-13 STC-RDC クリープ係数

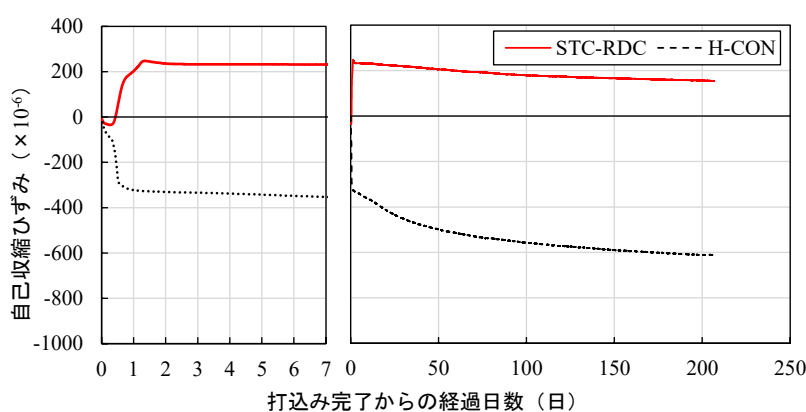


図-14 自己収縮ひずみ試験結果

### (3) 静弾性係数

圧縮強度と静弾性係数との関係を図-9、図-10に示す。H-CONの静弾性係数はJASS 5に示される推定式<sup>6)</sup>の近傍にプロットされた。一方、STC-RDCの静弾性係数は推定式より与えられた値よりも高い結果となり、STC-RDCは、圧縮強度が同程度のセメントコンクリートに比べて静弾性係数が高いことが分かった。

### (4) 割裂引張強度、曲げ強度

割裂引張強度試験および曲げ強度試験は材齢28、91日に行った。STC-RDCは標準水中、20°C封かんおよび40°C封かん、H-CONは標準水中とし、養生方法は図-4に示すものとした。なお、STC-RDCの40°C封かんは材齢28日のみ試験を実施した。

圧縮強度と割裂引張強度との関係を図-11に、圧縮強度と曲げ強度との関係を図-12に示す。併せて、高強度コンクリートの圧縮強度と各強度の推定式<sup>7)</sup>をそれぞれの図中に示す。

STC-RDCとH-CONの圧縮強度と各強度との関係は、おおむね同様の傾向にあり、STC-RDCの割裂引張強度と曲げ強度は、従来の高強度コンクリートと同じように、圧縮強度を指標として推定できることが分かった。

### (5) クリープ性状

クリープ試験はJIS A 1157に準拠し、φ100×200mmの円柱供試体を用いた。打込み直後から材齢48時間まで20°C環境で静置し、材齢7日まで標準水中を行った。その後、温度20°C、60%RHの環境で養生を行い、材齢28日から荷重を開始した。荷重応力度は、クリープ試験用供試体と同一養生を行った円柱供試体の圧縮強度の1/3とした。なお、試験はSTC-RDCのみで行った。

算出したクリープ係数を図-13に示す。STC-RDCのクリープ係数は荷重持続期間182日でおおよそ0.4となった。

### (6) 収縮性状

#### a) 自己収縮ひずみ

20°C封かん条件における自己収縮ひずみを図-14に示す。供試体寸法は□100×400mmとし、熱電対内蔵埋込型ひずみ計で測定した。ひずみの起点は打込み直後とし、線膨張係数を $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と仮定して見掛けの温度ひずみを除去した。

H-CONの材齢182日の自己収縮ひずみは約 $600 \times 10^{-6}$ となった。一方、STC-RDCは初期に膨張側に挙動し、その後、わずかに収縮側に挙動する結果となった。

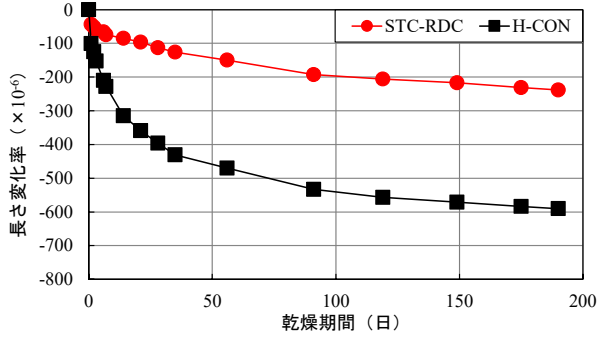


図-15 長さ変化率試験結果

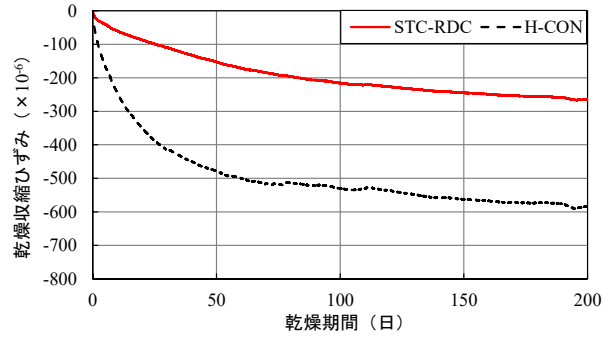


図-16 乾燥収縮ひずみ試験結果

b) 長さ変化率, 乾燥収縮ひずみ

JIS A 1129-2 に準じて測定した長さ変化率を図-15 に示す。供試体は材齢2日から20℃の水中に浸漬し、材齢7日から温度20℃、60%RHの環境(気中環境)に存置した。また、前述した自己収縮ひずみの測定と同じ条件の供試体を、材齢7日から封かんを解いて温度20℃、60%RHの環境に存置した際の、乾燥開始時点を起点としたひずみ変化を図-16に示す(乾燥収縮ひずみと称する)。

乾燥期間182日の長さ変化率と乾燥収縮ひずみを見ると、H-CONでは約 $600 \times 10^{-6}$ 、STC-RDCでは約 $250 \times 10^{-6}$ となり、STC-RDCの収縮ひずみは非常に小さいことが確認された。乾燥期間272日における長さ変化率試験用供試体を写真-4に示す。STC-RDCの外観は脱枠時のきれいで平滑な状態からほとんど変化はなく、微細な表面ひび割れも確認されていない。

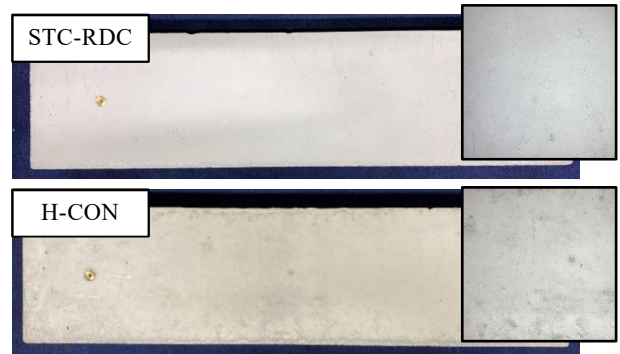


写真-4 乾燥期間272日 長さ変化率試験用供試体

謝辞：本報告にあたり、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。ここに深く感謝申し上げます。

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) 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
- 5) T.Matsuda ほか：Properties and Hardening Mechanism of Ultralow Shrinkage and High Strength Zero-Cement-Concrete, 17th fib Symposium Proceedings 2020
- 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) 野口貴文，友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集 第472号，pp.11-16, 1995.6

4. まとめ

以下に、STC-RDCの各試験結果のまとめを示す。

- ① 水結合比が同程度の超高強度コンクリートと同様のフレッシュ性状であり、安定した製造が可能であることが確認された。
- ② 従来のコンクリートと同様に養生温度が高いほど圧縮強度が増加する傾向であるが、積算温度を指標とした圧縮強度の統一的な評価は難しい。
- ③ 一般的な高強度コンクリートに比べて長期強度の増進が大きい。
- ④ 圧縮強度が同程度のコンクリートに比べて、静弾性係数が高い。
- ⑤ 割裂引張強度と曲げ強度は高強度コンクリートと同様に圧縮強度を指標とした推定が可能である。
- ⑥ クリープ係数は載荷持続期間182日で約0.4となった。
- ⑦ 自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみは非常に小さい。

# 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—

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

### —Part2 Carbonation Resistance and Spalling Properties—

R&Dセンター 小宮 克仁 KATSUHIKO 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

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、中性化抵抗性と爆裂性状を室内試験で確認した。実験の結果、中性化の進行は従来のセメントコンクリートと同様であり、既往の中性化速度式を用いて評価可能であることが示唆された。爆裂性状は、一般的な高強度コンクリートと同様に、所定量のポリプロピレン繊維と鋼繊維を混入することで抑制できた。また、圧縮強度が高く、含水率の低い条件で爆裂による損傷が小さくなった。

**キーワード：**ポルトランドセメント不使用、低環境負荷、高強度コンクリート、中性化、爆裂、鋼繊維、ポリプロピレン繊維

In this study, practical application of ultra-low shrinkage and high-strength concrete that does not use portland cement, carbonation resistance and spalling properties were confirmed by laboratory tests. As a result of the experiment, it was suggested that the progress of carbonation is similar to that of conventional cement concrete and can be evaluated using the carbonation rate equation. The spalling properties were able to suppress by mixing a predetermined amount of polypropylene fiber and steel fiber as in the case of conventional high-strength concrete. In addition, the damage caused by the spalling was reduced under the conditions of high compressive strength and low water content.

**Key Words:** No-portland cement, Low environmental impact, High strength concrete, Carbonation, Spalling, 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。そのなかでもコンクリート分野においては、一般的なコンクリートの材料であるセメントが、製造時に大量の二酸化炭素（セメント1トン当たり二酸化炭素758kg）を発生させることが知られている<sup>1)</sup>。

そのような背景の中、筆者らはポルトランドセメン

ト（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<sup>2),3)</sup>。本論文では、STCのうちセメントを使用しない具体的な調合（STC-RDC）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、この調合条件における中性化抵抗性と爆裂性状に着目した検討を行った。

中性化はコンクリートの耐久性の観点から重要な現象の一つであり、STC-RDCの実構造物への適用を検討

表-1 使用材料

種類	記号	種類	物性等	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 <sup>3</sup> , 比表面積: 4,400cm <sup>2</sup> /g SO <sup>3</sup> 量: 2.1%	STC-RDC	PP2	ポリプロピレン繊維	密度: 0.91 g/cm <sup>3</sup> , 繊維長さ: 2mm, 繊維径: 18μm
	FA	フライアッシュ	密度: 2.40g/cm <sup>3</sup> , 比表面積: 5,680cm <sup>2</sup> /g		F15	鋼繊維	密度: 7.85 g/cm <sup>3</sup> , 繊維長さ: 15mm, 繊維径: 0.2mm
	SF	シリカフェーム	密度: 2.26g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 (BET法): 200,000cm <sup>2</sup> /g		DRA	鋼繊維	密度: 7.85 g/cm <sup>3</sup> , 繊維長さ: 30mm, 繊維径: 0.62mm
	EX	膨張材	密度: 3.17g/cm <sup>3</sup> , 比表面積: 5,000cm <sup>2</sup> /g	H-CON	NC	普通ポルトランドセメント	密度: 3.16g/cm <sup>3</sup> , 比表面積: 3,240cm <sup>2</sup> /g
	FNS	フェロニッケルスラグ細骨材	表乾密度: 2.98g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率: 2.60		S1	陸砂	表乾密度: 2.60g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率: 2.16 茨城県潮来市島須産
	HG	硬質砂岩砕石2005	表乾密度: 2.63g/cm <sup>3</sup> , 実積率: 59.0% 栃木県鹿沼産		S2	硅岩砕砂	表乾密度: 2.63g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率: 3.07 栃木県佐野市関馬町産
	W	上水道水	密度: 1.00g/cm <sup>3</sup>		LG	石灰砕石2005	表乾密度: 2.74g/cm <sup>3</sup> , 実積率: 60.0% 栃木県栃木市錦山町産
	SP1	高性能減水剤	ポリカルボン酸系		W	上水道水	密度: 1.00g/cm <sup>3</sup>
	AF	消泡剤	アルキルエーテル系		SP2	高性能AE減水剤遅延形	ポリカルボン酸エーテル系

表-2 コンクリートの調合条件

試験名	試験体名	W/B [%]	s/a [%]	目標スランプフロー [cm]	空気量 [%]	W [kg/m <sup>3</sup> ]	Bの質量比率 [NC : BFA : FA : SF : EX]	EX [kg/m <sup>3</sup> ]	S	G	繊維混入率 [vol%]		
											合成繊維		鋼繊維
											PP2	F15	DRA
実験シリーズ I 中性化	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
実験シリーズ II 耐火性能	STC-RDC-Base	15.0	60.3	60±10	3.5	130	0 : 0.550 : 0.300 : 0.150 : 0	20 <sup>*1</sup>	FNS	HG	0	0	0
	STC-RDC-PP2-F15 1.0										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

\*1 外割, \*2 S1:S2=50:50(質量比)

するにあたっては、STC-RDC の中性化についての特性を把握しておくことが必要である。

爆裂は、特に高強度コンクリートにおいて、火災等に起因する加熱により表層部分のコンクリートが剥離、飛散する現象である。これは、組織が緻密になり圧縮強度が高くなるほど生じやすい、また、コンクリート中の含水率の影響も大きく、含水率が高いほど爆裂が生じやすいといわれている<sup>4),5)</sup>。高強度コンクリートの爆裂抑制の方法としては、コンクリート中に合成繊維と鋼繊維を混入する技術が広く知られている<sup>6)</sup>。しかし、ポルトランドセメントを使用しない条件で硬化した水和生成物に対する爆裂性状とその抑制に関する知見は少なく、STC-RDCにおける爆裂性状の検討は重要である。

以上の背景から本研究では、STC-RDC に関して、中性化抵抗性に関しては促進中性化試験を行い、材齢 28 日の圧縮強度と同程度の一般的な高強度コンクリート (H-CON) との中性化深さを比較した。爆裂性状に関しては、合成繊維と鋼繊維の種類と混入率を水準とし、

爆裂試験を行った。

## 2. 試験条件

コンクリートの使用材料を表-1 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)、膨張材 (EX) とした。BFA は JISA6201 に適合する高炉スラグ微粉末 4000 を使用し、FA は JISA6202 に適合するフライアッシュ I 種を使用した。細骨材は、フェロニッケルスラグ細骨材 (FNS) を使用した。粗骨材は最大粒径が 20mm の硬質砂岩砕石 (HG) とした。高性能減水剤 (SP1) は、JISA6204 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、繊維長さが 2mm のポリプロピレン繊維 (PP2)、繊維長さが 15mm、ストレート形状の鋼繊維 (F15)、繊維長さが 30mm、フック形状の鋼繊維 (DRA) を使用した。

表-3 フレッシュ試験結果

試験名	試験体名	SP [B×%]	AF [B× 0.001%]	スランブフロー[cm]	時間 [sec]		空気量 [%]	練上り温度 [°C]	雰囲気温度 [°C]
					50cm到達	流動停止			
実験シリーズ I 中性化	STC-RDC	0.90	9.0	59.0	12.0	79	3.7	24.9	19.8
	H-CON	1.90	-	63.5	3.7	4.9	1.8	30.3	23.9
実験シリーズ II 耐火性能	STC-RDC-Base	0.90	7.0	57.5	13.1	69.1	3.9	23.9	19.8
	STC-RDC-PP2-F15 1.0	1.00	9.0	43.5	-	91.5	3.9	23.3	19.6
	STC-RDC-PP2-DRA0.5	1.10	9.0	63.7	15.9	213	4.2	23.9	20.0
	STC-RDC-PP2-DRA1.0	1.10	13.0	54.3	25.8	94.1	3.6	24.2	19.9

H-CON は結合材を普通ポルトランドセメント (NC) とし、細骨材は陸砂 (S1) と硅岩砕砂 (S2)、粗骨材は石灰碎石 (LG) とした。高性能 AE 減水剤 (SP2) は JISA6204 に適合するポリカルボン酸系のものを使用した。コンクリートの調合条件を表-2 に示す。STC-RDC は水結合材比 (W/B) を 15.0%, 単位水量を 130kg/m<sup>3</sup> とした。また、実験シリーズ I (中性化) では、膨張材は結合材中に含めた。実験シリーズ II (爆裂性状) では、膨張材、合成繊維、鋼繊維は体積外割りで混入した。このため、実験シリーズ I の W/B は膨張材込みの条件、実験シリーズ II における W/B は膨張材を含めない条件で W/B15.0%としている。練混ぜは、公称容量 100L の強制二軸ミキサを使用して、図-1 に示す手順で行った。

H-CON は市中の生コン工場で製造したレディーミクストコンクリートとした。材齢 28 日における圧縮強度が STC-RDC と同程度になるよう呼び強度 71 の配合を選定した。W/B は 28.6%, 単位水量は 170kg/m<sup>3</sup> である。

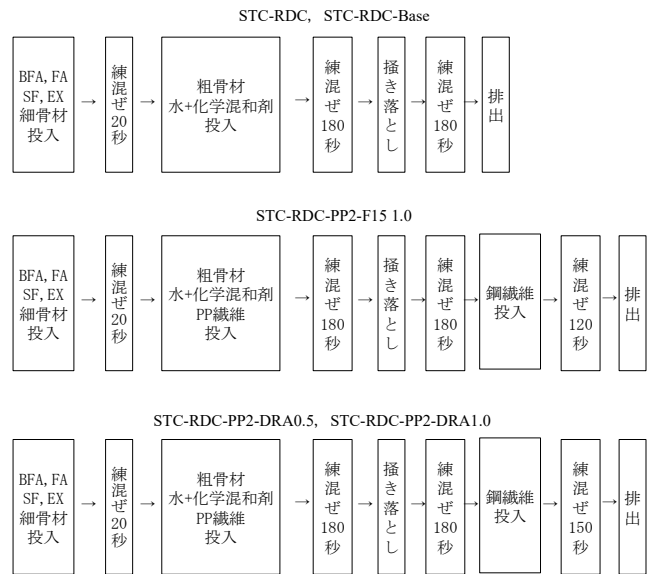


図-1 STC-RDC の練り混ぜ手順

ここで、X:中性化深さ(mm), A:促進中性化速度係数 (mm/√週), t:時間(週)とした。

### 3. 試験概要

#### (1) フレッシュ試験

フレッシュ試験はスランブフロー (JISA1150 に準拠), 空気量試験 (JISA1128 に準拠), 温度測定 (JISA1156 に準拠) を行った。

#### (2) 促進中性化試験

中性化抵抗性は、JIS A 1153 に準拠した促進中性化試験により確認した。試験体は 100×100×400mm の角柱体とした。材齢 4 週まで標準水中養生、8 週まで 20°C, 60%RH 環境下で気中養生を行い、7-8 週の間促進面以外をアルミテープで気泡の無いように覆った。その後、20°C, 60%RH, CO<sub>2</sub> 濃度 5%環境下に静置し、促進期間 29, 58, 93, 188 日に中性化深さの測定を行った。また、促進中性化速度係数の算出には次に示す式(1)、いわゆる√t則を用いた。

$$X = A\sqrt{t} \quad (1)$$

#### (3) 爆裂性状

##### a) 爆裂試験

爆裂試験は JCI-S-014-2018 を参考に、既往の文献<sup>7)</sup>と同様の手順で行った。耐火炉は水平耐火試験炉 (炉内寸法: 幅×奥行×高さ=4000×4000×3500mm) を使用した。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た。既往の研究によると、コンクリートの爆裂は加熱 30 分以内に大方終了するケースが多いことが確認されている<sup>4)</sup>。このため、本実験においても加熱時間は加熱初期に発生する爆裂現象を確認するため、30 分とした。加熱終了後は試験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。

##### b) 試験体

試験体は文献<sup>6)</sup>と同様に、100×100×400mm の角柱体とし、中心に異形棒鋼 (D19) を設置した。D19 の両端

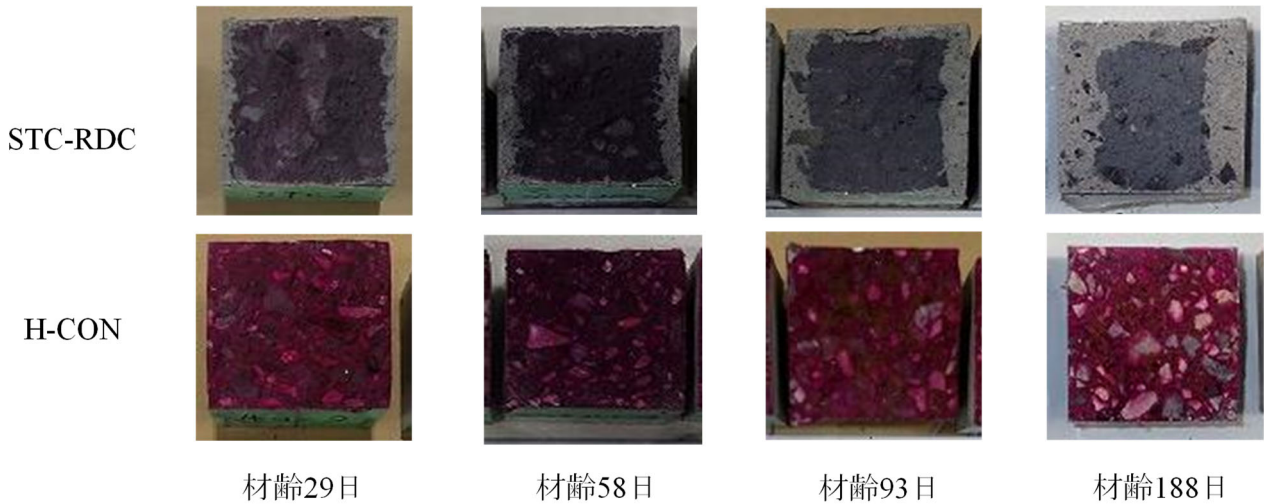


写真-1 促進中性化試験後のフェノールフタレイン溶液を噴霧した試験体の色の違い

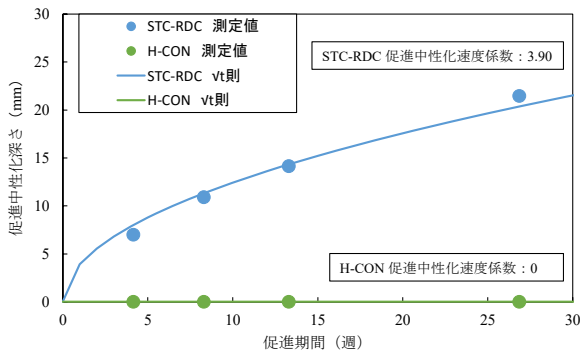


図-2 促進期間と促進中性化深さとの関係

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 の範囲を耐火ブランケットにより被覆した。

c) 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℃封かんとした。条件 B は、供試体作製後 20℃封かんとし、注水から 48 時間後に 40℃封かんとした。条件 A、B ともに材齢 28 日で脱型し、20℃、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 日、条件 B で材齢 92 日とした。

d) 爆裂試験後の評価

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。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）とした。測定にはレーザー変位計を用いて深さ方向の測定を行った。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）で除した値を爆裂面積率とした。含水率は JIS A 1476 に準拠し、爆裂試験の試験体と同一養生を行った φ100×200mm の円柱供試体を用いて計測した。

4. フレッシュ試験結果

表-3 にフレッシュ試験結果を示す。STC-RDC のスランプフローに着目すると、STC-RDC-PP2.0-F151.0 のスランプフロー値が 43.5cm と目標値の範囲外となったが、その他の水準は目標値の範囲内となった。空気量は全ての水準で目標値の範囲内となった。また、H-CON のスランプフローと空気量は目標値の範囲内であった。

5. 促進中性化試験結果

促進中性化試験の結果を図-2 に示す。図中には測定結果を式(1)に最小二乗法で近似した曲線を併記した。STC-RDC の結果を見ると、促進期間の経過とともに中性化深さが大きくなった。また、促進期間の平方根との比例関係が確認され、従来のコンクリートと同様に√t 則を用いた評価ができると考えられる。H-CON の結果を見ると、促進期間 26 週においても中性化深さは 0cm であり、指針<sup>8)</sup>などで示されている通りの結果となった。√t 則より得られた促進中性化速度係数は、STC-RDC、H-CON でそれぞれ 3.93、0 となった。なお、ここで比較している 2 水準の材齢 28 日の圧縮強度は、STC-RDC が 73N/mm<sup>2</sup>、H-CON が 84N/mm<sup>2</sup>であった。

また、フェノールフタレイン 1%溶液を噴霧した際の割裂面の状況を写真-1 に示す。H-CON と比べ STC-RDC のフェノールフタレイン溶液による呈色反応の色が薄いことから pH 値が低いことがわかる<sup>9)</sup>。pH 値が低いこと



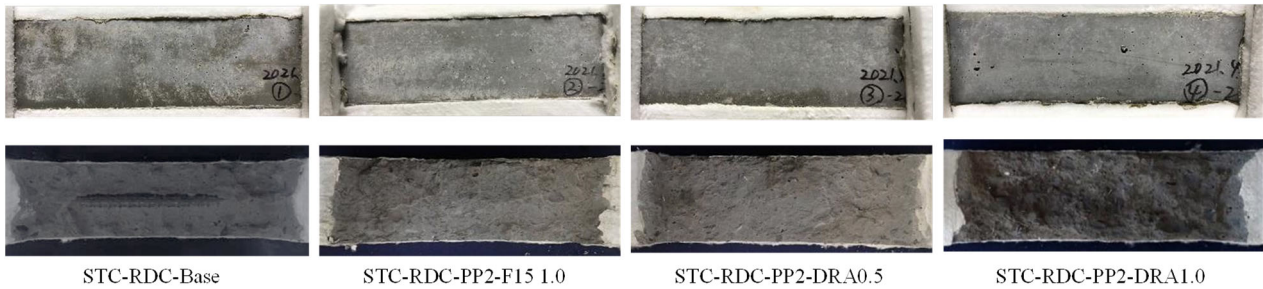


写真-2 条件 A (28d20°C封かん→20°C60%RH 気中) 供試体  
 爆裂試験後の試験体状況 (上段: 爆裂試験前, 下段: 爆裂試験後)

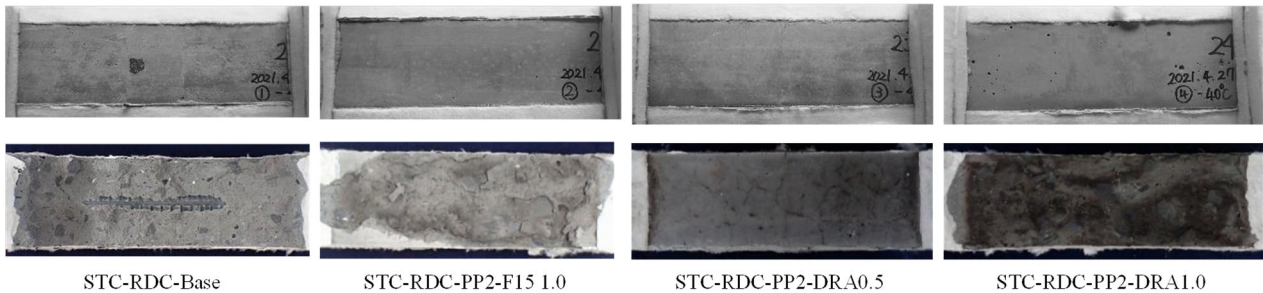


写真-3 条件 B (48h20°C封かん→28dまで40°C封かん→20°C60%RH 気中) 供試体  
 爆裂試験後の試験体状況 (上段: 爆裂試験前, 下段: 爆裂試験後)

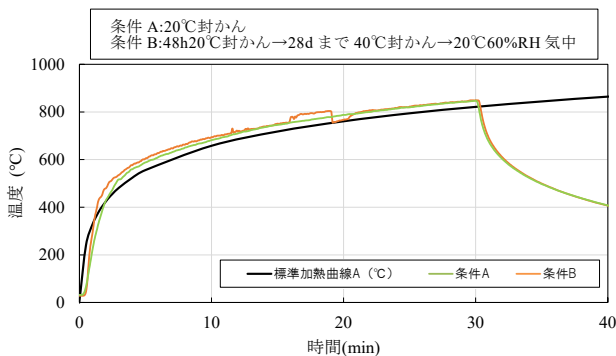


図-3 炉内温度測定結果

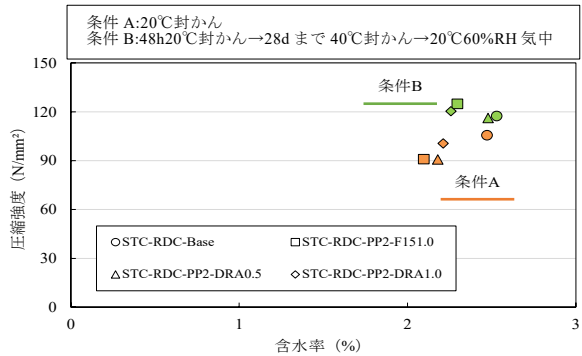


図-4 含水率と圧縮強度との関係

が鉄筋の保護性能に与える影響については、STC-RDCの組織の緻密性も考慮し評価する必要があり、今後の研究課題としたい。なお、STC-RDCの中性化深さは、色の変化している箇所を中性化部と未中性化部の境界であるとみなして測定を行った。

## 6. 爆裂試験結果

爆裂試験時の炉内温度の測定結果を図-3に示す。図中には標準加熱曲線Aを併記した。炉内温度は標準加熱曲線Aとおおむね一致していた。圧縮強度と含水率との関係を図-4に示す。条件Bは条件Aと比較し、圧縮強度は高く、含水率は同等もしくは多少大きい結果が得られた。また、条件Aの含水率は2.1-2.5%、圧縮強度は90-106N/mm<sup>2</sup>、条件Bの含水率は2.3-2.5%、圧縮強度は

