

# 三井住友建設技術開発センター報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER OF  
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.12 2014

## 巻頭言

三井住友建設技術開発センター報告第 12 号の発刊に当たり、ご挨拶申し上げます。

国内景気は、経済・金融政策の効果が発現していくなかで、消費税率引き上げ後の駆け込み需要の反動の影響も徐々に和らぎつつあり、企業の業況は幅広い業種において改善の動きがみられています。国内建設市場においては、2020 年東京オリンピック・パラリンピックを見据えたインフラ整備・補修など公共投資の増加や民間企業の設備投資が堅調に推移し、建設需要は順調に拡大していますが、建設技能労働者の需給の不均衡が常態化し、賃金・資材など建設コストの上昇と相まって、業界環境は引き続き難しい状況が続いています。

弊社におきましては、今年度は、持続的社会貢献を可能とする未来への投資として、長期的な時間軸で新たな事業領域への挑戦を織り込んだ「第 4 次中期経営計画 2013-2015」（平成 25 年 5 月制定）の 2 年目に入り、「新たな飛躍に向けた挑戦」をキーワードに活動を展開しております。

技術開発においては、本計画のもと、社会やお客様が求める品質・安全・快適・サステナビリティの実現に向け、引き続き「高品質化」「高機能化」に取り組むとともに、次世代をにらんだ中長期的な技術研究開発にも積極的に取り組んでいます。

当技術開発センターにおいても、『技術開発による新たな価値の創造』を目標に、次の 10 年に向けた新たな挑戦的な技術開発を着実に進めて、本計画の確実な実行と未来社会への貢献に尽力する所存です。

技術開発センター報告を多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2014 年 10 月

執行役員  
技術研究開発本部長  
西 村 憲 義

## 三井住友建設技術開発センター報告 第12号

※ 論文はCD-ROMに収録しています

### 【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	ずれ止め方式による鋼合成桁とPC桁の接合構造に関する研究	篠崎 裕生 浅井 洋 有川 直貴 紙永 祐紀	1	19
2	アラミドFRP緊張材の付着定着性能に関する実験的研究	三加 崇 竹山 忠臣 有川 直貴 浅井 洋	2	27
3	アラミド繊維を緊張材に用いた薄型PC板の基礎的研究	竹山 忠臣 有川 直貴 三加 崇 浅井 洋	3	33
4	乾燥を受ける早強コンクリートのひび割れ抵抗性に影響を与える配合要因に関する検討	佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典	4	41
5	人工軽量細骨材を用いた高強度コンクリートの力学的性質と体積変化	谷口 秀明 佐々木 亘 樋口 正典	5	47
6	液状化による側方流動対策のための効果的な改良杭配置に関する遠心模型実験	高橋 直樹 津田 和夏 奥野 夏樹	6	55
7	草木類の熱分解による減容化システムの開発	戸村 豪治 黒川 幸彦 土屋 星 大楽 文夫	7	59
8	放電破砕によるコンクリートの破壊機構	山地 宏志 中森 純一郎	8	67
9	浮上り機構を用いた積層ゴムの引張対策据付法に関する検討	原田 浩之 鈴木 亨 河井 慶太 小田 稔 南 圭祐 牧田 瑞記	9	73
10	高強度異形鉄筋を用いて接合した柱RC梁S混合構造の加力実験	江頭 寛 小坂 英之 松永 健太郎 小林 知己 土居 和雅 松井 幸一郎	10	85

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
11	T形鉄骨間柱による耐震補強工法の開発	松永 健太郎 原田 浩之 小坂 英之 鈴木 亨 野口 恭司 西笛 晶	11	93
12	PCa柱の埋込み部に関する実験的研究その2	平田 裕一 江頭 寛 伊藤 彰 西成田 由 徳武 茂隆 牧田 瑞記	12	103
13	シリカフェームとフライアッシュを併用した超高強度コンクリートに関する研究	松田 拓 蓮尾 孝一	13	109
14	RC戸境壁の独立下地ボード壁仕上げの遮音性能に関する研究	嶋田 泰 岩本 毅	14	117
15	集合住宅用可動ルーバーの実験的検討	酒井 英二 作田 美知子 杉山 光宏 川西 一至	15	123
16	再生可能エネルギーを活用した地域活性化事業のフュージビリティスタディ	西尾 新一 小林 誠 左子 斉	16	129
17	総合建設業の作業所における労務環境の動向と労務リスク対策	手塚 慎一 戸倉 健太郎 深谷 学 榎本 悠一	17	135
<b>【社外発表論文一覧】</b>				143



## ずれ止め方式による鋼合成桁と PC 桁の接合構造に関する研究

篠崎 裕生 浅井 洋 有川 直貴 紙永 祐紀

キーワード：混合桁橋接合部, ずれ止め, 頭付きスタッド, 鋼管ジベル

### 研究の目的

近年増えつつある少数主桁形式の橋梁, 例えば鋼合成 2 主桁桁と PC2 主桁桁を接合する場合, それぞれの主桁同士をずれ止めで接合する構造が考えられる。著者らは, このような構造の 1/2 模型供試体の載荷実験と, ずれ止めをばねでモデル化した非線形 FEM 解析による検証をもとに, ずれ止めの設計法を構築した。ずれ止めは頭付きスタッド (以下, スタッド) を基本とするが, ウエブのずれ止めについては, 新たに考案した鋼管ジベルを用いることとした。

これは, モルタルを充填した鋼管を, 鋼板孔に設置してずれ止めとして機能させるものである。

本文では, 本接合構造の概要と設計法について紹介するとともに, 接合部鋼桁ウェブに配置したずれ止めの挙動を確認するために実施した, ウエブのみをモデル化した模型の載荷実験結果を報告する。

### 研究の概要

接合部に作用する曲げに対しては上下フランジのずれ止めが, せん断力およびプレストレスに対してはウェブのずれ止めが抵抗すると仮定した簡易なずれ止めの設計法を提案した。接合区間の橋軸方向の長さを短くすると, 鋼桁フランジの支圧による破壊が生じることが FEM 解析により判明したため, それを防止するためウェブにずれ止めを追加配置することとした。その配置量の設計方法を考案した。

写真-1 は 1/2 接合部模型の載荷試験状況, 図-2 は非線形の FEM 解析モデルである。

### 研究の成果

試験の結果, 提案する方法でずれ止めを設計すればずれ止めが発生するせん断力をかなり小さく抑えることができることを確認した。3次元 FEM 解析により, 接合部の挙動を詳細に再現できることを確認した。ずれ止めが発生するせん断力の分析から, 本設計法の妥当性を確認した。ウェブずれ止めの設計方法検証のため実施した, 鋼桁ウェブのみをモデル化した梁の載荷実験により, ウェブずれ止めが設計で想定した耐力を発揮することを確認した。

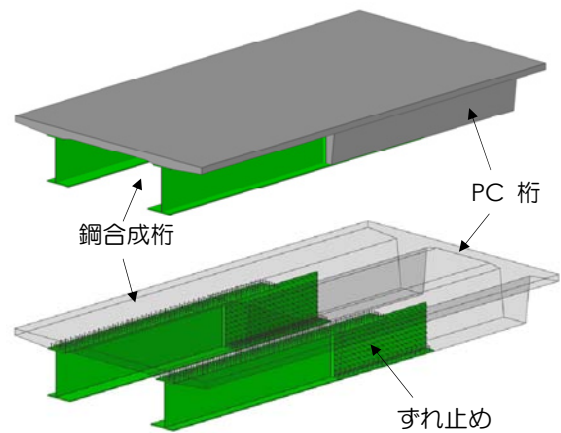


図-1 鋼合成桁と PC 桁のずれ止め方式による接合

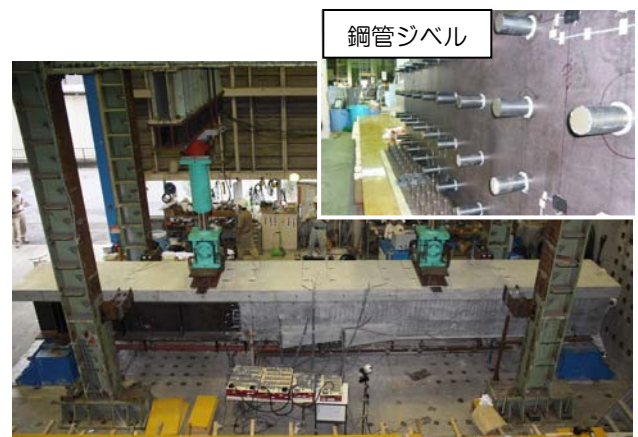


写真-1 1/2 接合部模型の載荷実験

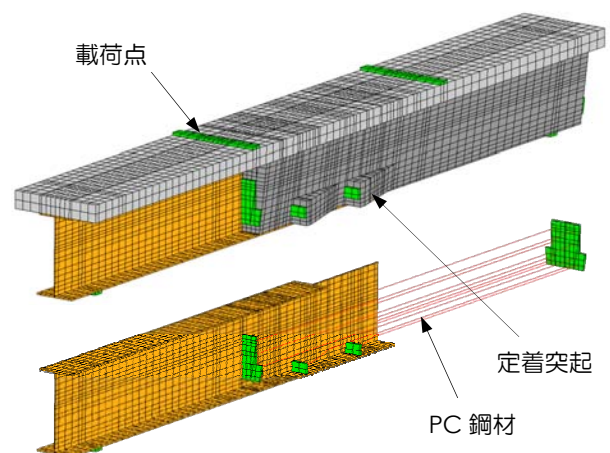


図-2 FEM 解析モデル

A Study on Joint of Composite Steel Girder and PC Girder using Shear Connectors

HIROO SHINOZAKI HIROSHI ASAI NAOKI ARIKAWA YUKI KAMINAGA

Key Words : Joint of Mixed Girder Bridge, Shear Connector, Headed Stud, Steel Pipe Dubel

## アラミド FRP 緊張材の付着定着性能に関する実験的研究

三加 崇 竹山 忠臣 有川 直貴 浅井 洋

キーワード：アラミド FRP ロッド、付着応力度、定着長、緊張

### 研究の目的

アラミド FRP ロッドは、引張強度が高く腐食しないことから、補強筋や PC 緊張材などで使用されている。アラミド FRP ロッドの形状は、表面にワインディングを施した異形状と編みこんだ組紐状があり、アラミド FRP 緊張材としては、異形状が主流である。

### 研究の概要

緊張材に使用するアラミド FRP ロッドは、公称直径 15.7mm、保証耐力 225kN の組紐状アラミド FRP ロッドを対象とした。付着性状の向上を目的として表面には珪砂を付着させている。

試験体はアラミド FRP ロッド 1 本または 4 本を束ねて付着定着体を取り付けた 2 種類である。定着体には、アラミド FRP ロッドを鋼管内に配置し、無収縮モルタルを充填して一体化した構造である(図-1)。

試験方法は、アラミド FRP 緊張材の付着定着性状を確認するために、引張試験を実施した(図-2)。

また、アラミド FRP 緊張材をアンカー材として適用するために、4 本のアラミド FRP ロッドを束ねたアラミド FRP 緊張材をコンクリートに埋め込んだ引抜試験を実施した(図-3)。

### 研究の成果

引張試験の最大荷重は、アラミド FRP ロッド 1 本で 274kN、4 本束ねた場合で 978kN であり、アラミド FRP ロッドが破断した。本定着構造は、保証耐力(225kN/本)以上の引張力を保持できる定着性能を有することを確認した。平均付着応力度とアラミド FRP ロッドの移動量の関係は、図-4 に示すように両試験体とも同様の関係であった。実験結果をモデル化して、保証耐力を保持する必要な定着長を算出した結果 685mm であった。

引抜試験では、1,004kN でアラミド FRP ロッドが破断したが、コンクリートブロックに損傷は見られず、定着体の抜け出しも見られないことから、本定着方法で保証耐力を定着できることが明らかとなった。

本研究では、少ない本数で高張力とすることを目的として、太径の組紐状アラミド FRP ロッドの定着に無収縮モルタルで付着定着した定着体を使用し、緊張材として用いるための引張試験および引抜試験を実施して付着定着性能を確認した。

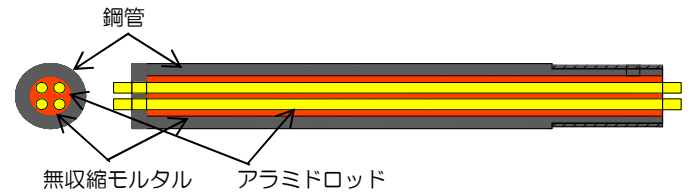


図-1 定着体構造

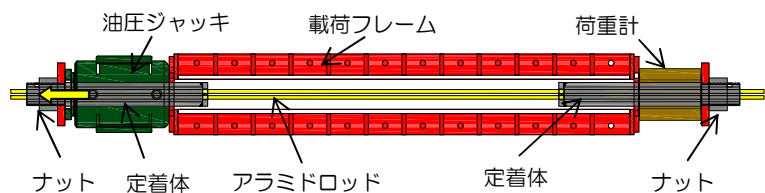


図-2 荷重装置図

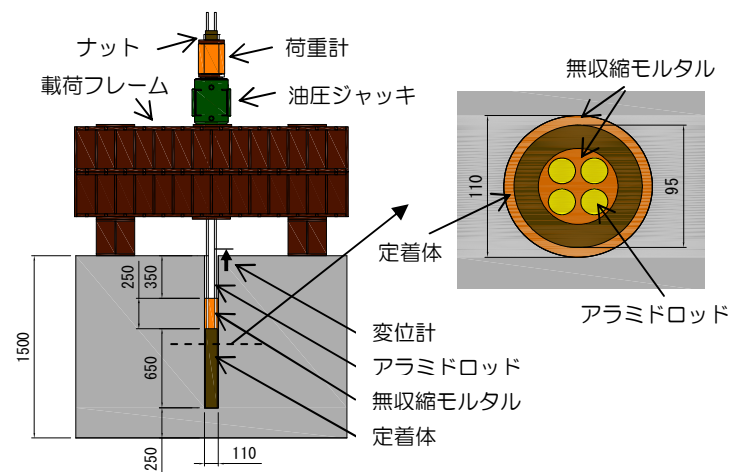


図-3 試験方法

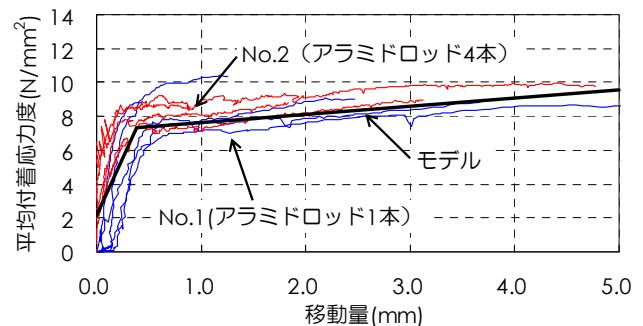


図-4 平均付着応力度と移動量の関係

Experimental Study on Anchoring and Bond Properties of Aramid FRP Tendon.

TAKASHI SANGA TADAHUMI TAKEYAMA NAOKI ARIKAWA HIROSHI ASAI

Key Words : Aramid FRP Rod, Bond Stress, Anchoring Length, Tendon

## アラミド繊維を緊張材に用いた薄型 PC 板の基礎的研究

竹山 忠臣 有川 直貴 三加 崇 浅井 洋

キーワード：アラミド繊維, PC 板, 埋設型枠, 緊張材

### 研究の目的

コンクリート構造物の耐久性向上策の一つとして、低水セメント比や混和材料を使用してコンクリート自体を緻密化する方法がとられている。緻密なコンクリートで構成され、プレストレスを入れた埋設型枠を用いることで、荷重に対するひび割れ発生を大幅に抑制できると考えられる。しかし、セメント系

材料で構成した埋設型枠の施工を考えれば、さらなる軽量化が求められる。そこで、本研究では、連続繊維にアラミド繊維を用い、極薄厚 PC 板製造の可能性や製造時の課題点、および荷重が作用した場合の曲げ挙動などを明らかにすることを目的として実施した。

### 研究の概要

試験体は、幅 100mm、長さ 300mm、厚さ 5mm のモルタル製とし、緊張材にはアラミド繊維を束ねて撚りを与えた糸（糸径 1.7mm）を用い、試験体の厚さ方向の中央に 10mm 間隔で計 9 本配置した(図-1)。

プレストレス導入時の強度を 45, 59N/mm<sup>2</sup> とし、プレストレス導入時のモルタルひずみを測定した。

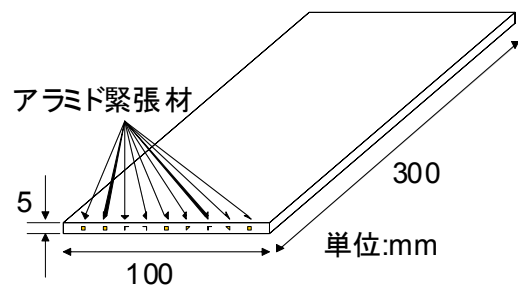


図-1 試験体

### 研究の成果

一般的には、アラミド緊張材とモルタルとの付着が十分得られず、アラミド緊張材のプレストレス力をモルタルに伝達できず、付着が得られない場合には部材中央においてモルタルひずみが計算値に達しない。図-2、図-3 からいずれも部材中央で計算値に達していないが、端部から 75mm と 150mm で導入したプレストレス力に大きな差は見られず、本試験の場合の定着長さは 30~75mm の間と考えられる。

また、プレストレス導入後、試験体を観察すると反りが認められ、試験体厚が 0.74~0.97mm 厚く製作され、アラミド緊張材が製作時に下方向に偏心していた。

このことから、厚さ 5mm の PC 板では、緊張材のわずかな配置誤差が部材に作用する応力度を大きく変え、反りの原因となることが明らかとなった。

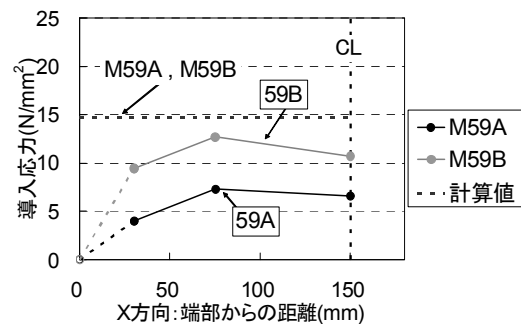


図-2 導入応力 (M59)