116-125N/mm<sup>2</sup>の範囲にあり、Baseの含水率が最も大きい傾向を示した一方、繊維の種類や混入率の違いが圧縮強度と含水率に与える影響は小さかった。

また、火災中に爆裂により鉄筋が露出すると、鉄筋の温度が著しく上昇することで降伏点が低下し、構造耐力上危険になることが考えられる。このため、本検討では鉄筋の露出の有無にも着目した。爆裂試験後の試験体を写真-2, 3に示す。STC-RDC-Baseは、養生条件によらず爆裂が発生し、鉄筋が露出していた。一方、繊維を混入した水準は、爆裂は生じているが、鉄筋が露出しているものはなかった。一般的に、含水率が3-4%以下の場合、爆裂が生じにくくなるが、W/B=35.0%以下の範囲では含水率4%以下でも爆裂が生じるとされており<sup>10)</sup>、本試験の水準においても爆裂が生じる結果となった。

PP繊維混入率と最大爆裂深さ、平均爆裂深さ、爆裂

面積率の関係を図-5 に示す。条件 A と比較し、条件 B では最大爆裂深さ、爆裂面積率のどちらも小さい値を示す傾向となった。今回の試験体はかぶり厚さが 40mm であり、条件 A においては STC-RDC-PP2.0-DRA1.0 以外、条件 B は STC-RDC-Base のみ最大爆裂深さがかぶり厚さを上回り、鉄筋が露出する結果となった。今回の試験結果においては、圧縮強度が高いほうが爆裂による損傷が小さくなる傾向が見られた。圧縮強度と爆裂の関係が一般的な高強度コンクリートとは異なる性状が得られたが、その詳しいメカニズムに関しては今後の課題とする。なお、平均爆裂深さに関しては最大爆裂深さと同様の傾向を示した。

本試験の結果、STC-RDC は従来の高強度コンクリートと同様<sup>1)</sup>に繊維を混入することで、鉄筋が露出しない程度まで爆裂を抑制できることが分かった。

## 7. 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) の中性化抵抗性と爆裂性状を実験で確認し、本実験の範囲内で以下のことが分かった。

- ① STC-RDC はセメントを使用したコンクリートと同様に中性化が進行し、その中性化深さは $\sqrt{t}$ 則を用いた評価が可能だと考えられる。
- ② STC-RDC の爆裂は、従来の高強度コンクリートと同様に繊維を混入することで抑制できた。
- ③ STC-RDC の爆裂による損傷は、圧縮強度が高い方が小さくなった。

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) 森田武：コンクリートの爆裂とその防止対策，コンクリート工学，Vol.45, No.9, pp87-91, 2007.
- 5) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，

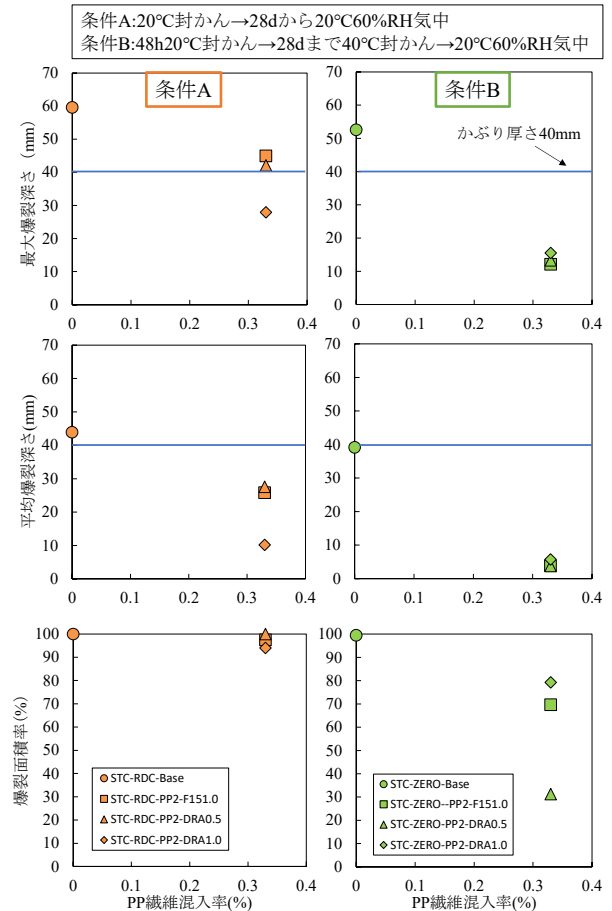


図-5 PP 繊維混入率と最大爆裂深さ、平均爆裂深さ、爆裂面積率との関係

pp.98-109, 2009.

- 6) 三井健郎ほか：ハイブリッド型繊維補強を用いた設計基準強度 150~200N/mm<sup>2</sup> 超高強度・高性能コンクリートの強度発現、じん性と耐火性能に関する研究，材料，Vol.60, No.8, pp.701-708, 2011. 8
- 7) 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.
- 8) 鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針・同解説，日本建築学会，2016.
- 9) 平松茂樹ほか：「化学」の授業で色の変化を見る — 酸塩基指示薬を中心に —，化学と教育，Vol.65, No.8, pp.396-399, 2017.
- 10) 日本コンクリート工学会：高温環境下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，pp.60-72, 2017. 9
- 11) 森田武ほか：火災時における高強度コンクリート部材の爆裂性状の改善に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.544, pp.171-178, 2001.

# 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—

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

### —Part3 Manufacturing Experiments using Actual Full-scale Mixer—

R&D センター	峯 竜一郎	RYUICHIRO MINE
R&D センター	臺 哲義	AKIYOSHI DAI
R&D センター	坂本 遼	RYO SAKAMOTO
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を実用化するため、プレキャスト工場の実機ミキサを用いた製造実験（夏期、標準期、冬期）を行った。柱部材を模擬したブロック試験体（断面寸法：400×400mm, 1,000×1,000mm）を作製し、脱型後の乾湿条件や断熱材被覆などの養生条件が部材温度および部材コアの強度発現に与える影響を確認した。実験の結果、スランプフローと空気量は打込み時期の違いによらず安定していた。部材の温度は従来の高強度コンクリートと比べ低くなり、養生温度が低いと部材コアの圧縮強度が小さくなった。断熱材被覆養生を施すことで強度発現が促進され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、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、製造方法

Manufacturing experiments (summer, standard period, winter) of ultra-low shrinkage and high strength concrete without portland cement were conducted using an actual full-scale mixer of a precast concrete factory. Mass blocks (cross-sectional dimensions: 400×400mm, 1,000×1,000mm) simulating column members were prepared, and the effects of curing conditions such as wet and dry conditions after demolding and adiabatic foams on the member temperature and the strength development of the member core were investigated. As a result, the slump flow and the amount of air were stable without being affected by the season of manufacture. The temperature of the members was lower than that of conventional high-strength concrete. The compressive strength of the member cores decreased when the curing temperature was low. Strength development was promoted by covering the members with adiabatic foams curing.

**Key Words:** Non-portland cement, Low environmental impact, Concrete for precast members, High strength concrete, Manufacturing method

#### 1. はじめに

ポルトランドセメント（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））が開発されている<sup>1),2)</sup>。

筆者らは、STCのうち、ポルトランドセメントを使用しない調査を対象として、プレキャストコンクリート部材としての実用化に向けた検討を行っており、本論文集（三井住友建設技術研究開発報告 No.20）では、3編の報告を行っている。その1では「力学特性と収縮性状」

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 <sup>3</sup> , 比表面積：4,400cm <sup>2</sup> /g
FA	フライアッシュ	密度：2.40g/cm <sup>3</sup> , 比表面積：5,680cm <sup>2</sup> /g
SF	シリカフェーム	密度：2.26g/cm <sup>3</sup> , 比表面積：200,000cm <sup>2</sup> /g
EX	膨張材	密度：3.17g/cm <sup>3</sup> , 比表面積：5,000cm <sup>2</sup> /g
FNS	フェロニッケル スラグ細骨材	表乾密度：2.98g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率：2.60
HG	硬質砂岩砕石2005	表乾密度：2.63g/cm <sup>3</sup> , 実績率：59.0%
W	水	密度：1.00g/cm <sup>3</sup>
SP	高性能減水剤I種	ポリカルボン酸系

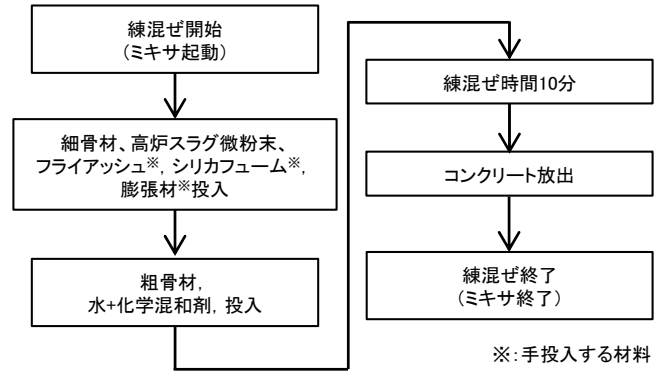


図-1 コンクリートの練混ぜ手順

表-2 コンクリートの調査条件

記号	W/B [%]	s/a [%]	目標 スランプ フロー [cm]	目標 空気量 [%]	W [kg/m <sup>3</sup> ]	Bの質量比率 [NC : BFA : FA : SF : EX]	EX [kg/m <sup>3</sup> ]	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

について、その2では「中性化抵抗性と爆裂性状」について、本報ではその3として「実機ミキサを使用した製造実験」について報告する。

対象とした具体的な調査 (STC-RDC) で、プレキャスト工場の実機ミキサを用いて、プレキャスト部材の製造を想定した実機試験を行い、製造方法・フレッシュ性状・硬化後の性状の確認を行った。なお、実機試験は打込み時期の影響を確認するため、夏期 (8月)、標準期 (10月)、冬期 (1月) に行った。

## 2. 使用材料とコンクリートの調査条件

使用材料を表-1に示す。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)、膨張材 (EX) とした。高炉スラグ微粉末は4000ブレーン相当のものを使用した。細骨材は、フェロニッケルスラグ細骨材 (FNS) を使用した。粗骨材は最大粒径が20mmの硬質砂岩砕石 (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を使用した。コンクリートの調査条件を表-2に示す。水結合材比 (W/B) を15.0%、単位水量を130kg/m<sup>3</sup>とした。結合材は表中に記載の質量比率で計量を行った。

## 3. 実験方法

### (1) 練混ぜ手順

実機ミキサによる練混ぜ手順を図-1に示す。まず、砂、高炉スラグ微粉末、フライアッシュ、シリカフェーム、膨張材を投入した。なお、フライアッシュ、シリカフェーム、膨張材は手投入としている。次に粗骨材、水、高性能減水剤を投入し、練混ぜを開始した。練混ぜ時間は10分とし、ミキサ負荷電力が安定していることを目視で確認し、ミキサから排出した。排出後、ただちにフレッシュ試験を行い、スランプフローと空気量が目標値の範囲内であることを確認後に円柱供試体の作製および柱模擬部材の打込みを行った。なお、夏期、標準期は3バッチ、冬期は5バッチの練混ぜを行った。

### (2) 柱模擬部材の種類と養生方法

実機試験の柱模擬部材種類と養生条件を表-3に示す。断面寸法が強度発現に与える影響を確認するため、柱模擬部材の断面寸法を□1,000×1,000mm (以下、□1000) と□400×400mm (以下、□400) の2水準とした。部材の高さ寸法は、h=1,000mmとした。また、養生温度と湿潤養生が強度発現へ与える影響を確認するため、コンクリート打込み後、次に示す3つの養生を行った。

- ① 材齢3日で脱枠→保水養生テープを4側面に貼り付け→材齢21日まで湿潤養生。

表-3 柱模擬部材の種類と養生条件

記号	□1000- h1000	□1000- h1000-ad	□400- h1000	□400- h1000-ad	□400- h1000-Air	
寸法 [mm]	□1000× 1000× h1000	□1000× 1000× h1000	□400×400 ×h1000	□400×400 ×h1000	□400×400 ×h1000	
型枠材の種類	鋼製	鋼製	木合板	木合板	木合板	
断熱材厚さ [mm]	0	200	0	200	0	
養生条件	材齢3日で脱枠→材齢21日まで湿潤養生				材齢3日 で脱枠→ 気中養生	
養生条件の詳細	材齢3日 まで	鋼製	鋼製 +断熱材	木合板	木合板 +断熱材	木合板
	材齢3日 ～21日	保水養生 テープ	保水養生 テープ +断熱材	保水養生 テープ	保水養生 テープ +断熱材	気中養生
	材齢21日 以降	気中養生	気中養生	気中養生	気中養生	

- ② 6面を厚さ 200mm の断熱材で被覆→材齢 3 日  
 で脱枠→4 側面に保水養生テープを貼り付け、  
 6面を断熱材で被覆→材齢 21 日まで湿潤養生  
 と保温養生。
- ③ 材齢 3 日で脱枠→その後気中養生。

なお、柱模擬部材の打込み・締固めは、一般的な高強度コンクリートと同様に、ホッパーを用いて打込み、棒形振動機を用いて締固めを行った。

### (3) 柱模擬部材のコアの採取位置と温度測定方法

柱模擬部材のコア供試体の採取位置と温度測定位置の一例を図-2に示す。コア供試体の採取は JIS A 1107 に準拠した。採取位置は、断面寸法□1000 の柱模擬部材では 1 材齢につき中心部と端部の 2 箇所から採取した。断面寸法□400 の柱模擬部材は 1 材齢につき 1 箇所とした。

温度測定箇所は断面寸法□1000 と□400 のどちらも部材の中心部（中心部）と端部から約 50mm の箇所（端部）とし、高さは部材の中心部（h=500mm）とした。温度測定の基点は打込み完了時とした。

### (4) 圧縮強度試験

円柱供試体の圧縮強度試験は、JIS A 1108 に準拠した。円柱供試体の養生条件は標準水中、20℃封かん、40℃封かんの3水準とした。標準水中と40℃封かんは供試体作製後に20℃封かん養生とし、注水から48時間後に所定の養生を開始した。

柱模擬部材のコア供試体は JIS A 1107 に準拠した。圧縮強度試験は材齢 28, 56, 91 日の 3 材齢で行った。

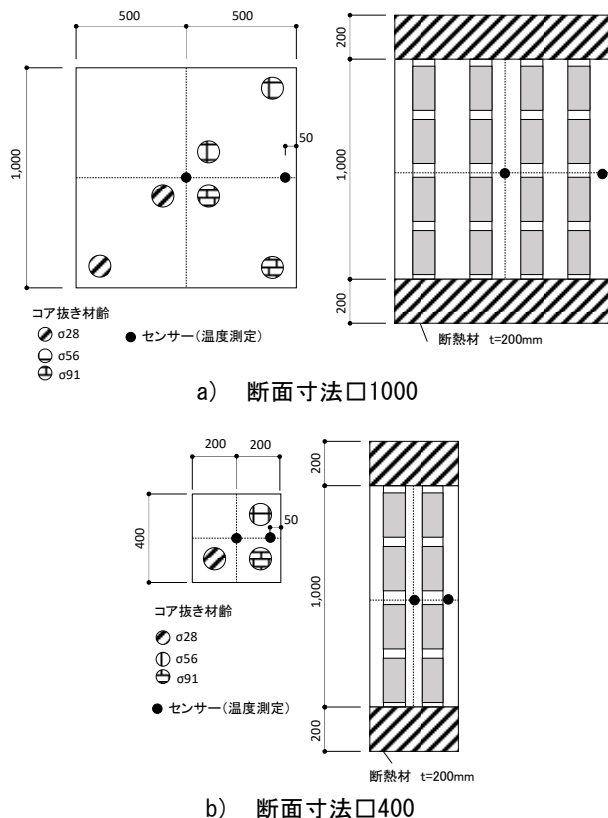


図-2 柱模擬部材のコア採取位置と温度測定位置の一例

表-4 フレッシュ試験結果

打込み時期	パンチ NO.	SP [B × %]	練量 [m³]	スランブフロー [cm]				50cm 到達時間 [Sec]	停止時間 [Sec]	空気量 [%]	練上がり温度 [°C]	外気温 [°C]
				1	×	2	平均					
夏期	1	1.00	1.20	66.3	×	66.0	66.0	9.5	83.9	3.4	34.0	29.0
	2	1.00	1.20	64.6	×	64.0	64.5	9.3	86.4	3.3	34.0	31.0
	3	1.00	1.20	63.1	×	62.2	62.5	9.8	99.2	3.5	36.0	33.0
標準期	1	1.00	1.20	57.4	×	57.2	57.3	12.9	69.7	3.8	27.0	16.8
	2	1.00	1.20	63.4	×	62.1	62.8	9.9	80.5	3.9	27.0	17.0
	3	1.00	1.20	65.9	×	64.3	65.1	9.4	76.0	3.5	27.0	17.3
冬期	1	0.85	1.00	61.0	×	57.8	59.4	11.5	70.6	3.8	13.0	6.9
	2	0.85	1.35	61.7	×	61.4	61.6	10.8	70.2	3.8	14.0	7.0
	3	0.85	1.35	56.6	×	56.3	56.5	19.3	63.1	3.4	15.0	6.9
	4	0.90	1.40	57.1	×	56.5	56.8	24.2	71.3	3.8	16.0	6.7
	5	0.95	1.40	68.3	×	65.7	67.0	9.7	121.5	3.7	16.0	6.3

## 4. 実験結果

### (1) フレッシュ性状

フレッシュ試験結果の一覧を表-4 に、スランブフロー試験結果を図-3 に、空気量試験結果を図-4 に示す。

コンクリートの練上がり温度は、夏期で 34～36℃、標準期で 27℃、冬期で 13～16℃の範囲にあり、従来の高強度コンクリートの製造と大きな違いは見られなかつ

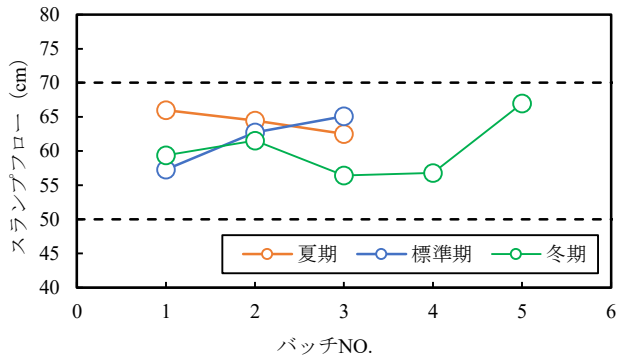


図-3 スランプフロー試験結果

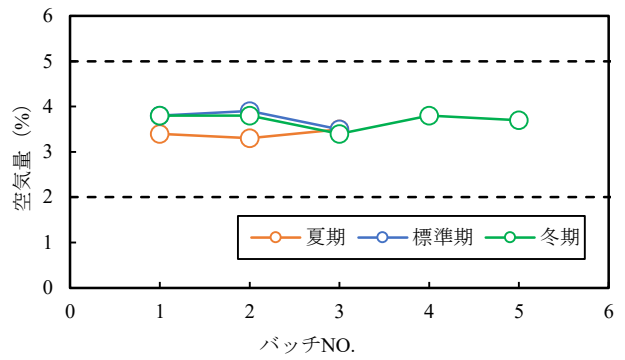
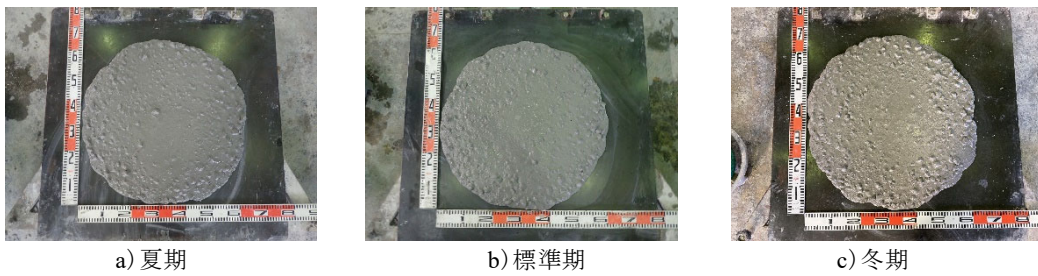


図-4 空気量試験結果



a) 夏期

b) 標準期

c) 冬期

写真-1 スランプフロー試験



写真-2 模擬柱部材の打込み状況

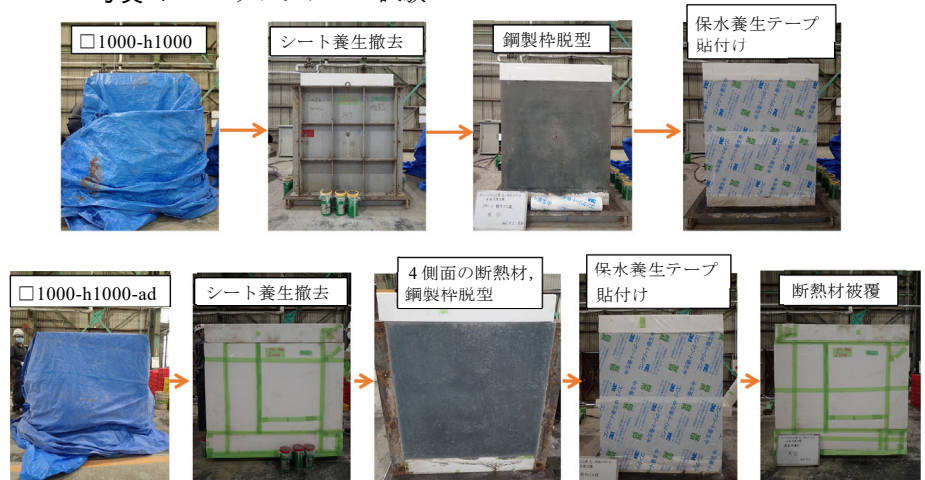


図-5 材齢3日における柱模擬部材の脱枠・養生

た。スランプフローに着目すると、夏期で 62.5～66.0 cm、標準期で 57.3～65.1 cm、冬期で 56.5～67.0 cm の範囲にあり、製造時期の違いによる大きな違いは見られなかった。空気量に着目すると、夏期で 3.3～3.5%、標準期で 3.5～3.9%、冬期で 3.4～3.8% の範囲にあり、スランプフローと同様に製造時期の違いは見られず、安定した製造を行うことができた。なお、夏期において練上がり温度が 36.0℃となったバッチ (3 バッチ目) があったが、フレッシュ性状に大きな違いは見られなかった。スランプフロー試験後のコンクリートを写真-1 に示す。目視の範囲で材料分離は見られず、スコップを用いた切返し作業は容易であり、室内試験で製造したものと同様の性状であった。柱模擬部材の打込み状況を写真-2 に示す。ホッパーを用いて打込みを行い、棒形振動機を用

いて締め固めを行ったが、充填性は良好で、従来の高強度コンクリートと同様の方法で柱模擬部材を作製することができた。締め固めにより、材料分離が発生することもなかった。

## (2) 柱模擬部材の養生

材齢3日における柱模擬部材の脱型・養生状況の一例を図-5 に示す。3.(2)で前述したように、養生温度や養生中の湿潤条件が柱模擬部材の強度増進に与える影響を確認するため、□1000-h1000 は型枠を脱型した後、ただちに保水養生テープを4側面に貼り付け、乾燥を防止している。□1000-h1000-ad は、それに加え、外部環境の影響を少なくするため、断熱材で6面を被覆し、材齢21日まで養生を行った。

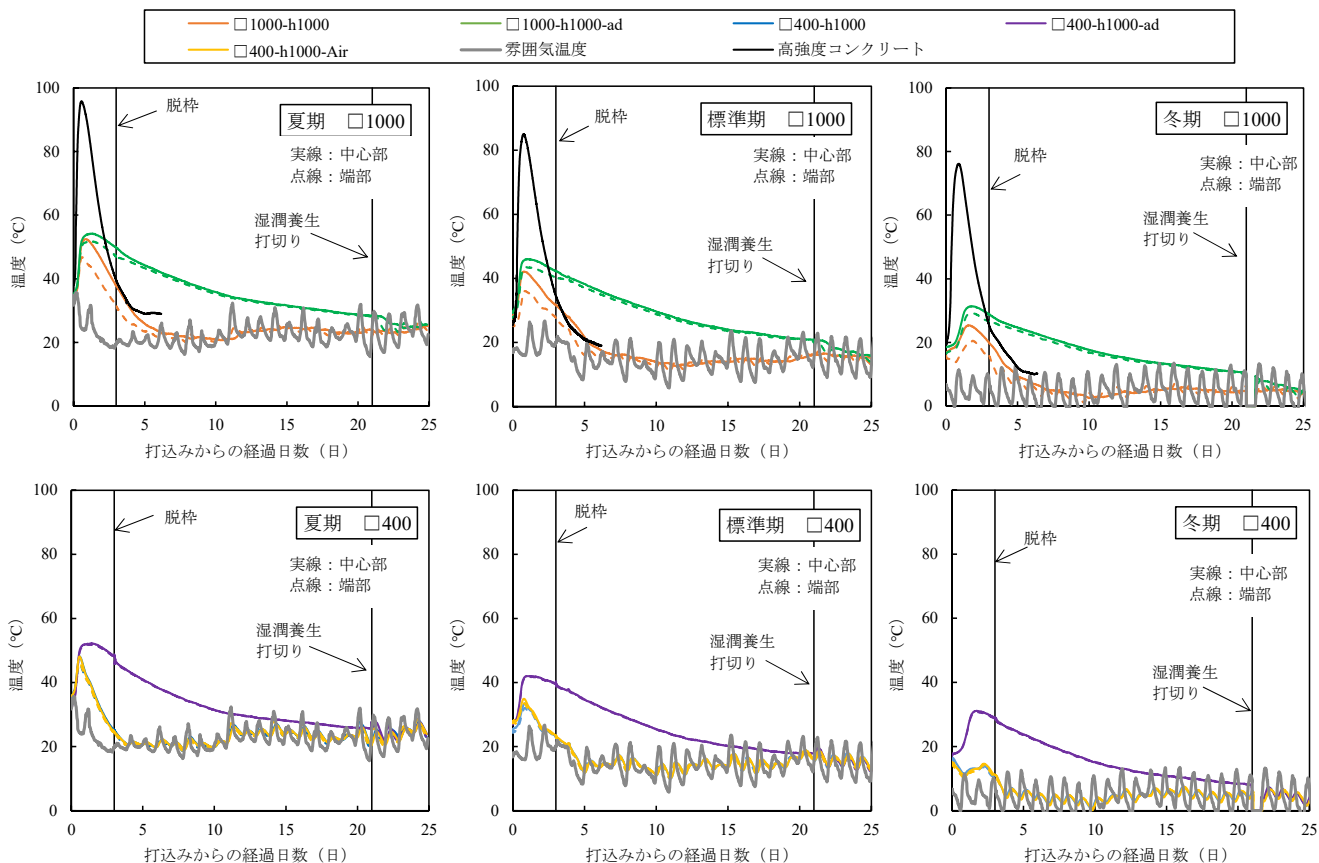


図-6 温度測定結果

(3) 温度測定結果

柱模擬部材の温度測定結果を図-6 に示す。図中には別途取得した W/C=27.5%, 普通ポルトランドセメントを使用した柱模擬部材の温度測定結果を併記(図中の凡例: 高強度コンクリート)した。

断面寸法□1000 に着目すると、打込み時期の違いによらず、断熱材で 6 面被覆を行った□1000-h1000-ad の温度が最も高く、最高温度は夏期、標準期、冬期でそれぞれ、54.2, 46.0, 31.4℃となった。また、中心部と端部の温度差は、□1000-h1000 の夏期、標準期、冬期でそれぞれ 5.6, 6.1, 4.9℃, □1000-h1000-ad の夏期、標準期、冬期でそれぞれ 2.5, 2.5, 2.3℃となっており、断熱材被覆を行うことで、最高温度が高くなり、中心部と端部の温度差が小さくなった。また、高強度コンクリートと比較すると STC-RDC の柱模擬部材の最高温度はいずれの打込み時期でも 40℃以上低くなる結果だった。

断面寸法□400 に着目すると、断面寸法□1000 と同様の傾向だった。また、□400-h1000 と□400-h1000-Air の温度履歴の違いはなかった。中心部と端部の温度差は断面寸法□1000 よりも小さくなった。

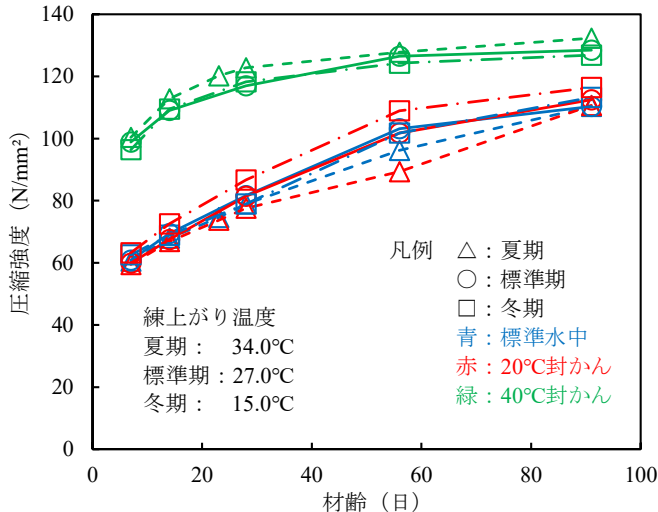


図-7 材齢と圧縮強度との関係 (円柱供試体)