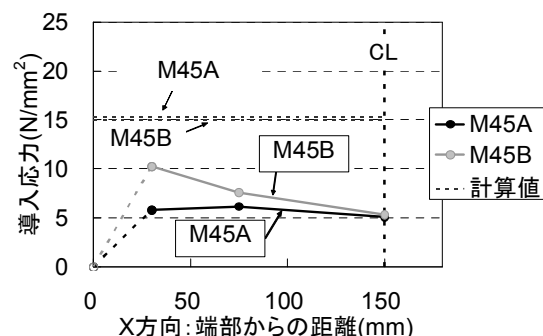


図-3 導入応力 (M45)

## Fundamental Research on Thin Prestressed Concrete Panel using Aramid Fiber Tendons

TADAOMI TAKEYAMA NAOKI ARIKAWA TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI

Key Words : Aramid Fiber , Prestressed Concrete Panel , Form , Tendon



# 乾燥を受ける早強コンクリートのひび割れ抵抗性に影響を与える 配合要因に関する検討

佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典

キーワード：ひび割れ抵抗性, 収縮応力試験, 単位粗骨材絶対容積, 単位ペースト絶対容積

## 研究の目的

コンクリート構造物を長期的に供用するためにはひび割れの発生を抑制し、発生後にはその幅を制御することが重要である。最近では、天然骨材の品質低下に起因するコンクリートの収縮ひずみの増加が問題となり、学協会においてさまざまな議論がなされている。一方で、コンクリート構造物の高耐久化を目的としてさまざまな性能を有するコンクリート

が使用され、用いられる材料や配合の幅は広がっている。

本稿では基礎的な検討として、PC 上部工で多く用いられる設計基準強度 40 N/mm<sup>2</sup>程度の早強コンクリートのひび割れ抵抗性に与える骨材量の影響について検討を行った。

## 研究の概要

早強ポルトランドセメントを使用し、水セメント比を 40%で一定とした条件下で粗骨材量または細骨材量を変化させたコンクリートを作製し、鉄筋拘束による収縮応力、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみ、圧縮強度、静弾性係数および割裂引張強度の測定を行った。

実験に用いたコンクリートの配合は表-1 に示すとおりである。

表-1 コンクリートの配合

記号	細骨材容積比 s/mor	細骨材率 s/a (%)	単位ペースト絶対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位粗骨材絶対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位水量 W (kg/m <sup>3</sup> )
H40	0.453	43.0	0.297	0.375	165
G300	0.453	51.4	0.338	0.300	188
G200	0.454	64.5	0.392	0.200	218
G0	0.453	100	0.502	0.000	279
G0-2	0.552	100	0.403	0.000	224

## 研究の成果

単位粗骨材絶対容積と単位ペースト絶対容積がコンクリートのひび割れ抵抗性に与える影響の一例として、ひび割れ発生材齢を図-1 に、ひび割れ発生応力および応力強度比（割裂引張強度に対するひび割れ発生応力の比）を図-2 に示す。

実験の結果、単位ペースト絶対容積を小さくすることでひび割れ発生応力および応力強度比が大き

なり、コンクリートのひび割れ抵抗性が高まること、単位粗骨材絶対容積を大きくするとひび割れ発生材齢が大きくなることが分かった。その他、圧縮強度には単位粗骨材絶対容積の影響が大きく、静弾性係数、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみには単位ペースト絶対容積の影響が大きいことも分かった。

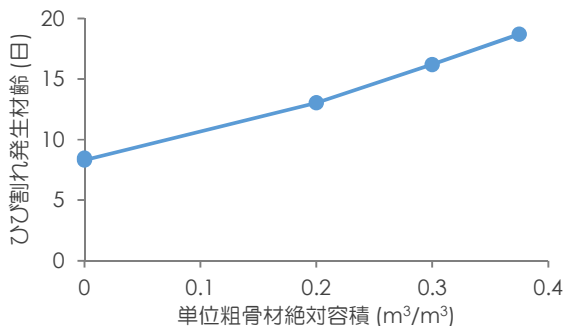


図-1 単位粗骨材絶対容積の影響の一例

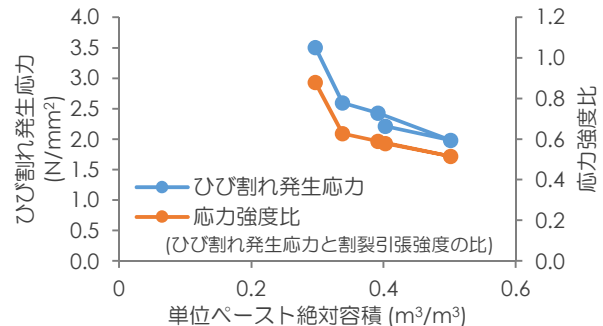


図-2 単位ペースト絶対容積の影響の一例

## Influence of Composition on Cracking Resistance of Early-Strength Concrete in Drying Condition

WATARU SASAKI HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Cracking Resistance, Shrinkage Stress Test, Absolute Volume of Unit Coarse Aggregate, Absolute Volume of Unit Cement Paste

# 人工軽量細骨材を用いた高強度コンクリートの力学的性質と体積変化

谷口 秀明 佐々木 巨 樋口 正典

キーワード：人工軽量細骨材, 高強度コンクリート, 強度, 収縮

## 研究の目的

高強度コンクリートは高い強度と耐久性を有するため、PC 橋への適用により新構造形式の採用や供用年数の延長などが可能になる。しかし、水結合材比が小さいため、自己収縮が大きくなる傾向がある。

また、コンクリートの自己収縮および乾燥収縮は、使用する普通骨材によっては相当に大きくなる場合もある。

人工軽量粗骨材は、内部養生効果により自己収縮を低減できるが、その一方で、長期材齢の乾燥収縮ひずみが相当に大きくなることもある。

本研究では、人工軽量細骨材（以下、軽量細骨材）に着目し、細骨材の一部もしくは全部を置換することで、高強度コンクリートの収縮低減などの効果が期待できるか否かを確認した。

## 研究の概要

PC 橋上部構造の現場打ちで使用される、設計基準強度が 40N/mm<sup>2</sup> 程度のコンクリートと、厚さが薄いプレキャスト PC 部材への適用を想定した、設計基準強度が 80~100N/mm<sup>2</sup> 程度の高強度繊維補強コンクリートの 2 種類を評価対象とした。使用し

た軽量細骨材は、膨張性頁岩を主原料とする市販品で、軽量細骨材の置換率（以下、置換率）を、0、25、50 および 100% とした。力学的性質として、圧縮強度、ヤング係数およびひび割れ発生強度を、体積変化として、自己収縮および乾燥収縮を調べた。

## 研究の成果

本研究により、以下のことが明らかになった。

- ① 置換率が高いほど、封かん条件下の圧縮強度は、標準水中養生の圧縮強度に近くなる(図-1)。すなわち、軽量細骨材に含まれる水による強度発現に対する養生効果が期待できる。
- ② 置換率が大きいほど、自己収縮ひずみは小さくなる(図-2)。すなわち、自己収縮に対して、軽量細骨材による内部養生効果が期待できる。

- ③ 水結合材比 40% では、軽量細骨材を使用すると、初期の乾燥収縮ひずみは小さくなるが、長期の乾燥収縮ひずみは若干大きくなる。一方、水結合材比 22% では、自己収縮ひずみを差し引いた乾燥収縮ひずみは、置換率に関わらず、軽量細骨材を用いない場合とほぼ一致する。すなわち、軽量細骨材が高い強度域のコンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす影響は小さい。

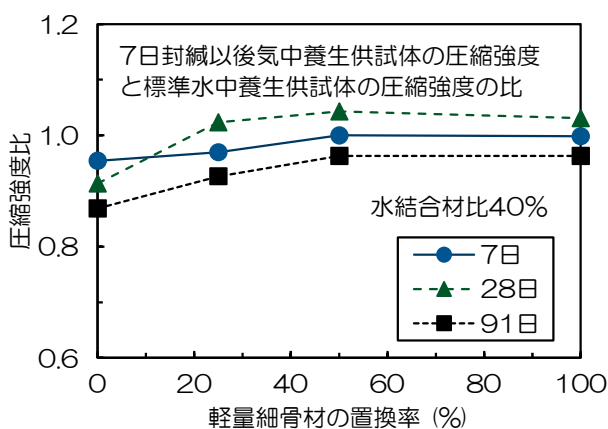


図-1 圧縮強度比（封かん乾燥の影響）

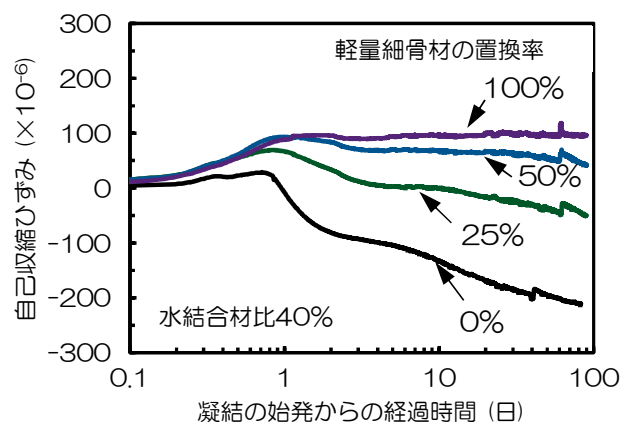


図-2 自己収縮ひずみ

Mechanical Property and Volume Change of High-Strength Concrete Using Artificial Lightweight Fine Aggregate

HIDEAKI TANIGUCHI WATARU SASAKI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Artificial Lightweight Fine Aggregate, High-Strength Concrete, Strength, Shrinkage

# 液状化による側方流動対策のための効果的な改良杭配置に関する遠心模型実験

高橋 直樹 津田 和夏希 奥野 夏樹

キーワード：側方流動，深層混合処理工法，遠心模型実験

## 研究の目的

提案する流動閉塞杭配置（図-1）の液状化による側方流動抑制効果を検討するため、傾斜地盤において側方流動を生じさせる遠心模型実験を実施した。

この工法の原理は、流動化する地盤を完全にせき止めるのではなく、深層混合処理改良杭によって地盤の流動を阻害し、流動量を減らすことにある。本工法は低改良率による施工のため対策費用を小さくすることが可能となり、広範囲にわたる側方流動対策として適用可能であると考え。本研究は、東京大学および港湾空港技術研究所との共同研究として実施し、遠心模型実験には港湾空港技術研究所所有の装置を用いた。

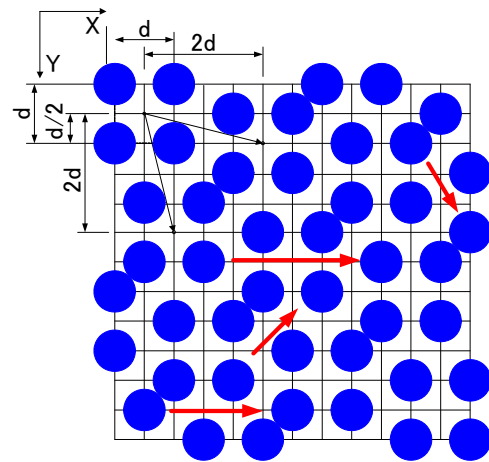


図-1 流動閉塞杭配置の概要

## 研究の概要

図-2は実験模型を示したものである。土槽を二つに仕切り整列配置と流動閉塞杭配置の模型を同時に加振できるようにした。模型地盤は、厚さ40mmで相対密度90%の非液状化層とその上の相対密度40%の液状化層の2層構造とした。実物との縮尺比は1/50を想定した。表-1に実験ケースを示す。

表-1 実験ケース

ケース名	杭間隔	改良率	最大加速度振幅
		(%)	(cm/sec <sup>2</sup> )
CASE1	1D	19.6	160
CASE2	1D	19.6	325
CASE3	2D	8.7	138

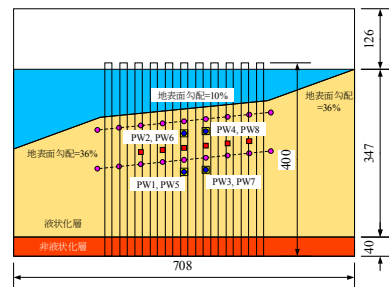
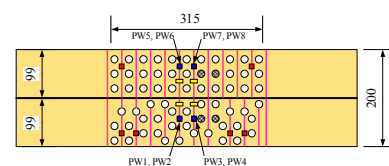


図-2 実験模型と計測器配置 (CASE1, CASE2)

## 研究の成果

模型地盤の変形状況 (CASE2 と CASE3 の結果を図-3 に示す) から、次のことが明らかとなった。

- ① 整列配置では未改良領域が連続するため杭間のすり抜け量が多くなる。一方、流動閉塞杭配置は杭間のすり抜け量を低減することができる。
- ② 杭間隔が広くなると流動を阻害する杭配置の効果が小さくなる。
- ③ 流動閉塞杭配置は側方流動抑制効果が整列配置よりも大きい。

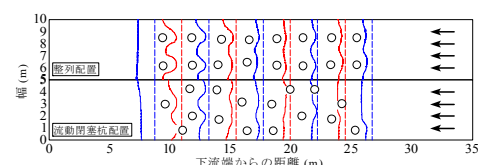
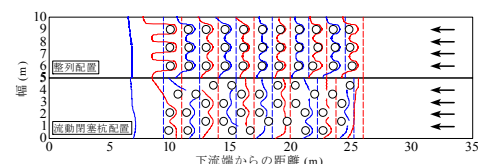


図-3 模型地盤の変形状況 (上：CASE2, 下：CASE3)

Centrifugal model test on optimized configuration of cement-treated soil columns against liquefied ground flow

NAOKI TAKAHASHI WAKAKI TSUDA NATSUKI OKUNO

Key Words : Lateral flow, Deep mixing method, Centrifugal model test

## 草木類の熱分解による減容化システムの開発

戸村 豪治 黒川 幸彦 土屋 星 大楽 文夫

キーワード：除染，減容化，放射性セシウム，焼却，熱分解

### 研究の目的

東京電力福島第一原子力発電所の事故によって環境中に放出された放射性物質を取り除くための除染作業が、放射性物質汚染対処特措法に基づいて各地で進められている。除染作業により発生した土壌や草木などは、現在も、その多くが仮置き場や除染現場で一時的に保管されているが、特に、草木類などの有機物は、自然発火の危険性、および腐敗に伴う臭気や安定性の低下などの点から問題が多く、焼却により速やかに減容化および安定化の処理を行うこ

とが重要な課題となっている。

本技術は、輻射熱分解炉を用いて放射性物質が付着した草木類などの有機物を処理することにより、放射性セシウムを極力飛灰に移行させずに、効率良く安定した不溶性化合物として回収できるシステムである。放射性セシウムを拡散させずに汚染草木類を1/100以上に減容化できることから、既存の仮置き場や森林除染において迅速な処理が必要とされる案件で有効に活用できる。

### 研究の概要

開発した有機物等減容化システムは、熱分解炉と排ガス処理装置からなる(図-1)。熱分解炉内は低酸素状態で大部分がおおむね650℃以下を保つため、有機物に含まれる放射性セシウムの気化が抑制され、また、排気はオゾンを用いた排ガス処理装置によりダイオキシンなどの他の有害物質も無害化する。本システムを使用して、実際の汚染草木を連続処理した場合の放射性物質の収支や減容率について確認することなどを目的として福島県および岩手県の2箇所を実証試験を実施した。



図-1 装置全景

### 研究の成果

両実証試験の結果から、本システムによって、汚染草木を1/100以上に大幅に減容化できることが確認できた(表-1)。処理中も炉内の高温域は底部のみに留まっており、試料に付着した放射性セシウムは外部へ拡散せず、炉内に98%以上残留していた(表-2)。残りも排ガス処理装置内ですべて除去されており、排ガス中のほかの有害物質についてもすべて基準値以下であった。また、残留固形物からの放射性セシウムの溶出率は約1.7%であった。通常の焼却飛灰からの放射性セシウムの溶出率が65~90%であるのと比べて非常に小さいことから、放射性セシウムは安定したアルミノケイ酸化合物の形態で存在していると推定され、本システムが汚染草木の減容化技術として優れていることが確認できた。

表-1 減容率等測定結果(福島実証試験)

減容効果	湿潤質量 (kg)	乾燥質量 (kg)	体積 (m <sup>3</sup> )
処理前	1595	601	3.4
処理後	13	13	0.020
減容率・減容率	99.2%	97.8%	99.4%

表-2 放射性物質収支(福島実証試験)

放射性物質収支	質量 (kg)	放射性Cs(134+137)		移行率	
		総量 (Bq)	濃度 (Bq/kg)		
処理前	草木類	573	18,591,382	32,474	
処理後	残留物	69.8	18,146,232	259,975	97.6%
	タール	7.2	159,667	22,176	0.9%
	活性炭	34.4	207	6	0.0%
	処理水(濾過前)	2419	153,464	63	0.8%
回収率			99.2%		

Volume Reduction System for Plants by Pyrolysis Furnace

GOJI TOMURA YUKIHIKO KUROKAWA SEI TSUTIYA FUMIO DAIRAKU

Key Words : Decontamination, Reduction, Radioactive Cesium, Incineration, Pyrolysis



## 放電破砕によるコンクリートの破壊機構

山地 宏志 中森 純一郎

キーワード：放電破砕，衝撃波，構造物解体，高速度カメラ

### 研究の目的

放電破砕は、自己反応性溶液を電気放電により膨張させることで、爆破孔内に衝撃的に高圧力を作用させる新しい爆破工法である。その燃焼速度は、爆轟よりも小さい爆燃領域にあるとされるため、放電破砕により、解体対象の構造物内に衝撃波動が発生するかはつまびらかでなく、その破壊機構が明らか

とされていないため、その装薬パターンや装薬量を定量的に定めることが難しい。

本研究において、筆者らは高速度カメラによりコンクリート供試体の放電破砕・破壊過程を撮影することで、コンクリート構造物の破壊過程を明らかにし、その破壊機構を同定した。