写真-3 コア採取状況



写真-4 コア供試体

(4) 圧縮強度試験結果

円柱供試体の材齢と圧縮強度との関係を図-7に示す。一定の温度条件で養生された円柱供試体の強度増進には、製造時期もしくは練上り温度の影響は見られなかった。柱模擬部材のコア採取状況を写真-3に、採取したコア供試体を写真-4に示す。コア供試体は粗骨材が均一に分布しており、材料分離は確認されなかった。

円柱供試体と柱模擬部材コアの圧縮強度試験結果を図-8に示す。室内試験の養生温度を変えた強度試験の結果から、STC-RDCの強度増進は養生温度が低いほど小さくなり、柱模擬部材コアの圧縮強度は夏期>標準期>冬期となった。□1000-h1000と□1000-h1000-adの圧縮強度を比較すると、打込み時期によらず、断熱材で被覆した□1000-h1000-adの方が高く、断熱材被覆を行うことで養生温度が高くなり、プレキャスト部材コンクリートの強度増進を早めることができた。また、断面寸法の違いによる圧縮強度の影響は小さかった。

長期的な強度増進については温度条件の影響を含め確認していく予定である。

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実用化に向けた検討を行い、本実験の範囲内で以下のことがわかった。

- ① 打込み時期の違いによらず、スランプフローと空気量は目標値の範囲内にあり、安定した製造ができた。
- ② 打込み時期の違いによらず、実機ミキサを用いた製造が可能だった。
- ③ 一般的な高強度コンクリートと同様の手順で打込み・締固めを行い、柱模擬部材を作製することができた。
- ④ 柱模擬部材に断熱材被覆を施すことで、養生温度が確保され、プレキャスト部材コンクリートの強度増進を早めることができる。
- ⑤ 柱模擬部材より採取したコアの圧縮強度は夏期>標準期>冬期となった。
- ⑥ 断面寸法の違いがプレキャスト部材コンクリートの圧縮強度に与える影響は小さかった。

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

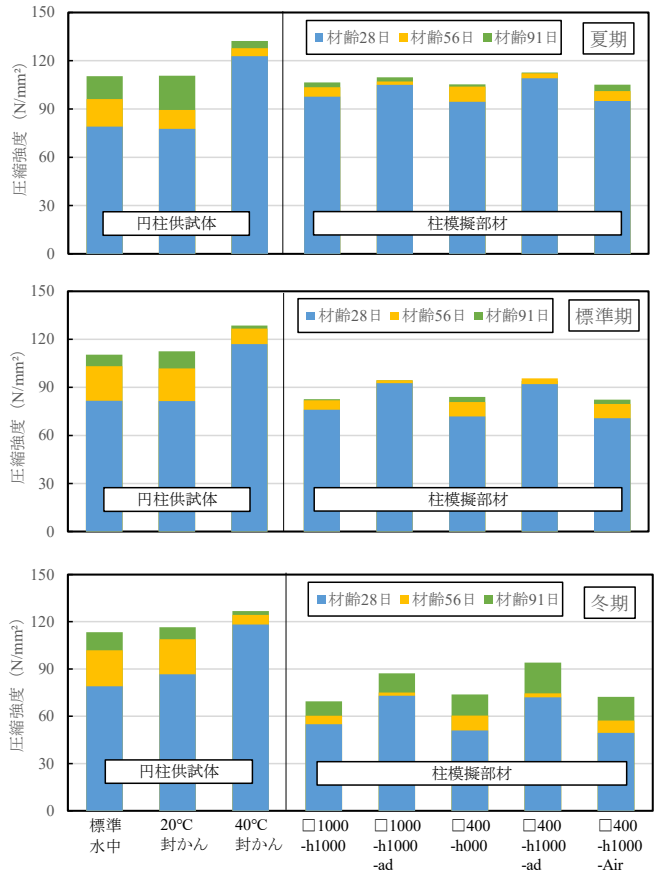


図-8 円柱供試体と柱模擬部材コアの圧縮強度試験結果

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) 峯竜一郎ほか：人工軽量細骨材を使用した低環境負荷・高強度コンクリートの収縮特性と凍結融解抵抗性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol. 43, pp.857-862, 2021.7

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(株)にご協力いただきました。ここに記して感謝いたします。



# 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

## Development of Ultra-low Shrinkage and Low Heat Generation Concrete with a Design Strength around 50MPa

R & Dセンター 基 哲義 AKIYOSHI DAI  
 R & Dセンター 佐々木 亘 WATARU SASAKI  
 土木設計部 恩田 陽介 YOUSUKE ONDA  
 R & Dセンター 松田 拓 TAKU MATSUDA

現場での施工を目的として、橋梁上部工で用いられる設計基準強度 50MPa 級のコンクリートを対象に、フェロニッケルスラグ細骨材と複数の産業副産物を使用した超低収縮・低発熱コンクリートを開発した。早強ポルトランドセメントと高炉スラグ微粉末の質量比を変化させ、圧縮強度、静弾性係数、乾燥収縮および発熱特性を確認した。その結果、早強セメントと膨張材の結合材中の質量比を 30%程度とすることで、材齢 3 日での圧縮強度を一般的な 50MPa 程度の早強コンクリートと同程度にできることが分かった。また、この配合条件で乾燥収縮ひずみが極めて低減され、水和発熱による発熱量も大きく低減されることが分かった。

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

For the purpose of on-site casting, ultra-low shrinkage and low heat generation concrete for bridge superstructure with design strength around 50MPa using ferronickel slag sand and several types of industrial by-products was developed. Changing the mass ratio of high-early-strength portland cement and blast furnace slag, compressive strength, elastic modulus, drying shrinkage and heat generation characteristics were examined. As a result, it was found that by adjusting the mass ratio of high-early-strength portland cement containing expansive additive in the binder to around 30%, the compressive strength at 3 days of age can be made comparable to conventional concrete with design strength around 50 MPa using high-early-strength portland cement. Furthermore, these mixture proportions realized a significant reduction in drying shrinkage and heat generation due to hydration.

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

### 1. はじめに

筆者らはこれまでに産業副産物を大量に使用することで環境負荷を低減し超低収縮、かつ高強度なコンクリートを開発している<sup>1)2)</sup>。このコンクリートは超高強度コンクリートの技術をベースとしており、非常に高い圧縮強度を発現するものの、水和熱が小さく、収縮ひずみも小さいことから、ひび割れの発生リスクを大きく低減している。しかし、一般的に使用されているコンクリートと比較すると、非常に高い圧縮強度が過剰となる場合がある。そこで、本検討では現場での施工を目的として、設計基準強度 50MPa 級で広く使用されている一般的なコンクリートと、同程度の強度発現性や性状が確保でき

るかを実験により検討した。

### 2. 実験概要

#### (1) 使用材料および配合

試験に使用した材料を表-1 に示す。物性値にはそれぞれの材料の代表的な値を示す。結合材には早強ポルトランドセメントのほか、銘柄の異なる 2 種類の高炉スラグ微粉末、フライアッシュ、シリカフェームなど多くの産業副産物を使用した。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<sup>3)</sup> (以下、FNS) を用いた。本検討においても FNS は既報<sup>2)</sup> と同様に気乾状態 (以下、気乾 FNS) で使用した。使用した気乾 FNS の

表-1 使用材料

種類	物性, 主成分等	密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	記号	
セメント	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 (ブレン比表面積5,000cm <sup>2</sup> /g程度)	3.19	Ex1	Ex
	石灰系	3.16	Ex2	
高炉スラグ微粉末	4000ブレン	2.88	BF1	BF
	4000ブレン	2.89	BF2	
フライアッシュ	JIS I種	2.40	FA	
シリカフェーム	BET比表面積17.0m <sup>2</sup> /g	2.25	SF	
細骨材	フェロニッケルスラグ細骨材 吸水率2.70%, <u>気乾状態</u>	2.83	FNS	
	鹿沼産硬質砂岩砕砂	2.63	S1	
	佐野産石灰砕砂	2.73	S2	
粗骨材	鹿沼産硬質砂岩砕石2005	2.63	G1	
	佐野産石灰砕石2005	2.74	G2	

種類	物性, 主成分等	密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	記号
高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系	-	SP
消泡剤	エステル系	-	DF
AE剤	ラウリル酸イミダゾリン誘導体	-	AE1
	ノニオン系特殊界面活性剤	-	AE2
	カルボン酸系活性剤	-	AE3
	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤	-	AE3

注) 砕砂, 砕石の密度は表乾密度, 各材料の密度・物性値は一例

表-2 配合の条件および化学混和剤の使用量

種類	配合名	配合の条件								使用した膨張材と高炉スラグ微粉末および骨材の種類				化学混和剤の使用量 [B × wt%]				
		単位水量 [kg/m <sup>3</sup> ] W	水結合材比 W/B	結合材の質量比率 [%]				単位粗骨材絶対容積 [L/m <sup>3</sup> ]	空気量 [%]	EX	BF	S	G	SP	DF	AE1	AE2	AE3
				H+EX	BF	FA	SF											
検討 配合	HE20BF35	130	0.30	20	35	30	15	350	4.5	EX1	BF1	FNS	G1	1.45	0.0045	0.002	-	-
	HE25BF30	130		25	30	30	15	350	4.5	EX1	BF1	FNS	G1	1.45	0.0045	0.002	-	-
	HE30BF25	130		30	25	30	15	350	4.5	EX1	BF1	FNS	G1	1.45	0.0045	0.002	-	-
	HE40BF15	130		40	15	30	15	350	4.5	EX1	BF2	FNS	G2	1.25	0.0045	-	0.002	-
比較 配合	34HE	165	0.34	100	-	-	-	350	4.5	EX2	-	S2	G1	1.00	-	-	-	0.001
	40HE	165	0.40	100	-	-	-	375	4.5	EX2	-	S1	G1	0.50	-	0.008	-	-

含水率の実測値は 0.1%以下であり, 配合計算上は絶乾状態として取り扱った。粗骨材は一般的な砕石を用いた。

検討した配合条件と化学混和剤の使用量を表-2 に示す。より一般性の高い性状を得る目的で, 水結合材比は既報<sup>2)</sup>より大きい 0.3 とし, 結合材のうち強度に与える影響が大きい早強ポルトランドセメントの比率を変化させ確認した。本検討において, 膨張材は 20kg/m<sup>3</sup> でフライアッシュおよびシリカフェームは結合材中の質量比率でそれぞれ 30%と 15%とし, 早強ポルトランドセメントを比表面積が比較的近い高炉スラグ微粉末 4000 で置換した。単位水量は 130kg/m<sup>3</sup>, 粗骨材の絶対容積は 350L/m<sup>3</sup> とし, 空気量は 4.5%とした。化学混和剤の使用量は同一種類の材料を使用した配合は 1.45%とした。比較対象のコンクリートは橋梁上部工等で用いられる圧縮強度の特性値が 50MPa 程度を想定した配合 (34HE, 40HE) とし, 結合材には早強ポルトランドセメントおよび膨張材を使用した。細骨材は硬質砂岩砕砂または石灰砕砂とし, 粗骨材には硬質砂岩砕石 2005 を用いた。

(2) 練混ぜ方法

コンクリートの練混ぜは一部の配合を除き公称容量 55 リットルの強制二軸ミキサにより行い, 1 バッチ当たりの練混ぜ量は 40 リットルとした。練混ぜは, 水と粗骨材を除いた材料による空練りを 30 秒間行った後, 水を投入してモルタル練りを 90 秒間行い, 掻き落とし後,

粗骨材を投入しコンクリート練りを 90 秒間行った。排出後は速やかにフレッシュ性状の確認と各試験用試料の採取を行った。

(3) 試験項目および方法

強度発現性の確認として, すべての配合で圧縮強度試験 (JIS A 1108) および静弾性係数試験 (JIS A 1149) を実施した。供試体は材齢 1 日で脱型して標準水中養生を行なった。試験材齢は表-3 に示すように一部の配合を除き 1 日, 3 日, 7 日, 28 日, 91 日とした。

収縮特性試験は 34HE を除く配合において「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」<sup>4)</sup>を参考に, 100×100×400 mm 角柱供試体の中央に埋め込み型ひずみ計を設置して行った。供試体は打込み直後よりポリエステルフィルムにより封緘状態とし, 環境温度 20℃で存置した。その後, 材齢 7 日で脱型し, 環境温度 20℃湿度 60%の恒温恒湿室内で 6 面乾燥状態とし測定を行った。

発熱特性検討は HE25BF30 と 34HE の 2 配合について簡易断熱試験を行い, 温度依存型の水和発熱速度式<sup>5)</sup>を求め, 打込み温度 20℃における断熱温度上昇曲線を算出して比較した。算出に使用した密度は配合値とし, 比熱はコンクリート標準示方書に示されている式<sup>4)</sup>を用いて密度より算出した。熱伝導率は試験<sup>3)</sup>により求めた。熱拡散率はコンクリート標準示方書に示されている式を用いて算出した。

表-3 圧縮強度と静弾性係数の試験材齢

	配合名	圧縮強度試験				
		材齢1日	材齢3日	材齢7日	材齢28日	材齢91日
検討 配合	HE20BF35	○	○	◎	◎	◎
	HE25BF30	○	○	◎	◎	◎
	HE30BF25	○	○	◎	◎	◎
	HE40BF15	◎	◎	◎	◎	◎
比較 配合	34HE	-	-	-	◎	-
	40HE	◎	◎	◎	◎	◎

◎は静弾性係数試験も実施

表-4 化学混和剤の添加量とフレッシュ性状

	配合名	化学混和剤の使用量 [B×wt%]					スランプ [cm]	空気量 [%]
		SP	DF	AE1	AE2	AE3		
検討 配合	HE20BF35	1.45	0.0045	0.002	-	-	12.5	5.0
	HE25BF30	1.45	0.0045	0.002	-	-	16.5	5.4
	HE30BF25	1.45	0.0045	0.002	-	-	5.5	5.5
	HE40BF15	1.25	0.0045	-	0.002	-	23.0	5.5
比較 配合	34HE	1.00	-	-	-	0.001	22.5	3.9
	40HE	0.50	-	0.008	-	-	13.5	3.5

温度依存型の水和発熱速度式は、練り上がったコンクリートのほかに温水を用いて練上り温度+10℃程度に加温したものと、冷水を用いて練上り温度-10℃程度に冷却したものの簡易断熱試験<sup>5)</sup>より求めた。

### 3. 実験結果

#### (1) フレッシュ性状

化学混和剤の添加量とフレッシュ性状の試験結果を表-3に示す。検討配合の HE40BF15 を除く同一高炉スラグ微粉末を使用した配合では、早強ポルトランドセメントと膨張材の質量比率を高めるとスランプが低下していることが分かる。質量比率25%と30%を比較すると同じ化学混和剤の使用量でもスランプが 10cm 以上低下した。しかし、HE40BF15 のように高炉スラグ微粉末や粗骨材ならびに化学混和剤の種類によっては、早強ポルトランドセメントと膨張材の質量比を40%まで高めても大きいスランプが得られることを確認した。

検討配合と比較配合とを比べると、単位水量や水結合材比を低減しているため、同程度のスランプを得るためには化学混和剤の使用量を増やす必要があることが分かる。

#### (2) 圧縮強度

材齢 91 日までの材齢と圧縮強度の関係を図-1に示す。検討配合では早強ポルトランドセメントと膨張材の質量比率を高めると圧縮強度が高くなり、材齢 91 日まで緩やかに強度増進していることが分かる。一方、比較配合においては材齢 28 日以降の強度増進は小さい。図-2の

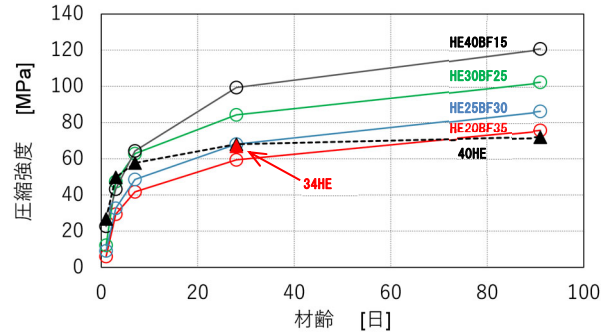


図-1 材齢と圧縮強度の関係 (材齢 91 日まで)

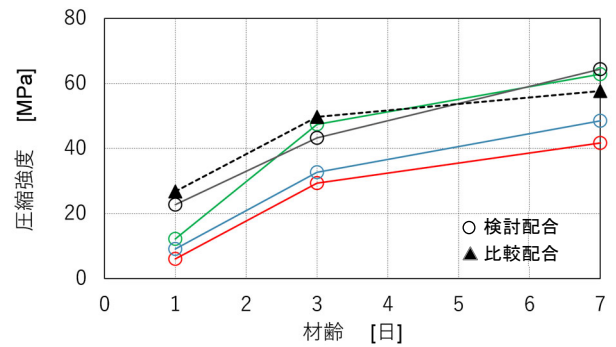


図-2 材齢と圧縮強度の関係 (材齢 7 日まで)

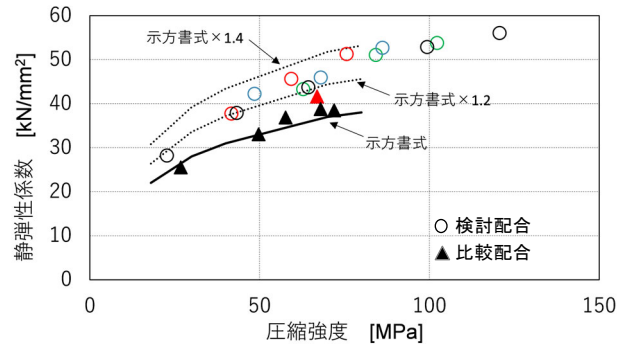


図-3 圧縮強度と静弾性係数の関係

材齢 7 日までの材齢と圧縮強度の関係をみると、初期の強度発現が検討配合で若干遅いことが分かる。例えば、材齢 3 日での圧縮強度を比較配合と同程度にするためには、早強セメントと膨張材の質量比が30%程度必要であることが分かる。

#### (3) 静弾性係数

圧縮強度の測定時に併せて測定した静弾性係数を圧縮強度との関係として図-3に示す。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1.2倍および1.4倍した値も併せて記載した。この図から検討配合の静弾性係数は、一般的なコンクリートに比べて高く、示方書式の1.2~1.4倍程度になることが分かる。

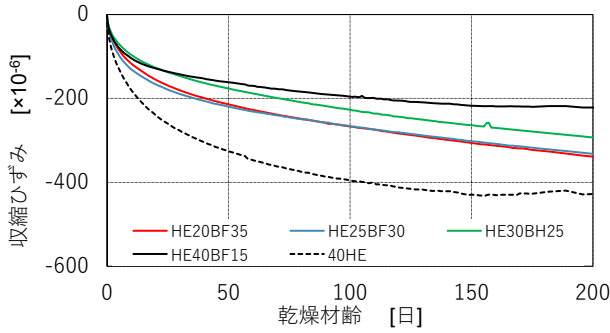


図-4 材齢と収縮ひずみの関係

ただし、早強ポルトランドセメントの質量比率による差は小さい。静弾性係数は配合要因のなかで骨材の影響を大きく受け、本コンクリートは FNS の特性により高い静弾性係数を示したものと考えられる<sup>3)</sup>。

#### (4) 収縮特性

材齢7日の乾燥開始を起点とした材齢と収縮ひずみの関係を図-4に示す。検討配合の早強セメントと膨張材の質量比率を大きくすると収縮ひずみが小さくなることが分かる。これは乾燥開始時の圧縮強度の関係と一致する。乾燥開始時の強度が高く組織が緻密となることで乾燥収縮が小さくなったと考えられる。

材齢28日の圧縮強度が同程度のHE25BF30と40HEの収縮ひずみを比較すると、HE25BF30が材齢200日後の約半年時点で $300 \times 10^{-6}$ 程度であるのに対して40HEは約 $430 \times 10^{-6}$ であり、HE25BF30の収縮ひずみが小さいことが分かる。このことより、検討配合のようにFNSを使用し複数の産業副産物を使用することで収縮ひずみが低減できることが確認できた。

#### (5) 発熱特性

HE25BF30と34HEの2配合について、温度依存型の水和発熱速度式により計算した断熱温度上昇曲線を図-5に示す。比較配合の34HEと比べ、検討配合のHE25BF30は断熱温度上昇量が半分以下であることが分かる。FNSを使用し複数の産業副産物を使用することで、圧縮強度を確保しながら発熱量を抑えられることが確認できた。

### 4. まとめ

現場での施工を目的として、FNSと複数の産業副産物を使用し、早強ポルトランドセメントを使用した設計基準強度50MPa級で広く使用されている一般的なコンクリートと同程度の強度発現性や性状を有する超低収縮・

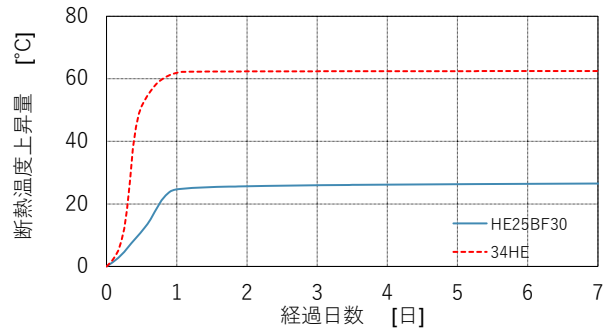


図-5 温度依存型の水和発熱速度式により計算した断熱温度上昇曲線

低発熱コンクリートを開発した。本実験における検討配合において、以下の知見が得られた。

- ① 早強ポルトランドセメントと膨張材の質量比率を高めるとスランプが低下するが、高炉スラグ微粉末や粗骨材ならびに化学混和剤の種類によってはスランプを確保することが可能である。
- ② 早強セメントと膨張材の結合材中の質量比を30%程度とすることで、材齢3日での圧縮強度を一般的な設計基準強度50MPa級の早強コンクリートと同程度とすることができる。
- ③ 一般的な設計基準強度50MPa級のコンクリートと同程度の初期強度を確保しつつ、収縮ひずみおよび発熱量を低減することが可能である。

#### 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) 恩田陽介, 佐々木亘, 基哲義, 松田拓: 乾燥したFNSを用いた超低収縮高強度繊維補強コンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.351-356, 2021.10
- 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) 日本コンクリート工学協会: 超流動コンクリートの研究委員会(II), pp.209-210, 1994.5
- 5) 基哲義, 樋口正典, 梶貢一, 澤本武博: 簡易断熱試験による温度依存性を考慮した発熱速度推定に関する研究, 第27回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.543-548, 2018.11

# FNS とフライアッシュを用いた 超低収縮超高強度繊維補強コンクリート

## Ultra-low Shrinkage and Ultra-high Strength Fiber Reinforced Concrete containing Ferro-nickel Slag Sand and Fly-ash

R&D センター 佐々木 亘 WATARU SASAKI  
 土木設計部 恩田 陽介 YOUSUKE ONDA  
 R&D センター 基 哲義 AKIYOSHI DAI  
 R&D センター 松田 拓 TAKU MATSUDA

本稿はフェロニッケルスラグ細骨材（FNS）とフライアッシュを用いた超低収縮超高強度繊維補強コンクリートの特性を種々の実験データとともに報告するものである。このコンクリートは、従来の超高強度コンクリートで一般的な材料を用いた配合と比べて、流動性は大きく向上し、単位水量と自己収縮を大幅に低減しながら高い力学特性を実現できる。また、FNS を気乾状態で使用しても単位水量を適切に設定することで各種特性の低下は生じないこともわかった。

**キーワード**：短繊維補強コンクリート，超低収縮，超高強度，フェロニッケルスラグ細骨材，フライアッシュ

This paper reports the characteristics of ultra-low shrinkage and ultra-high strength fiber reinforced concrete containing ferro-nickel slag sand (FNS) and fly-ash, along with various experimental data. Comparing conventional ultra-high strength concrete using conventional materials, the flowability has been significantly improved as well as high mechanical properties while significant reduction of unit water content and autogenous shrinkage. It has also found that even if using air-dried FNS, various characteristics can be obtained without deterioration by adjusting unit water content appropriately.

**Key Words**: Fiber reinforced concrete, Ultra-low shrinkage, Ultra-high strength, Ferro-nickel slag sand, Fly-ash

### 1. はじめに

近年、コンクリート構造物の生産性向上策の一つとしてプレキャスト部材（以下、PCa 部材）の活用が広がっている。PCa 部材を利用することで現地での部材製作にかかわる作業量を削減することが可能であるが、一方で、部材同士の接合部のような PCa 部材特有の構造およびその構築のための現地作業が生じる。例えば、道路橋での PCa 床版の継手にはループ継手が標準的に用いられているが、ループ継手ではループ鉄筋と直角方向に配置する鉄筋の配置作業が煩雑であり、生産性向上の観点から改善の余地がある。また、ループ鉄筋の曲げ半径の規定から床版厚の設定に制限が生じる場合がある。これらの課題を解決するため、ループ継手に代わる種々の合理化継手構造が提案されている<sup>2)</sup>。

このような背景のもと、短繊維補強コンクリートを併用した継手の検討を行ない、継手部に圧縮強度および引

張軟化特性を高めたコンクリートを用いることで、重ね継手長の短縮および直角方向鉄筋の省略が可能になることが明らかとなってきた<sup>3)</sup>。しかし、圧縮強度を高めたコンクリートは一般に単位結合材量が大きく水結合材比が小さいため、継手部のような拘束の多い部位に打ち込んだ場合、温度ひずみや収縮ひずみが拘束されることによるひび割れ発生の可能性が高まることが懸念される<sup>4)</sup>。

一方で筆者らは、結合材に産業副産物を多く使用し、さらに細骨材にも副産物由来で比較的吸水率の大きい骨材を用いることで、流動性は確保したまま単位水量を大きく低減することが可能であり、かつ収縮が極めて小さい超高強度コンクリートが得られることを見出した<sup>5)</sup>。さらに、このコンクリートをベースとした超低収縮超高強度繊維補強コンクリートを開発し、これを用いた PCa 床版向けの継手構造<sup>6)</sup>を開発した。本稿ではこの継手構造に用いる超低収縮超高強度コンクリートの特性について、既報<sup>7),8)</sup>のデータに新たなデータを加えて報告する。

表-1 使用材料

材料		物性など (数値は試験値の一例)	記号	
水		上水道水(千葉県流山市)	W	
結合材 (粉体)	セメント	中庸熟ポルトランドセメント, 比表面積 3,250 cm <sup>2</sup> /g, 密度 3.21 g/cm <sup>3</sup>	M	B (P)
	フライアッシュ	JIS I 種相当品, SiO <sub>2</sub> 68.9%, Ig.loss 2.0%, 比表面積 5,590 cm <sup>2</sup> /g, 密度 2.39 g/cm <sup>3</sup>	FA	
	シリカフューム	エジプト産, SiO <sub>2</sub> 93.6%, BET 比表面積 22.3 m <sup>2</sup> /g, 密度 2.26 g/cm <sup>3</sup>	SF	
細骨材		フェロニッケルスラグ細骨材, 吸水率 2.70%, 絶乾密度 2.83 g/cm <sup>3</sup> , 表乾密度 2.90 g/cm <sup>3</sup>	FNS	S
		鹿沼産硬質砂岩砕砂, 吸水率 1.45%, 表乾密度 2.62 g/cm <sup>3</sup>	CS	
粗骨材		鹿沼産硬質砂岩砕石 1305, 表乾密度 2.63 g/cm <sup>3</sup>	G	
短繊維		鋼繊維, φ0.2×15 mm, 引張強度 2000N/mm <sup>2</sup> 以上, 表乾密度 7.85 g/cm <sup>3</sup>	Fb	
化学 混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物	SP1	SP
		ポリカルボン酸系化合物	SP2	
	消泡剤	ポリアルキレングリコール誘導体	DF1	DF
		エステル系	DF2	

表-2 コンクリートの配合条件

記号	水粉体 容積比 w/p [%]	細骨材	短繊維 混入率 Vf [%]	単位水量 W [kg/m <sup>3</sup> ]	モルタル 細骨材 容積比 s/mor [%]	単位 粗骨材 絶対容積 Vg [L/m <sup>3</sup> ]	空気量 [%]	粉体の構成比率 (容積比)			水結合材 比 W/B [%]	
								M	FA	SF		
CS-MS175-Vf2.0	42.5	CS	2.0	175	21.7	200	3.0	86	-	14	13.8	
CS-MS175			1.0	175	22.8							
CS-MS155			1.55	155	31.6							
CS-MFS155			1.0	155	31.6							
FNS-MFS175-Vf2.0		FNS	2.0	175	21.7			55	30	15	15.1	
FNS-MFS155-Vf2.0				155	30.7						15.1	
FNS-MFS155-Vf1.5				1.5	155						31.1	15.0
FNS-MFS175				1.75	175						22.8	15.1
FNS-MFS155			1.0	155	31.6						15.0	
FNS-MFS135				135	40.4						15.1	
FNS-MFS135-Vf0.5				135	40.8						15.1	
FNS-MFS100-Vf0.5				100	53.1						15.1	
FNS(D)-MFS150		FNS (気乾)	1.0	150	33.8			15.1				
FNS(D)-MFS135				135	40.8			15.1				

2. 試験方法の概要

(1) 使用材料およびコンクリートの条件

使用材料を表-1 に示す。結合材は中庸熟ポルトランドセメント (記号 M), フライアッシュ (JIS I 種相当品, 記号 FA) およびシリカフューム (記号 SF) である。FNS は吸水率が比較的大きいものであり, 一般の骨材と同様な表乾状態, あるいは気乾状態で使用する。実験で用いた気乾状態の FNS の含水率は 0.1%以下であり, 配合計算では絶乾密度を用いた。気乾状態での使用について検討したのは, FNS を絶乾状態とみなせる状態で使用しても性能上大きな問題が生じないのであれば, 吸水率の高い FNS の含水状態がばらつくことによるコンクリートの品質変動のリスクを比較的容易に低減できると期待したためである。硬質砂岩砕砂は二次製品工場で使用されている一般的なものであり, 比較として使用した。粗骨材は, 比較用に用いた砕砂と同様に二次製品工場で使用されている一般的なものである。最大寸法は 13 mm とした。鋼繊維には UFC で用いられる細径の鋼繊維を使用した。化学混和剤には水結合材比の小さい超高強度コン

リートで使用されている高性能減水剤と消泡剤を用いた。記号における枝番の違いはメーカーの違いであり, SP2 および DF2 は一部のシリーズでのみ使用した。

コンクリートの配合条件を表-2 に示す。水粉体容積比, 単位粗骨材絶対容積および空気量は一定とし, 短繊維混入率および単位水量を変化させ, それらの影響を確認した。細骨材は表乾状態の FNS を基本とし, 結合材は M, FA および SF を容積比 55:30:15 で用いた。一部の条件では気乾状態の FNS を用いてその影響を確認した。細骨材 CS を用いたシリーズは比較として設定したものであり, 一般的な超高強度コンクリートを想定して結合材に M と SF (質量比 9:1) を用いた。配合 CS-MFS155 は FNS を用いた条件と同様の結合材としたものであり, 細骨材の影響を確認する目的で設定した。

コンクリートの練混ぜには公称容量 60 リットルの強制二軸ミキサを用いて, 空練り→モルタル練り→コンクリート練り→繊維コン練りの順で材料を投入した。

(2) 測定項目

フレッシュ性状の確認として, 練り上がり後直ちにス

ランプフローおよび空気量の測定を行った。硬化特性の確認として、自己収縮ひずみ、圧縮強度、静弾性係数、ひび割れ発生強度および引張軟化特性の測定を行った。各供試体の採取は、フレッシュ性状の確認に続いて行った。供試体の寸法は、自己収縮ひずみおよび引張軟化特性の測定では  $100 \times 100 \times 400$  mm であり、圧縮強度、静弾性係数およびひび割れ発生強度の各試験では  $\phi 100 \times 200$  mm である。供試体の養生は  $20^\circ\text{C}$  封緘養生とした。圧縮強度および静弾性係数試験は材齢 28 日を基本とし、91 日までの範囲で材齢との関係を調べた。その他の強度試験は材齢 28 日で行った。自己収縮ひずみは「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」<sup>9)</sup>を参考に、 $100 \times 100 \times 400$  mm 角柱供試体の中央に埋め込み型ひずみ計を設置し、 $20^\circ\text{C}$  封緘状態における打込み直後からのひずみを測定した。ひび割れ発生強度は UFC 指針<sup>4)</sup>を参考に、割裂引張強度試験において供試体端面のひずみを測定し、ひずみ変化が不連続になった応力をひび割れ発生強度とした。引張軟化特性は、JCI-S-002-2003 および JCI-S-001-2003 付属書に準じて、切欠きのあるはりの曲げ試験結果を逆解析することによって求めた。

### 3. 結果および考察

#### (1) フレッシュ性状

図-1 に単位水量とスランプフローの関係を示す。一般的な超高強度コンクリートの材料・配合をマトリクスとした CS-MS シリーズでは、単位水量が  $175 \text{ kg/m}^3$  では、SP 量が比較的多い  $B \times 3.0\%$  の条件でもスランプフローは  $570 \text{ mm}$  であった。単位水量を  $155 \text{ kg/m}^3$  に減じると、SP を  $3.5\%$  まで増加させてもスランプフローは大きく低下し、それ以上単位水量を減じることは難しいと考えられた。これに対して結合材にフライアッシュを用いた CS-MFS155 では SP 量を減じて流動性が大きく改善した。これは、フライアッシュによるベアリング効果ならびにセメント量の低減によってペーストの流動性が向上したことによるものと考えられる。一方、FNS-MFS シリーズではさらに流動性が改善し、CS-MS と比べて SP を大きく減じた条件であっても高い流動性が得られた。単位水量の低減に伴うスランプフローの減少の程度も小さく、単位水量を  $135 \text{ kg/m}^3$  まで減じても CS-MS175 より高い流動性が得られた。一般にフェロニッケルスラグ骨材を用いるとブリーディング量が増加することや同一のスランプを得るための単位水量が少なくなることが知られている<sup>10)</sup>。骨材が拘束する水が一般の骨材に比べて少ないことが推察されるが、本稿のような極めて水結合材比の小さいコンクリートでは、このことが、流動性の向

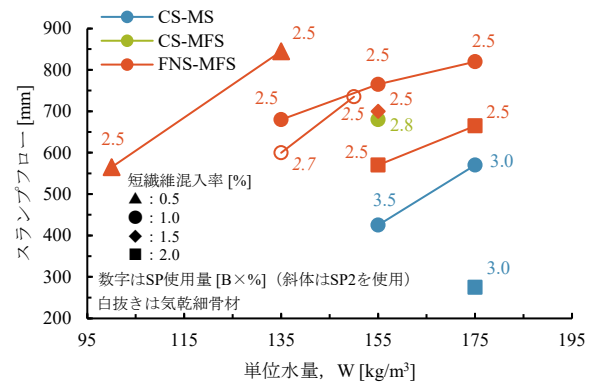


図-1 単位水量および短繊維混入率とスランプフローの関係

上につながったものと考えられる。

さらに、FNS-MFS シリーズでは短繊維混入率を増加させた場合の流動性の低下の度合いも、CS-MS シリーズに比べて小さく、より短繊維混入率を高められる可能性が高いことがわかる。逆に、短繊維混入率を減じた場合には、図に示したように単位水量を  $100 \text{ kg/m}^3$  まで減じても一定の流動性を保持できている。単位水量を低減することで、後述するように自己収縮ひずみの低減や弾性係数の増大が可能になるため要求性能に応じた選択が可能になるほか、同一の水結合材比では単位結合材量の低減につながるため、水和熱の低減も期待できる。

FNS を気乾状態で用いたことの影響については、図-1 に白抜きで示したように、単位水量  $150 \text{ kg/m}^3$  では表乾状態で用いた場合と概ね同様の性状が得られたが、単位水量を  $135 \text{ kg/m}^3$  に減じると SP 使用量を増加させてもスランプフローの低下が大きくなった。単位水量の範囲によって、スランプフローに与える FNS の水分状態の影響が変化することが示唆される。少なくとも、単位水量を  $150 \text{ kg/m}^3$  程度とすれば、スランプフローに与える FNS の含水状態の影響は小さいようである。

#### (2) 自己収縮ひずみ

図-2 に自己収縮ひずみの測定結果を示す。図-2(a) に示したように、超高強度コンクリートとしては一般的な材料構成を想定した CS-MS シリーズでは、材齢 28 日の時点で  $800 \times 10^{-6}$  程度の自己収縮ひずみを生じており、単位水量の影響はほとんど見られない。これに対して FNS-MFS シリーズでは自己収縮ひずみを大きく低減できている。また単位水量を減じるほど自己収縮ひずみも小さくなっていることがわかる。CS-MFS155 も CS-MS に比べて自己収縮ひずみが小さくなっているため FA の使用により自己収縮ひずみを低減できることがわかるが、CS-MFS155 と FNS-MFS155 の比較からは、FNS を用いることで FA を上回る自己収縮ひずみの低減効果が得ら

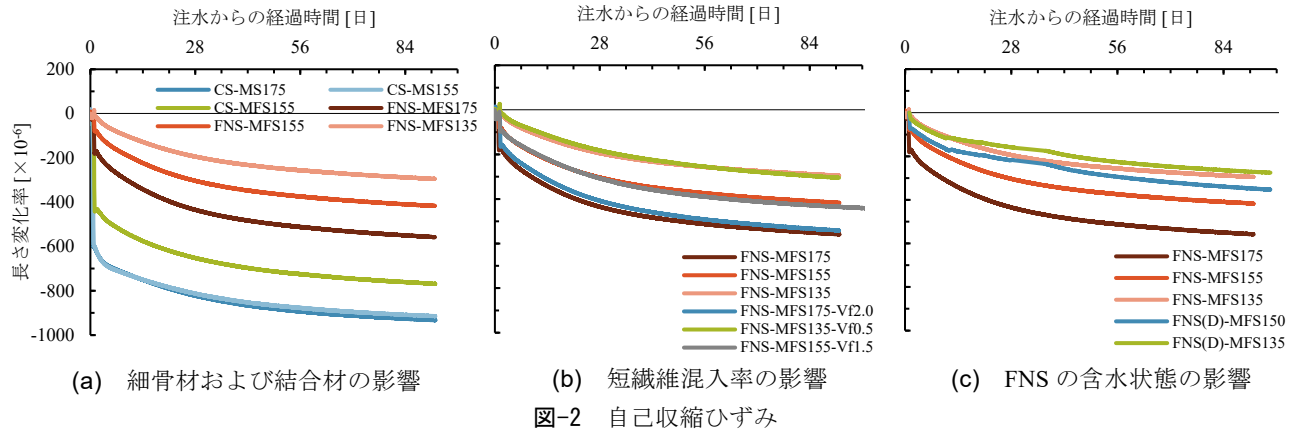


図-2 自己収縮ひずみ

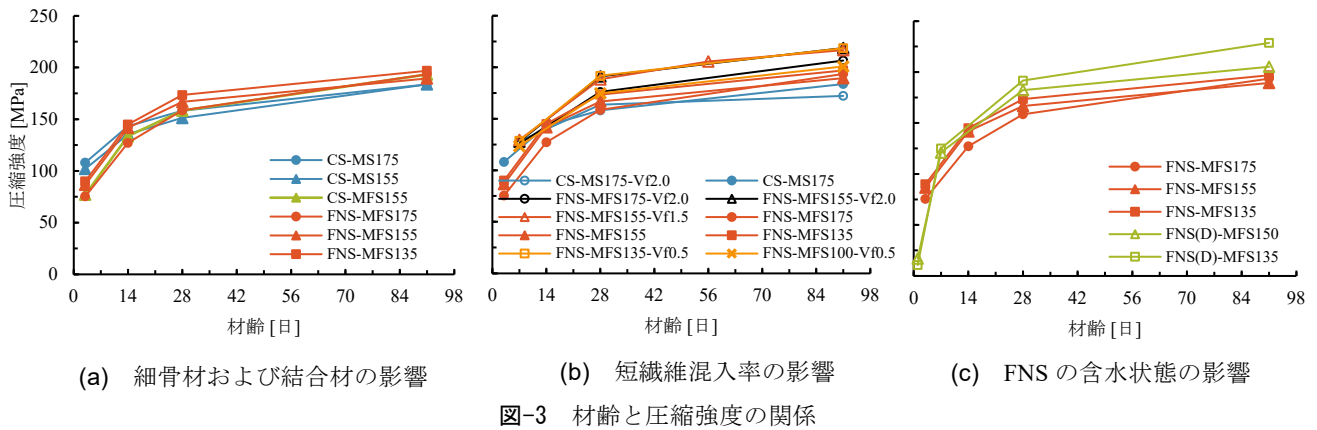


図-3 材齢と圧縮強度の関係

れており、併用することで自己収縮ひずみを著しく低減できている。FNS-MFS135の自己収縮ひずみは材齢28日時点で  $200 \times 10^{-6}$  程度であり、これは、PC上部工で多用される水セメント比40%程度のコンクリートと同程度の値<sup>11)</sup>である。

図-2(b)に示したように短繊維混入率が自己収縮ひずみに与える影響は極めて小さく、FNS-MFSシリーズでは単位水量（あるいはモルタル細骨材容積比）が支配的であることがわかる。

図-2(c)はFNSの含水状態の影響を示したものである。FNS(D)-MFS150はFNS-MFS155、FNS(D)-MFS135はFNS-MFS135と比べて、それぞれ若干ではあるが自己収縮ひずみは小さい値で推移している。FNS(D)-MFS150とFNS-MFS155の自己収縮ひずみの差異のほうがやや大きく、これは単位水量を  $5 \text{ kg/m}^3$  小さくしたことの影響と推察される。FNSによる収縮低減効果は、主に、FNSの高い剛性がペーストの収縮を拘束することと、比較的高い吸水率で保持した水分による内部養生効果によってもたらされていると考えられている<sup>9)</sup>。しかし本実験で検討している気乾状態のFNSは練混ぜ時の接水以前にはほとんど水分を保持していない。そのため、仮に自己収縮の発生以前に気乾状態のFNSが吸水しているとすると、そ

の程度にもよるが、内部養生効果が発揮されることが期待できる。その一方で、FNSの吸水により少なくともFNS周辺のペーストの水結合材比は小さくなり、ペーストの自己収縮は大きくなる可能性がある。これらのバランスで全体の自己収縮ひずみが生じることとなるが、本実験の条件では、収縮を抑制する傾向がみとれた。

### (3) 強度特性

#### a) 圧縮強度

図-3に材齢と圧縮強度の関係を示す。結合材にFAを用いたMFSシリーズではMSシリーズと比べて材齢3日の圧縮強度が小さいが、材齢7~14日以降は同程度以上となることがわかる。また、FNSを用いた場合には単位水量を減じる、すなわち、モルタル細骨材容積比を大きくすると圧縮強度も増加する傾向がみられ、既報<sup>9)</sup>と同様の傾向が得られた。図-3(b)に示したように、短繊維混入率の影響は必ずしも明確ではなかった。高強度コンクリートの圧縮強度に与える鋼繊維の影響は小さいことが報告<sup>12)</sup>されており、本実験でも同様であったと考えられる。図-3(c)に示したように、FNSの含水率の影響については、気乾状態のFNSを用いた場合には圧縮強度が増加する傾向が見られた。これは、接水後に細骨材が吸水



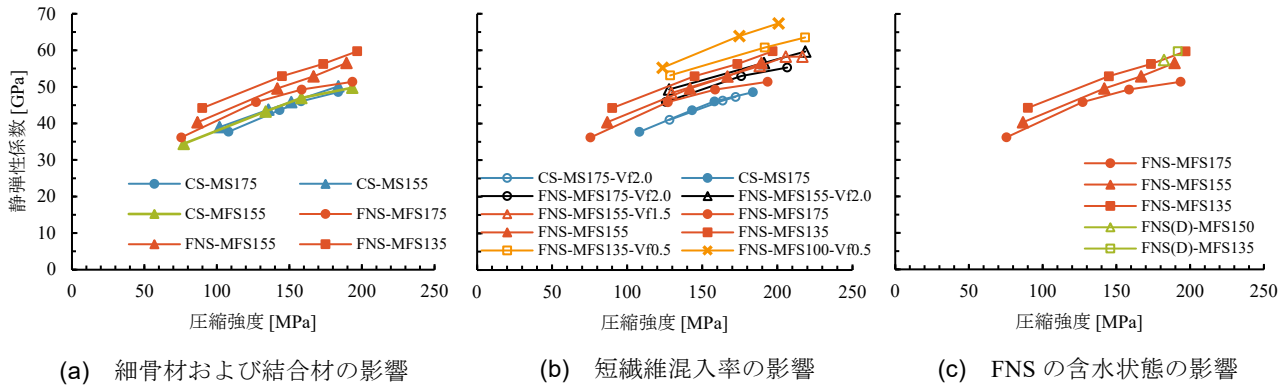


図-4 圧縮強度と静弾性係数の関係

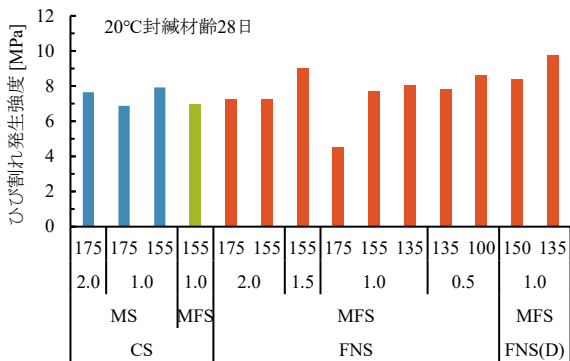


図-5 ひび割れ発生強度

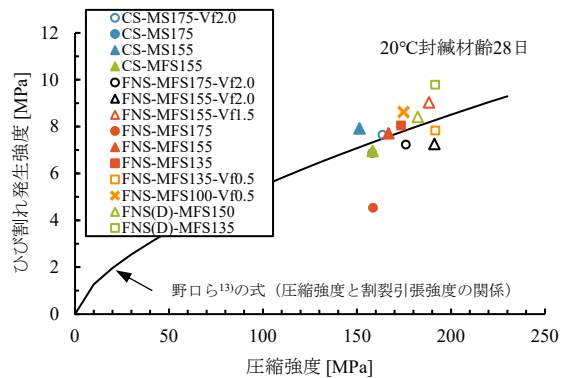


図-6 圧縮強度とひび割れ発生強度の関係

することにより周辺のペーストの水結合材比が低下しペースト自体の強度が増加したことや細骨材とペーストの界面の付着強度が増加したこと等が推察される。

**b) 静弾性係数**

図-4 に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。細骨材にCS を用いた場合には圧縮強度と静弾性係数の関係に与える単位水量（モルタル細骨材容積比）の影響は小さいが、FNS を用いた場合には単位水量を減じる、すなわちモルタル細骨材容積比を大きくすると圧縮強度に対する静弾性係数が明確に大きくなった。図-4(c) からわかるように、FNS の含水状態が圧縮強度と静弾性係数の関係に与える影響は小さかった。

**c) ひび割れ発生強度**

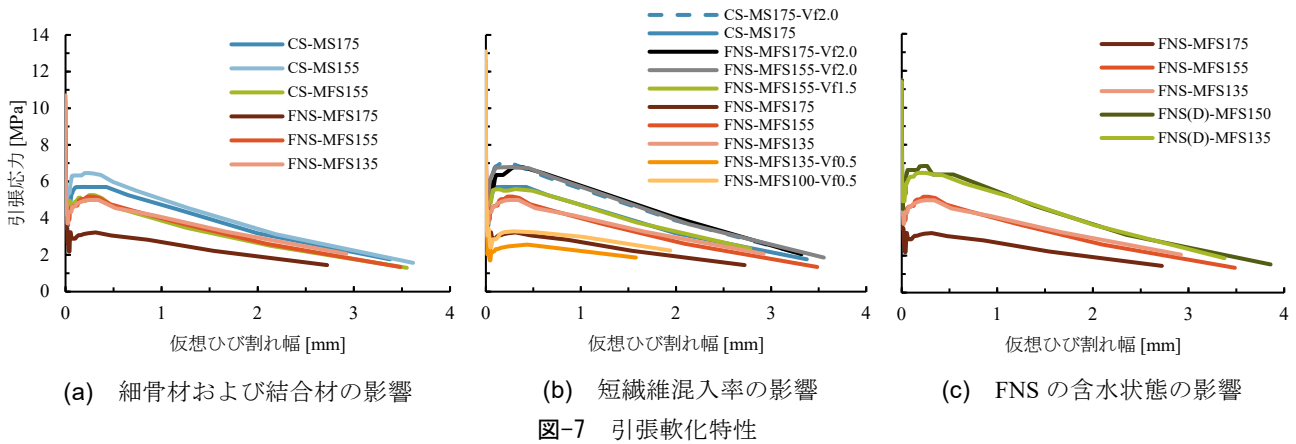
図-5 にひび割れ発生強度、図-6 に圧縮強度とひび割れ発生強度の関係を示す。図-6 には、参考として野口ら<sup>13)</sup>による圧縮強度と割裂引張強度の関係式により求まる曲線も併記した。図-5 からは、それぞれの条件において単位水量の減少（モルタル細骨材容積比の増加）に伴ってひび割れ発生強度は増加する傾向があるように見られるが、図-6 によると、FNS-MFS175 を除いて、概ね、報告されている圧縮強度と割裂引張強度の関係の範囲にあると考えられる。細骨材や単位水量、短繊維混入率が圧

縮強度とひび割れ発生強度の関係に与える影響は明確ではなかった。

FNS-MFS175 (Vf=1.0%) のひび割れ発生強度が他と比べて小さくなっているが、FNS-MFS175-Vf2.0 では同様の傾向とはなっていないことから、配合や材料の影響(FNS を用いて単位水量が大きい)によって生じたものではなく、実験作業上の何らかの要因で生じた可能性がある。

**d) 引張軟化特性**

図-7 に引張軟化特性の算出結果を示す。FNS-MFS175 を除いて引張軟化特性に与える単位水量の影響は小さい。図-7(a)からは FNS-MFS155 および 135, ならびに CS-MFS155 の引張軟化特性はほぼ同程度であり骨材の影響は小さいと考えられる一方で、FA を使用していないCS-MS シリーズのほうが高い引張応力が得られていることがわかる。結合材の違いによるペーストの収縮特性の違いが短繊維の付着に影響を与えている可能性が考えられるが、詳細についてはさらなるデータの蓄積と検討が必要である。図-7(b)からは、短繊維混入率が増加するにつれて、引張軟化特性における引張強度も上昇していることがわかる。Vf=2.0%の条件では、図-7(a)と異なり、CS-MS と FNS-MFS で引張軟化特性が同程度となっている。CS-MS175-Vf2.0 は図-1 に示したように流動性が極めて



小さく、短繊維の分散性が低下した可能性も考えられる。

図-7(c)に示した FNS の含水状態に着目すると、気乾状態の FNS を用いたシリーズでは表乾状態の FNS を用いたシリーズに比べて高い引張応力を示した。FNS の吸水により周囲のペーストの水結合材比の変化や細骨材とペーストの界面の付着強度の変化が生じ、結合応力が向上した可能性が考えられる。

#### 4. まとめ

FNS とフライアッシュを用いた超低収縮超高強度繊維補強コンクリートの各種特性を確認した結果、一般的な材料を用いた場合と比べて流動性は大きく向上し、単位水量と自己収縮を大幅に低減しながら、高い力学特性を実現できるコンクリートであることがわかった。また、FNS を含水率 0.1%以下の気乾状態で使用しても、適切に単位水量を設定することで各種の特性が低下することはないこともわかった。

#### 参考文献

- 1) プレストレストコンクリート工学会：更新用プレキャスト PC 床版技術指針，2016.3
- 2) たとえば，阿部浩幸，原健梧，澤田浩昭，中村雅之：プレキャスト PC 床版の新しい RC 接合構造に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 493-498，2007.7
- 3) 竹山忠臣，篠崎裕生，横井晶有，内田裕市：各種 FRCC を用いた鉄筋の重ね継手に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 43，No. 2，pp. 769-774，2021.7
- 4) 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
- 5) 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

- ト工学年次論文集，Vol. 37，No. 1，pp. 1117-1122，2015.7
- 6) 竹山忠臣，中村誠孝，松田拓，西村一博：超低収縮 FRCC を用いたプレキャスト床版継手構造の疲労耐久性，第 30 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. 481-484，2021.10
- 7) 佐々木亘，恩田陽介，松田拓：単位水量と自己収縮を大幅に低減した高強度繊維補強コンクリート，第 29 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. 425-428，2020.10
- 8) 恩田陽介，佐々木亘，葦哲義，松田拓：乾燥した FNS を用いた超低収縮高強度繊維補強コンクリートに関する検討，第 30 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. 351-356，2021.10
- 9) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書（II），pp. 209-210，1994.5
- 10) 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，2016.7
- 11) 谷口秀明，佐々木亘，樋口正典，村田宣幸：東北地方の骨材を用いたコンクリートの品質評価，第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp. 461-464，2011.10
- 12) たとえば，佐々木亘，芦塚憲一郎，出口宗浩，谷口秀明：高強度コンクリートの力学特性に与える鋼繊維の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 1，pp. 277-282，2013.7
- 13) 野口貴文，友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集，第 472 号，pp.11-16，1995.6

# 損傷を生じた RC 造建物の振動特性の推移

## A Study on Vibration Characteristics Changes of Damaged RC Buildings

R&Dセンター 川島 学 MANABU KAWASHIMA

R&Dセンター 神山 圭佑 KEISUKE KAMIYAMA

大型振動台実験のデータを用い、加振中に損傷を生じた RC 造建物の固有振動数の推移について、等価な一自由度系の荷重変形関係とみなされる性能曲線を用いて考察した。時々刻々の固有振動数の推定値は、応答振幅の増大とともに低下し、損傷を生じた場合には応答が収束しても元の値には戻らない傾向を示した。性能曲線の各点と原点とを結ぶ勾配として求めた等価な振動数は、固有振動数と良く対応することが分かった。また、振幅の小さな領域の固有振動数の変化傾向を説明する非線形モデルを提案した。

キーワード：大型振動台実験，固有振動数，性能曲線

Using data obtained with the large-scale shaking table experiments, changes of the natural frequencies of RC buildings damaged during the shaking test were discussed by denoting the "performance curve" which is a load-deformation relationship for an equivalent one-degree-of-freedom system. When damage occurred during the shaking, the estimated natural frequencies decreased and did not return to its initial value at the end of the tests. The identified natural frequencies were also found to correspond well to the equivalent frequencies obtained as the gradient connecting each point of the performance curve and the origin. In addition, a nonlinear model was proposed to explain the tendency of the natural frequencies to changes at the range of small amplitudes.