### 研究の概要

爆破ピットを整備し、防爆マットなどの遮蔽物を介すことなく、直接、構造物破壊過程およびひび割

れ発生・成長過程を、ビデオカメラや高速度カメラで観察することで、衝撃波の発生と伝播を確認した。



写真-1 破砕供試体の破壊過程

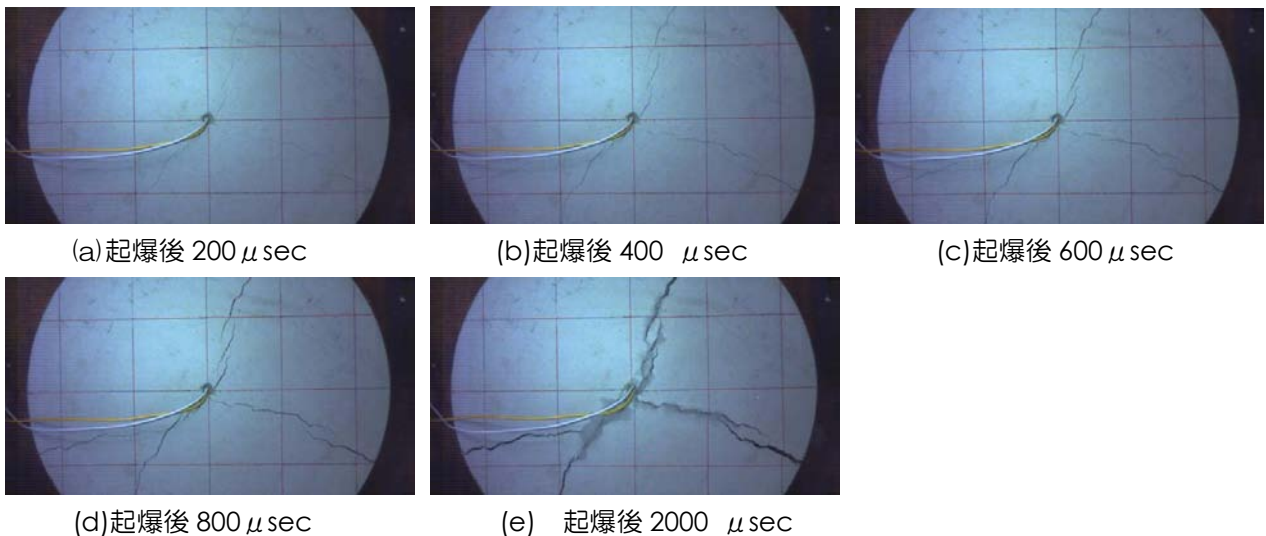


写真-2 高速度カメラによる供試体表面破壊形成過程

### 研究の成果

写真-1 に示すように、供試体表面のひび割れは、装薬孔からだけでなく、供試体外縁からも発生・成長する。これは、放電破砕によって生じた圧縮の衝撃波が供試体表面で反射し、引張波に相変換して供試体中央に伝播することで形成されるひび割れであ

ると合理的に判断される。

したがって、放電破砕により衝撃波が発生することが確認された。また、これに支配されるひび割れは波動伝播解析によりシミュレーションすることが可能であることも示唆された。

Mechanism on Concrete Fracture by Using Electric Discharge Impulses

HIROSHI YAMACHI JUN-ICHIROU NAKAMORI

Key Words : Electric Discharge Impulse, Shock Wave Movement, Structure Dismantle, High-speed Digital Video Camera



## 浮上り機構を用いた積層ゴムの引張対策据付法に関する検討

原田 浩之 鈴木 亨 河井 慶太 小田 稔 南 圭祐 牧田 瑞紀

キーワード：免震構造, 積層ゴム, 引張対策, 浮上り機構, 軸力の再配分

### 研究の目的

本報では、積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させることなく上部構造を浮上らせることのできる、浮上り機構を用いた積層ゴム据付法（図-1）について報告する。

浮上り機構を用いた据付法についてはすでにいくつかの検討事例が報告されているが、本機構に用いるゴムワッシャがゴム材料のハードニング現象を利用した浮上り変位の最適制御を目指して新たに開発したものであること、および取付ボルトにせん断力が作用しないようにベースプレートにスタッドジベルを設けて従来のものとは異なるせん断力伝達経路を構築したことから、今回改めて検討を行っている。

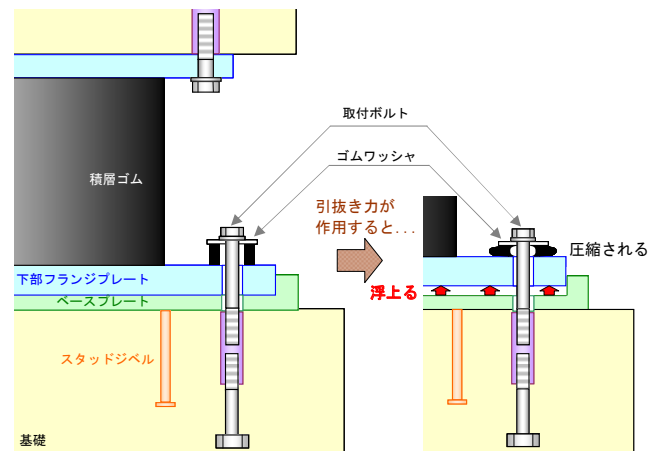


図-1 浮上り機構を用いた積層ゴム据付法

### 研究の概要

浮上り機構の主構成要素であるゴムワッシャの単体試験（図-2）および浮上り機構を用いたφ1300mm積層ゴムの実大引張試験（図-3）を実施した。

今回の試験範囲は、単体試験ではゴムワッシャの圧縮変位 20mm まで、実大引張試験では水平変形 510mm（積層ゴムのせん断ひずみ 200%）、鉛直変位-20mm までとした。

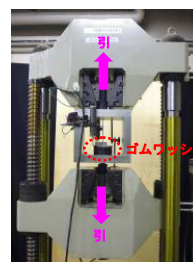


図-2 単体試験



図-3 実大引張試験

### 研究の成果

単体試験結果より、ゴムワッシャは圧縮変位 10mm までは  $1.2 \times 10^3$  kN/m の低剛性であり、それ以上の変位になるとゴム材料のハードニング現象によって徐々に高剛性になることが確認された（図-4）。

実大引張試験結果より、大地震時に引抜き力が作用しても、積層ゴムに損傷を与えるほどの引張応力や引張変形は生じないことが確認された。また、嵌合部の圧縮力によって当該箇所の浮上りが拘束されると積層ゴムに回転が生じるが、本検討の範囲では、その回転角は最大でも 0.008rad であり積層ゴムの構造性能に与える影響は小さいことが確認された（図-5）。

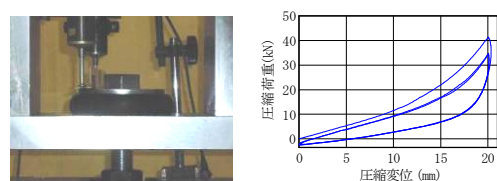


図-4 単体試験状況および結果

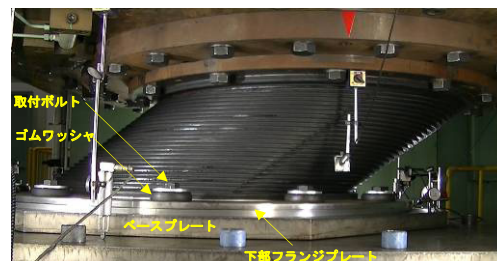


図-5 実大引張試験状況

Characteristics of the Tensile Measures Device used for Laminated Rubber Isolator

HIROYUKI HARADA TORU SUZUKI KEITA KAWAI

MINORU ODA KEISUKE MINAMI MIZUKI MAKITA

Key Words : Seismically Isolated Structure, Laminated Rubber, Tensile Measures Device,

Axial Force Redistribution

## 高強度異形鉄筋を用いて接合した柱 RC 梁 S 混合構造の加力実験

江頭 寛 小坂 英之 松永 健太郎 小林 知己 土居 和雅 松井 幸一郎

キーワード：混合構造，鉄筋コンクリート柱，鉄骨梁，高強度異形鉄筋，柱梁接合部

### 研究の目的

本研究は、鉄筋コンクリート（RC）造の柱と鉄骨（S）造の梁で架構を形成する混合構造のより施工性の高い接合部ディテールを開発することを目的としたものである。本報では、図-1 に示すように柱梁接合部内に配した高強度異形鉄筋を用いて S 梁を RC 柱に接合するディテールを対象に十字形およびト形架構の加力実験を実施し、耐力と変形性能および柱梁接合部のせん断強度の評価方法について検討した。

### 研究の概要

試験体は、梁曲げ降伏型の十字形架構（HRCS01）とト形架構（HRCS03）および柱梁接合部せん断破壊型の十字形架構（HRCS02）の計 3 体である。加力方向の S 梁フランジは、柱梁接合部を貫通しておらず、柱梁接合部内に通し配筋した高強度異形鉄筋（ねじ鉄筋，USD685）を S 梁端フランジ部の固定プレートに通し、ナットにより接合している。柱梁接合部内には直交梁を設けており、この直交梁のウェブに溶接接合したせん断プレートと梁ウェブを高力ボルトにより摩擦接合している。

柱に一定軸力を載荷し、梁の反曲点を想定した位置を油圧ジャッキにより正負漸増繰返し加力した。

### 研究の成果

梁曲げ降伏型の十字形およびト形架構の試験体の最大荷重は、S 梁の全塑性曲げ強度相当の荷重を上回り、荷重-変形関係は良好な履歴性状を示した。

柱梁接合部のせん断強度の検討では、直交梁が柱梁接合部コンクリートの有効せん断断面積の拡大に寄与するものとし、既往の設計式（鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会）により RC 造の両側直交梁付き接合部としてせん断強度を評価した結果、計算値は実験値と良い対応を示すことを確認した。

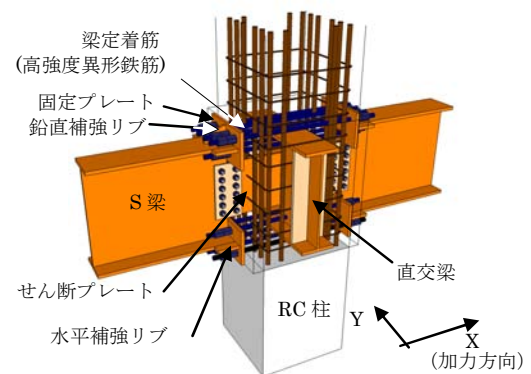


図-1 柱梁接合部の概要

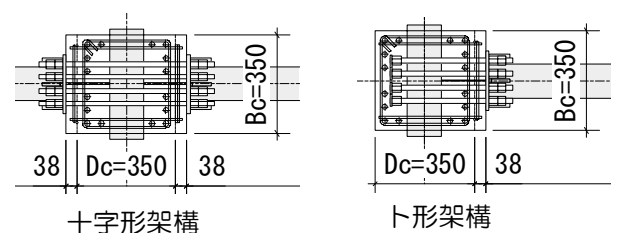


図-2 試験体の柱梁接合部（平面図）

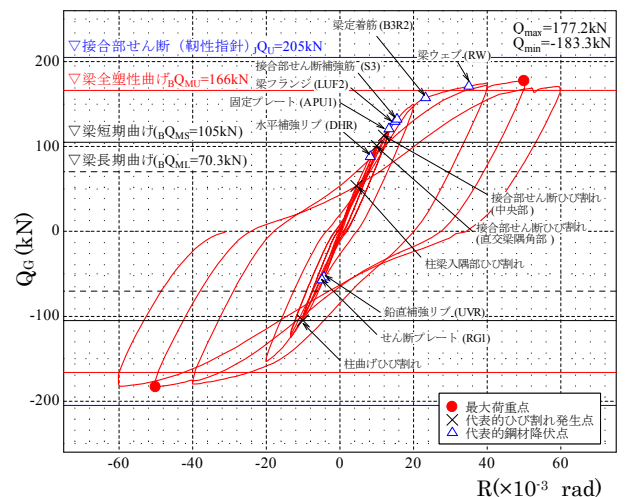


図-3 荷重-変形関係（HRCS01）

## Loading Tests of Mixed Structures Connecting Steel Beams to RC Columns Using High Strength Deformed Bars

HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA KENTARO MATSUNAGA  
TOMOMI KOBAYASHI KAZUMASA DOI KOICHIRO MATSUI

Key Words : Mixed Structure, Reinforced Concrete Column, Steel Beam, High Strength Deformed Bar, Beam-Column Joint

## T 形鉄骨間柱による耐震補強工法の開発

松永 健太郎 原田 浩之 小坂 英之 鈴木 亨 野口 恭司 西笛 晶

キーワード：鉄骨，耐震補強，アンカー筋，せん断耐力，せん断余裕度

### 研究の目的

既存の板状集合住宅の中には、廊下側の構面は袖壁や腰壁が設けられて比較的耐力が確保されているものの、バルコニー側の構面は耐力の低い純ラーメン架構となっており、桁行き方向架構全体としては強度不足の建物も少なくない。本工法は、そのよう

な建物の耐力向上と偏心率の低減を図ることを目的とし、バルコニー側架構に T 形鉄骨間柱を設置して耐震補強を行うものである。T 形鉄骨による補強効果と T 形鉄骨と梁の接合部の健全性について確認するため、加力実験を 2 シリーズ実施した。

### 研究の概要

試験体は、無補強試験体 1 体と RC 架構に T 形鉄骨間柱で補強を施した 4 体の計 5 体である。変動因子は、T 形鉄骨間柱の有無、T 形鉄骨間柱の断面の差異、T 形鉄骨梁の長さおよび RC 梁との接合範囲の差異とした。RC 梁に打設したアンカー筋と、T 形鉄骨梁のウェブに溶接された頭付きスタッドを互い違いに配置し、その間に高強度モルタルを充填することによって T 形鉄骨梁と RC 梁を一体化させた。T 形鉄骨柱の脚部は取付金物を介してスラブに取り付けた。



写真-1 実験状況

### 研究の成果

本工法で補強することにより耐力が上昇し、補強効果が確認された。補強すると梁の曲げ耐力に達した後も T 形鉄骨間柱のせん断力の上昇に伴って RC 梁のせん断力は大きくなり、梁のせん断耐力に達したときに最大の水平耐力を発揮した。本工法は、

梁の曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕度分だけ層せん断力を上昇させることができる工法であり、その余裕度が大きいほど大きな補強効果が得られることが明らかになった。

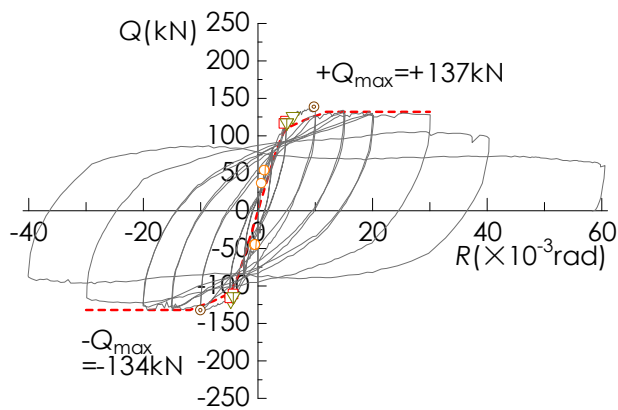


図-1 荷重 Q-変形角 R 関係 (無補強)

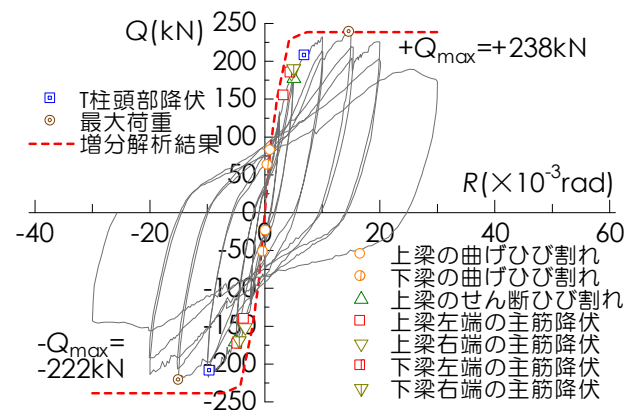


図-2 荷重 Q-変形角 R 関係 (全面接合で補強)

## Development of Seismic Strengthening using T-shaped Steel Stud

KENTARO MATSUNAGA HIROYUKI HARADA HIDEYUKI KOSAKA

TORU SUZUKI YASUSHI NOGUCHI AKI NISHIBUE

Key Words : Steel Frame, Seismic Strengthening, Anchor Bar, Ultimate Strength in Shear,

Safety Factor of Shear Strength



## PCa 柱の埋込み部に関する実験的研究その2

平田 裕一 江頭 寛 伊藤 彰 西成田 由 徳武 茂隆 牧田 瑞記

キーワード : PCa 柱, 埋込み部, 押抜き実験, 引張実験, 曲げせん断実験

### 研究の目的

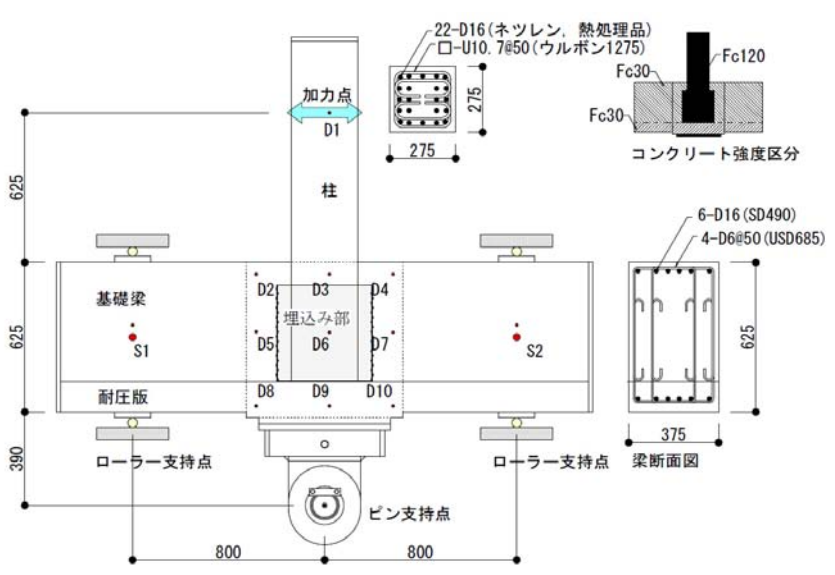
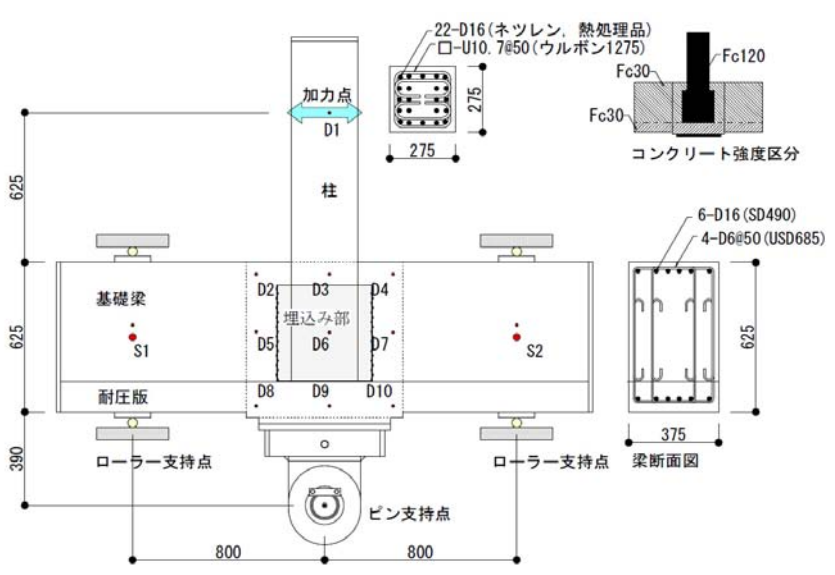
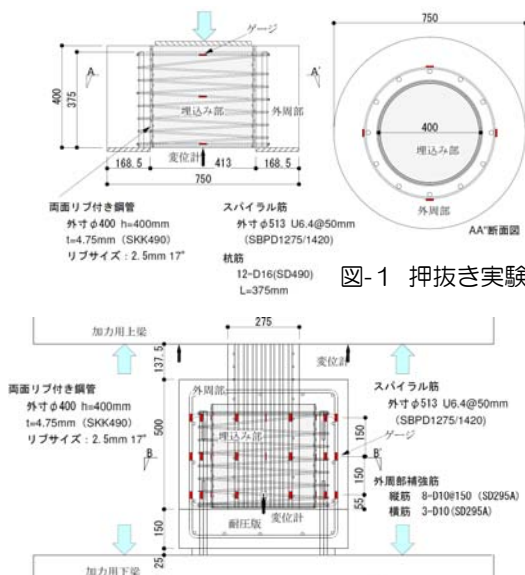
本研究で対象とする PCa 柱は、柱下端に柱断面積より大きい両面リブ付き鋼管を用いた埋込み部を設け、耐圧版直上に配置する形式のものである。本研究は、本工法における埋込み部の力学的挙動を把握するために行った。

本報は、本工法の埋込み部の付着および引張特性を確認するための押抜き実験および引張実験の実験結果と両面リブ付き鋼管を有する PCa 柱を基礎梁に埋込んだ T 形試験体による曲げせん断実験結果について報告するものである。

### 研究の概要

図-1~3 に押抜き実験、引張実験、曲げせん断実験の試験体と加力方法を示す。押抜き実験は円形の形状である。引張実験と曲げせん断実験の埋込み外周部の配筋は共通である。

の形状である。引張実験と曲げせん断実験の埋込み外周部の配筋は共通である。



### 研究の成果

押抜き実験より、スパイラル筋の配筋が大きい場合、押抜き耐力が大きくなる。押抜き実験の抜出し時の耐力は短期付着耐力より大きい。引張実験の抜出し時の耐力は長期付着耐力より大きく最大耐力は、短期付着耐力と同等である。曲げせん断実験の最大耐力時、埋込み外周部は大きな損傷を受けなかった。



写真-1 試験体切断面 (引張実験)

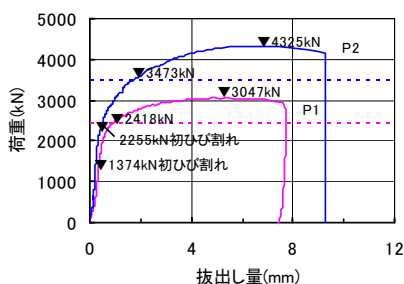


図-4 押抜き実験の荷重変形曲線

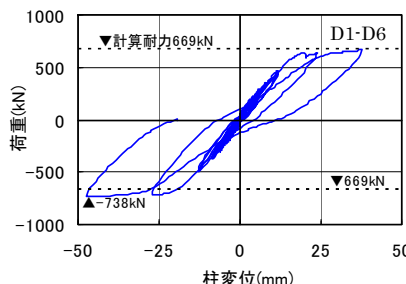
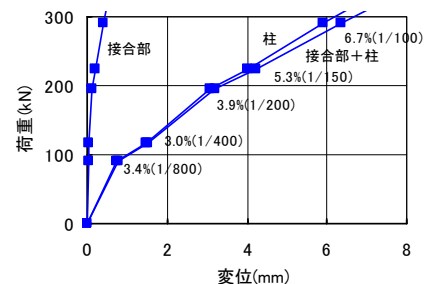


図-5 曲げせん断実験の荷重変形曲線と変形割合



An Experimental Study on Embedded Part in Precast Concrete Columns Part 2

YUICHI HIRATA HIROSHI EGASHIRA AKIRA ITO

YU NISHINARITA SHIGETAKA TOKUTAKE MIZUKI MAKITA

Key Words : Precast Concrete Column, Embedded Part, Push Out Test, Tension Test, Bending Shear Test

# シリカフュームとフライアッシュを併用した超高強度コンクリートに関する研究

松田 拓 蓮尾 孝一

キーワード：超高強度コンクリート，シリカフューム，フライアッシュ，自己収縮

## 研究の目的

コンクリートの強度を高めるには水結合材比（以下、W/B）を低下させることが有効であるが、その結果として単位結合材量が増加する場合がある。これによるフレッシュコンクリートの流動性低下の改善や、強度をさらに高めることを目的に、低 W/B 条件の超高強度コンクリートでは、セメントに微細な球状粒子でポゾラン反応性を有するシリカフュームを混和した結合材を用いる場合が多い。一方で、普

通強度のコンクリートでは、混和材にシリカフュームに加え、シリカフュームよりも寸法が大きい球状粒子でポゾラン反応性を有するフライアッシュを併用することが、流動性と強度の改善に有効であると知られている。

本研究では、低 W/B 条件の超高強度コンクリートを対象に、混和材にシリカフュームとフライアッシュを併用することの効果を実験的に確認した。

## 研究の概要

セメント単味および、セメントの一部をシリカフューム、フライアッシュ、シリカフュームとフライアッシュそれぞれで置換した 4 種類の結合材による超高強度コンクリートを製造し、フレッシュ性状および、図-1 に示す養生温度条件での強度発現と自己収縮特性を確認した。同時にそれぞれの養生プロセスにおいて、結合材の反応で消費されるコンクリート中の水分量を調べ、一部の試験水準で走査電子顕微鏡によるモルタル部分の画像を観察した。

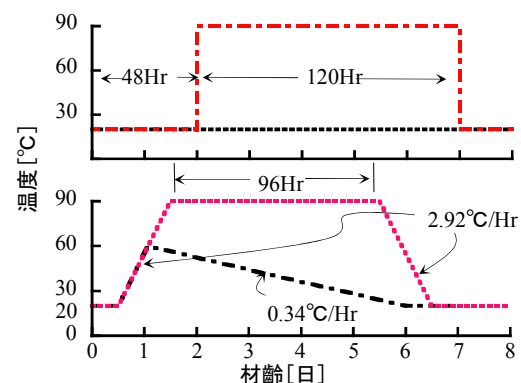


図-1 試験体の養生温度条件

## 研究の成果

セメントの一部をシリカフュームに加え、さらにフライアッシュで置換した超高強度コンクリートについて、以下の知見と考察を得た。

- ① セメントの一部をシリカフュームのみで置換した場合に比べ、低粘性で高流動性なフレッシュ性状が得られる（図-2）。
- ② セメントの一部をシリカフュームのみで置換した場合に比べ、常温、高温条件どちらも高い強度が得られ（図-3）、自己収縮が大きくなる。この理由に、フライアッシュのポゾラン反応が寄与していると考えられる。
- ③ 高温条件では常温条件に比べポゾラン反応が加速するが、セメントの水和反応はポゾラン反応ほど加速しない。高温条件ではポゾラン反応による巨視的な体積減少がコンクリートの自己収縮を著しく増進させていると考えられる。

白：セメントをシリカフュームのみで置換  
赤：セメントをシリカフュームとフライアッシュで置換

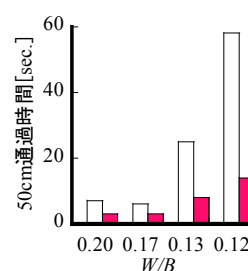


図-2 50cm フロー通過時間の例

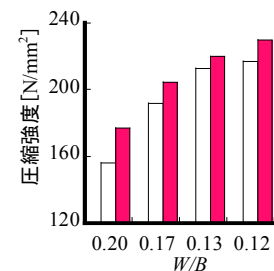


図-3 圧縮強度試験結果の例

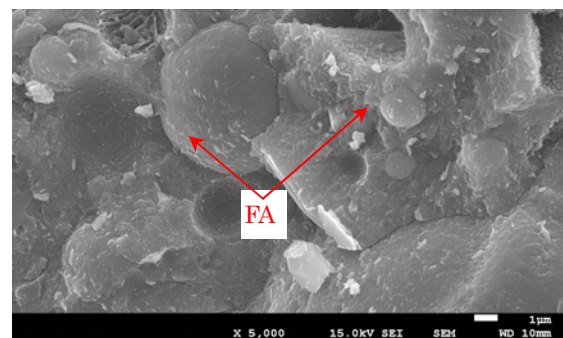


図-4 走査電子顕微鏡で撮影した画像の例

Study on Ultra-High-Strength Concrete Using Silica Fume and Fly Ash

TAKU MATSUDA KOICHI HASUO

Key Words : Ultra-High-Strength Concrete, Silica Fume, Fly Ash, Autogeneous Shrinkage

# RC 戸境壁の独立下地ボード壁仕上げの遮音性能に関する研究

嶋田 泰 岩本 毅

キーワード：RC 壁，ボード壁，遮音性能，共鳴透過

## 研究の目的

集合住宅の RC 戸境壁の内装仕上げとして独立下地ボード壁（以下、ボード壁と呼ぶ）を設置した場合、RC 壁とボード壁からなる中空壁の共鳴透過により隣戸間の遮音性能が低下することがある。しかしながら、住戸プランの違いなどによるボード壁仕様の条件の違いによって遮音性能低下の程度にはば

らつきがあり、現場性能の予測が困難な状況である。

そこで、本研究ではボード壁の仕様の違いによる遮音性能の変化の傾向を明らかにすることを目的とし、実験室においてボード壁の試験体による実験を行った。その結果、遮音性能低下に影響を及ぼす要因を明らかにすることができた。

## 研究の概要

ボード壁の仕様上の要素として①空気層寸法の違い、②下地材の RC 壁への固定の有無、③周辺部位の内装仕上げとの接触の有無、④戸境壁の両側への施工に着目し、各条件による遮音性能への影響を調べた。図-1 の RC 造実験室に①～④の条件を変えた試験体を 8 体作成し、ボード壁面の振動加速度レベルおよび室間音圧レベル差の測定を行った。



写真-1 ボード壁下地施工状況および振動測定状況

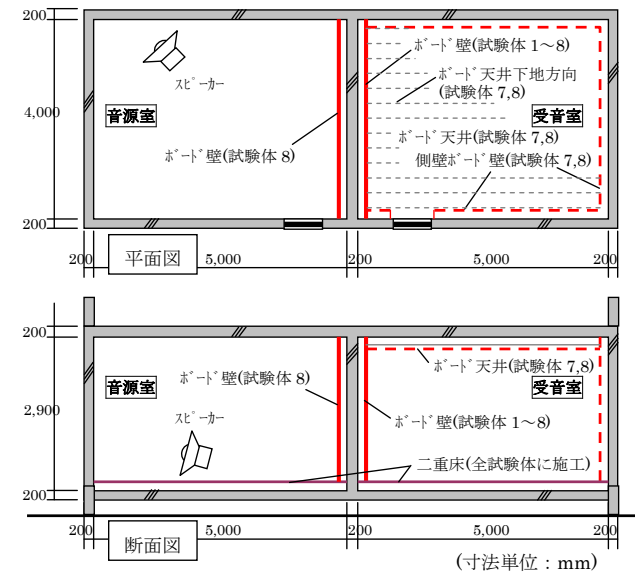


図-1 実験室概要

## 研究の成果

実験結果より、ボード壁の空気層寸法および下地材の RC 壁への固定が、共鳴透過による 125Hz 帯域付近の遮音性能の低下量に大きく影響することが分かった（図-2）。

定を行い、実際の建物の条件に近い各仕様の遮音性能を明らかにすることができた（図-3）。

また、戸境壁のボード壁以外の天井、側壁の内装仕上げへの振動伝達の影響も大きいことが分かった。さらに、これらの結果に基づき、計算による室間音圧レベル差推

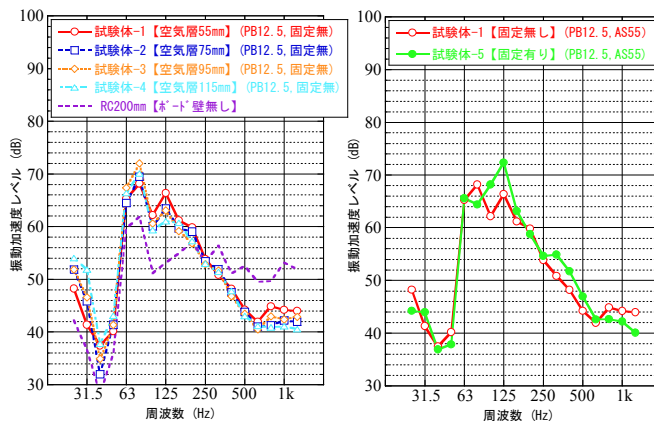


図-2 ボード壁面の振動加速度レベル

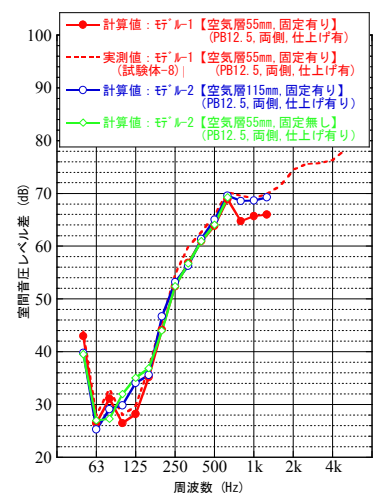


図-3 室間音圧レベル差計算結果

Experimental Study on Sound Insulation of Double Wall composed of RC Wall and Gypsum Boards in Multiple Dwellings

YASUSHI SHIMADA TAKESHI IWAMOTO

Key Words : RC Wall, Gypsum Boards Wall, Sound Insulation, Resonance Transmission



## 集合住宅用可動ルーバーの実験的検討

酒井 英二 作田 美知子 杉山 光宏 川西 一至

キーワード：集合住宅、バルコニー、日差し、よしず、蔭戸、可動ルーバー

### 研究の目的

日本では昔から、居住者が自然環境に応じて、よしずや蔭戸（しとみど）などを開閉することによって、日差しや通風、視線などの制御を行い、多額のイニシャルコストやランニングコストを掛けずに、温熱環境の改善を行い、現代で言うところの省エネ、省CO<sub>2</sub>を実践してきた。

### 研究の概要

集合住宅用可動ルーバーは、手摺上部のバルコニー天井部分に固定された可動機構部分と、その可動機構部分を中心に弧を描くように可動するルーバー部分からなり、ルーバーは天井部分に収納できる。

ルーバーを閉じることにより、日差しや視線を遮ることが可能である。また、ルーバーを開く（収納する）ことにより、バルコニースペース（居住域）を狭くすることなく、通常バルコニー同様に陽光を取り入れられ、眺望を楽しむことも可能である。

このルーバーを設置したバルコニーにおいて、夏季および冬季の温熱環境を測定により確認した。

そこで本検討では、集合住宅において最も自然環境と密接な関係にあると考えられるバルコニーに着目し、集合住宅の建物の外観デザインを特徴づけ、かつ、季節や天候、周辺環境に応じて居住者が簡単に開閉や収納ができるバルコニー設置型の集合住宅用可動ルーバーの開発を目的とした。

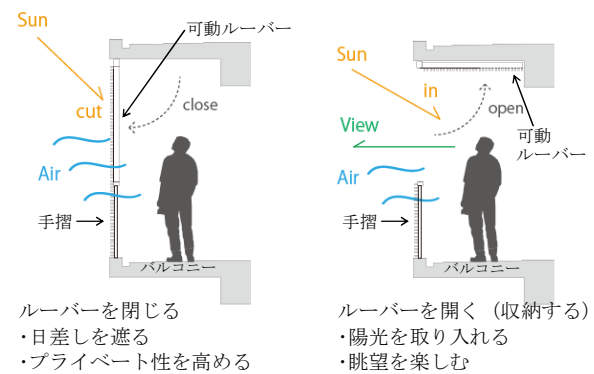


図-1 集合住宅用可動ルーバーの概念図

### 研究の成果

今回の検討で明らかにした、集合住宅用可動ルーバーの効果をまとめると以下ようになる。

- ① 夏季日中のバルコニー空間において、グローブ温度で 11~13℃ (図-1)、標準有効温度 SET で 4~5℃の暑熱環境緩和効果を確認した。
- ② 冬季の夜間、第3種機械換気などでバルコニー空間を通して室内に供給される空気温度