**Key Words:** Large-scale shaking table test, Natural frequency, Performance curve

### 1. はじめに

建築物や橋梁等を対象とした大地震後の即時被災度判定の自動化は、早期の社会機能復旧という重要課題を解決する鍵となると期待されている。これまで様々な解決方法が提案・実施されている<sup>1)</sup>ものの、決定的な解決策は今のところなく、対象に応じて適切な方法が適用されているのが現状といえる。

これまでに当社は、多様な構造物を対象にすることを念頭に、先験的な数理モデルを必要としない、無線ネットワークを基盤として実現される異常検知手法を開発し<sup>2)</sup>、さらに大規模震動台実験のデータに適用してその有効性を確認している<sup>3)</sup>。その手法は、構造物の特性を表す指標として建物の全体的な剛性と関連付けられる固有振動数に着目するものである。

ところで、RC 系の建築物において、地震前後で固有振動数が低下する現象は知られていた<sup>例えば 4)</sup>が、わが国で数多くの観測事例が報告され研究が進展したのは、2011 年東北地方太平洋沖地震後である。永野ら<sup>5)</sup>は、関

東地域と関西地域に建つ複数の超高層建物の観測記録を系統的に分析し、複数の建物で地震の最中に振動数が低下し、地震の終了後にも元に戻らない傾向を報告した。川島ら<sup>6)</sup>は、中層 SRC 造建物を対象に、強震動を受けている最中の層剛性の時々刻々の変化を評価し、応答振幅の大きさとの間の関係を議論した。成島ら<sup>7)</sup>は、地震収束後の固有振動数が、3 年後の常時微動計測で得た値と同等であることを示した。

このように、地震を受けて固有振動数が変化するという報告は多数あるが、層の降伏点を超えたと推定される建物を対象とした検討は限られる。実際に損傷が生じる建築物での検討を実施する上で、この種のデータは非常に貴重である。東城ら<sup>8)</sup>は、大型振動台で実施された RC 構造物での実験データを分析し、固有振動数および減衰定数と応答量との関係を報告している。

本報では、大型振動台実験のデータを用い、地震時および地震前後の振動数の推移を検討した 2 事例を紹介する。1 事例目は、令和元年度「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクトサブプロ(c)非構造

部材を含む構造物の崩壊余裕度に関するデータ収集・整備」の一部として行われた加震実験において、付加計測チームとして当社が設置した計器にて取得した加振時データを分析した事例<sup>3)</sup>である。2事例目は、他の実験データ<sup>9)</sup>を対象として、部材の降伏が生じたと考えられる加振ケース前後の小振幅加振時の振動数の推移を検討した事例である。

## 2. 事例1: 3層RC造建築物の実験

### (1) 計測システムと加振実験の概要

本節では、当社が付加計測チームとして計測を実施した振動台実験の結果を示す。図-1に、試験体の遠景写真ならびに分析対象とするセンサノードの配置を示す。センサノードの機能は、加速度計、無線通信モジュール、演算部(Raspberry Pi)、記録部により構成される。加速度計により収集されたデータは記録部に書き込まれるとともに演算部へ渡され、演算部で一次処理をした結果が無線通信モジュールを通じてゲートウェイへ転送される。以上の動作は、本システムを立ち上げた後常時微動データに対して定期的に行われ、ゲートウェイではその統計情報を随時取得、蓄積する。そして、地震等のイベントの発生を検知すると、本システムは一次処理結果を高頻度で収集する動作に移行する。イベント後一定期間のデータが蓄積された後、ゲートウェイでは、イベント検知後のデータと蓄積された統計情報とを照らし合わせて、データに予め定めた閾値を超える差異が生じた場合に、異常と判定する。なお、本システムは、ゲートウェイとセンサノード相互間で、電源および通信のケーブルを一切要しない構成とした。

加震実験の入力には、告示波(神戸位相)の振幅調整を行った模擬地震波が用いられた。20%(稀)、100%(極稀)の入力の後、150%(極稀×1.5)の加震を2度行い、最後に160%を入力し、計5回の実験が行われた。加震方向は、図-1中に示すY方向の1方向である。

### (2) リアルタイム異常検知

加震実験時に、現地に設置したゲートウェイにおいて、リアルタイムでの異常検知を試みた。図-2に、最も振幅の小さな20%加震後の、現地ゲートウェイ画面に表示された異常検知結果のスナップショットを示す。加震方向であるY方向の卓越振動数がイベントの前後でわずかに低下したことを自動検知した。本事例では、この振動数の変化を異常と判定(図中右下のstep1: Anomaly)したことになる。本システムでは閾値を変えた3段階の判定<sup>9)</sup>を行い、誤検知を避ける配慮をしているが、1段

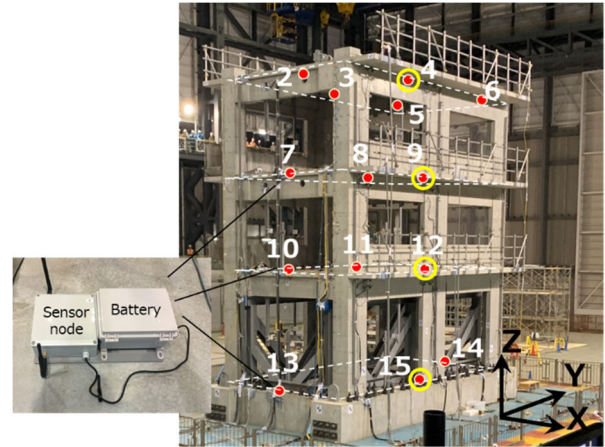


図-1 3層RC造試験体の遠景とセンサノードの配置

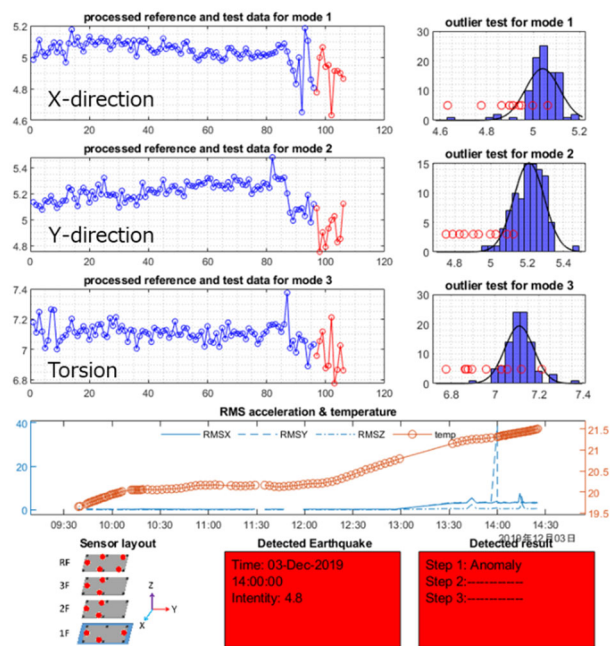


図-2 20%加震後の画面スナップショット

階目でデータの変化を検知することができた。なお、ここでは卓越振動数に着目した事例を示したが、他の任意の特性値を対象とすることが可能である。

本手法では、統計的枠組みを用いるために、イベント後に複数の記録の分析結果が必要となる。本実験時には、加震終了後、約十分が経過した時点で判定結果を得た。

### (3) 加震実験中の振動特性の分析

加震実験終了後にデータを回収し、オフラインにて加震実験中のデータの分析を行った。ここでは、応答中のモーダルパラメータを、波形を4秒ごとの区間に区切り、肥田ら<sup>10)</sup>の知見を参考にPO-MOESP法によって同定することとした。本項の分析には、図-1において黄色○印で示したセンサノードの記録を用いた。

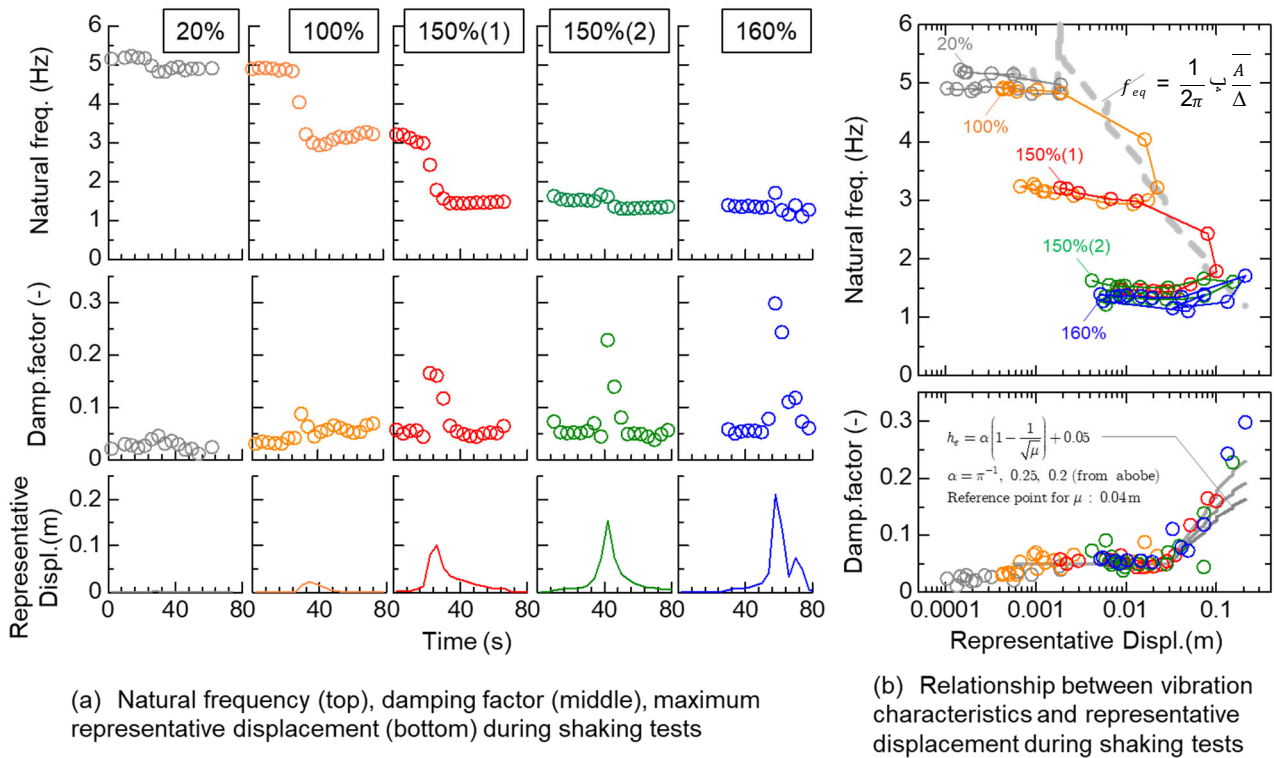


図-3 加振実験時の振動特性の評価値

同定された試験体の固有振動数および減衰定数を図-3(a)に示す。最下段は、楠ら<sup>11)</sup>の方法に準じて式(1)により算出した代表変位 $\Delta$ であり、同定区間の最大値を抽出したものである。

$$\Delta = \frac{\sum_i m_i u_i}{\sum_i m_i} \quad (1)$$

ここに、 $m_i$ は第*i*層の質量、 $u_i$ は加速度データを周波数領域で積分し求めた第*i*層の相対変位である。

固有振動数は、20%加振でごく僅かに低下し、100%および1回目の150%加震において顕著な低下が生じている。2回目の150%加振、160%加振での固有振動数の変化量は小さい。各々の加震終了後の振動数は、前節で紹介した異常検知システムでの評価値と対応している。減衰定数は、150%以上の加震中の応答の大きな時間帯に急激に増加し、応答が収まると減少する。

固有振動数ならびに減衰定数の同定値と代表変位 $\Delta$ との関係を、片対数軸で図-3(b)に示した。固有振動数の値は、各加振ケース毎に、加振が開始し代表変位が増加するにつれ徐々に振動数が低下し、前の加振時の代表変位を超えると急に低下する傾向を示す。この傾向は、実建物を対象とした文献<sup>6), 7)</sup>の結果と類似している。振動数に顕著な低下が見られる100%加振、150%加振の結果を連続的に見ると、未経験の応答振幅の部分を含め、一連の右下がり状の曲線が観察される。応答が収束に向

かう部分では、固有振動数が僅かに増加に転じて加振が終了するが、次の加振初期の固有振動数は前加振時の収束値と等しいことが分かる。

同図には、式(1)の代表変位 $\Delta$ と

$$A = \frac{\sum_i m_i a_i}{\sum_i m_i} + a_0 \quad (2)$$

より計算した代表加速度 $A$ との関係を、等価な一自由度系の荷重変形関係とみなし、そこから骨格曲線を抽出した性能曲線<sup>11)</sup>の各点に対し原点と結んだ勾配から

$$f_{eq} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{A}{\Delta}} \quad (3)$$

として求まる $f_{eq}$ を併せて図示している。 $a_0$ は入力加速度、 $a_i$ は振動台に対する相対加速度を表す。

式(3)の $f_{eq}$ は、地震応答時の振動数の一種の近似とみなすことができる。この等価な振動数 $f_{eq}$ は、それ以前に経験した振幅を超えた応答領域での同定結果である、右下がりの曲線部分を概ね包絡することが分かる。この結果は、同定された固有振動数が、性能曲線を介することで、構造物が経験した応答振幅と関連付けられることを示唆すると考えられる。

減衰定数は、20%加振から100%加振では代表変位の増大とともに漸増し、0.05程度で一旦横ばいになる。代表変位が鉄筋の降伏が生じたと推定される100%加振の

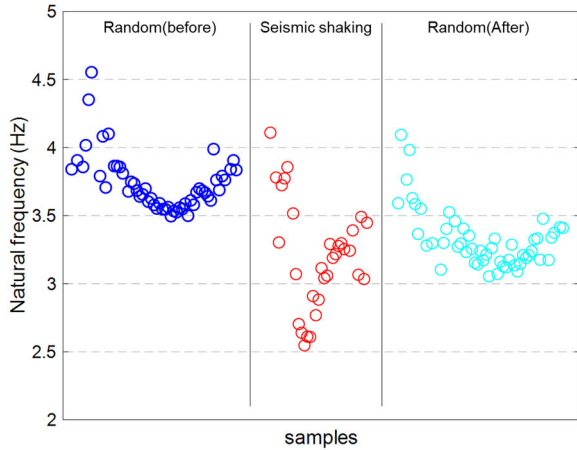


図-4 地震波加振時とランダム波加振時の固有振動数

最大応答値を超えた領域で、急激に増大することが分かる。図-3(b)には、RC造建物を対象に用いられている等価粘性減衰定数<sup>12)</sup>の評価式

$$h_{eq} = \alpha \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (4)$$

において、係数 $\alpha$ を $\pi^{-1}$ , 0.25, 0.2 と変えた場合の計算値を示している。塑性率 $\mu$ の値は、梁主筋の降伏が生じたと推定される100%加振時の代表変位(0.04m)によって各区間の代表変位の値を規格化した値とした。評価式(4)による値は、同定値の傾向を概ね表現し、応答振幅の大きな領域においては同定値よりやや小さい傾向にある。

### 3. 事例2: 6層RC造建築物の実験

#### (1) 実験内容と対象とするデータ

本節では、6層RC造建物を対象に実施された実験<sup>9)</sup>において、損傷が生じた地震波加振とその前後の小振幅加振のデータから固有振動数を推定し、応答振幅との関係について考察した事例を報告する。

実験に用いられた試験体は、都市部に比較的多く存在するRC造建物の板状共同住宅がモデルである。試験体は実際の大きさから約30%に縮小しており、張間方向4.6m、桁行方向5.4m、高さ5.4mの6階建てである。張間方向の2階以上には連層耐震壁が配されているが、本報では耐震壁のない桁行方向の振動特性を検討する。

本実験では、入力地震波として1995年兵庫県南部地震のJMA神戸波を振幅調整して20%~140%と増大させ、最終的に崩壊に至らしめる一連の加振実験が行われている。また、各地震波入力の間には、試験体の振動特性を確認するために、小振幅のランダム波加振が実施されて

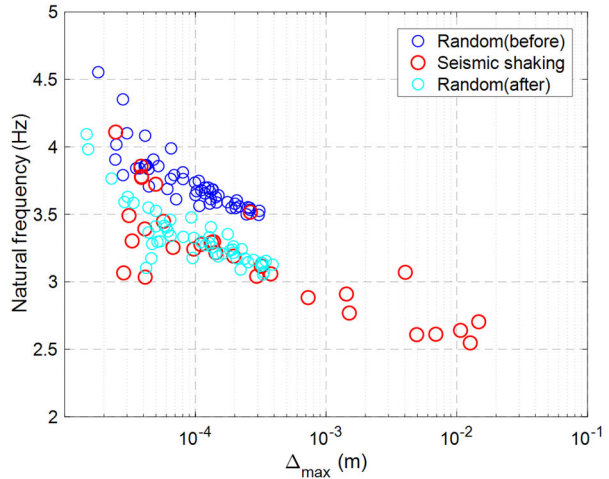


図-5 固有振動数と代表変位 $\Delta_{max}$ の関係

いる。これらの記録の中から、本報告では、主筋の降伏が生じたと推定<sup>9)</sup>されているJMA神戸波55%加振(以降では、単に地震波加振と称する)と、その前後のランダム波加振のデータを用いることとした。

加速度計は各階の建物の対角線上に2点置かれており、本検討ではねじれの影響を排するために、それら2点の平均を各層の加速度記録として用いる。各層の加速度より、建物の応答を代表する値として、前述の式(1)および式(2)を用いて代表変位 $\Delta$ と代表加速度 $A$ の値を算定した。式(1)を計算する際には、1.5Hz以上の成分を通過するフィルタを用い、加速度記録を周波数領域で数値積分することにより変位を求めた。

#### (2) 地震波加振中の固有振動数の推移

各階の応答加速度を1秒ごとに切り出したサンプルに対し、前節同様にPO-MOESP法<sup>10)</sup>を適用することによって1次固有振動数を推定した。図-4に、地震波加振時およびその前後のランダム波加振時の結果を示す。図の横軸は1秒間ごとにプロットしたものであるが、連続記録ではないため目盛りを省略している。固有振動数は地震波加振の開始時には約4Hzであるが、地震波加振中に2.5Hz付近にまで大きく低下し、その後徐々に3.5Hz程度まで回復する。その前後のランダム波加振時の固有振動数は、地震波加振の開始時および終了時の値とほぼ等しいが一定値ではなく、加振中に若干低下した後に元の値に戻る。図-5に、各1秒間のサンプル内の代表変位の最大値 $\Delta_{max}$ と1次固有振動数との関係を示す。固有振動数は地震波加振で生じた損傷により不可逆的に変化し、2群の右下がりの曲線が同図に現れている。また、図-4で観察された振動数の変化は、地震波加振時の振幅の大きな区間のみならず、ランダム波加振時の小振幅の区間においても生じていることが分かる。

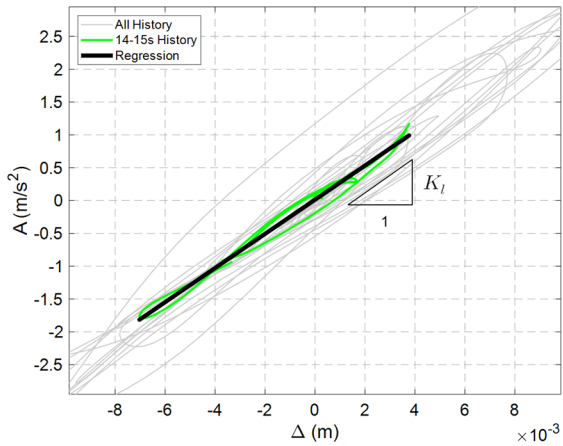


図-6 代表変位 $\Delta$ と代表加速度 $A$ の履歴と等価剛性 $K_I$

(3) 荷重変形関係を用いた振動数回復傾向の考察

代表変位 $\Delta$ と代表加速度 $A$ との関係は、等価一自由度系の荷重変形関係とみなすことができる。前節(3)においてはそこから骨格曲線を取り出した性能曲線<sup>11)</sup>を用いて、同定された固有振動数との対応関係を示した。ここでは、本節(2)で推定した、応答が収束する過程を含む地震波加振時の時々刻々の固有振動数について、該当する時間区間で切り出した荷重変形関係の履歴との関係を検討する。

地震波加振時の、 $\Delta$ と $A$ との関係を示したものが図-6である。図中の緑線は加振14~15秒区間を切り出してプロットしたもので、黒直線はこの1秒間の軌跡に対して線形回帰したものである。この直線の傾きを以後回帰剛性 $K_I$ と呼ぶ。回帰剛性の平方根 $\sqrt{K_I}$ を $2\pi$ で除した値は、1秒間の区間の等価な振動数とみなすことができる。

図-7に、本節(2)においてシステム同定により推定した固有振動数と、同じ1秒間の時間区間で回帰剛性より計算した等価な振動数を比較して示した。回帰剛性より換算した振動数と、時々刻々の固有振動数はほぼ等しく、その増減の傾向もよく対応する。図-4、図-5で最大応答経験後に観察される固有振動数の回復傾向は、計測データから推定した荷重変形関係における除荷時剛性の特性を反映したものと考えられる。

(4) 微小振幅領域における振動数の変化

図-4、図-5では、ランダム波入力時の微小振幅領域においても固有振動数の変化が見られる。加振終了後には元の値に復帰することから、新たな損傷の生じない場合に生じる変化であると言える。この領域での非線形性を表現するために、微小変形領域における荷重変形関係を式(5)の双曲線式でモデル化する。

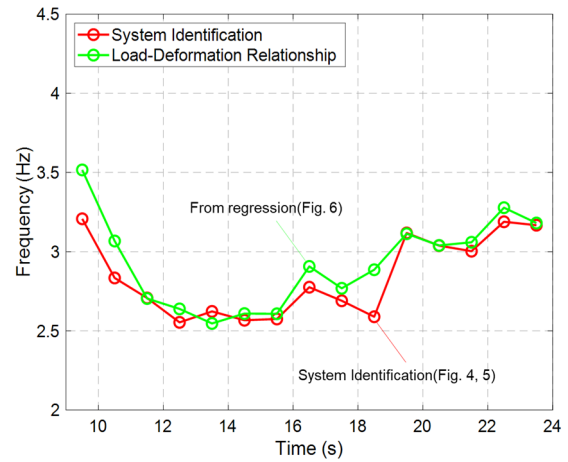


図-7 システム同定による固有振動数と履歴から求めた等価振動数の比較

表-1 非線形モデルのパラメータ

	$f_0$ (Hz)	$\Delta_f$ (m)
加振前ランダム波	3.82	0.0015
加振後ランダム波	3.41	0.0017

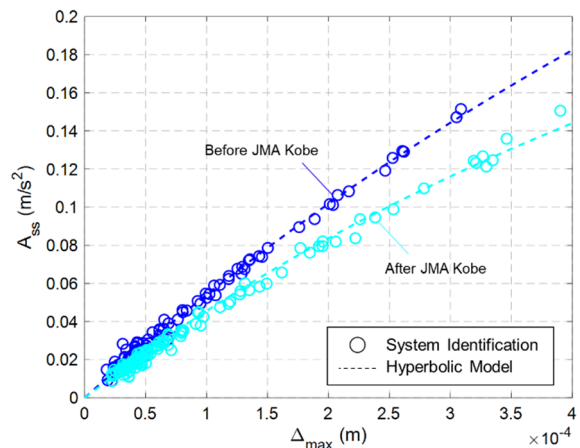


図-8 ランダム波加振時固有振動数と非線形モデル

$$A = \frac{(2\pi f_0)^2 \Delta}{1 + \frac{\Delta}{\Delta_f}} \quad (5)$$

ここで、 $f_0$ は $\Delta=0$ の時の接線剛性に対応する固有振動数、 $\Delta_f$ は双曲線の非線形形状を決定するパラメータである。

地震波加振前後のランダム波加振のデータを用いて、式(5)のうち未知パラメータである $f_0$ および $\Delta_f$ を、グリッドサーチにより最適化した結果を表-1に示す。ただし、本節(2)と同様に1秒区間を切り出し、 $\Delta$ には各区間の最大値 $\Delta_{max}$ を、 $A$ には同定された固有振動数 $f_{ss}$ と $\Delta_{max}$ から $A_{ss} = (2\pi f_{ss})^2 \Delta_{max}$ として計算した値を用いた。

図-8に、 $\Delta_{max}$ と同定結果から計算した $A_{ss}$ との関係を示す。同図には最適化したパラメータを入力した式(5)の双曲線モデルを破線で図示し、比較して示した。図中の青色のプロットは地震波加振前の、水色のプロットは

地震波加振後の、ランダム波加振の結果であることを示している。地震波加振の前後いずれについても、式(5)のモデルはランダム波加振時の固有振動数より換算した代表加速度 $A_{SS}$ と良好に一致する。微小振幅領域における振動数の変化傾向は、本モデルを用いて説明が可能であると考えられる。

#### 4. 結論

本報では、RC 造建物を対象とした 2 種類の大型振動台実験のデータを用い、地震加振中の時々刻々の振動特性の変化に関する検討を行った結果を紹介した。

同定された固有振動数と応答振幅の間には、川島ら<sup>6)</sup>や成島ら<sup>7)</sup>によって個別の建物に対して示された関連性が、本報で示した 2 事例において部材の降伏を超える領域においても同様に観察された。すなわち、構造物に生じた損傷により固有振動数は不可逆的に低下し、振動が納まるにつれて振幅の小さな領域へ漸増しながら回復する。そして、経験した最大の応答振幅を超える入力を受けた時に新たな振動数の低下が生じる。

代表変位と代表加速度との関係を等価な荷重変形関係とみなし、骨格曲線を抽出した性能曲線と原点とを結んだ勾配や、履歴曲線の回帰剛性から、等価な振動数が求められる。この等価な振動数と同定した固有振動数との関係を調べると、地震波加振時と微小振幅加振時のいずれにおいても、両者は良く対応した。また、応答の小さな領域での固有振動数の非線形性を表現するモデルとして、式(5)の双曲線モデルを提案し、実験データとよく対応することを示した。

入力の増大する複数の加振実験から得られた応答振幅と固有振動数との関係を同時に描くと、未経験の応答振幅の領域の結果を連ねて、右下がり状の曲線が表れる。性能曲線より求めた等価な振動数は、この曲線を概ね包絡することが分かった。この結果は、同定された固有振動数は、性能曲線を介することで、構造物が経験した応答振幅と関連付けられることを示唆すると考えられる。

**謝辞：**本研究では、令和元年度「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクト サブプロ(c)非構造部材を含む構造物の崩壊余裕度に関するデータ収集・整備」の一部として行われた加震実験において、付加計測チーム（三井住友建設）の設置した計器から得られたデータを用いた。また、国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より、実験名「縮小 6 層 RC 造耐震壁フレーム建物の振動実験」のデータを使

用した。本報告の一部は、東京大学生産技術研究所、水谷准教授との共同研究の成果である。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 藤野 陽三監修：構造物のモニタリング技術，コロナ社，2020.
- 2) Hoang Trong Khuyen, Hiroyuki Uchibori and Naoki Nagamoto : Automated Real-time Seismic Monitoring System for Bridge and Building Structures, 三井住友建設技術研究開発報告 第 18 号，2020.
- 3) 川島 学, 水谷 司, 内堀 裕之, ホアン チョン クエン, 楠 浩一：無線ネットワークを用いた異常検知システムの性能確認とオフライン解析結果に基づく一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1019-1020, 2020.
- 4) M.D.Trifunac, S.S.Ivanovic, M.I.Todorovska: Apparent periods of a building. II: Time frequency analysis, Journal of Structural Engineering, ASCE, 2021.
- 5) 永野 正行ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性，日本地震工学会論文集，Vol.12, No.4, pp.65-79, 2012.
- 6) 川島 学ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震の前後における建物剛性の低下現象と損傷評価，日本地震工学会大会—2011 梗概集，pp.138-139, 2011.
- 7) 成島 慶ほか：強震記録と微動に基づく超高層集合住宅の動特性と中間階記録を利用した層剛性変化の分析，日本建築学会技術報告集，第 23 巻，第 54 号，pp.415-420, 2017.
- 8) 東城 峻樹ほか：大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 741 号，pp.1695-1705, 2017.
- 9) 杉元 訓祥ほか：縮小 6 層 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 741 号，pp.1759-1768, 2017.
- 10) 肥田ほか：部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 711 号，pp.923-932, 2014.
- 11) 楠 浩一ほか：加速度計を用いた実構造物の性能曲線算出法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 699 号，pp.613-620, 2014.
- 12) 柴田 明德：最新耐震構造解析（第三版），森北出版，2014.



# 弾性波を用いた埋設物探査手法に関する基礎的検討

## Fundamental Study on Detecting Buried Object using Seismic Reflection Method

R&Dセンター	程塚 保行	YASUYUKI HODOTSUKA
R&Dセンター	松田 拓	TAKU MATSUDA
知的財産部	戸村 豪治	GOJI TOMURA
土木技術部	長谷川 弘明	HIROAKI HASEGAWA
土木技術部	矢野 安則	YASUNORI YANO
大阪支店	井上 淳一	JUNICHI INOUE

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針などが行われ、調査に多大な労力を要している。そのために、この深度の効率的な探査手法の開発が求められており、探査手法の確立のために、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基礎的実験と数値シミュレーションを実施した。実験の事前検討として矩形函渠から反射する波を高密度に受振する測定配置と反射点を抽出するデータ処理方法を数値シミュレーションで検討し、その測定配置とデータ処理方法を実験で適用した。その結果、比較的に精度よく矩形函渠上面の位置を特定することができた。このことにより、本研究で用いた測定配置及びデータ処理方法は、埋設物の探査手法として適用可能であることを確認した。

**キーワード：**地下埋設物、反射法弾性波探査、矩形函渠、数値シミュレーション

Exploration of buried objects at a depth of 1 to 10 m, which is difficult to confirm by test pitting, takes labor for exploration, such as probe by boring. Therefore, the development of an efficient exploration method for this depth is required. In order to establish the exploration method, fundamental experiments and numerical simulations using the seismic reflection method were carried out for the box culvert at a depth of 2.5 m. As a preliminary study of the experiment, the measurement arrangement for receiving the reflected waves from the box culvert at high density and the data processing method for extracting the reflection points were considered by numerical simulation, and the measurement arrangement and the data processing method were applied in the experiment. As a result of the experiment, it was possible to identify the position of the upper surface of the box culvert with relatively high accuracy. From these it was confirmed that the measurement method and data processing method used in this study can be applied as a method for exploring buried objects.