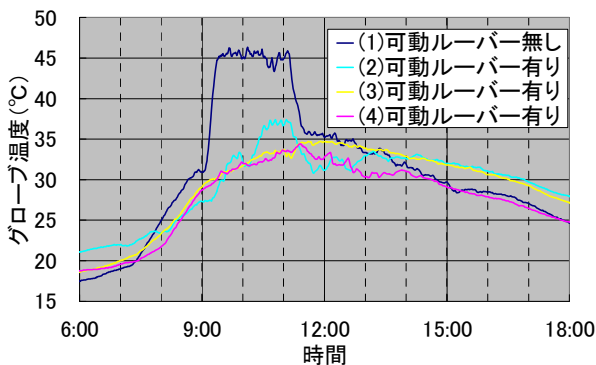


図-2 夏季バルコニー内のグローブ温度

(給気温度)を外気の温度(外部温度)と比較して、1℃程度上昇させる効果があることを確認した(図-3)。

今後は、エネルギーやCO<sub>2</sub>の低減効果の検証を行い、また、製品としては、さらに使い易いものとなるように改良を加え、建物負荷低減技術として確立させていく予定である。

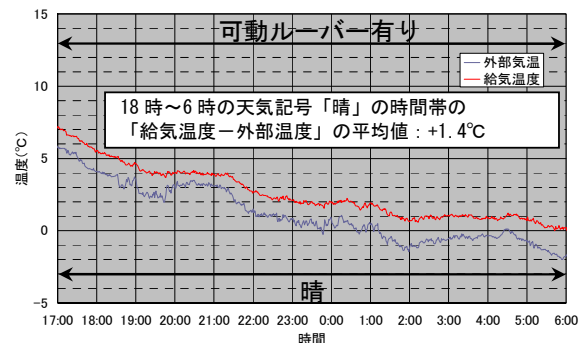


図-3 冬季可動ルーバー有りの温度

## Experimental Study of Movable Louver for Residential Building

EIZI SAKAI MICHIKO SAKUTA MITSUHIRO SUGIYAMA KAZUSHI KAWANISHI

Key Words : Residential Building, Balcony, Sunlight, Reed Screen, Shito-mi-do, Movable Louver

# 再生可能エネルギーを活用した地域活性化事業のフィージビリティスタディ

西尾 新一 小林 誠 左子 斉

キーワード：再生可能エネルギー，太陽光発電，地域経済の活性化

## 調査の目的

2012年7月に施行された「電気事業者による再生可能エネルギー電気の調達に関する特別措置法」により、電気事業者への再生可能エネルギー電気の固定価格での買い取りが義務付けられて以降、民間事業者による太陽光発電事業の創設が活発化している。ただし、地方自治体が再生可能エネルギーによる発電事業を実施する事例は未だ少なく、多くは未利用

地を民間発電業者に賃貸する方法に留まっている。本調査は、自治体が所有する有休地を太陽光発電事業として活用する際に考えうる事業体制、および資金調達方法などについて複数ケースのフィージビリティスタディを実施し、最適な事業スキームの提案による事業の円滑な遂行と他プロジェクトへの成果の波及を目的とする。

## 調査の概要

香川県 A 市の市有遊休地における発電事業を対象とし、以下の3項目について調査を実施した。

- 1) 太陽光発電システムの基本計画と経済性評価  
敷地の現況（面積，形状，方位，周辺環境）を与条件に，設置する太陽光発電システムの基本計画，および初期コスト，運用コスト，売電収入を推定。
- 2) 事業実施体制の抽出と事業収益の試算  
実施可能性のある事業体制として①～⑤を抽出し，各ケースの長所／短所，および事業収益性を評価。

- ①市の単独事業（全額自己資金）
  - ②市の単独事業（金融機関からの融資）
  - ③GK-TK スキーム（合同会社への匿名組合出資）
  - ④民間事業（株式会社）への共同出資
  - ⑤包括リース方式
- 3) 資金調達方法の検討と地域活性化策の抽出  
本事業にて考えうる資金調達方法を「金融機関等からの調達」と「寄付金・出資等からの調達」とに分類のうえ，類型化と実施可能性の評価を実施。

## 研究の成果

- 1) 太陽光発電システムの基本計画と経済性評価  
対象敷地におけるシステムの基本計画概要，および初期投資額等は以下の通りである。  
太陽電池：170W×8,000 枚 = 1,360kW  
PCS：500kW×2 台，250kW×1 台  
初期投資額 約 453,000 千円（333 千円/kW）
- 2) 事業実施体制の抽出と事業収益の試算  
事業体制別の事業収益の推定結果を表-1 に示す。

- 3) 資金調達方法の検討と地域活性化策の抽出  
最も高い事業収益が見込まれるケース②を前提とし，資金調達に加え，地域活性化への貢献が期待できる「ふるさと納税制度を活用した寄付金」および「ミニ公募債（住民参加型市場公募債）」を選定し，推奨する事業スキーム（図-1）を提案した。

表-1 事業実施体制別の事業収益の推計結果

事業実施体制	期間期待収益	①との差額
ケース① ：市の単独事業(自己資金)	567,358 ( 28,368 /年)	0 ( 0 /年)
ケース② ：市の単独事業(金融機関からの融資)	472,983 ( 23,649 /年)	94,375 ( 4,719 /年)
ケース③ ：GK-TKスキーム	373,317 ( 18,666 /年)	194,041 ( 9,702 /年)
ケース④ ：民間事業(株式会社)	225,371 ( 11,269 /年)	341,987 ( 17,099 /年)
ケース⑤ ：包括リース方式	177,454 ( 8,873 /年)	940,000 ( 47,000 /年)
ケース②'(推奨事業スキーム) ：市の単独事業(金融機関からの融資) + 寄附+ 地方債	542,882 ( 27,144 /年)	24,476 ※ ( 1,224 /年)

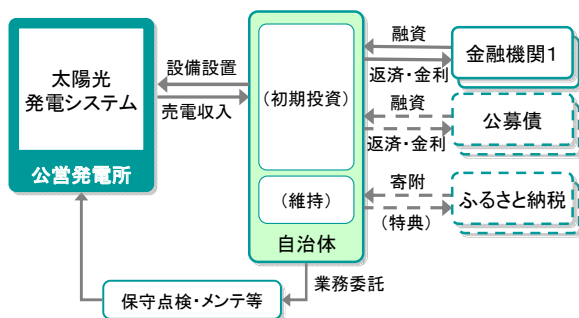


図-1 推奨事業スキーム

## Feasibility Study of The Power Generation by Renewable Energy for The Revitalization of Regional Economies

SHIN-ICHI NISHIO MAKOTO KOBAYASHI HITOSHI SAKO

Key Words : Renewable Energy, Solar Power Generation, Revitalization of Regional Economies



# 総合建設業の作業所における労務環境の動向と労務リスク対策

手塚 慎一 戸倉 健太郎 深谷 学 榎本 悠一

キーワード：労務環境，年齢構成，経験年数，技能レベル，施工体制，可視化

## 研究の目的

労働集約型産業である建設業にとって、今後の建設業を担う若手の減少や高齢化は大きな課題となっている。これまで当社では、専門工事会社の施工体制や、そこに所属する作業員の技能などの労務環境を掌握する仕組みとして「Foreman.net（フォアマ

ン・ドット・ネット）」を開発し、運用を続けてきた。

本研究では、「Foreman.net」に蓄積された労務データを基に、総合建設業の作業所における労務環境の動向を明らかにした上で、労務から波及するリスクへの対応策を提案することを目的としている。

## 研究の概要

各作業所の竣工月時点での29歳以下および60歳以上の構成比率（図-1）を確認した結果、国の分析と同様に当社内においても若手の減少と高齢化の進展が見られ、今後労務起因の安全や品質に関するリスクは増加していく傾向にあることを確認した。

こうした労務リスクへの対応策の一つとして、人の身体に対する健康診断書のように、労務環境の電子データから労務上のリスクを事前に把握し対処する仕組みとして構築した「労務環境診断書」を提案した。図-2に示す「技能編」の診断書では、重層下請の状況や高齢作業員の割合、経験10年以上の熟練作業員の割合、外国作業員の割合など専門工事会社が組む施工体制の技能の状況を集計・可視化し、客観的に把握することが可能になっている。また、今後元請責任としての管理が必要とされる社会保険の加入状況を可視化した「保険編」の診断書も整備した。

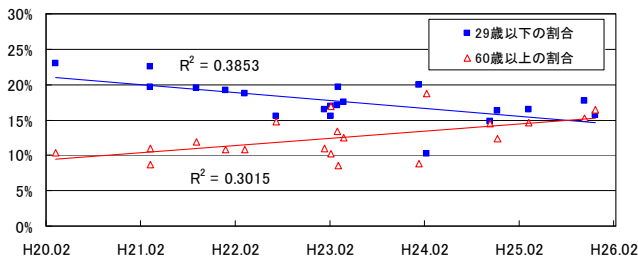


図-1 作業所における年齢構成比率の推移

Foreman.net 労務環境診断書（技能編）											
〇〇〇〇建設作業所											
所長 太郎											
出力日：2014/02/28											
年齢・経験年数算出処理年月日	注意：左記の条件で該当のセルが赤になります。（変更可能）	再下請会社数	下請階層数	平均年齢	高齢作業員率	平均経験年数	熟練作業員率	外国作業員率	技能ポイント		
2014/02/28		10社以上	4層以上	50才以上	30%以上	10年未満	50%未満	10%以上	50未満		
一次会社名	工種（一次会社）	再下請会社数（一次会社除く）	最高下請階層数（最高次数の階層）	作業員数（名簿登録）	年齢・経験有効作業員数	平均年齢	高齢作業員率（60才以上）	平均経験年数	熟練作業員率（経験10年以上）	外国作業員率	技能ポイント
作業所全体		51社	4層	360人	358人	43.3才	13.4%	17.4年	69.7%	0.4%	72.8 pt
仮設建工	コンクリート工事、假設工事、土工	11社	2層	89人	89人	43才	14.6%	14年	61.8%	0.0%	57.8 pt
〇〇電設	仮設電気工事	0社	1層	11人	11人	53才	9.1%	26年	81.8%	0.0%	76.2 pt
雑鍛冶工業	雑鍛冶工事	5社	2層	56人	55人	42才	12.7%	17年	74.5%	0.0%	79.1 pt
△△鉄筋工業	鉄筋工事	1社	2層	37人	37人	37才	0.0%	15年	75.7%	0.0%	84.0 pt
硝子サッシ	ガラス工事	16社	4層	43人	43人	40才	2.3%	8年	35.3%	0.0%	48.0 pt
シール工業	シーリング工事	3社	2層	9人	8人	40才	0.0%	16年	62.5%	0.0%	76.4 pt
内装建築	金属工事、内装工事	11社	3層	82人	82人	37才	2.4%	14年	65.9%	27.3%	75.1 pt
金物建設	金属製建具工事	4社	2層	14人	14人	40才	7.1%	11年	57.1%	0.0%	68.8 pt
左官工業	左官工事	0社	1層	19人	19人	56才	37.9%	31年	73.7%	0.0%	66.9 pt

図-2 労務環境診断書【技能編】の概要（一部抜粋，注意が必要な部分は赤背景とした）

## 研究の成果

労務環境診断書の効果について作業所から意見聴取した結果、協力会社の労務環境を客観的かつ横断的に把握するための情報として、診断書が有効である可能性を確認することができた。今後は、労務リ

スク対策として診断書の運用をしっかりと制度化していくことが課題である。また、当社として中長期的な視点で適切に技能者の能力を判断し、技能者の処遇改善に繋げていくことも重要であると考えている。

## Transition and Risk Management of Construction Workers Environment in Large-Scale Building Projects

SHINICHI TEZUKA KENTARO TOKURA MANABU FUKAYA ENOMOTO YUICHI

Key Words : Construction Workers Environment, Age Composition, Years of Experience

Skill Level, Construction Organization, Visualization

# ずれ止め方式による鋼合成桁と PC 桁の接合構造に関する研究

## A Study on Joint of Composite Steel Girder and PC Girder using Shear Connectors

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

浅井 洋 HIROSHI ASAI

有川 直貴 NAOKI ARIKAWA

土木設計部 紙永 祐紀 YUKI KAMINAGA

主桁数が同じ鋼合成桁と PC 桁の主桁同士を、ずれ止め方式により接合する方法を考案した。接合部の 1/2 縮小模型による載荷試験とずれ止めをばねでモデル化した非線形 FEM 解析による検証から、接合部のずれ止めの設計方法を構築した。本文では、これらの内容を紹介するとともに、ウェブに配置したずれ止めの挙動と耐力を確認するために実施した、接合部のウェブ部のみをモデル化した縮小梁の載荷実験の概要とその結果を示した。当該接合部のウェブずれ止めには、新たに開発した鋼管ジベルを適用した。

キーワード：混合桁橋接合部、ずれ止め、頭付きスタッド、鋼管ジベル

The authors have devised the new joint structure of composite steel girder and PC girder having same number of main girders using shear connector. In this paper, a simplified design methods of shear connector located in the joint are introduced and is verified through loading tests of 1/2 scaled model together with three-dimensional nonlinear finite element analyses. Further, loading tests of composite beams focus on web shear connector are also demonstrated. New type shear connectors named “Steel Pipe Dubels” were applied for these web shear connectors.

**Key Words:** Joint of Mixed Girder Bridge, Shear Connector, Headed Stud, Steel Pipe Dubel,

### 1. はじめに

混合桁橋の接合方法として、複合橋設計施工規準<sup>1)</sup>では支圧板方式とずれ止め接合方式が紹介されている。このうち、比較的一般的である支圧板方式は、接合部に配置した鋼殻セルと中詰めコンクリートおよび PC 鋼材によって合成桁とコンクリート桁を剛に一体化するため、PC 鋼材を含めた使用鋼材量が極めて多く、また、コンクリートの充填性に配慮が必要など、経済性や施工性に課題が残る。

ずれ止め接合方式（以下、ずれ止め方式）は、鋼合成桁とコンクリート桁間の応力伝達を主にずれ止めで行うため、鋼殻セルや接合部で支圧を確保するための PC 鋼材が不要となり、支圧板方式と比較して使用鋼材量が少なく、施工性も良好である。しかしながら接合部の耐荷挙動や設計法に関する研究例が少なく、施工例は少ない。

これまでの施工例は、いずれも鋼合成 4~5 主桁桁と PC (RC) 中空床板橋との接合である。

少数主桁形式の橋梁、例えば鋼合成 2 主桁桁と PC2

主桁桁を接合する場合、それぞれの主桁同士をずれ止めと接合する構造が考えられる。著者らはこのような構造の 1/2 模型供試体の載荷実験と、ずれ止めをばねでモデル化した非線形 FEM 解析による検証をもとに、ずれ止めの設計法を構築した<sup>2)</sup>。

ずれ止めは頭付きスタッド（以下、スタッド）を基本とするが、ウェブのずれ止めについては、新たに考案した鋼管ジベル<sup>3)</sup>を用いることとした。これは、モルタルを充填した鋼管を、鋼板孔に設置してずれ止めとして機能させるもので、現場溶接や鋼板孔へのコンクリート充填確認が不要などの施工上の長所とともに、同じ孔径の孔あき鋼板ジベルよりもせん断耐力を大きくすることが可能であるため、ずれ止め設置箇所数の低減にも効果的である。

本文では、本接合構造の概要と設計法について紹介するとともに、接合部鋼桁ウェブに配置したずれ止めの挙動を確認するために実施した、ウェブのみをモデル化した模型の載荷実験結果を報告する。

## 2. 接合部の構造とずれ止めの設計

### (1) 接合部の構造

図-1 に提案する接合構造の概念図を示す。PC 桁の中に鋼合成桁の鋼桁部分を埋込んで、ずれ止めにより接合する。ずれ止めは、鋼桁の上下フランジの上面およびウェブに配置する。PC 鋼材は接合部まで延長し、鋼合成桁側のコンクリート端面と定着突起を設けて複数の断面で定着する。定着部を複数断面に分けて配置することで、ずれ止めに発生するせん断力を分散させることができる。

鋼桁上フランジは、後述する予備解析の結果から、接合区間の半分のみを設置して局所応力を低減することとした。接合部の長さは、ずれ止めの配置や PC 鋼材の定着突起の配置などで決定される。実構造物の試設計と、これをモデル化した試験体は、PC 鋼材の定着突起の配置から、接合部の長さを  $2 \times D$  ( $D$  は桁の高さ) としている。

### (2) ずれ止めの設計

本接合構造におけるずれ止めの簡易な設計法を、既往のずれ止め方式による接合構造の設計例<sup>4)</sup>や、鋼合成桁と RC 橋脚の剛結構造の設計<sup>5)</sup>などを参考に提案した。

図-2 に接合部に作用するせん断力とずれ止めが負担するせん断力の関係を示す。

鋼桁上下フランジに配置したスタッドは、曲げモーメントおよび軸力により生じるせん断力に抵抗すると仮定した。ウェブに配置したずれ止めは、せん断力とプレストレスにより生じるせん断力に抵抗すると仮定した。

軸力は、鋼桁上下のフランジに配置したスタッドで半分ずつ負担するものとした。終局時の断面力に対して、ずれ止めの本数は、図-2 に示す各ずれ止めに発生するせん断力を、ずれ止め 1 本当たりのせん断強度で除して求めることができる。ウェブのずれ止めに作用するせん断力は、鉛直と水平の 2 方向でそれぞれ必要な本数を計算し、それらを足し合わせることにした。

接合部の長さは、ずれ止めや PC 鋼材の配置で必要になる長さ以上を確保する。接合部の長さは、長いほど構造的に安定すると考えられる。一方、接合部の長さを短くした場合の影響について検討するため、予備解析を実施した。予備解析は、3. (2) で述べる 3 次元非線形有限要素解析を用いた。解析対象は、本研究で用いた接合部モデル試験体の、接合部の長さを  $1 \times D$  ( $D$  は桁全高) としたものである。上フランジは、接合部全長に配置している。ずれ止めは、図-2 に示す方法で設計した。

載荷方法は、接合部に曲げモーメントのみが作用するように 4 点曲げとした。

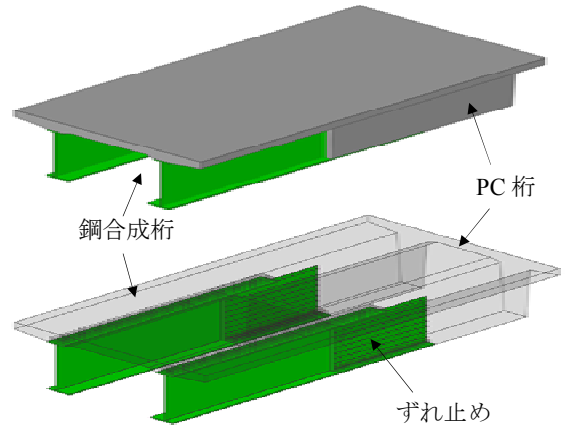
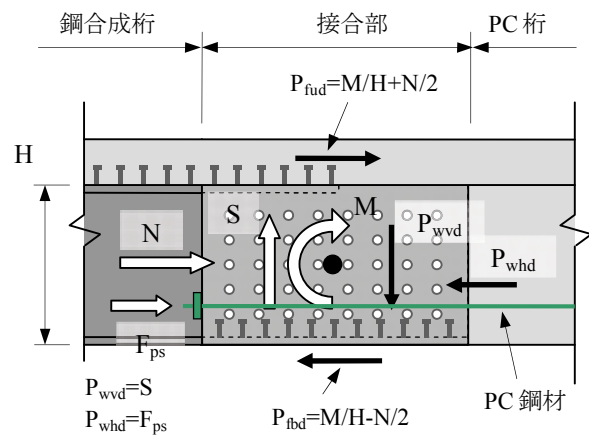


図-1 鋼合成桁と PC 桁のずれ止め方式による接合



ここに、  
 M: モーメント, S: せん断力, N: 軸力  
 $F_{ps}$ : プレストレス  
 $P_{fud}$ : 上フランジのずれ止めに作用するせん断力  
 $P_{fbd}$ : 下フランジのずれ止めに作用するせん断力  
 $P_{whd}$ : ウェブのずれ止めに作用する水平方向せん断力  
 $P_{wvd}$ : ウェブのずれ止めに作用する鉛直方向せん断力

図-2 接合部に作用する断面力とずれ止めが負担するせん断力の関係

解析結果を図-3 に示す。試験体は PC 桁が曲げ圧縮破壊した。図は、最大荷重の約半分の荷重における桁鉛直方向のひずみ分布である。青色が濃くなるほど大きな引張ひずみが生じていることを示している。PC 桁側の接合部上部および下部で大きなひずみが生じていることが分かる。上部のひずみは、鋼桁上フランジがコンクリートを押し下げる方向の支圧力が作用して生じている。そして、PC 桁側に斜め下方向に進展している。一方、桁下部では、下フランジがコンクリートから剥がれる方向に変位しており、この位置で、ずれ止めに比較的大きな鉛直方向せん断力が作用したことで、大きなひずみが生じたと考えられる。これらのひずみは、接合部の鋼桁が回転することで生じていると考えられる。

図-4 にその概念を示す。薄青色でハッチングした部分は、鋼桁の回転により生じる曲げモーメントに釣り合うように発生する、フランジとコンクリート間の力である。図の右上では、フランジがコンクリートを押し下げる方向の力が、図右下ではフランジがコンクリートから剥がれる方向の力が作用しており、予備解析の結果と一致する。

このように、接合部の長さが短くなると鋼桁が回転により想定外の破壊が生じる可能性があることが分かった。そこで、ずれ止めの設計においては、次の2点を考慮することとした。一つは、上フランジを接合部終端まで設置することはせず、途中で切り落とすこととした。

これにより、先の解析で生じたようなひび割れを防止する。切り落とす位置は、図-4 におけるフランジ-コンクリート間の力が最も小さくなる接合中央とする。

もう一つは、鋼桁の回転に抵抗できる量のずれ止めにウェブに追加で配置することである。本来、この鋼桁の回転力は、図-3 に示した曲げモーメントであり、ウェブにこのモーメントに対するずれ止めに配置することは重複となる。しかし、ここで考慮するずれ止めに作用するせん断力の方向は異なっている。また、もし、図-4 のようなフランジ-コンクリート間の力が生じると、スタッドに軸方向の引張力が作用したり、鋼板とコンクリート間に隙間が生じたりするなど、耐久性上好ましくない現象が起こる。

鋼桁の回転に対して、曲げモーメントとずれ止めに発生するせん断力  $P_n$  の力の釣り合いを考慮してウェブのずれ止めを設計することとした。接合部中央に設定した回転軸周りの曲げモーメントに対して、ウェブずれ止めの各縦の列には、鉛直方向に  $P_1, P_2 \dots$  のようにせん断力が作用する。回転軸からこのせん断力作用位置までの距離を  $x_1, x_2 \dots$  とすると、以下の式(1)が成り立つ。各縦の列のずれ止め本数  $N$  は、式(2)が成り立つように設定する。

$$M = \sum_{n=1}^n P_n \cdot x_n \quad (1)$$

$$P_n \leq V_u \times N \quad (2)$$

ここに、 $V_u$  はずれ止め 1 本当たりのせん断強度である。縦横のずれ止めの配置間隔を一定値とした場合、回転中心から最も離れた列に作用するせん断力により配置段数が決定される。3. (1) で述べる試験体のずれ止めは、以上の方法を用いて設計する。

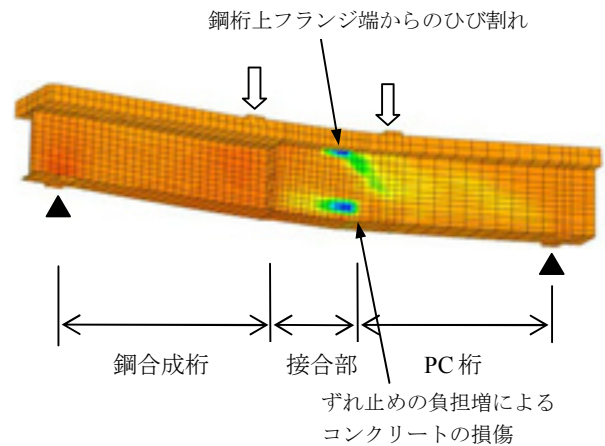


図-3 予備 FEM 解析結果

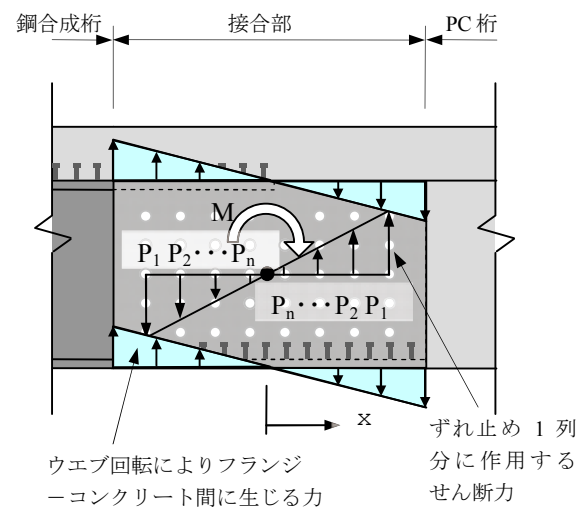


図-4 鋼桁の回転に対するずれ止めの設計概念図

### 3. 実証実験と FEM 解析による考察

#### (1) 実験供試体

試験体は、実構造物の 1/2 の大きさで、2 主桁のうち一方をモデル化したものである。試験の状況を写真-1 に示す。鋼合成桁は、桁高さ 1.1m、床板厚さ 0.2m で鋼桁と床版は軸径 16mm、長さ 80mm のスタッドで結合している。PC 桁の桁高さは鋼合成桁と同じ 1.1m で PC 鋼材 1S19.3 を 10 本配置している。接合部の長さは 2.5m とした。10 本の PC 鋼材のうち、6 本は合成桁側のコンクリート端面で定着し、残りの 4 本は 2 断面に設けた定着突起で定着した。

接合部上下フランジのずれ止めは、軸径 16mm、長さ 80mm のスタッドを使用した。試験体名 S-1 は、ウェブずれ止めに同じスタッドを使用した試験体、K-1 は、ウェブに鋼管ジベルを使用した試験体である。鋼管ジベルの鋼管は、外径 48.6mm、厚さ 3.5mm、長さ 200mm のものを用いた。鋼管の中に約 80N/mm<sup>2</sup> の高強度モルタ



ルを充填した。鋼管ジベルは外径 49mm の鋼板孔に挿入して、エポキシ樹脂パテ材で固定した（写真-2）。

試設計した実構造物と試験体で、設計荷重時の接合部上下縁応力度が一致するように上床版の張り出しなどを設定した。そして、それを 4 点曲げ載荷で再現した。なお、設計法の検証が容易になるように、接合部には曲げモーメントのみが作用するようにした。そのため、2 つの載荷点の間に接合部を配置するとともに、両載荷点の荷重が等しくなるように荷重を制御した。桁の全長は 9.5m、せん断スパン長 2.5m、載荷点の間隔は 3.5m とした。載荷は荷重制御にて行った。以降の記述で用いている荷重とは、載荷点 2 箇所の荷重値の合計とする。設計荷重（約 800kN）および PC 桁の計算曲げ耐力の 1/3、2/3、3/3 でそれぞれ一度除荷した。

## （2）FEM 解析の概要

試験体の 3 次元非線形有限要素解析を実施した（以下、FEM）。解析モデルを図-5 に示す。鉄筋コンクリートは 8 節点立体要素でモデル化し、多方向分散ひび割れモデルに基づく RC 要素の非線形構成則を適用した。構成則は、圧縮側に弾塑性破壊モデル、引張側には Tension Stiffening モデルを適用し、かつ固定ひび割れ面におけるせん断伝達を考慮した。

圧縮・引張モデルの軟化勾配は要素寸法と破壊エネルギーを考慮して決定した。鉄筋の引張構成則には、コンクリートとの付着の影響を考慮した平均応力-平均ひずみ関係を与えた。なお、PC 鋼材は、トリリニア型の応力-ひずみ関係を与えたトラス要素によって別途モデル化した。鋼桁や載荷板、PC 鋼材定着板も 8 節点立体要素でモデル化した。鋼桁要素には Von Mises の降伏条件を与え、載荷板や定着板は線形弾性とした。

鋼桁要素と RC 要素の間にはジョイント要素を配置し、両者の接触・剥離・ずれを考慮した。ずれ止めは、ジョイント要素によって分離されている鋼桁要素と RC 要素の節点同士を接続するバネ要素によってモデル化した。

法線方向バネは線形弾性とし、接線方向バネにはずれ止めの非線形せん断力-ずれ変位関係を与えた。スタッドは、複合構造標準示方書<sup>9)</sup>に示されるせん断力-ずれ変位関係を用いた。鋼管ジベルは、6 試験体の押抜き試験のせん断力-ずれ変位関係<sup>3)</sup>のほぼ下限線を包絡するように近似した以下の式(3)を入力した。

$$V_{sp} = 401 \times (1 - e^{-\delta})^{0.652} \quad (kN) \quad (3)$$

ここに、 $V_{sp}$ ：鋼管ジベルジベル 1 箇所当たりのせん断力 (kN)、 $\delta$ ：ずれ変位 (mm)。

解析の概要およびずれ止めのせん断力-ずれ変位関係



写真-1 実験状況



写真-2 ウェブに設置した鋼管ジベル

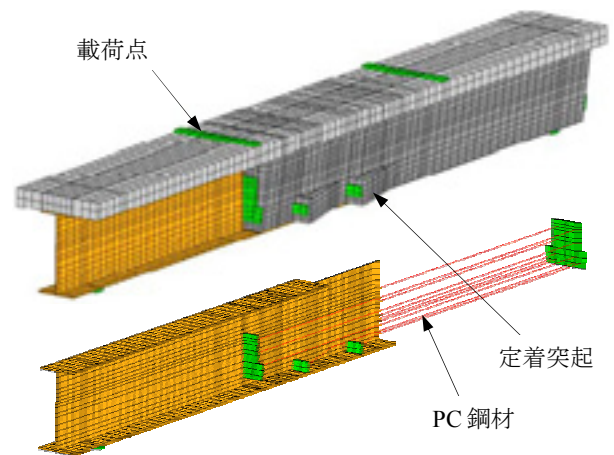


図-5 FEM 解析モデル

の設定については文献<sup>7)</sup>に詳述した。

## （3）実験結果と考察

図-6 に荷重と桁中央変位の関係を示す。両試験体とも、設計荷重の 2 倍程度までほぼ直線的に荷重が増加し、その後、PC 桁部の曲げひび割れの増加に伴い徐々に剛性が低下した。PC 桁の曲げ耐力計算値である 3160kN を超えると、荷重の増加が緩やかになり、50mm の変形を超えたところで PC 桁側の載荷点近傍で上縁コンクリートが圧縮破壊するとともに、荷重が大きく低下した。K-1 試験体の方が初期ひび割れ発生以降の剛性低下が若干早くなっている傾向にあるものの、その差はわずかで

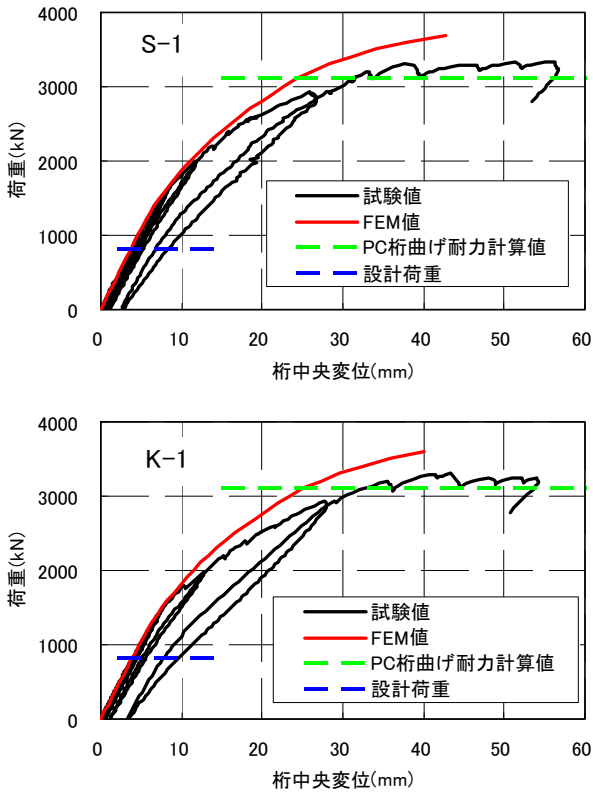


図-6 荷重-桁中央変位関係

あった。FEM 値は、初期の剛性およびひび割れ以降の挙動を比較的良い精度で再現できている。

図-7 にひび割れ状況を示す。S-1 試験体は 1600kN、K-1 試験体は 1400kN で PC 桁側の載荷点下縁付近で曲げひび割れ (splitting cracks) が発生した。接合部でのひび割れは 2000kN を超えてから本数や長さの増加が顕著となった。K-1 試験体の方が接合部に生じたひび割れの本数が若干多い。S-1 試験体の接合部のひび割れ本数は比較的少ないが、接合区間の広い範囲に生じていることが両試験体の違いとして挙げられる。

ずれ止めに発生するせん断力について、FEM 値をもとに検証した。図-8 に、500kN~2000kN におけるウェブずれ止めに発生するせん断力の分布を示す。発生せん断力が最も大きい最下段のずれ止めの値である。いずれもずれ止め一箇所当たり片面の値である。図には、参考値としてスタッドのせん断強度の 1/3 および鋼管ジベルのせん断強度 (片面) の 1/3 を併記した。

ウェブでは、接合部端で発生するせん断力が大きく、設計荷重である 800kN では S-1 試験体のスタッドで 16kN、鋼管ジベルを用いた K-1 試験体で 20kN 程度であった。この値は、それぞれ参考値 (ずれ止めのせん断強度の 1/3) に対して 53%, 30%程度と小さな値となった。この理由は、曲げモーメントに対してウェブとフランジの両方のずれ止めでせん断力に抵抗しているからで

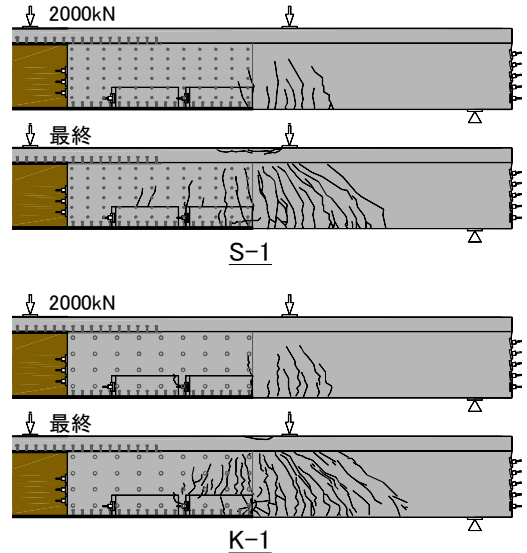


図-7 ひび割れの発生状況

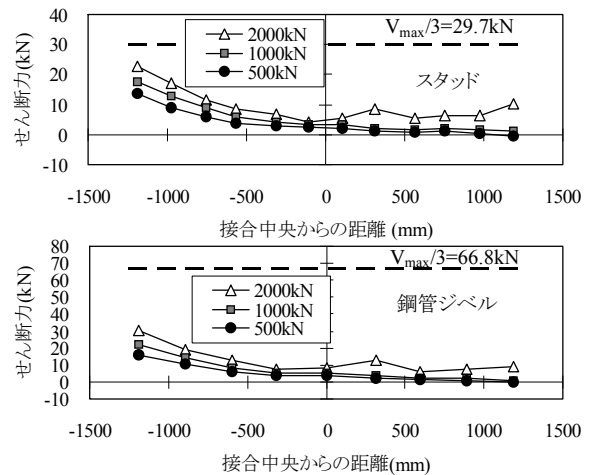


図-8 ずれ止めに発生するせん断力

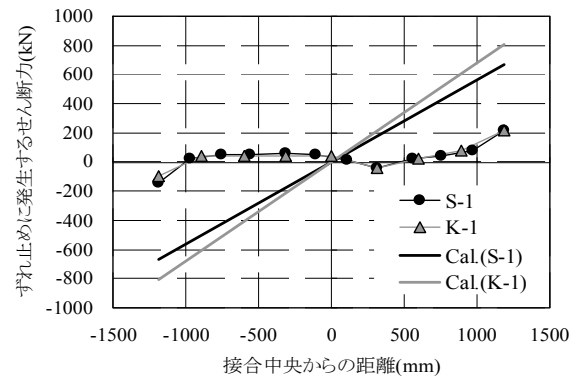


図-9 ウェブずれ止めに発生する鉛直せん断力

ある。以上の通り、ずれ止めの量や配置を 2. (2) で提案した設計方法で設定すると、ずれ止めに発生するせん断力をかなり小さく抑えられることが分かった。

図-9 は、ウェブずれ止めの、3000kN 時の鉛直方向の発生せん断力を設計値と比較したものである。発生せん断力は縦 1 列に配置されたずれ止め (S-1 : 6 箇所、K-