**Key Words:** Underground buried object, Seismic reflection method, Box culvert, Numerical simulation

### 1. はじめに

地下埋設物や地下構造物の施工の際には、事前に既存埋設物を把握する必要がある。それらの既存埋設物は、一般に試掘による目視で確認される。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針などが行われ、調査に多大な労力を要する。よって、この深度の効率的な探査手法の開発が求められている<sup>1)</sup>。一方、非掘削の調査手法として電磁波の反射波を用いる地中レーダー探査は、短時間の測定が可能であり精度も

高いが、探査深度が 1~2m 程度と浅く、また、深度 1m 以浅であっても地下水位以深では電磁波の減衰が大きく探査が困難な場合が多い。そこで、深度 1~10m の非掘削の探査手法として、数十mの深さの地層の分布を調べる目的で利用される反射法弾性波探査を用いることとした。この手法を埋設物探査に応用するためには地下の局所的な位置から反射する波を測定する方法やその反射位置を特定するデータ処理方法を確立する必要がある<sup>2)</sup>。

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の基礎的な検討として、深度 2.5m にある既

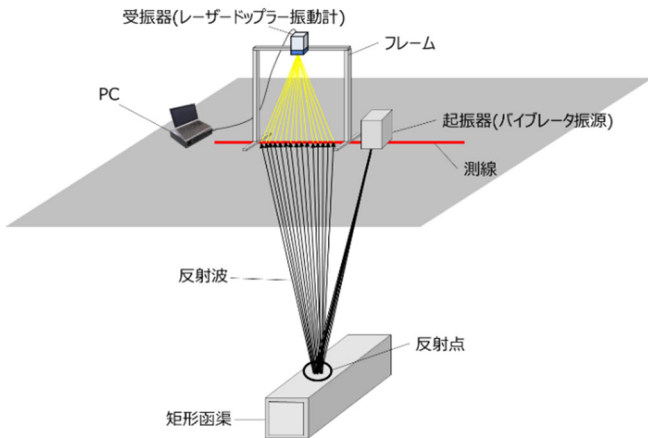


図-1 探査レイアウト

知の埋設物を対象に、数値シミュレーションによる測定配置やデータ処理手順などの埋設物探査手法についての事前検討と、その検討結果を踏まえて実施した埋設物探査実験の結果について報告する。

## 2. 埋設物探査手法概要

地層と比較して埋設管のような小さな物体で散乱し反射した波を測定するためには、埋設管の大きさより小さな波長の波を起振し、埋設管から反射してきた波を高密度に測定する必要がある。松原(1994)ら<sup>3)</sup>は、小型のパイゼータ振源を用いて深度1.5~2.0mの埋設物から反射した波を捉えている。更に、Bachrach(2010)ら<sup>4)</sup>は高密度に展開した受振器を用いて深度1.5mに埋設された埋設管から反射した波をマイグレーションなどのイメージング処理を適用することにより検出している。本研究では、Bachrach(2010)らの手法を応用し、埋設物の検出に加えて、埋設物から反射する波を反射点として抽出し埋設物の位置を特定する手法を数値シミュレーションで検討し、実験で適用した。実験の探査レイアウトを図-1に示す。

## 3. 数値シミュレーションによる事前検討

埋設物探査実験に先立って、実験を模擬した数値シミュレーションによる事前検討を行った。

### (1) 数値シミュレーションデータの作成

数値シミュレーションは、実験で計画した起振点-受振点の配置と実験地を模擬した2次元の弾性波速度モデルを設定して、波線理論<sup>5)</sup>により受振点の速度振幅を計算した。起振点-受振点の配置と弾性波速度モデルを図-

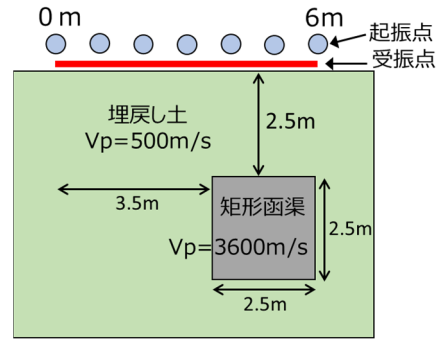


図-2 起振点-受振点配置と弾性波速度モデル

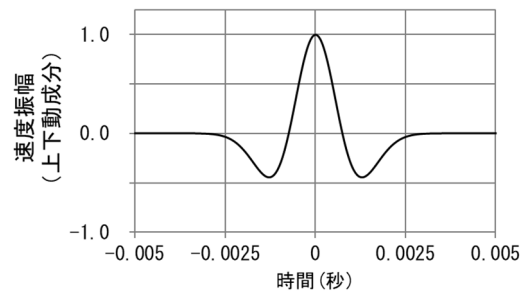


図-3 入力波形(リックウエーブレット)

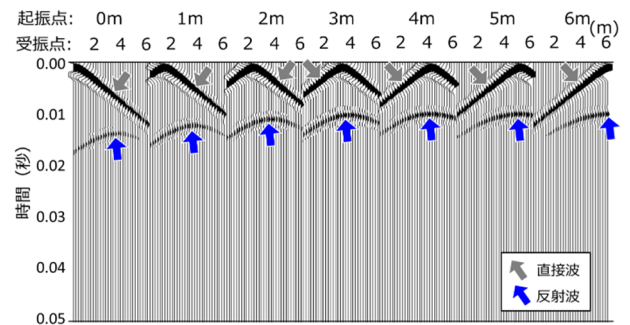


図-4 探査波形(数値シミュレーション)

2に示す。測線長は6mとし、起振点は1m間隔で7点、受振点は0.2m間隔で31点配置した。弾性波速度モデルの矩形函渠は、上面が深度2.5mにあり、大きさは幅2.5m×深度2.5mとし、弾性波速度は $V_p=3600\text{m/s}$ とした。その周囲は埋戻し土を想定し弾性波速度を $V_p=500\text{m/s}$ とした。数値シミュレーションの入力波形は、中心周波数300Hzのリックウエーブレットとした(図-3)。

数値シミュレーションにより計算した受振点の速度振幅の探査波形を図-4に示す。探査波形の反射波の双曲線の頂点を青矢印で示す。起振点が0~3mにおける反射波の双曲線の頂点はすべて3.5m地点で反射波の双曲線形状が同様となっている。そして、起振点が矩形函渠から遠ざかるにつれて到来時間が遅くなっている。探

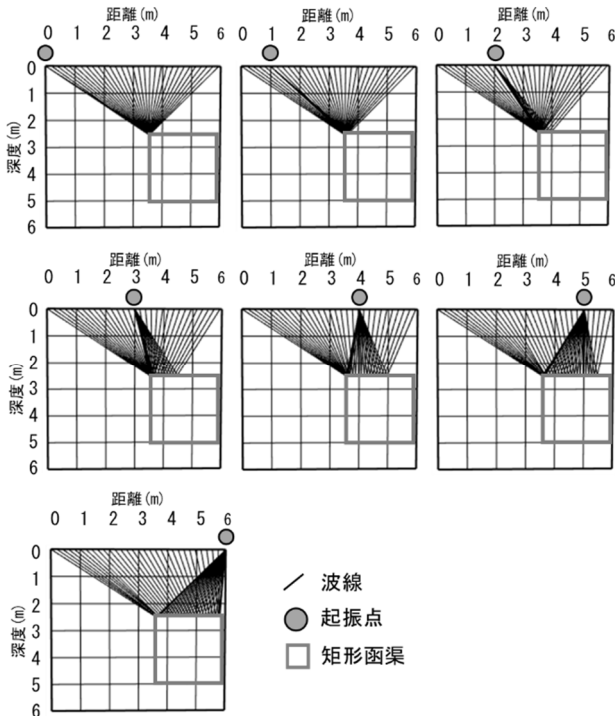


図-5 波線図 (数値シミュレーション)

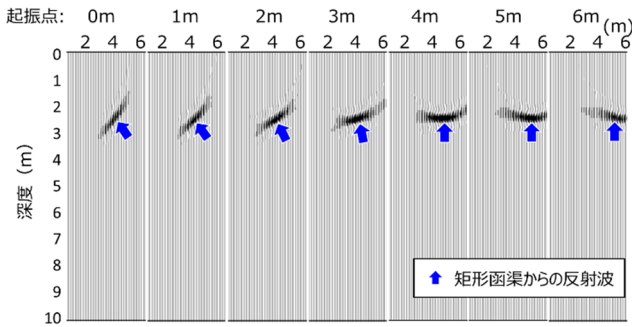


図-6 重合前時間マイグレーション後の深度変換結果 (数値シミュレーション)

査波形の反射波の波線経路を図-5に示す。起振点が0~3mの反射波のほとんどは矩形函渠の上面の隅角部(3.5m地点)で反射している。すなわち、矩形函渠の隅角部から反射する波は、起振点位置が変わっても反射波の双曲線の頂点が矩形函渠の隅角部直上となり、起振点と矩形函渠の隅角部との距離に応じた到来時間となることを示している。一方、起振点が4~6mの探査波形の反射波の双曲線の頂点は、起振点の位置とほぼ同一であり、それぞれ起振点位置の反射波が同一時間に到来している。これは、図-5の波線図に示すように4~6m起振点の下部に矩形函渠が位置しているためである。

## (2) 数値シミュレーションデータの処理

探査波形の直接波をミュートで除去し、速度構造モ

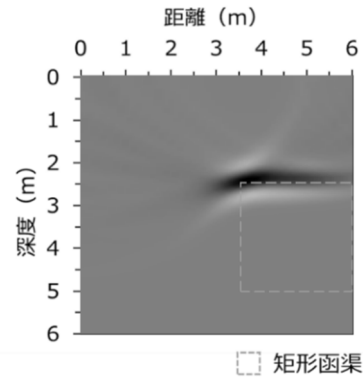


図-7 重合断面 (数値シミュレーション)

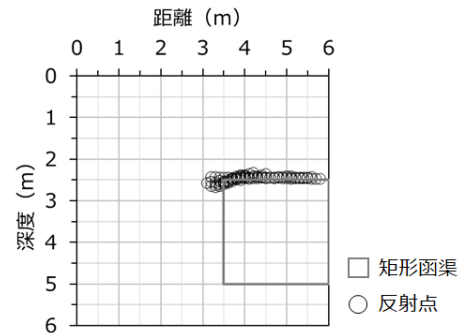


図-8 深度変換結果の反射点分布 (数値シミュレーション)

デルの埋戻し土の弾性波速度 ( $V_p=500\text{m/s}$ ) で重合前時間マイグレーション<sup>6)</sup>および深度変換<sup>6)</sup>を適用した。この重合前時間マイグレーションは、探査波形における反射波を地下の反射点位置にイメージする処理である。そして、深度変換は、弾性波速度データを用いて時系列データを深度データに変換する処理である。重合前時間マイグレーション後の深度変換結果を図-6に示す。図中青矢印の反射波が集中してイメージされた反射点位置は、矩形函渠上面に対応する。また、図中青矢印と図-5の波線図の反射点の整合性から、反射波の振幅が反射点へイメージできていることが確認できる。

7起振点分の深度変換結果の振幅を足し合わせた重合断面を図-7に示す。重合断面から、矩形函渠の上面と3.5m付近の隅角部が認められる。

## (3) 反射点の抽出

探査結果として矩形函渠の位置座標を得るために、反射波の振幅に閾値を設定して反射点を抽出した。反射点の抽出の際には、図-6の深度変換結果と図-7の重合断面の反射点位置の分布や精度を比較する目的で、それぞれ反射点を抽出した。深度変換結果から抽出した反射点分布を図-8に、重合断面から抽出した反射点分布を図-

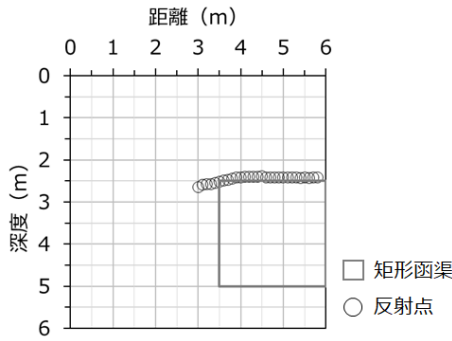


図-9 重合断面の反射点分布  
(数値シミュレーション)

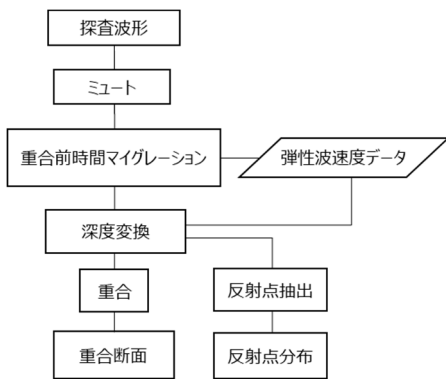


図-10 データ処理フロー (数値シミュレーション)

9 に示す。両者とも反射点の分布位置はおおむね同一であるが、深度変換結果の反射点分布の方が反射点の抽出数が多く且つ矩形函渠隅角部 (3.5m地点) の反射点の集中が顕著である。この隅角部の反射点の集中は、矩形函渠の隅角部位置の把握を容易にする重要な特徴であるため、反射点の抽出には深度変換結果を用いることとした。

以上のデータ処理フローを図-10 に示す。この手順を基本とした処理フローを次章の埋設管探査実験で用いた。

#### 4. 埋設物探査実験

実験は、片側 2 車線の道路上の規制帯内で実施した (図-11)。実験エリアには深度 2.5m で 2.7m×2.8m 程度の大きさの矩形函渠が道路の車線方向に敷設されており、これを探査対象とした。測線はこの矩形函渠を横断する方向に配置し、測線長は道路幅の 6m とした。

##### (1) 実験データの取得

探査データの測定は、高感度で高密度測定が可能なレーザードップラー振動計と高周波数帯域の起振ができるバイブレーション源を使用した (表-1)。受振点の間隔は

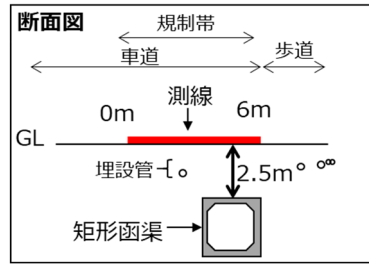


図-11 測線配置

表-1 実験機器

機器名	規格・仕様	
レーザードップラー振動計	電源	100VAC
	測定距離	125mm~100m
	測定物のサイズ範囲	数mm <sup>2</sup> ~最大数m <sup>2</sup>
	スキャン角度	50° × 40°
	測定周波数帯域	0~50kHz
	分解能	0.005~0.05 (μm/s)/√Hz
可搬型バイブレーション源	電源	12VDC
	加振力	450N
	周波数範囲	20~400Hz
	起振部重量	35kg
	全重量	130kg

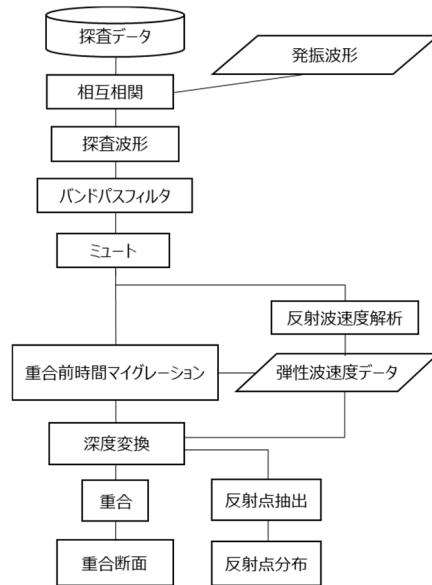


図-12 データ処理フロー (探査実験)

0.2m の固定展開とし、起振点は 1m 間隔で 7 点配置した。実験エリアの隣の対向車線には車両が走行し、その上部は鉄道が走行しており、その振動ノイズが 10Hz 付近の周波数帯域で卓越していた。そのため、バイブレーション源の起振周波数は 20~400Hz とした。

##### (2) 実験データの処理

データ処理フローを図-12 に示す。図-10 のデータ処

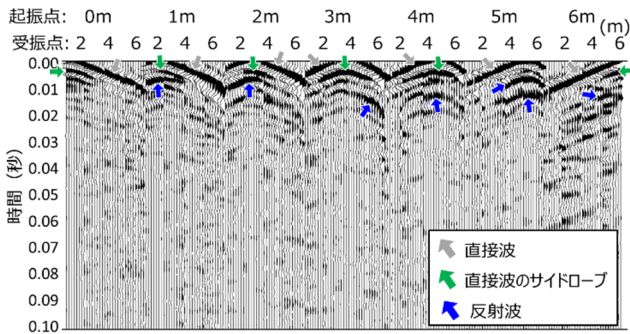


図-13 探査波形図 (探査実験)

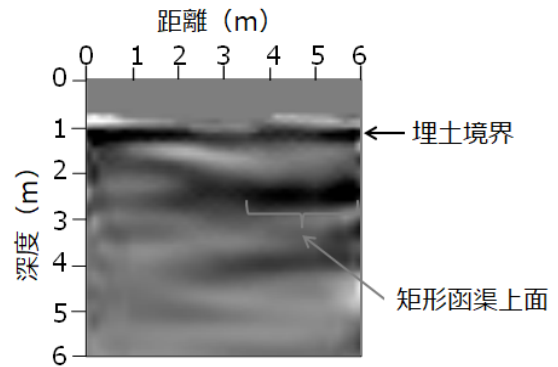


図-15 重合断面 (探査実験)

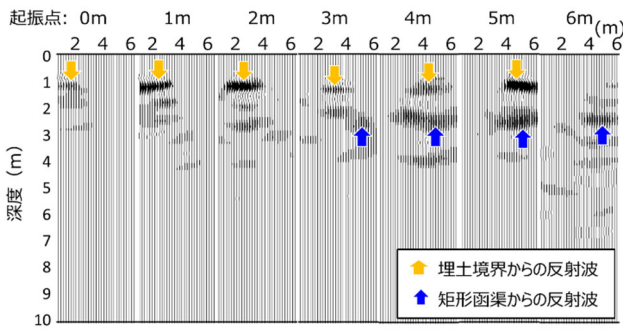


図-14 重合前時間マイグレーション後の深度変換結果 (探査実験)

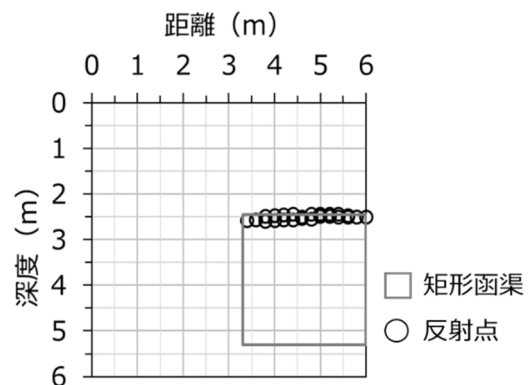


図-16 反射点分布 (探査実験)

理フローに、相互相関とバンドパスフィルタ、反射波速度解析を加えた。相互相関は、実験に用いたバイブレータ振源によって起振される周波数変調の探査データを時系列の探査波形に変換するために適用した。バンドパスフィルタは、探査波形を起振周波数帯域に制限しノイズ除去を目的として適用した。そして、重合前時間マイグレーションを適用するために必要な実験地の地盤の弾性波速度を得るために反射波速度解析を行った。測定データと発振波形を用いて相互相関処理を適用した探査波形を図-13に示す。探査波形はやや不明瞭であるが、これはバックグラウンドノイズや表面波、PS変換波などの反射波以外の影響が含まれていることが原因と思われる。そのために、前章の数値シミュレーションの探査波形のような明瞭な双曲線形状は認められないが、直接波とそのサイドローブの後に反射波と思われる波がいくつか認められる。その反射波を抽出するため、探査波形に起振周波数帯域のバンドパスフィルタを適用し、直接波とそのサイドローブをミュートにより除去した。その後、反射波速度解析を実施して得られた弾性波速度データ ( $V_p=360\text{m/s}$ ) を用いて重合前時間マイグレーションを適用し深度変換を行った。深度変換結果を図-14に示す。深度 1m 付近と深度 2.5m 付近に比較的振幅の大きな反射波が認められる。これらの反射波は既存情報から

深度 1m 付近は埋土境界からの反射波、深度 2.5m 付近は矩形函渠上面からの反射波と推定される。この矩形函渠上面から反射した波を抽出した反射点分布と重合処理を適用した重合断面をそれぞれ作成した。

### (3) 探査結果

重合断面を図-15に示す。深度 1m 付近に埋土境界が測線の始点から終点まで連続して認められる。そして、深度 2.5m 付近の振幅の大きな反射波の分布は、矩形函渠の上面の既存情報の位置及び深度とも概ね整合している。その矩形函渠の下部の深度 4m 付近にもやや小さな振幅の波の分布が認められるが、その波の分布幅が矩形函渠上面の反射波分布と同様であり、その深度 (4m) が矩形函渠と埋土境界の間の深度の差 (1.5m) を矩形函渠の深度 (2.5m) に足した深度と一致するため、これは埋土境界と矩形函渠上面の間で多重反射した波と推定される。

深度変換結果から抽出した反射点分布を図-16に示す。その反射点分布の幅は矩形函渠の上面と概ね一致している。そして、その反射点は、反射点分布と既存情報との比較から 10~20cm の位置精度で検出できていることが

確認できた。

## 5. まとめ

深度 1~10m の埋設物を探査する手法の確立のための基礎的な検討として、既知の深度 2.5m の矩形函渠を対象に埋設物探査実験を実施した。その実験の事前検討として、数値シミュレーションで測定配置やデータ処理手順などの埋設物探査手法について検討した。その結果、探査実験で計画した測線配置や起振点間隔及び受振点間隔で矩形函渠が探査可能であること、重合前時間マイグレーション後の深度変換結果から反射点を抽出することにより矩形函渠上面の位置及び形状の把握が容易になることが確認できた。これらの数値シミュレーションでの検討結果を基に、埋設物探査実験を実施した。その結果、矩形函渠から反射した波が検出でき、その反射点分布から比較的精度よく矩形函渠上面の位置を特定することができた。今後の課題として既存情報がない埋設物を対象とした探査手法の検討と探査波形の S/N 比の向上が挙げられる。

## 参考文献

- 1) 社団法人全国地質調査業協会連合会：防災・維持管理分野における物理探査の適用，報告書，2007.
- 2) 今吉隆ほか：3D 極浅層反射法地震探査の適用性に関する基礎実験，物理探査学会第 145 回学術講演会論文集，pp.109-112，2021.
- 3) 松原由和ほか：ポータブルバイブレータの極浅層反射法探査への適用，物理探査学会第 91 回学術講演会論文集，pp.62-66，1994.
- 4) R.Bachrach,M.Reshef:3D ultra shallow seismic imaging of buried pipe using dense receiver array: Practical and theoretical considerations, GEOPHYSICS, Vol.75, No. 6, G45-G51, 2010.
- 5) 綾瀬一起ほか：近地震波の伝播に関する理論，地震 第 2 輯，42 卷，3 号，pp.391-403，1989.
- 6) 物理探査学会：物理探査ハンドブック，pp.75-81，1998.

# MR デバイスを用いた水路トンネル調査／点検作業の効率化

## Inspection Work Efficiency of Aqueduct Tunnel using MR Device

R&D センター 大津 慎一 SHUNICHI OTSU

R&D センター 山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

本稿では、MR（複合現実）デバイスを用いた水路トンネル調査／点検ナビゲーションシステムおよび水路トンネルひび割れ展開図作成システムの開発と有効性の検証について解説する。

水路トンネルや開水路などの調査／点検作業では、コケや藻などの植生によってコンクリート壁面の既往のひび割れなどの位置がわかりづらい、水路トンネル内に照明施設がないなど作業環境に問題がある。また、施設の休止期間が限定的であり作業時間の制約もある。本システムでは、これら点検時の現地作業の課題を踏まえ、作業の効率化や省力化の実現を目指す。

キーワード：維持管理，調査／点検，MR デバイス，水路トンネル

This paper shows about development of aqueduct tunnel inspection navigation system and aqueduct tunnel crack map making system, and verification of the effectiveness.

In inspection work such as water tunnels and open channels, it is difficult to find the location of existing cracks on the concrete wall surface due to vegetation such as moss and algae, and there are problems in the work environment such as no lighting inside the aqueduct tunnel. And the facility is out of service for a limited period, and there are restrictions on working hours. This system aims to improve work efficiency and save labor in consideration of the problems of on-site work at the time of these inspections.

**Key Words:** Maintenance, Investigation and Inspection, MR Device, Aqueduct Tunnel

### 1. はじめに

筆者らは、以前から道路トンネルに関わる維持管理と ICT（情報通信技術）を組み合わせることで、維持管理における調査／点検や維持補修工事などの情報の流れを一元的に管理し、データ登録や帳票／記録の出力などといった作業の効率化や省力化についての研究を進めてきた。この中で原位置での情報の閲覧や登録を行う端末として、タブレット等の情報端末を使用してきたが、こういった一般的な情報端末では原位置での情報や位置などの検索を行うために手動もしくはマーカー等の補助的な手段が必要となり、情報の検索や位置の照合に手間がかかる場合があった。そこで、筆者らは現在注目を集めている MR（複合現実）デバイスの利便性に着目し、原位置での情報端末として活用する方法について検討を行った。

MR デバイスは、HMD（ヘッドマウントディスプレイ）と情報端末によって構成される AR（拡張現実）デバイス的一种である。拡張現実とは、デバイスのモニタ上で内蔵のカメラ画像と様々な情報を三次元画像として重ね合わ

せることで、直感的な位置と情報の関連付けを可能とする仕組みである。それに対して複合現実とは、拡張現実と同様に、位置情報に関連付けられた様々な情報の直感的な把握を可能とする仕組みであるが、点検者が装着する HMD 上で様々な情報を三次元画像として表示して利用者の実視界との重ね合わせを行うので、より現実感が高い位置と情報の関連付けが可能となる。また、装着者の移動に伴い自身の位置をリアルタイムに更新するといった機能も有している。近年、様々な分野で MR デバイスが注目されており、工場施設のメンテナンスや機器操作のナビゲーションなど製造業の分野で活用が進められている。また、建設業界でも、BIM（Building Information Modeling）や CIM（Construction Information Modeling）などと組み合わせることで生産性や品質の向上を図る試みが進められている。

本稿では、これら特長を踏まえ MR デバイスを活用したインフラ施設の維持管理手法の検討とシステム化、および水路トンネルにおける活用事例について示す。

## 2. 社会インフラの維持管理の状況

我が国の社会資本の多くは、戦後の復興から高度成長期を通して急速に整備が進められてきた。そのため今後数年で建設後 50 年以上となる設備の割合が加速度的に増加する見込みであり老朽化の問題に直面している。

国土交通省では、道路トンネルについて平成 14 年度に「道路トンネル定期点検要領（案）」を策定し、2～5 年の間隔で確実に定期点検を実施し維持補修工事を実施する対策を講じている。一方、地方自治体では、国土交通省のマニュアルに準ずるあるいは独自のマニュアルなどの作成を行い調査／点検を実施する自治体や、実施予算や人員等の不足により適切なトンネル点検の実施が難しい自治体など、トンネルの管理者によって維持管理の水準にばらつきがある状況であった。しかしながら平成 24 年の笹子トンネル天板崩落事故後、道路トンネルでは道路法の改正や点検要領の改訂により、すべての道路管理者に 5 年ごとの定期点検の実施や点検内容の記録と保存などの義務が明確化された。

道路トンネルと同様に農業や工業などに関わる水インフラについても、その多くが半世紀以上の長い期間供用がなされており、補修や補強を含む維持管理の見直しや効率化を必要とする時期を迎えている。このようななか水インフラの用水施設の使用用途に応じて経済産業省や農林水産省などの所管となる官公庁が異なるが、国土交通省と同様に、平成 25 年度の「インフラ老朽化対策の推進に関する関係省庁連絡会議」が策定した「インフラ長寿命化基本計画」を踏まえ、所管するインフラの維持管理・更新等を着実に推進する中期的な取組の方向性が示された。これら取組みのなかで定期点検についても官公庁ごとに要領やマニュアルなどを整備し、施設管理者による定期点検の実施や点検内容の記録と保管などの義務が明確化されている。しかしながら、開水路や水路トンネルなどといった用水施設では、延長が数 km を超えるものも多く、断面も小さいため車両等の進入が難しい。そのため道路構造物のように点検車両などの点検機器を導入することが困難であり、人手による目視観察や打音検査などが点検作業の主となる。特に農業や工業などに関わる水インフラでは、施設の休止期間に制限があり、調査／点検の現地作業にかけられる時間に限りがある。また、写真-1 に示すように通常は水で満たされているため表面の汚れや藻類の繁殖が著しく、損傷箇所とコンクリート表面の模様との判別が難しい。特に水路トンネルでは写真-2 のように照明施設がないため非常に暗く、ひび割れや漏水箇所などの位置の特定が困難を極め、点検作業に多くの時間を要する場合がある。



写真-1 開水路コンクリート壁面状況



写真-2 水路トンネル構内状況

これら開水路や水路トンネルなどの用水施設における維持管理の効率化を実現するためには、迅速な既存ひび割れ等損傷箇所の位置特定や新規損傷状況の把握などの現地作業時間の短縮が必要不可欠となる。

## 3. MR デバイスを用いた水路トンネルの維持管理

### (1) MR デバイスによるナビゲーション

筆者らは、これらを鑑み図-1 に示すように MR デバイスを用いることで開水路や水路トンネルなどといった用水施設の調査／点検作業において既往のひび割れ等の損傷箇所への迅速なナビゲーションを可能とするシステム（以下、本ナビゲーションシステム）の構築を行った。

本ナビゲーションシステムは、MR デバイス内の既往の損傷箇所などの維持管理情報を含む三次元モデル（以下、維持管理モデル）を三次元画像として点検者の実視界と重ね合わせ、既往のひび割れ等損傷箇所の位置や形状を可視化することができる。これにより、コンクリート表面の汚れや構内照明の有無といった目視観察環境に左右されず、迅速に点検者を既往の損傷箇所や重点確認箇所などへのナビゲーションが可能となる。特に時間的な制約がある水路施設の点検作業では、点検箇所の探索時間を大幅に削減でき、効率的かつ高品質な点検作業を



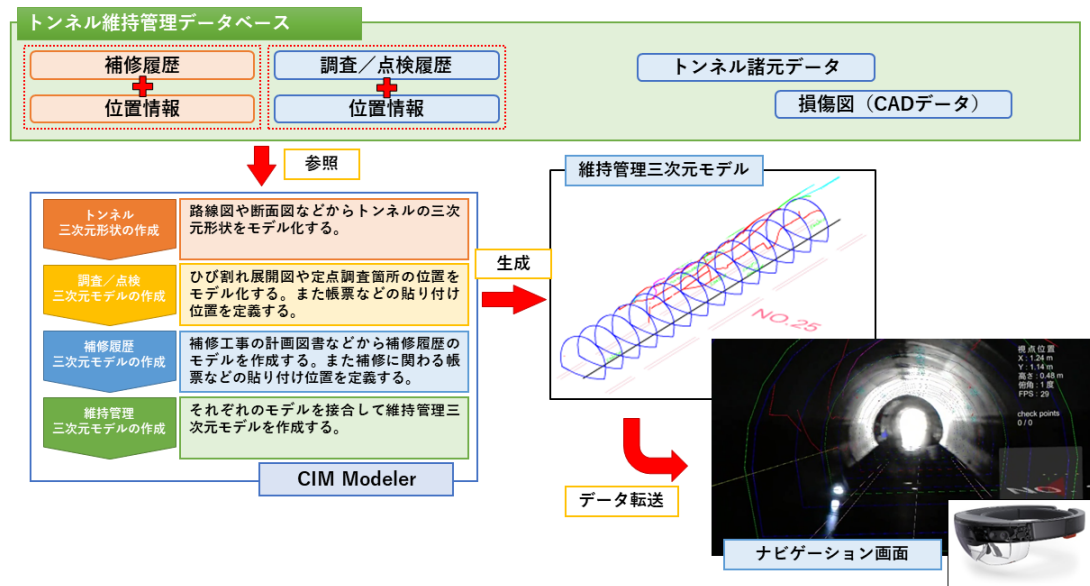


図-1 水路トンネル調査／点検ナビゲーションシステム

を行うことが可能となる。

## (2) 調査／点検データの管理

既往の損傷箇所の観察記録や維持補修工事の履歴などの維持管理に関わるデータは、データベースで一元管理し、独自アプリケーションを介してデータの登録や閲覧、帳票等の作成などを行うことができる。また、MR デバイスにダウンロードする定期点検の区間や反映する情報の種別を設定することで、必要となる維持管理モデルの生成が可能である。