1:4 箇所)のものを合計した。設計値は2.(2)で提案した方法に基づいて計算した各列のせん断力の合計値である。

せん断力の符号は、ウェブ鋼板が下方へ押し下げられる時にずれ止めに作用するせん断力の方向を正としている。

ずれ止めの鉛直方向の発生せん断力は、接合部の両端で大きくなる傾向が見られた。これらの値は左右で正負が反転していることから、ウェブの回転力によって生じたものと考えられる。発生せん断力は接合部内側へ入るとすぐにゼロ付近に収束している。発生せん断力の大きさは設計で想定した値よりもかなり小さくなっている。これは、試験体の接合部長さが桁高さの2倍以上ある点と、上下フランジのスタッドも回転に対して抵抗している点、さらに、フランジがコンクリートから剥がれる方向の力に対しては、スタッドの軸引張剛性が寄与している点などが考えられる。以上の結果から、接合部ウェブ鋼板の回転に対して、ここで提案した方法で設計することにより、ずれ止めに発生する鉛直方向せん断力を抑え、接合部を安全に設計できることが分かった。

#### 4. 検証実験

##### (1) 実験供試体

2. および3. において、接合部におけるウェブの回

転に抵抗する分のずれ止めを付加する設計を提案し、実験と解析により接合部の安全性を確認した。ここでは、接合部中央を回転中心として設定したこの設計法および設計耐力の妥当性について実験で確認することとした。

実験供試体は、図-10に示すように既製のH形鋼のウェブにずれ止めを配置してコンクリート桁と接合したものである。両者は、ウェブのずれ止めのみで接合されている。荷重は4点曲げとし、等曲げモーメント区間内に接合部が配置されるようにした。コンクリート桁の高さは、H形鋼の上下フランジ間隔よりも小さくして、供試体の変形が進行してもフランジとコンクリート桁が接触しないように配慮した。

コンクリート桁の大きさは、3.(1)で示した実験供試体のコンクリートウェブ部分の約2/3に設定した。供試体はスタッドを用いたS試験体と鋼管ジベルを用いたK試験体の2体である。鋼管ジベルは3.(1)で用いた外径48.6mm、厚さ3.5mmの鋼管の約2/3となる外径34.0mm、厚さ2.3mmのものを用いた。これを4列×4行に配置した。スタッドは既製品としては最小径となる軸径13mm、長さ80mmのものを用い、鋼管ジベル供試体の回転抵抗モーメントを式(1)で計算して、これとほぼ同じ抵抗モーメントになるよう配置と本数を決めた。コンクリート桁の補強鉄筋は、ずれ止めのせん断耐力に抵抗できる量を配置した。荷重は一方方向の単調で、200kN、400kN・・・と200kNごとに除荷と荷重を繰り返

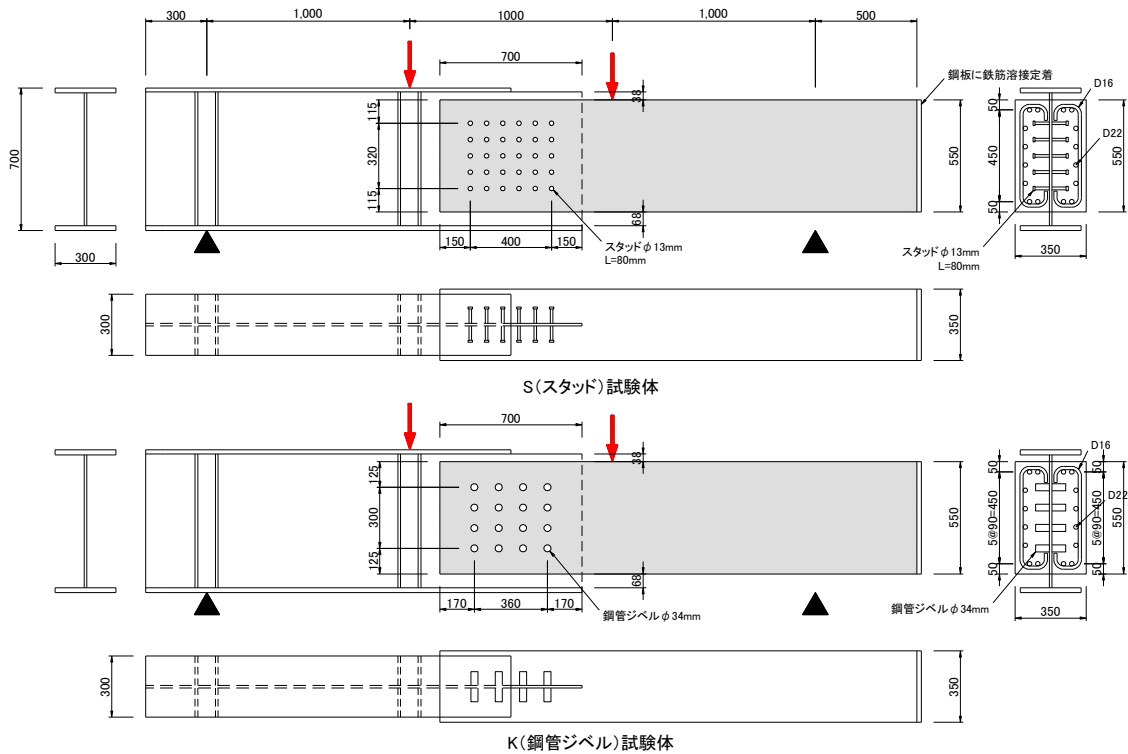


図-10 実験供試体の形状寸法

した。

荷重に先立ち、面外方向の拘束を有しないずれ止め単体のせん断耐力を確認するために、図-11 に示す押し抜き試験を実施した。H 形鋼ウェブに明けた孔にずれ止めを 2 段設置し、ウェブ両面にコンクリートを打設する。

H 形鋼を押し下げることにより、ずれ止めによるせん断力を与える。ブロックは D16 により補強している。試験体は、剛なレール上を自由に移動できる台（リニアガイド）の上に載せて、左右のブロックが独立して自由に水平移動できるようにした（図-12）。

試験は、図-10 に示す試験体で用いた鋼管ジベル（K-1、 $\phi 34\text{mm}$ ）とスタッド（ST-1、軸径 13mm）で実施した。鋼管とスタッドの材料特性値を表-1 に示す。荷重時のブロックの圧縮強度は  $39.6\text{N/mm}^2$ 、割裂強度は  $2.71\text{N/mm}^2$ 、充填したモルタルの圧縮強度は  $81.2\text{N/mm}^2$  であった。荷重方法は、一方向漸増繰返し荷重とした。ブロック上面 4 箇所計測したブロックと H 形鋼の鉛直ずれ変位の平均値が、1.0mm までは 0.2mm ごと、1.0mm~4.0mm までは 0.5mm ごと、それ以降、5.0、6.0、8.0、10.0、12.0、15.0mm（15mm 以降は 5.0mm ごと）でそれぞれ除荷した。

試験の結果を図-13 に示す。K-1 は、せん断力の増加とともにブロックの開きが徐々に大きくなり、ずれ変位が 5.0mm の時に 265kN の最大せん断力を示した後、ブロック上面にひび割れが生じ徐々にせん断力が低下した。

ST-1 も同様にブロックの開きが大きくなり、ずれ変位 3.5mm と 5.0mm 時にブロック上面にそれぞれひび割れが生じた。ずれ変位が 4.0mm の時に 196kN の最大せん断力を示した後は徐々にせん断力が低下した。K-1、ST-1 とも、ブロックに生じたひび割れはブロック下面に貫通していた。図に併記した、 $V_{k-cal}$  および  $V_{st-cal}$  は、せん断耐力計算値で、鋼管ジベルは文献<sup>3)</sup>に、スタッドは複合構造標準示方書<sup>6)</sup>に従って計算した値である。

これらの計算値は、ブロックの開きをある程度拘束した状態の実験結果に基づいているため、ブロックの開きを拘束していない今回の実験結果は、いずれも計算値を下回っている。

## (2) 実験結果

図-14 に荷重荷重（左右 2 点の合計）と梁中央の鉛直変位の関係を示す。いずれも 400kN~600kN で PC 桁側の荷重点付近で曲げひび割れが生じ始め、その後、接合部の面外変形の増加により剛性が低下した。スタッドを用いた S 試験体の最大耐力は 748kN、鋼管ジベルを用いた K 試験体が 647kN であった。図には式(1)で計算した接合部の抵抗モーメントから求めた計算耐力を併記し

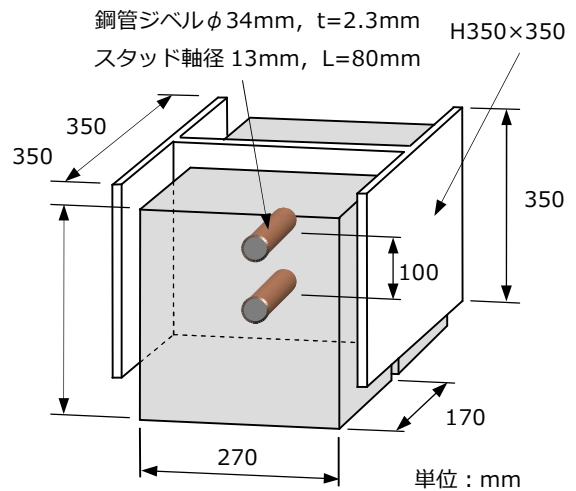


図-11 試験体形状

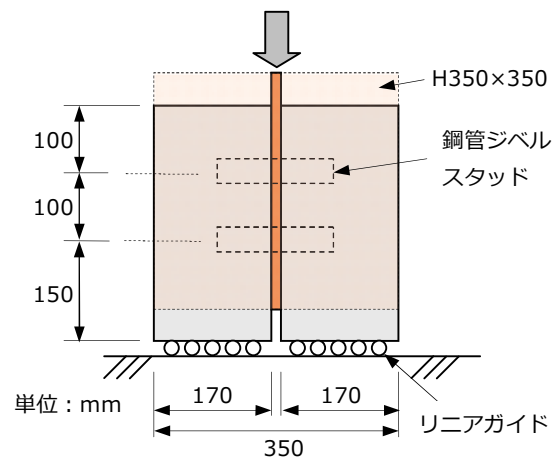


図-12 荷重方法

表-1 鋼材の材料特性値

項目	鋼管	スタッド
降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	427	373
引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	460	454

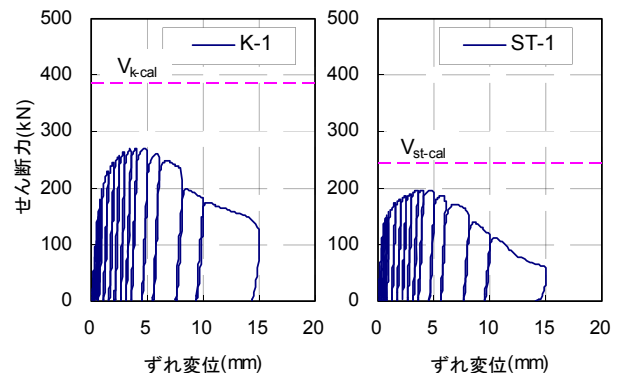


図-13 押し抜き試験結果

た。ずれ止めのせん断耐力は、4. (1) で示した押し抜き試験の結果を用いた。図より、接合部の耐力は式(1)で安全に評価できることが分かった。

図-15 に最終のひび割れ状況を示す。両試験体ともに、



接合部縁端下隅と載荷点を結ぶ斜めのひび割れが生じている。これは、ずれ止めがコンクリート部の回転に抵抗する力によってせん断力が発生して生じたものと考えられる。両供試体でひび割れ本数に若干の差異が見られるが、これはずれ止めの配置間隔や本数が影響していると考えられる。

接合部の設計の妥当性については本実験により確認できた。今後、個々のずれ止めの挙動やコンクリート部材の面外方向の開きなどを分析するとともに、非線形FEM解析により挙動と耐力を評価していく予定である。

## 5. まとめ

ずれ止め方式による少数主桁形式の鋼合成桁とPC桁の接合構造について、ずれ止めの設計法を提案した。設計の概要を示すとともに、接合部ウェブのみを取り出した検証実験を実施し、以下を明らかにした。

- ① ウェブずれ止めの設計については、接合部で鋼桁が回転しようとする力に対し、それに抵抗できる分のずれ止めを追加配置することを提案した。
- ② 検証実験供試体におけるずれ止めの、面外方向の拘束が小さいことを再現した押し抜き試験で、ずれ止めのせん断耐力を確認した。鋼管ジベル、スタッドとも、拘束が小さい場合せん断耐力が低下することが分かった。
- ③ 検証実験により、接合部ウェブ部の耐力は、①で提案した手法で安全に評価できることを確認した。

## 参考文献

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会編：複合橋設計施工規準，技報堂出版，p.229，2005.11
- 2) 篠崎裕生，浅井洋，紙永祐紀，牧剛史，睦好宏史：少数主桁形式の鋼合成桁とPC桁のずれ止め方式による接合構造の研究，構造工学論文集 Vol.60A，pp.861-871，2014.3
- 3) 篠崎裕生，浅井洋，牧剛史，睦好宏史：鋼板孔を利用した円柱部材によるずれ止めの実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.3，543-556，2013.
- 4) 新井恵一，菅原徳夫，波田匡司，村田信之：鋼・コンクリート混合連続橋（宮野目橋）の設計・施工，プレストレストコンクリート技術協会第11回シンポジウム論文集，pp.169-172，2001.11
- 5) 設計要領第二集（橋梁建設編），東・中・西日本高速道路株式会社，9章複合構造，p.5，2009.7

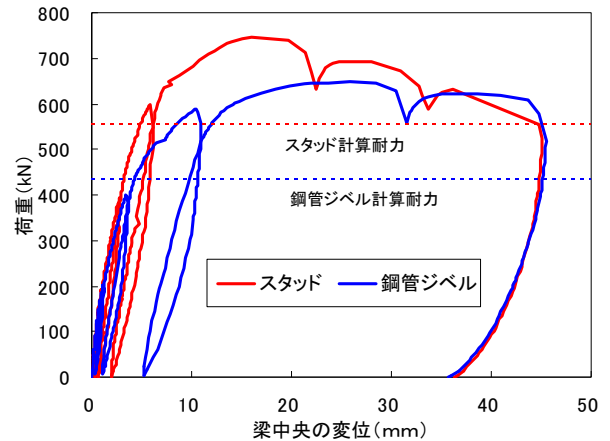
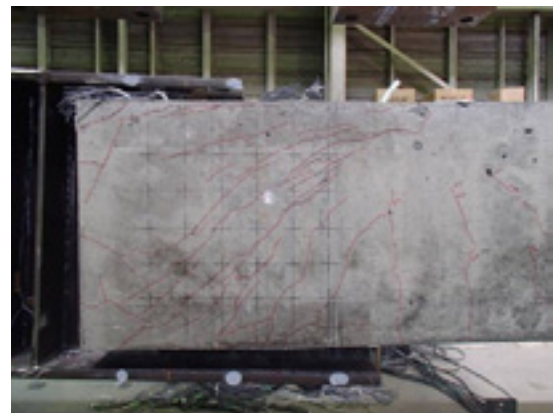
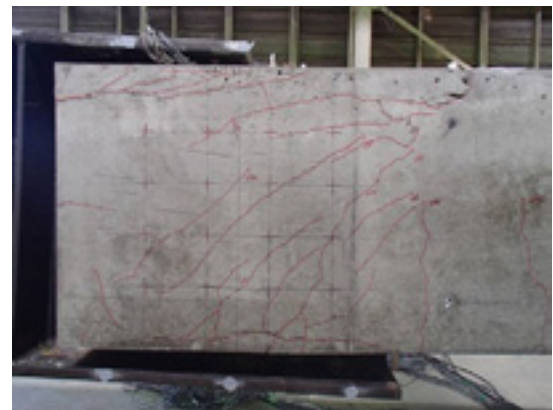


図-14 荷重と梁中央の鉛直変位の関係



(1) S 試験体



(2) K 試験体

図-15 最終のひび割れ状況

- 6) 複合構造標準示方書 2009年制定，土木学会，pp.60-62，2009.
- 7) 篠崎裕生：鋼板孔を利用した円柱部材によるずれ止めの開発とそれをういた異種部材接合構造の研究，埼玉大学大学院理工学研究科博士学位論文，2014.3

# アラミド FRP 緊張材の付着定着性能に関する実験的研究

## Experimental Study on Anchoring and Bond Properties of Aramid FRP Tendon

三加 崇 TAKASHI SANGA

竹山 忠臣 TADAOMI TAKEYAMA

有川 直貴 NAOKI ARIKAWA

浅井 洋 HIROSHI ASAI

アラミド FRP ロッドは、引張強度が高く腐食しないことから、補強筋や PC 緊張材などで使用されている。

アラミド FRP ロッドの形状は、表面にワインディングを施した異形状と編みこんだ組紐状があり、アラミド FRP 緊張材としては、著者らは異形状を中心に検討してきた。本研究では、少ない本数で高張力とすることを目的として、4 本を束ねた組紐状のアラミド FRP ロッドを用いたアラミド FRP 緊張材を開発した。引張試験により、保証耐力を満足する付着定着性能を有することを確認した。また、アラミド FRP ロッドのすべり量と平均付着応力度は、4 本と 1 本では同じ傾向であった。

**キーワード**：アラミド FRP ロッド，付着応力度，定着長，緊張

FRP rods made of Aramid fiber have characteristics of high tensile strength and non-corrosion, and are used for reinforcements or PC tendons. These Aramid FRP rods have two types that are winding form and braided form. Bundled cable which consists of four braided Aramid FRP rods was developed for the purpose of higher tensile capacity. The results of tensile tests showed that the developed bundled cable had adhesion anchorage performance satisfying with required tensile capacity as pretensioned tendons. The bundled cable has the same performance in the relation of sliding displacement and mean adhesive stress as single rod.