## (3) 維持管理モデルの生成

図-2 に維持管理モデルを生成する際の流れを示す。維持管理モデルは、定期点検区間の形状、既往の損傷状況、維持補修工事の履歴に関する情報を視覚化し構築した三次元モデルを組み合わせることで生成される。従来の目視観察では、損傷箇所の状況を平面展開図に記録する。そのため、水路形状と組み合わせることで三次元モデルを構築するには、水路形状に合わせて平面展開図を座標変換し、水路形状を表す三次元モデルの表面に張り付けるといった工程が必要である。平面的な面で構成される構造物の場合には、平面展開図を面ごとに分割し三次元モデルに張り付けることでモデル化する手法が一般的である。しかし、曲面を含む構造物では、平面展開図を単純に面分割して張り付ける方法でモデル化することは難しい。そこで、本ナビゲーションシステムでは、UV マッピングなどの手法を用いて平面展開図をメッシュ分割し、曲面等に近似するなどの手法を用いた。水路トンネルにおける損傷状況のモデル化の手法を図-3 に示す。

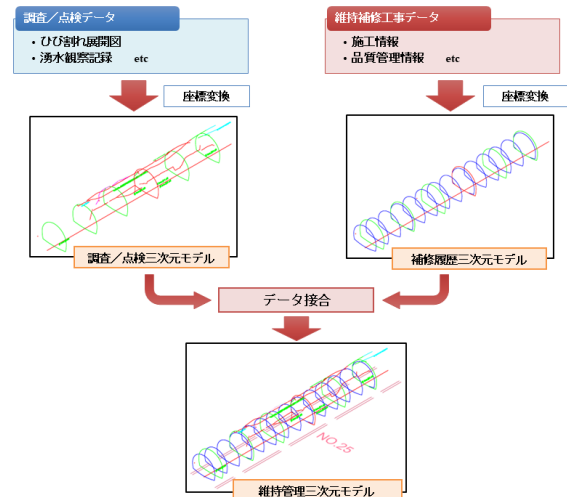


図-2 維持管理モデル生成の流れ

## 4. 適用事例

### (1) 電力用水路トンネルへの適用

電力用水路トンネルの定期点検作業における本ナビゲーションシステムの適用事例を以下に示す。本事例は、民間企業が所有する水力発電用の導水路トンネルにおいて当社が実施している定期点検への適用を行ったものである。

本導水路は、大正時代に築造された用水路であり供用から100年近く経過する水力発電用水路であり、水路延長は開水路と水路トンネルを合わせて約5kmである。今回は本ナビゲーションシステムを、このうち過去に維持補修工事を実施した導水路トンネルの目視点検に適用

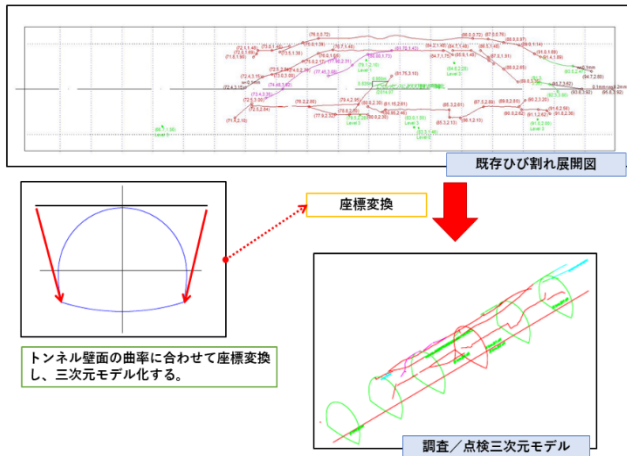


図-3 水路トンネルにおける座標変換

した。本水路トンネルは、一般道と交差する箇所があり、車両の通行などによって補修箇所新たな変状が発生していないか経過観察を行っている。新たな変状が確認された場合には、補修前の変状位置およびその状況と照合を行い対策方法について検討を行うが、維持補修工事によって以前のトンネル壁面が隠れてしまい、既往の損傷箇所およびその状態を目視確認することができない。そこで、今回の適用では既往の損傷箇所や定期点検箇所などへのナビゲーションと合わせて、維持補修工事によって目視確認ができない損傷箇所についてもトンネル壁面の補修状況に左右されないナビゲーションを実現させた。

適用状況を図-4に示す。また本ナビゲーションシステムにおける実視野と三次元画像の重ね合わせの精度は、図-5に示すように本適用全体において約50mmとなった。

## 5. MR デバイスによるひび割れ等損傷状況の把握

### (1) MR デバイスを用いた損傷箇所位置の推定手法

本ナビゲーションシステムは、ひび割れ等の損傷箇所や点検箇所への迅速なナビゲーションを実現するシステムであるが、既往の調査/点検記録などを現地作業へフィードバックするといった限定的な利用にとどまっている。しかしながら、開水路や水路トンネルといった用水施設における維持管理の効率化・省力化を実現する上では、新たな損傷状況の把握や点検記録の登録などの現地作業の効率化・省力化といった双方向なシステム化が必要不可欠である。そこで、筆者らはMRデバイスの録画機能を活用し後処理でひび割れ等の損傷箇所の位置や形状を抽出可能なシステムの開発を行い、調査/点検作業における双方向な情報の利活用を可能とした。

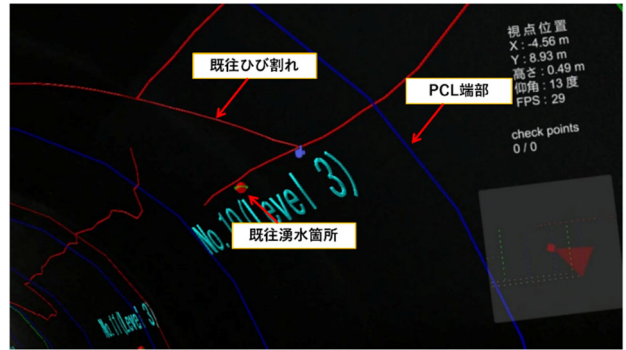


図-4 システム適用状況



図-5 ナビゲーション精度

### (2) 水路トンネルひび割れ展開図作成システム

水路トンネルひび割れ展開図作成システム（以下、ひび割れ展開図作成システム）は、MR デバイスを用いて位置や寸法などを推定できる三次元のメッシュ画像を重ね合わせることでひび割れや点検箇所などの位置や形状を記録することが可能となるシステムである。MR デバイスの録画機能を用いて点検者の目視状況を録画し、事務所などで専用のアプリケーションを用いて後処理することで、目視観察したひび割れなどの位置や形状を図化することができる。これにより計測ミスによるひび割れ等の損傷箇所の位置ズレや見落としなどのヒューマンエラーを軽減でき、動画データとして記録を残すことができるのでエビデンスとなりえる。図-6にひび割れ展開図作成システムの構成および処理の流れを示す。

### (3) 三次元メッシュを用いた位置推定

ひび割れ展開図作成システムでは、アプリケーション上でトレースしたひび割れ等の位置や形状を推定し、ひび割れ展開図などに利活用可能な CAD データを出力する。位置の推定は、図-7に示すようにメッシュの格子点の画像座標と実座標を関連付け、写真測量等で広く利用されている射影変換を行うことで見かけ上の歪みを補正

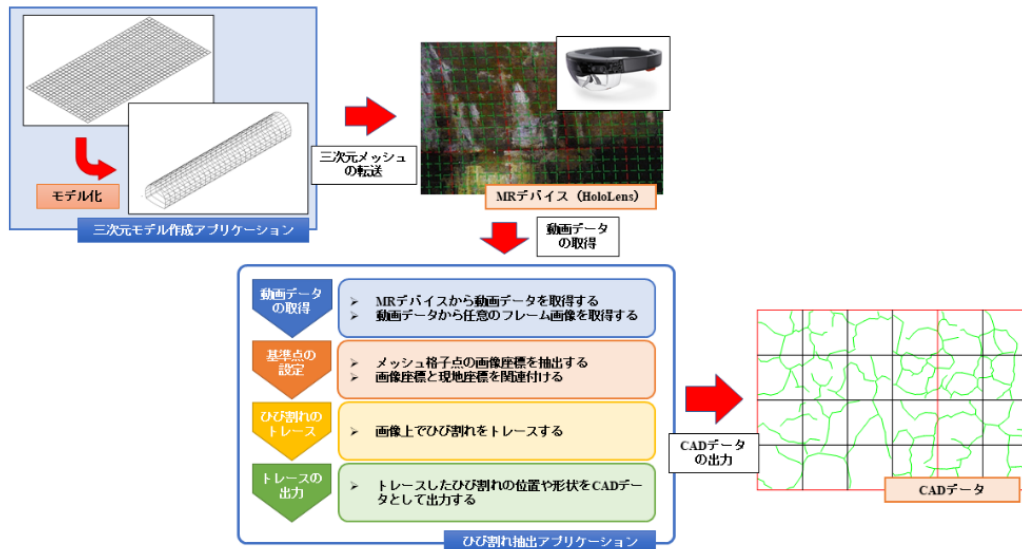


図-6 水路トンネルひび割れ展開図作成システム

し、格子に含まれるトレースラインの変化点などの位置を現地の三次元座標に変換する。

#### (4) 三次元メッシュモデルの作成

従来の目視観察では、損傷箇所を平面展開図に記録する。ひび割れ展開図作成システムにおいてもトレースした結果を従来のひび割れ展開図へ反映可能なように、この平面展開図の座標系に合わせてメッシュを作成している。しかしながら、平面展開図の座標系は、平面座標系となるため実際の開水路や水路トンネルなどの形状と異なる。そのため、実際の調査／点検対象となる水路形状に合わせてメッシュを座標変換し、水路形状を表す三次元モデルの表面に張り付けるといった工程が必要となる。平面的な面で構成される構造物の場合には、メッシュを面ごとに分割して三次元モデルに張り付けることでモデル化することが可能である。しかし、水路トンネルなどの曲面を含む構造物では、メッシュを単純に面分割して張り付ける方法でモデル化することは難しい。そこで、本ナビゲーションシステムのモデル化手法と同様に、UV マッピングなどの手法を用いてひび割れ展開図と関連付けたメッシュデータを曲面等に近似しモデル化を行っている。

#### (5) ナビゲーションシステムとの組み合わせ

ひび割れ展開図作成システムはMR デバイスを用いたシステムであるので、前述のナビゲーションシステムと併用することも可能である。ナビゲーションシステムとの併用は、それぞれのシステムが生成する三次元モデルを合成し、MR デバイスに導入することで可能となる。これにより既存のひび割れなどの進展状況などを確認し

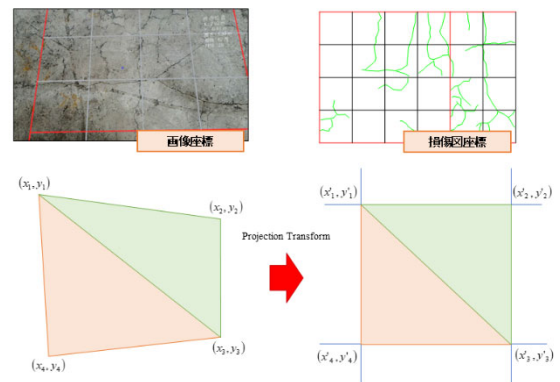


図-7 射影変換によるメッシュ補正

ながらコンクリート壁面の観察を行うことが可能である。

#### (6) 実証実験事例

ひび割れ展開図作成システムの有効性を検証する目的で、当社の R&D センターに試験フィールドを設定し実証実験を行った。実験内容としては、試験フィールド内にあるひび割れを抽出し、その抽出結果と実際のひび割れの位置等の誤差を求めた。なお、実験フィールドは、5m×20mのコンクリート床板とし、重ね合わせたメッシュ格子サイズは250mm×250mmとした。

本実験で抽出したひび割れ等の位置や形状をひび割れ展開図とし、ナビゲーションシステムにより再度コンクリート床板と重ね合わせた結果、実験フィールド全体での誤差は50mm以内となった。また、ひび割れの形状などの特徴を十分捉えることができることを確認した。

写真-3 および写真-4 に、MR デバイスによるメッシュ画像との重ね合わせ状況およびトレース結果との重ね合わせ状況を示す。

## 6. おわりに

本稿では、MR デバイスの特長を活用し、既往のひび割れ等損傷箇所や点検箇所への迅速なナビゲーションおよび新たな損傷箇所の位置と形状の推定を行う手法の確立とシステム化について報告した。これにより、水路トンネルや開水路など水インフラに関わる調査／点検作業の効率化・省力化を実現した。

国内では、関係省庁が連携を図り社会インフラの更新を含めた将来にわたって必要なインフラの機能を発揮し続けるための維持管理への取組が進められており、今後インフラ維持管理の効率化・省力化に関わる技術への要求が高まってくるものと考えられる。こういった社会的な背景を踏まえ、今後も水路トンネルや開水路など水インフラだけでなく、橋梁や道路トンネルなど社会インフラ全般の調査／点検や補修工事など維持管理サイクルに関わる技術開発を進め、更なる作業の効率化・省力化を目指す。

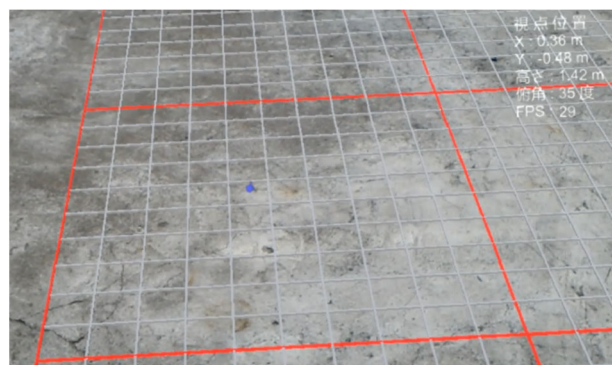


写真-3 メッシュ画像重ね合わせ状況

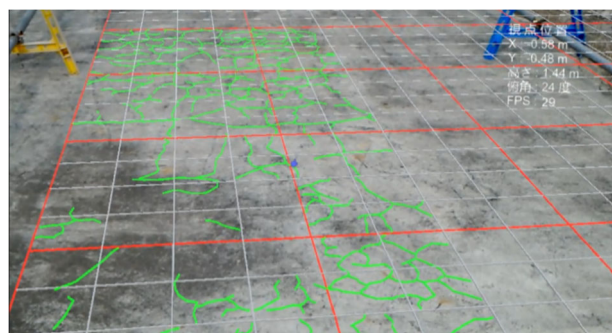


写真-4 トレース結果重ね合わせ状況

社外発表論文一覧 2021年度(2021/4/1～2022/3/31)



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	Vibration-based anomaly detection method for structural health monitoring of in-service structures under ambient vibration	H.T.Khuyen T.Mizutani H.Uchibori N.Nagamoto	当社 東京大学 当社 当社	the 10th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2020)	2021/4/11
2	Evolution of bridge construction in Japan	A.Kasuga	当社	the 10th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2020)	2021/4/11
3	緩衝ゴムを設置したAFRPシート接着曲げ補強RC梁の重錘落下衝撃試験	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 " 当社	第67回構造工学シンポジウム	2021/4/17
4	緩衝ゴムを設置したRC梁の重錘落下衝撃荷重試験	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 " 当社	第67回構造工学シンポジウム	2021/4/17
5	Side-Surface Openings Effect on Aerodynamic Performance of Box Girders in Tandem	Jiaqi Wang, Tomomi Yagi Jun Ushioda Kyohei Noguchi Naoki Nagamoto Hiroyuki Uchibori	京都大学 " " 当社 "	Journal of Bridge Engineering May 2021 Volume 26, Issue 5	2021/5
6	CONSTRUCTION OF NON-METAL BRIDGE	Yusuke Matsuo Yoshinori Wada Taisuke Fujioka Naoki Nagamoto	西日本高速道路㈱ 西日本高速道路㈱ 当社 当社	Proceedings of the 2021 fib symposium, Lisbon, Portugal	2021/6/14
7	Splice Joint Using Ultra-High Strength and Ultra-Low Shrinkage Fiber-Reinforced Concrete	Tadaomi Takeyama Hiroo Shinozaki Taku Matsuda Akio Kasuga	当社 当社 当社 当社	Proceedings of the 2021 fib symposium, Lisbon, Portugal	2021/6/14
8	An experimental study on shrinkage and mechanical properties of ultra-low shrinkage and high strength Zero-Cement Concrete	Taku Matsuda Ryo Sakamoto Daniel A. Geddes Brant Walkley John L. Provis	当社 当社 The University of Sheffield, UK The University of Sheffield, UK The University of Sheffield, UK	Proceedings of the 2021 fib symposium, Lisbon, Portugal	2021/6/14
9	Experimental Study on Practical Application of Seesaw System	Yuichi Hirata Hirosi Tagawa Manabu Kawashima Hiroyuki Harada	当社 広島大学 当社 当社	Proceedings of the 2021 fib symposium, Lisbon, Portugal	2021/6/14
10	防災インフラ投資における成果運動型民間委託契約(PFS)に関する研究	鎌谷崇史 川端祐一郎 春日昭夫 藤井聡	国土交通省 京都大学 当社 京都大学	実践政策学 第7巻第1号	2021/6/30
11	リアルタイムオンライン応答試験を用いた積層ゴムの地震応答特性に関する研究 長周期地震動による繰り返し依存性を対象とした検討	阿久戸信宏, 秦一平 溝口晴紀 山上 哲哉	日本大学 当社 石本建築事務所	日本建築学会 構造系論文集 第86巻 第784号	2021/6/30
12	療養環境が認知理解力と与える影響に関する研究	金子耕太, 箕淳夫 西ヶ谷航	工学院大学 当社	日本建築学会技術報告集 27巻 (2021) 66号	2021/6/30
13	人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・高強度コンクリートの収縮特性と凍結融解抵抗性に関する研究	峯竜一郎, 恩田陽介 臺哲義, 松田拓	当社 "	コンクリート工学年次論文集第43巻	2021/7/7
14	超低収縮・超高強度型モルタルの性能評価およびプレキャストセグメント接合部への適用	坂本遼, 臺哲義 中島裕 松田拓	当社 太平洋マテリアル 当社	コンクリート工学年次論文集第43巻	2021/7/7
15	コンクリートの圧縮応力と超音波速度変化率の関係に及ぼす諸要因の検討	永田昂大, 大野健太郎 玉置一清 上野敦	東京理科大学 当社 東京理科大学	コンクリート工学年次論文集第43巻	2021/7/7
16	各種FRCCを用いた鉄筋の重ね継手に関する検討	竹山忠臣, 篠崎裕生 横井晶有, 内田裕市	当社 岐阜大学	コンクリート工学年次論文集第43巻	2021/7/7
17	緩衝ゴムを設置したシート破断で終局に至るAFRPシート下面接着曲げ補強RC梁の漸増繰り返し衝撃荷重試験	瓦井智貴, 小室雅人 岸徳光 三上浩	室蘭工業大学 " 当社	コンクリート工学年次論文集第43巻	2021/7/7
18	調湿炭酸化試験による炭酸化速度の湿度依存性に関する研究	小宮克仁 中田清史 西尾悠平, 兼松学	当社(東京理科大学) 建築研究所 東京理科大学	コンクリート工学年次論文集第43巻	2021/7/7
19	Repair of Alkali-Silica Reaction-Induced Cracks Using Bacteria: Crack Recovery and Other Properties	Luan Yao Arasawa Takumi Mutsuyoshi Hiroshi Kawana Rikako	埼玉大学 " " 当社	ACI Materials Journal ; Farmington Hills Volume 118, Issue 4	2021/7
20	プレキャスト部材の製造工程の改善に関する研究	仲村弥夏, 蟹澤宏剛 桑名遥香 蓮尾孝一	芝浦工業大学 " 当社	日本建築学会 第36回建築生産シンポジウム論文集	2021/8/19
21	PRECISELY CONTROLLED DYNAMIC DISINTEGRATION OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES	Koji Uenishi Hirosi Yamachi Junichiro Nakamori	東京大学大学院 当社 当社	Proceedings of the 5th International Conference on Structural Integrity and Durability	2021/9/6
22	Study on long-term strength property of compacted soil with treatment by cement	Yukika Miyashita Dayani Sanjeevani Shogo Aoyama	土木研究所 当社 土木研究所	20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2021 (Australia)	2021/9/12
23	RESEARCH OF THE SEMI-RIGID COLUMN BASE OF REINFORCED CONCRETE	Hirona Yoshida Tetsuya Yamada Minoru Oda Osamu Takahashi	東京理科大学 当社 " 東京理科大学	第17回世界地震工学会議 (17WCEE)	2021/9/27

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
24	Experiments of Damage-controlled Truss Beam with Buckling Restrained Member	Hiroshi Egashira Shoichi Kishiki Nobuhiko Tatsumi Manabu Kawashima Hiroyuki Harada	当社 東京工業大学 〃 当社 〃	第17回世界地震工学会議 (17WCEE)	2021/9/27
25	Seismic Damage Estimation for Buildings by Bayesian Method Using Real Time Monitoring Data	Tetsuya Yamada Nobuoto Nojima Hiroshi Egashira Hiroyuki Uchibori Chananun Chaimongkhon	当社 岐阜大学 当社 〃 〃	第17回世界地震工学会議 (17WCEE)	2021/9/27
26	Outline of Database and Regression Analyses on Vibration Damping Data of Full-Scale Buildings and Architecture	Naoki Satake Narumi Ougiya Shinji Ito Yu-ichi Hirata Sungbin Song Kiyoshi Shingu Shunsuke Shimaoka	Engineering & Risk Services 長谷工 大和ハウス工業 当社 CTS Engineering, 日本大学 泉創建エンジニアリング	第17回世界地震工学会議 (17WCEE)	2021/9/27
27	Introduction of the seismic standards in Japan	Hideya Kato Yuka Furuyama Tatsuto Tonari Akira Morita Shuei Ikeda Junzo Sakuma	鹿島建設 当社 大和ハウス工業 松田平田設計 竹中工務店 設計工房佐久間	第17回世界地震工学会議 (17WCEE)	2021/9/27
28	陽極貼付け材料の種類が陽極・鉄筋間の電気抵抗に与える影響	茂庭柁彦, 山本誠 林口幸子 清水宏一朗, 佐々木亘	住友大阪セメント 〃 当社	第21回コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集	2021/10/14
29	北陸新幹線(金沢・敦賀間)大蔵余座橋梁の設計・施工	朝長光, 柏木亮 池端文哉 石田豪史	(独)鉄道・運輸機構 パシフィックコンサルタンツ㈱ 当社	第30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	2021/10/21
30	拡幅対応型移動作業車を用いた湯の沢川大橋(広幅員橋)	寺門直之 佐藤政俊, 蛸崎貴志 瀧谷明人	当社 〃 国土交通省	第30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	2021/10/21
31	開越自動車道 松川橋床版取替工事の施工	宮本卓磨, 津田久 小島卓也 鈴鹿良和	三井住友建設・IHインフラ建設JV 東日本高速道路㈱ 三井住友建設	第30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	2021/10/21
32	梁端拡幅部で圧着接合されたPC梁部材の定着部補強筋設計	谷昌典 松永健太郎, 田野健治	京都大学 当社	第30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	2021/10/21
33	常磐自動車道 茨原川橋(下り線)の設計・施工	大野寛太 佐藤直輝, 阿部将也 北川祐至	当社 東日本高速道路㈱ 当社	第30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	2021/10/21
34	ICT活用による施工管理業務の省力化	岡本菜里, 波多江平和 吉野優磨, 水田武利	当社 〃	第30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	2021/10/21
35	出来形検測システムの全自動化を実現したシステムと装置の開発について	高岡怜 内堀裕之, 藤岡泰輔	当社 〃	第30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	2021/10/21
36	東名高速道路 大沢橋・鍛冶屋敷第三橋床版取替工事の設計・施工	谷口博胤, 西村一博 金山隼人 松井喜昭	当社 中日本高速道路㈱ 日本ファブテック㈱	第30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	2021/10/21
37	東名高速道路 酒匂川橋の床版取替報告	中村誠孝 金田遥 西村一博, 谷口博胤	当社 中日本高速道路㈱ 当社	第30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	2021/10/21
38	床版取替工事におけるICTシステムを活用した施工管理の効率化	二宮健, 神田銀平 保坂広樹, 阿部進吾	当社 〃	第30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	2021/10/21
39	富沢第二橋(下り線)床版架設機を用いた床版取替工事の施工報告	安達光太郎 金田遥, 金山隼人 阿部進吾	当社 中日本高速道路㈱ 当社	第30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	2021/10/21
40	乾燥したFNSを用いた超低収縮高強度繊維補強コンクリートに関する検討	恩田陽介, 佐々木亘 臺哲義, 松田拓	当社 〃	第30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	2021/10/21
41	広範囲に分布する断層破砕帯を跨ぐ新東名中津川橋(仮称)の構想設計	若林大, 山口岳思 中積健一, 川根昌也	中日本高速道路㈱ 当社	第30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	2021/10/21
42	超高耐久橋梁を実用化した徳島自動車道別谷橋の施工	藤岡泰輔, 永元直樹 安部博之, 戸塚憲一郎	当社 西日本高速道路㈱	第30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	2021/10/21
43	超高耐久橋梁の外ケーブル偏向部の設計および構造安全性の検証	岡野雅, 藤岡泰輔 和田圭仙	当社 西日本高速道路㈱	第30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	2021/10/21
44	エクストラード橋の主塔定着部における合理化構造の開発	小平健太, 中積健一 山口岳思, 若林大	当社 中日本高速道路㈱	第30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	2021/10/21
45	超高耐久橋梁の車両載荷試験および振動実験による性能評価	Hoang Trong Khuyen 野並優二 和田圭仙, 松尾祐典	当社 〃 西日本高速道路㈱	第30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	2021/10/21
46	超低収縮高強度FRCCを用いたプレキャスト床版継手構造の疲労耐久性	竹山忠臣, 中村誠孝 松田拓, 西村一博	当社 〃	第30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	2021/10/21



No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
47	超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用いたPCa床版接合部の施工試験	臺哲義, 佐々木亘 坂本遼, 樋口正典	当社 "	第30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	2021/10/21
48	超高耐久床版における全長約100mのアラミドFRPロッド試験施工	篠崎裕生, 内堀裕之 松尾祐典, 和田圭仙	当社 西日本高速道路㈱	第30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	2021/10/21
49	超高耐久床版の実用化に向けた実証橋の建設および構造性能の検証	松尾祐典, 和田圭仙 狩野武 ランコス チャミラ クマラ	西日本高速道路㈱ 当社 "	第30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	2021/10/21
50	間詰め部型枠を排除した床版継手構造の疲労耐久性の検討	平井貴大, 竹山忠臣 西村一博 牧野卓也	当社 中日本高速道路㈱	第30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	2021/10/21
51	Optimized Hybrid Structures in Bridge Construction	Akio Kasuga	当社	Bautechnik Volume98, Issue12	2021/11/24
52	Behavior of liquid energetic materials under the application of pulsed wire discharge	Yoshiaki Takahashi Shiro Kubota Tei Saburi, Yuji Ogata Hiroshi Yamachi Junichiro Nakamori Koji Uenishi	産業技術総合研究所 " " 当社 " " 東京大学大学院	Science and Technology of Energetic Materials Volume82, Issue6	2021/12/27
53	都市における防災とエネルギー	川名優孝, 刑部真弘 清水悦郎, 丸山信一郎, 坂東竜太 磯崎哲男 大西達典	東京海洋大学 東京海洋大学 当社 医療法人社団小磯診療所 ㈱企画	動力・エネルギー技術の最前線 講演論文集:シンポジウム 2021.25	2022/1/25
54	Reversible adsorption of polycarboxylates on silica fume in high pH, high ionic strength environments for control of concrete fluidity	Brant Walkley Daniel A. Geddes Taku Matsuda John L. Provis	The University of Sheffield " 当社 The University of Sheffield	Langmuir 2022 vol.38 issue.5	2022/1/28
55	Prediction of Strength of Plain and Blended Cement Concretes Cured Under Hot Weather Using Quadratic Regression and ANN Tools	Muhammad Nasir Uneb Gazder Muhammad Umar Khan  Mehboob Rasul Mohammed Maslehuddin & Omar S. Baghabra Al-Amoudi	Imam Abdulrahman Bin Faisal University University of Bahrain Qurtuba University of Science and Information Technology 当社 King Fahd University of Petroleum and Minerals	Arabian Journal for Science and Engineering(2022)	2022/2/5
56	斜張橋ケーブル点検ロボットにおける画像結合のための画像処理を利用した時刻同期手法	河村圭, 鄭巍 藤井猛 中村隆史, 塩崎正人	山口大学 " " 当社	土木学会論文集F3 78巻2号 (2022)	2022/3/23
57	表層崩壊模擬実験による透過弾性波を用いた地盤内部モニタリングの試み	土井一生 川方裕則, 中山雅之 高橋直樹	京都大学 防災研 立命館大学 当社	立命館大学理工学研究所紀要 No.80	2022/3/31

論文

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	バンコクにおける場所打ちコンクリート杭の支持特性 —その1 杭の施工と押込み試験について—	高橋直樹 Sanjeewani Dayani 清水敏幸、山本康生 矢野昌平	当社 〃 〃 〃	第56回 地盤工学研究発表会 発表講演集	2021/7/12
2	バンコクにおける場所打ちコンクリート杭の支持特性 —その2 3次元FEM解析による押込み試験結果の評価	Sanjeewani Dayani 高橋直樹 清水敏幸、山本康生 矢野昌平	当社 〃 〃 〃	第56回 地盤工学研究発表会 発表講演集	2021/7/12
3	三隅発電所2号機建設工事におけるライトサンド(グリーンアッシュ)を用いたSCP工法の適用について	高橋達郎 田中集矢 安達光徳、秋山裕樹	当社 不動産トラ 中国電力㈱	第56回 地盤工学研究発表会 発表講演集	2021/7/12
4	超低収縮高強度FRCCを用いたプレキャスト床版継手構造	竹山忠臣、野並優二 篠崎裕生、松田拓	当社 〃	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
5	ボ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	恩田陽介、佐々木亘 松田拓	当社 〃	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
6	マルチパス環境下の高精度移動体測位におけるGPS/QZSS/Galileo の利用効果に関する研究	宇野敬太 佐田達典、江守央	当社 日本大学	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
7	常磐自動車道 北迫川橋(2期線)下部工の急速施工	原勝哉 小澤隆二、小出譲 平山徹	当社 東日本高速道路㈱ 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
8	新東名高速道路路北皆瀬川工事における大規模仮設計画	藤原恭平 原田拓也、朝廣祐介 田中敬吾	当社 中日本高速道路㈱ 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
9	超高耐久橋梁「別荘谷橋」の建設	藤岡泰輔 安部博之、芦塚憲一郎 永元直樹	当社 西日本高速道路㈱ 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
10	コンクリートの仕上げ時期が表層品質に及ぼす影響—音速分布とSEM画像による検討	森濱和正、澤本武博 沢木大介 樋口正典、臺哲義	ものづくり大学 太平洋コンサルタント 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
11	大断面・充実断面橋脚へのハーププレキャスト部材を用いた急速施工法の適用と課題	野口亮輔、柏木亮 田中優貴、富山茂樹	鉄道建設・運輸施設整備支援機構 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
12	ダム用PSアンカー工法の施工性確認について	徳永篤、山本彰 稲川雄宣 神戸隆幸、木元敏徳 石田勝也、窪塚大輔 中上晋志	大林組 〃 鹿島建設、当社 三信建設工業㈱、日特建設 住友電気工業㈱	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
13	床版厚の制限を受けないプレキャストPC床版継手構造	中村誠孝 牧野卓也 西村一博、竹山忠臣	当社 中日本高速道路㈱ 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
14	超高耐久床版Dura-Slabの実用化に向けた実証橋の建設	松尾祐典、和田圭仙 狩野武、内堀裕之	西日本高速道路㈱ 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
15	超高耐久床版Dura-Slabの実用化に向けた実証橋の載荷試験	狩野武 松尾祐典、和田圭仙 ランコス チャミラ	当社 西日本高速道路㈱ 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
16	コンクリートの配合および仕上げ時期が表層品質に及ぼす影響	澤本武博、森濱和正 樋口正典、臺哲義 沢木大介	ものづくり大学 当社 太平洋コンサルタント	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
17	FRPシート接着曲げ補強RC梁の繰り返し衝撃荷重載荷におけるゴムの緩衝効果	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 当社、室蘭工業大学	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
18	CFRP シート下面接着曲げ補強RC 梁の弾塑性衝撃応答解析	瓦井智貴、小室雅人 岸徳光 三上浩、鈴木健太郎	室蘭工業大学 室蘭工業大学、当社 構研エンジニアリング	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
19	モニタリングを用いたPC橋の曲げひび割れ発生に関する信頼性評価	玉置一清 殿井杏梨、森川英典	当社 神戸大学大学院	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
20	ダム用PSアンカー向けテンドンの試設計およびグアウト配合・充填性試験	窪塚大輔 山本彰、徳永篤 稲川雄宣 神戸隆幸、木元敏徳 石田勝也、中上晋志	日特建設 大林組 〃 鹿島建設、当社 三信建設工業、住友電気工業	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
21	MITIGATION OF EARLY AGE TRANSVERSE CRACKING IN DURABLE RC DECK SLAB ON MULTIPLE SPAN STEEL BOX GIRDER	Thanh Ngoc Phan Akira Hosoda Arifa Ifat Zerín	横浜国立大学 〃 当社	令和3年度土木学会全国大会 第76回年次学術講演会講演概要集	2021/9/6
22	球状の電気炉酸化スラグ細骨材を用いたコンクリートの基礎的検討 その1 電気炉酸化スラグ細骨材の表乾判定手法	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、山崎順二 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、淺沼組 当社、星野産商	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
23	球状の電気炉酸化スラグ細骨材を用いたコンクリートの基礎的検討 その2 EFS コンクリートの性状	廣藤義和、渡邊清信 山田雅裕、岸本豪太 柳田淳一、山下紘太郎 吉野玲、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、淺沼組 当社、星野産商	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
24	人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・超低収縮・高強度コンクリートの凍結融解抵抗性に関する研究	峯竜一郎、飛鷹晶子 坂本達、松田拓	当社 当社	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
25	増粘剤含有高性能AE 減水剤を使用した高流動コンクリート(スランプ23cm)の実機試験結果による性状の考察 その1 生コン工場、使用材料、調査、フレッシュ試験結果	横山徹、若林信太郎 菅谷泰之	当社 当社	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
26	増粘剤含有高性能AE減水剤を使用した高流動コンクリート(スランプ23cm)の実機試験結果による性状の考察 その2 フレッシュ試験、圧縮強度試験	若林信太郎, 横山徹, 菅谷泰之	当社 当社	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
27	暑中期における増粘剤含有高性能AE減水剤を用いた高流動コンクリートの諸性状に関する実験	本田亮 菅谷泰之 阿合延明, 藤岡真之	ボゾリス ソリューションズ 当社 ボゾリス ソリューションズ	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
28	セメントフリー・ハイパフォーマンスコンクリートの開発に向けた基礎的研究 その1 三成分CaO-Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> -SiO <sub>2</sub> 系の強度設計の考え方	廖高宇 友寄篤, 野口貴文 兼松学, 浅葉拓也 小宮克仁 松田拓, 坂本遼 北垣亮馬	東京大学 東京大学 東京理科大学 当社(東京理科大学) 当社 北海道大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
29	セメントフリー・ハイパフォーマンスコンクリートの開発に向けた基礎的研究 その2 流動性・圧縮強度・静弾性係数・中性化抵抗性	飛鷹晶子, 坂本遼 松田拓 友寄篤, 野口貴文 浅葉拓也, 西尾悠平 北垣亮馬, 兼松学	当社 " 東京大学 東京理科大学 北海道大学, 東京理科大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
30	セメントフリー・ハイパフォーマンスコンクリートの開発に向けた基礎的研究 その3 自己収縮ひずみ・乾燥収縮ひずみ	坂本遼, 松田拓 友寄篤, 野口貴文 浅葉拓也, 文野光 西尾悠平, 兼松学 北垣亮馬	当社 東京大学 東京理科大学 " 北海道大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
31	セメントフリー・ハイパフォーマンスコンクリートの開発に向けた基礎的研究 その4 収縮ひび割れのメカニズム・抑制方法	浅葉拓也, 西尾悠平 坂本遼, 松田拓 小宮克仁 友寄篤, 野口貴文 北垣亮馬, 兼松学	東京理科大学 当社 当社(東京理科大学) 東京大学 北海道大学, 東京理科大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
32	倉敷市真備町の仮設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 大西冬恭, 白井愛乃 繪本尚樹, 千葉誠也 川野桃太, 塚本麻見 グエンティ ジュウフォン	香川大学 ㈱シグナル・エムディ, 池下設計 当社, 自営業 香川大学 "	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
33	大船渡市の2つの高台住宅における高齢者の暮らしやすさとその理由に関する研究 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	川野桃太, 中島美登子 大西冬恭, 繪本尚樹 千葉誠也, 白井愛乃 塚本麻見 グエンティ ジュウフォン	香川大学 ㈱シグナル・エムディ, 当社 自営業, 池下設計 香川大学 "	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
34	大船渡市の2つの高台住宅における集まる場所に対する住民の要望 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	塚本麻見, 中島美登子 大西冬恭, 繪本尚樹 千葉誠也, 白井愛乃 川野桃太 グエンティ ジュウフォン	香川大学 ㈱シグナル・エムディ, 当社 自営業, 池下設計 香川大学 "	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
35	大船渡市の2つの高台住宅における高齢者のための地域包括ケアの状況 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3	グエンティ ジュウフォン 中島美登子 大西冬恭, 繪本尚樹 千葉誠也, 白井愛乃 川野桃太, 塚本麻見	香川大学 " ㈱シグナル・エムディ, 当社 自営業, 池下設計 香川大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
36	中心圧縮柱の非線形座屈に関する研究 その11 モーションキャプチャによる部材変形の計測	鈴木敏志 宮木彩乃 西村功	愛知工業大学 当社(愛知工業大学) 東京都市大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
37	中心圧縮柱の非線形座屈に関する研究 その12 部材変形の実験結果と解析結果の比較	宮木彩乃 鈴木敏志 西村功	当社(愛知工業大学) 愛知工業大学 東京都市大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
38	バンコクにおける場所打ちコンクリート杭の支持特性の評価	高橋直樹 Dayani Sanjeevani	当社 "	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
39	大スパン鋼構造建築物の対雪設計法に関する解析的研究 その1 横補剛配置が崩壊挙動に与える影響について	天本優生 勝島(ヌデシマ)凌 石鍋雄一郎, 中島肇	日本大学 当社 日本大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
40	大スパン鋼構造建築物の対雪設計法に関する解析的研究 その2 横補剛間隔の算定手法の提案	勝島(ヌデシマ)凌 石鍋雄一郎 中島肇	当社 日本大学短期大学部 日本大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
41	加熱処理スギ材の構造部材への利用に関する基礎的研究	溝口晴紀 秦一平, 阿久戸信宏	当社 日本大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
42	圧着された木質材料と無収縮モルタルの摩擦係数に関する実験	白山貴志, 佐藤希 徳武茂隆	当社 "	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
43	トラス機構の成立条件を考慮した高強度せん断補強筋を有するRC部材のせん断耐力評価	織邊雄哉 日比野陽, 市之瀬敏勝 宮田英樹, 金子慶一 楠原文雄	当社 名古屋大学, 名城大学 山口鋼業㈱, 飯島建築事務所 名古屋工業大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
44	120N/mm <sup>2</sup> コンクリートを用いたPCa柱と場所打ち壁板からなる連層耐震壁の検討 その1 鉛直接合部せん断実験の概要	松永健太郎, 田野健治 安田正治 佐藤知行	当社 森ビル(株) ㈱日建ハウジングシステム	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
45	120N/mm <sup>2</sup> コンクリートを用いたPCa柱と場所打ち壁板からなる連層耐震壁の検討 その2 鉛直接合部せん断実験の耐力評価	田野健治, 松永健太郎 井上樹里也 古田卓也	当社 " 森ビル(株)	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
46	120N/mm <sup>2</sup> コンクリートを用いたPCa柱と場所打ち壁板からなる連層耐震壁の検討 その3 連層耐震壁の加力実験の概要	江頭寛, 大園友梨子 都祭弘幸 土橋徹, 小田稔	当社 福山大学 森ビル(株), 当社	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
47	120N/mm <sup>2</sup> コンクリートを用いたPCa柱と場所打ち壁板からなる連層耐震壁の検討 その4 連層耐震壁の加力実験の結果	大園友梨子, 江頭寛 岡部和正 小坂橋裕一	当社 森ビル(株) 日建設計	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
48	脚部を半固定とするRC造柱の開発 その11 脚部の断面形状が力学特性に及ぼす影響	御前大久海, 吉田絃菜 小田稔 高橋治	東京理科大学 当社 東京理科大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
49	脚部を半固定とするRC造柱の開発 その12 種々の断面形状を有する半固定柱脚の構造設計への適用	吉田絃菜, 御前大久海 小田稔 高橋治	東京理科大学 当社 東京理科大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
50	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3 I形・コ形・ロ形断面梁の加力実験	蛭田駿, 山谷裕介 小田稔 菅沂雄 岸田慎司	当社 明治大学 芝浦工業大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
51	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4 I形・ロ形断面梁のせん断破壊型の加力実験	山谷裕介, 蛭田駿 小田稔 菅沂雄 岸田慎司	当社 明治大学 芝浦工業大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
52	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5 RC ボイド柱の実験概要及び実験結果	高橋諒, 井上大河 小田稔, 山谷裕介 蛭田駿 菅沂雄 岸田慎司	明治大学 当社 明治大学 芝浦工業大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
53	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6 RC ボイド柱における実験結果の考察	井上大河, 高橋諒 小田稔, 山谷裕介 蛭田駿 菅沂雄 岸田慎司	明治大学 当社 明治大学 芝浦工業大学	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
54	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1 背景、目的及び概要	榎府龍雄 前島彩子, 石山祐二 米澤稔, 植松武是 山之内裕一 松崎志津子 白川和司, 西川忠 吉野利幸, 青野洋之 古山由佳 沼田秀一, 三部信雄	国際協力機構 明海大学, 北海道大学 よねざわ工業, 北海学園大学 山之内建築研究所 都市計画・建築関連OVの会 五洋建設, 札幌市立大学 北海道建築技術協会 当社 国際協力機構	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
55	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3 補強コンクリートブロック造の特徴	白川和司 榎府龍雄 西川忠, 米澤稔 山之内裕一, 植松武是 松崎志津子 石山祐二 吉野利幸, 青野洋之 古山由佳, 前島彩子 沼田秀一, 三部信雄	五洋建設 国際協力機構 札幌市立大, よねざわ工業 山之内建築研究所, 北海学園大学 都市計画・建築関連OVの会 北海道大学 北海道建築技術協会 当社, 明海大学 国際協力機構	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
56	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4 補強コンクリートブロック造の優れた耐震性能＜東日本大震災等での実証＞	松崎志津子 前島彩子, 榎府龍雄 石山祐二, 米澤稔 青野洋之, 古山由佳	都市計画・建築関連OVの会 明海大学, 国際協力機構 北海道大学, よねざわ工業 北海道建築技術協会, 当社	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
57	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5 構法の違いと環境面の特徴	古山由佳 榎府龍雄, 前島彩子 松崎志津子 白川和司, 石山祐二 米澤稔, 植松武是 西川忠 吉野利幸, 青野洋之 山之内裕一	当社 国際協力機構, 明海大学 都市計画・建築関連OVの会 五洋建設, 北海道大学 よねざわ工業, 北海学園大学 札幌市立大学 北海道建築技術協会 山之内建築研究所	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
58	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6 フィリピンの製品規格の改訂と日本の規格との比較	吉野利幸, 青野洋之 榎府龍雄, 白川和司 米澤稔, 石山祐二 前島彩子, 植松武是 古山由佳 松崎志津子	北海道建築技術協会 国際協力機構, 五洋建設 よねざわ工業, 北海道大学 明海大学, 北海学園大学 当社 都市計画・建築関連OVの会	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
59	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10 実践的な改善工法の提案と構造安全性の検討	石山祐二 前島彩子, 榎府龍雄 米澤稔, 植松武是 松崎志津子 白川和司, 西川忠 吉野利幸, 古山由佳	北海道大学 明海大学, 国際協力機構 よねざわ工業, 北海学園大学 都市計画・建築関連OVの会 五洋建設, 札幌市立大学 北海道建築技術協会, 当社	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
60	排水設備騒音の簡易視聴デモンストレーション	間瀬圭祐, 岡田恭明 市川友己	名城大学 当社	日本建築学会2021年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集	2021/9/7
61	機械学習・深層学習データを用いた建物冷暖房負荷予測モデルの精度に関する検討	清野新, 二宮颯佑 菅健太郎, 竹中大史 西尾新一, 丸山信一郎 池原基博	Arup Japan 当社 当社	令和3年度空調調和・衛生工学会大会(福島)学術講演論文集	2021/9/15
62	分光特性を利用したひび割れ自動抽出に関する基礎研究	中村隆史, 右山剛 塩崎正人	当社 当社	土木学会第46回土木情報学シンポジウム講演集	2021/9/27
63	斜張橋ケーブル点検ロボットにおける画像結合のための時間同期に関する研究	鄭 巍, 河村圭 藤井猛 中村隆史, 塩崎正人	山口大学 当社 当社	土木学会第46回土木情報学シンポジウム講演集	2021/9/27
64	超高耐久橋梁「別荘谷橋」の建設	松尾祐典, 和田圭仙 藤岡泰輔	西日本高速道路㈱ 当社	第34回日本道路会議	2021/11/4
65	緩衝ゴムの厚さを変化させたシート破断で終局に至るAFRPシート曲げ補強RC梁の一定繰返し衝撃荷重実験	鈴木健太郎 小室雅人, 岸徳光 瓦井智貴 三上浩	楠構研エンジニアリング 室蘭工業大学 当社	土木学会北海道支部 論文報告集 No.78	2022/1/29
66	緩衝ゴムの厚さを変化させたシート剥離で終局に至るAFRPシート曲げ補強RC梁の漸増繰返し衝撃荷重実験	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 楠構研エンジニアリング 当社	土木学会北海道支部 論文報告集 No.78	2022/1/29

報文ほか

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	ラムサール条約登録湿地に配慮したウォーターゲイトトンネルの施工ー北陸新幹線 深山トンネルー	秋葉芳之, 柏木亮 石田豪史, 鷹背智司	鉄道・運輸機構大阪支社 当社	トンネルと地下 Vol.52 No.4	2021/4/1
2	i-Construction大賞受賞事例紹介ーベストプラクティスの水平展開を目指してー国道45号夏井高架橋工事におけるi-Bridgeの取組み	吉野正道	当社	月刊建設 Vol.65 No.4	2021/4/1
3	コンクリートの製造および施工のあるべき姿を目指して その1 委員会および準備WGの活動概要	谷口秀明 中田善久	当社 日本大学	月刊コンクリート・テクノ Vol.40 No.4	2021/4/1
4	MRデバイスを活用した水路トンネルの調査・点検手法と維持管理業務の効率化 水路トンネル調査・点検ナビゲーションシステムの開発と適用	大津慎一	当社	建設機械施工 Vol.73 No.4	2021/4/25
5	カウンターウェイト方式橋台を有するPC箱桁橋の設計と施工ー常磐自動車道茨原川橋(下り線)ー	佐藤直輝, 阿部将也 吉田敦 北川祐至, 大野寛太 小川宗正	東日本高速道路㈱ 東日本高速道路㈱ 当社 ㈱建設技術研究所	橋梁と基礎 2021 Vol.55 No.5	2021/5/1
6	四国横断自動車道 吉野川大橋(仮称)上部工の設計	橋本啓, 山下恭敬 山口統央, 土田徹 佐々木優介 鈴木良和	西日本高速道路㈱ 鹿島・三井住友・東洋 特定JV 鹿島建設 当社	橋梁と基礎 2021 Vol.55 No.5	2021/5/1
7	新東名高速道路 Uコンボ橋の設計・施工ー生産性向上を目指した更なる合理化検討ー	山口岳思 紙永祐紀, 小澤裕史 鶴林悠太	中日本高速道路㈱ 当社 当社	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.63 No.3	2021/5/31
8	配置間隔をパラメータとしたアラミド繊維シートにより補強された梁のせん断耐力試験	清水宏一郎	当社	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.63 No.3	2021/5/31
9	建設現場の生産性向上 鉄筋組立自動化システム「ロボタラス」の開発	竹之井勇	当社	建設マネジメント技術 2021年6月号(No.517)	2021/6/1
10	テクニカルレポート サステナビリティを追求したPC橋梁の試み	篠崎裕生, 佐々木亘 三加崇, 松田拓	当社 当社	コンクリート工学 Vol.59 No.6	2021/6/1
11	ITを活用したインフラメンテナンスの取組み 点検、分析、評価、対策における新技術	安藤直文, 玉置一清	当社 当社	土木施工 Vol.62 No.7	2021/6/22
12	小土かぶり未固結地山で完全週休2日を実現した生産性向上の取組み ー新東名高速道路 谷ヶ山トンネル西工事ー	川尻克利 角丸吉浩, 小川豊 平野達之	中日本高速道路㈱ 当社 〃	トンネルと地下 Vol.52 No.7	2021/7/1
13	PC連続Uコンボ橋の更なる合理化施工 ー新東名高速道路 新御殿場高架橋ー	山口岳思, 青井弘樹 高木博行 紙永祐紀, 小澤裕史 伊藤篤	中日本高速道路㈱ 元 中日本高速道路㈱ 当社 〃	橋梁と基礎 2021 Vol.55 no.7	2021/7/1
14	バタフライウェブを用いた2面吊りエクストラードブド橋の計画 ー新東名高速道路 中津川橋(仮称)ー	若林大, 山口岳思 中村洋文 中積健一, 川根昌也 小平健太	中日本高速道路㈱ 〃 当社 〃	橋梁と基礎 2021 Vol.55 no.7	2021/7/1
15	PCラーメン橋柱頭部へのハーフプレキャスト構造の導入 ー新東名高速道路 滝沢川橋(仮称)ー	青井弘樹, 山口岳思 中村洋文 吉野正道, 三保雄司 清水公将	中日本高速道路㈱ 〃 当社 〃	橋梁と基礎 2021 Vol.55 no.7	2021/7/1
16	新時代を拓く最新施工技術 第141回 プレキャスト工場におけるICTの活用 作業プロセスの可視化	菅谷和人, 中谷和孝	当社	建築技術 859号(8月号)	2021/7/16
17	外装材に有効な建築材料 14 デザイン性に優れたPCa部材を用いた集合住宅	蓮尾孝一	当社	建築技術 859号(8月号)	2021/7/16
18	道路分野における海外インフラプロジェクト タザラ交差点改善計画 タンザニア初の立体交差建設	丸二信彦	当社	道路 No.965	2021/8/1
19	施工現場で活用されている生産性向上技術 張出し施工時の全自動出来形検測システムの開発とその実用化	高岡怜, 藤岡泰輔 内堀裕之	当社 〃	橋梁と基礎 2021 Vol.55 no.8	2021/8/1
20	小断面水路トンネルにおけるプレキャスト補修部材の急速運搬・組立工法 モール・シールドビルダー工法施工の実際と課題	山地宏志, 中森純一郎 野澤是幸	当社 〃	建設機械施工 Vol.73 No.8	2021/8/25
21	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	当社	コンクリート工学 Vol.59 No.9	2021/9/1
22	鉄筋組立自動化システム「ロボタラス」の開発	竹之井勇	当社	月刊建設 Vol.65 No.9	2021/9
23	住友不動産田町ビル東館	前谷英如, 杉浦盛基 江利川俊明, 黒川巧 渡邊英次, 市村花恵 吉松賢志 荒木健介	日建設計 日建設計 日建設計 当社 日建設計	近代建築 Vol.75 No.9	2021/9/5
24	茨原川橋の設計と施工 厳しい交差条件下での張出し施工を行ったPC箱桁橋	佐藤直輝, 阿部将也 北川祐至, 筑紫宏之 大野寛太	東日本高速道路㈱ 当社 〃	土木施工 Vol.62 No.10	2021/9/22
25	PC橋梁におけるFRP製埋設型枠を使用した壁高欄施工 ーPC上部工での工程短縮〜【4車線化】	恩田幹久, 中村和己 藤田秀徳, 岡田明浩 松原太郎	東日本高速道路㈱ ピーエス三菱 当社	土木施工 Vol.62 No.10	2021/9/22

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
26	北迫川橋 SPER工法を採用した橋脚施工	小沢隆二, 小出謙 平山徹	東日本高速道路橋 当社	土木施工 Vol.62 No.10	2021/9/22
27	徳島自動車道 別荘谷橋の設計・施工ーノンメタル橋の実装ー	藤岡泰輔, 片健一 和田圭仙, 芦塚憲一郎	当社 西日本高速道路橋	プレストレストコンクリート SEP-OCT Vol.63 No.5	2021/9/30
28	ジャカルタ都市高速鉄道南北線フェーズ1 オールジャパンによる一致団結	南條大助, 西澤健太郎 川崎博史, 宇都宮真理子 野村泰由, 浅野篤郎 坂本雅信, 諸田元孝	オリエンタルコンサルタンツグローバル 日本コンサルタンツ 東急建設, 大林組 清水建設, 当社	建設マネジメント技術 2021年10月号	2021/10/1
29	開水路壁体における電磁波レーダを用いた診断手法に関する研究	新井みのり	当社(鳥取大学)	土地改良 Vol.59 No.4	2021/10/15
30	既存躯体解体を並行して行う順打ち集中切梁計画例	高岡雄二	当社	基礎工 Vol.49 No.10	2021/10/15
31	徳島自動車道 別荘谷橋の建設 未来への架橋世界初のノンメタル橋	藤岡泰輔 松尾祐典	当社 西日本高速道路橋	土木施工 Vol.62 No.11	2021/10/22
32	補修された農業水利施設のマネジメントサイクルと機能診断	緒方英彦, 兵頭正浩 新井みのり 石神暁郎, 長島繁男	鳥取大学 当社 寒地土木研究所	情報誌 JAGREE No.101	2021/11
33	難分解性油による汚染農地のバイオ浄化	伊藤哲郎, 小瀧光生 岩橋さおり	当社 ㈱バイオレンジャーズ	環境浄化技術 Vol.20 No.6	2021/11/1
34	鉄骨工事管理のポイント 第4回 工場製作編ー溶接ー	佐藤統	当社(日本建設業連合会)	溶接技術 Vol.69 No.11	2021/11/1
35	MRデバイスを 用いた 水路トンネルひび割れ展開図作成システムの開発	大津慎一	当社	建設機械 vol.57 No.11	2021/11/1
36	床版取替工事におけるICTシステムを活用した施工管理の効率化	二宮健, ほか	当社	土木建設技術発表会2021	2021/11/11
37	コンクリート構造におけるカーボンニュートラルのインパクト	春日昭夫	当社	土木施工 Vol.62 No.12	2021/11/22
38	フィリピン首都圏でのODA鉄道事業 南北通勤鉄道事業(マロロスツツパン)パッケージ2	山地齊, 澤田修 政木範雄, 大保敬文 長谷川隆志	当社	土木施工 Vol.62 No.12	2021/11/22
39	PC技術の適用事例を学ぼう 第2回 橋梁分野への適用例	河村直彦, 中山良直 諸橋明	プレストレスト・コンクリート建設業協会 #(当社)	プレストレストコンクリート NOV-DEC Vol.63 No.6	2021/11/30
40	AIを活用した建設作業所の安全・注意喚起システムの開発	戸倉健太郎	当社	建設マネジメント技術 2021年12月号	2021/12/1
41	福島県立医科大学保健科学部福島駅前キャンパス	遠藤雅敏, 竹内健司 渡邊裕司 松本季大, 茂木博之	教育施設研究所 当社 教育施設研究所	近代建築 Vol.75 No.12	2021/12/5
42	3.2 RC造床スラブのTMD設置による重量床衝撃音低減効果	小林秀彰, 嶋田泰 山岸邦彰	当社 金沢工業大学	音響技術 196号 (vol.50, no.4)	2021/12/15
43	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	岡本菜里	当社	土木施工 Vol.63 No.1	2021/12/22
44	サステナビリティを追求したPC橋梁の開発＝低環境負荷コンクリート”サスティンクリート”の新アラムド実証橋への適用＝	篠崎裕生, 松田拓	当社	建設機械 vol.58 No.1	2022/1/1
45	Brillia Tower 有明MID CROSS	松井潤哉 佐々木隆一, 山谷裕介 窪田恭之	東京建物 当社 当社	近代建築 Vol.76 No.1	2022/1/5
46	スリランカ ケラニ河新橋建設事業 パッケージ2の施工ー広幅員2面吊り形式 エクストラロード橋ー	鈴木政則, 大館武彦 榎井仰平, 鷺海佑樹	当社 当社	プレストレストコンクリート JAN-FEB Vol.64 No.1	2022/1/31
47	既設PC ポストテンション橋保全技術指針について	睦好宏史 酒井秀昭 玉置一清	埼玉大学 ㈱三協技術 当社	プレストレストコンクリート JAN-FEB Vol.64 No.1	2022/1/31
48	モール・シールドボルダー工法＝システム化工法による難施工条件下での内面補強急速・効率化施工＝	山地宏志, 中森純一郎 野沢是幸	当社 当社	建設機械 vol.58 No.2	2022/2/1
49	一般県道岩城弓削線 岩城橋の施工ー鋼・コンクリート混合5径間連続斜張橋ー	青野祐也, 岡本昌也 大村恵治, 阿部雅弘 伊藤拓也, 新博之	愛媛県東予地方局 鹿島・MMB・富士ビー・エスJV 三井住友建設・三井住友建設鉄鋼エンジニアリング・昭和コンクリートJV	橋梁と基礎 2022 Vol.56 no.2	2022/2/1
50	鉄筋やPC鋼材を使用しない道路橋の実用化ー徳島自動車道 別荘谷橋の建設ー	藤岡泰輔, 田代昇 松尾祐典, 和田圭仙	当社 西日本高速道路橋	コンクリート工学 Vol.60 No.3	2022/3/1
51	橋梁点検ロボットカメラを用いた長大PC橋の点検	清水宏一朗 丹野浩二 山根清香 松岡晃宏	当社 ㈱日立産業制御ソリューションズ ㈱ヨナゴ技研コンサルタント ㈱エスジーズ	精密工学会誌(Web) Vol.88 No.3	2022/3
52	深さ87mの特殊条件下の通気孔ライニング工事	内田昌志, 矢野安則 川島真澄	当社 当社	電力土木 No.418	2022/3/5

---

---

三井住友建設技術研究開発報告 No.20 2022

Technical Research Report of  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

令和4年10月1日発行

October 2022

編集・発行

三井住友建設株式会社 技術開発本部

〒104-0051 東京都中央区佃 2-1-6

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

Published and Edited by

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

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

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

---

---

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