**Key Words**: Aramid FRP Rod, Bond Stress, Anchoring Length, Tendon

### 1. はじめに

コンクリート構造物が劣化する要因のひとつとして塩害がある。海浜に近い構造物や寒冷地で凍結防止剤が散布される構造物では、コンクリート中の塩化物イオン濃度が上昇し、鉄筋が腐食しやすくなる。鉄筋の腐食はかぶりコンクリートの剥落を引き起こし、構造部が加速度的に劣化する。著しい劣化の場合には鉄筋の破断に伴い耐荷力が低下して落橋が懸念される。新設の構造物では、かぶりコンクリートを厚くして鉄筋位置の塩化物イオン濃度の上昇速度を抑制する方法やエポキシ塗装鉄筋やステンレスの使用により鋼材の腐食を抑制する方法がとられている。しかしながら、コンクリートにひび割れが生じたり、塗装被膜が損傷したりするなど完全に鉄筋が腐食しないわけではない。このような問題に対処する方法の一つとして、高性能繊維に樹脂を含浸して成型した連続繊維補強材が開発され使用されてきた。アラミド繊維は高性能繊維の一つであり、塩害の影響を受けない

材料として棒状に加工してリブを設置したり、編み込んで組紐状に加工したりして鉄筋の代替品として使用している（以下、アラミド FRP ロッドと称す）。また、アラミド繊維は、高い引張強度を有していることから、緊張材としても利用されている。アラミド FRP ロッドは、PC 鋼線のようになくさび定着方式では、くさび内面の刃がアラミド FRP ロッド表面に噛み込むことによって繊維が破断して定着効率が低下するため、無収縮モルタルやエポキシ樹脂によって付着定着する方法が用いられている。アラミド FRP ロッドには、直線配置したアラミド繊維の周りに図-1(a)に示すような同種のアラミド繊維で凹凸を設けた異形状と図-1(b)のアラミド繊維を編みこんだ組紐状のアラミド FRP ロッドがある<sup>1)</sup>。リブ付のアラミド FRP ロッドでは、すでにφ7.4mmのロッドを緊張材として使用した実績はあるが、組紐状のアラミド FRP ロッドを緊張材として使用した実績は少ない。異形状のアラミド FRP ロッドを用いたアラミド FRP 緊張材の直径はφ7.4mmと比較的小さく、多くのロッドを付着定着し

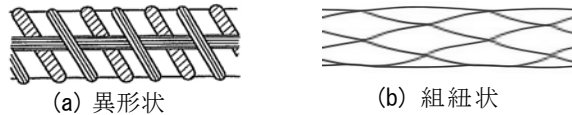


図-1 アラミドロッド形状

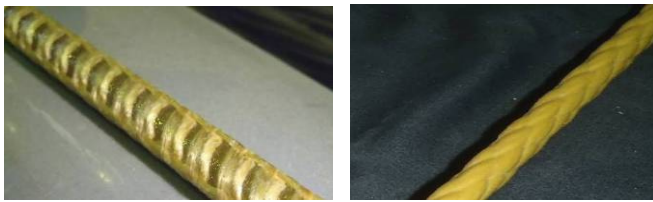


写真-1 アラミドロッド

表-1 組紐状アラミドロッドの材料特性

形状	組紐状								異形状
公称直径 (mm)	2.7	5.7	7.8	9.3	11	13.7	15.7	7.88	
公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	5.7	25.5	47.8	67.9	95	147	193	48.8	
単位重量 (g/m)	6.4	32	58	84	115	173	226	62	
保証耐力 (kN)	7.8	32	60	85	112	172	225	81.4	
弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	68.6								46.0

て大容量化を図ることが困難であった。本研究では、φ 15.7mm 組紐状のアラミドFRP ロッドの定着に無収縮モルタルで付着定着した定着体を使用し、緊張材として用いるための引張試験を行って定着性能を確認した。

## 2. 試験方法

### (1) アラミドFRP ロッド

アラミドFRP ロッドは異形状と組紐状の2種類の形状がある。異形状アラミドFRP ロッドは、ロッド軸方向に並行に配置したアラミド繊維を引き揃え、ビニルエステル樹脂で固着した上にアラミド繊維を2層に巻き付けて異形化したものである。組紐状アラミドFRP ロッドは、軸方向に引き揃えた繊維束に樹脂を含浸し、これを組紐状に編み込みながら固着したものであり、本体繊維によって異形化されている。

アラミドFRP 緊張材に使用するアラミドFRP ロッドは、少ない本数で高いプレストレスを導入することを目的として、公称直径 15.7mm、保証耐力 225kN の組紐状アラミドFRP ロッドを対象とした。付着性状の向上を目的として表面には砂を付着させている。組紐状アラミドFRP ロッドの材料特性を表-1に示す。

### (2) 試験体

アラミドFRP 緊張材を表-2に示す。試験体は2種類で、No.1はアラミドFRP ロッド1本に付着定着体を取り付けた試験体である。No.2はアラミドFRP ロッド4本を束ね、4本に1対の付着定着体を取り付けた試験体である。

表-2 試験体種

試験体種類	No.1	No.2
アラミドロッド		
公称直径 (mm)	15.7	15.7
本数 (本)	1	4
公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	193	772
保証耐力 (kN)	225	900
定着体		
外径 (mm)	48.6	95
厚さ (mm)	8	18
断面積 (mm <sup>2</sup> )	1020.4	4354.2
材質	S45C	S45CH
無収縮モルタル		
直径 (mm)	32.6	59.0
断面積 (mm <sup>2</sup> )	641.7	1962.0

No.1の定着体構造を図-2(a)、No.2の定着体構造を図-2(b)に示す。No.1アラミドFRP 緊張材の定着体は、φ 48.6mm、厚さ 8mm、全長720mmで材質は S45C である。No.2のアラミドFRP 緊張材の定着体は、φ 95mm、厚さ 18mm、全長720mmで材質がS45CHである。定着体は、図-3に示すように、アラミドFRP ロッドを鋼管内の所定の位置に配置し、無収縮モルタルを充填して一体化した構造である。

### (3) 荷重方法

図-4に荷重方法を示す。試験体は荷重フレーム内を通して片側には荷重計を配置し、他端には油圧ジャッキを配置している。付着定着体の鋼製鋼管の外周にはネジ加工が施されており、試験体両端でナット定着している。

荷重方法は、油圧ジャッキで押し広げてアラミドFRP 緊張材に引張力を与える方法である。平均荷重速度 40kN/minの単調荷重であり、アラミドFRP 緊張材が破断するまで荷重した。引張試験では、引張荷重とアラミドFRP ロッドが定着体から抜け出す量の他に図-5に示す鋼管表面に 50mm 間隔でひずみゲージを設置して定着体のひずみを測定した。

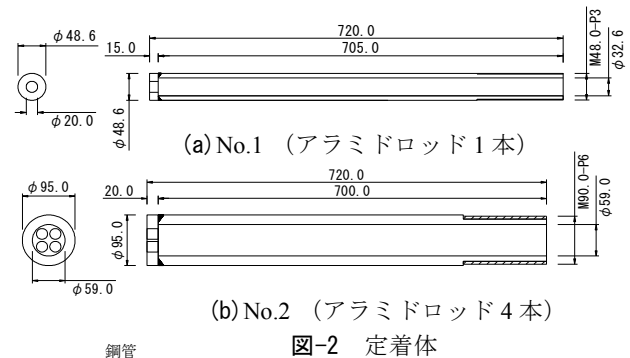


図-2 定着体

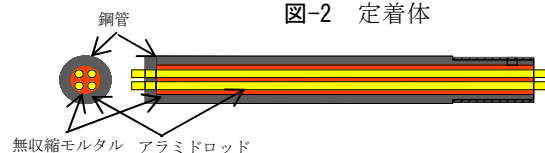


図-3 定着体構造

### 3. 試験結果

#### (1) 引張耐力

試験体No.1 (アラミドFRP ロッド1本) の最大引張力は274kNであり、保証耐力225kNに対して1.22倍の張力であった。破壊はアラミドFRP ロッドの破断であり、定着体先端で生じた。試験体No.2 (アラミドFRP ロッド4本) の最大引張力は978kNであり、保証耐力900kNに対して1.09倍の張力であった。破壊は、アラミドFRP ロッドの破断であり、4本のロッドがすべて破断した(写真-2)。1本および4本を束ねたアラミドFRP 緊張材は、本定着構造によって保証耐力以上の引張力を保持できることが示された。

#### (2) 鋼管ひずみ

載荷荷重と鋼管先端(アラミドFRP ロッド緊張側)からの距離に応じた鋼管ひずみの関係を図-6に示す。鋼管と無収縮モルタルおよびアラミドFRP ロッドが合成断面として一体で挙動している場合の関係を破線で示す。載荷開始直後はすべての測定点のひずみは破線と一致しているが、引張荷重が増加するにつれて定着体先端のひずみから増加が少なくなり順次破線と離れる傾向を示している。これは、引張荷重が作用し始めた初期の段階では、アラミドFRP ロッドと無収縮モルタルの間の付着が健全であり、アラミドFRP ロッドの引張力は合成断面で受け持たれ、先端から50mm位置の鋼管ひずみも比例して増加する。さらに引張荷重が増加するとアラミドFRP

ロッドと無収縮モルタルの間の付着が切れて滑り出し、50mm位置では一体として挙動せずアラミドFRP ロッドが負担する荷重の割合が大きくなり、鋼管が負担する割合が減少するためにひずみの増加が小さくなったためである。負担が増加したアラミドFRP ロッドの引張荷重は、さらに後部でモルタルおよび鋼管に伝達される。載荷荷重の増加に従い、鋼管ひずみが合成断面計算値から乖離する現象が定着体後部に進展する。この現象は、破断前には定着体先端から500mmに達している。

図-6の関係を各載荷荷重における定着体鋼管先端からの距離と鋼管ひずみの関係で表したものが図-7である。

定着体は先端から650mmにおいてナットで定着されている。その前面では鋼管とモルタル、アラミドFRP ロッドが載荷荷重を一体で受け持っており、その計算値を700mmに表示した。この値は、図-6において破線に対応する計算値である。各載荷荷重において鋼管のひずみ分布は先端に近い部分でひずみが小さく、先端からの距離が長くなるに連れてひずみが増加する。合成断面計算値に達するとひずみが一定になり、一体となって荷重を負担していると考えられる。図-6で鋼管ひずみが計算値から乖離する傾向が、載荷荷重が増加するに連れて合成断面計算値に達するまでの長さが長くなる傾向として再度確認される。ここで注目されるのは、計算値に達するまでのひずみの増加割合である。載荷荷重が増加しても鋼管のひずみの増加割合はおおむね同じであり、アラミドFRP ロッドからモルタル、さらには鋼管に伝達される荷

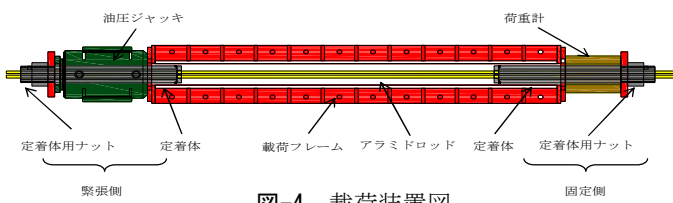


図-4 載荷装置図

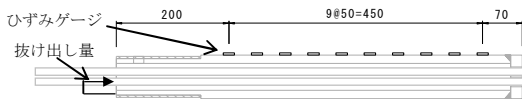
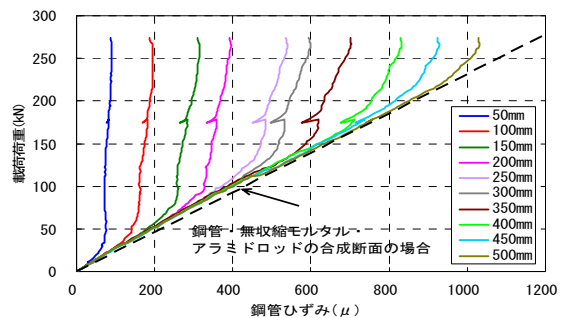


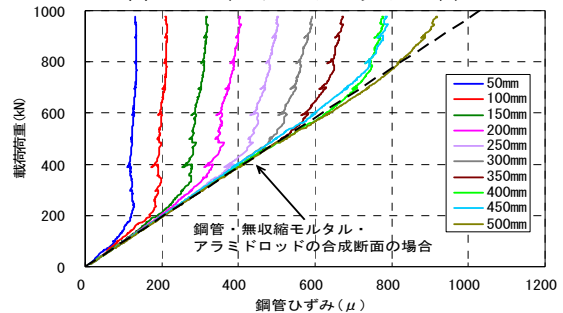
図-5 計測位置



写真-2 アラミドロッド破断状況



(a)No.1 (アラミドロッド1本)



(b)No.2 (アラミドロッド4本)

図-6 鋼管ひずみ



重が同じであることを意味している。試験では鋼管とモルタルとの間ですべりが生じていないことから、アラミドFRPロッドとモルタルとの付着応力度はアラミドFRPロッドに作用する応力度によらず一定の値であると考えられる。

(3) 平均付着応力度

載荷荷重と鋼管ひずみからアラミドFRPロッドとモルタルとの平均付着応力度を算出する<sup>2)</sup>。アラミドFRPロッドに作用する張力は、載荷荷重から鋼管とモルタルが負担する荷重を差し引いた値であり式(1)で算出される。また、そのときのアラミドFRPロッドひずみは式(2)で算出される。

$$P_f(x, P) = P - (A_s \cdot E_s + A_m \cdot E_m) \cdot \varepsilon(x, P) \quad (1)$$

$$\varepsilon_f(x, P) = P_f(x, P) / (A_f \cdot E_f) \quad (2)$$

ここに、 $P_f(x, P)$  : 載荷荷重  $P$  における定着体先端から距離  $x$  のアラミドFRPロッドの張力

$x$  : 定着体先端からの距離

$P$  : 載荷荷重

$A_s$  : 鋼管断面積

$E_s$  : 鋼管弾性係数

$A_m$  : 無収縮モルタル断面積

$E_m$  : 無収縮モルタル弾性係数

$\varepsilon(x, P)$  : 載荷荷重  $P$  における定着体先端から距離  $x$  の鋼管のひずみ

$\varepsilon_f(x, P)$  : 載荷荷重  $P$  における定着体先端から距離  $x$  のアラミドFRPロッドのひずみ

$A_f$  : アラミドFRPロッドの断面積

$E_f$  : アラミドFRPロッドの弾性係数

定着体の区間  $x_i \sim x_j$  の平均付着応力度は、アラミドFRPロッドに作用している張力を表面積で除した値として式(3)により算出した。

$$\tau_{ij} = \left\{ \varepsilon_f(x_i, P) - \varepsilon_f(x_j, P) \right\} \frac{E_f \cdot A_f}{n_f \cdot \phi_f \pi (x_j - x_i)} \quad (3)$$

ここに、 $\phi_f$  : アラミドFRPロッド公称直径

$n_f$  : アラミドFRPロッド本数

また、定着体先端からの距離  $x_i$  におけるアラミドFRPロッドの移動量は、定着体後端から  $x_i$  までの鋼管とアラミドFRPロッドのひずみ差の総和であり、式(4)で算出される。

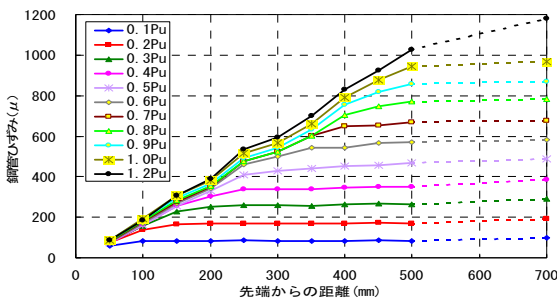
$$s(x_i, P) = \int_{x_i}^L \left\{ \varepsilon_f(x, P) - \varepsilon(x, P) \right\} dx$$

$$\doteq \sum_{x_i}^L \left\{ \varepsilon_f(x, P) - \varepsilon(x, P) \right\} \Delta x \quad (4)$$

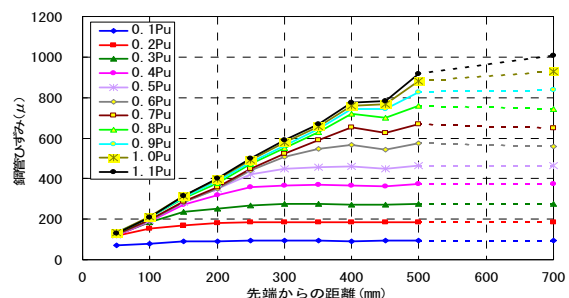
ここに、 $L$  : 定着体の長さ

定着体先端からの距離に応じた100mm区間のアラミドFRPロッドの平均付着応力度と平均移動量の関係を図-8に示す。アラミドFRPロッド1本のNo.1では1.0mmの移動量に対して7.1N/mm<sup>2</sup> ~ 10.4N/mm<sup>2</sup>の範囲であった。4本の場合は7.9N/mm<sup>2</sup> ~ 9.2N/mm<sup>2</sup>の範囲であり、1本で発生している平均応力度の範囲内であった。

No.1とNo.2の移動量に対する平均付着応力度の全測定区間の平均との関係を図-9に示す。移動量と平均付着応力度の関係は、0.4mm程度まで直線的に増加し、その後は移動量増加に対して平均付着応力度は緩やかに増加する傾向であった。1本と4本では、ほぼ同じ傾向が見られることから、4本の配置の場合では、アラミドFRPロッドの全表面積で付着応力が発生していると考えられる。1本と4本の移動量と平均付着応力度との関係か



(a) No.1 (アラミドロッド1本)



(b) No.2 (アラミドロッド4本)

図-7 鋼管ひずみ分布

ら、式 (5) のようにモデル化した。移動量に対して平均

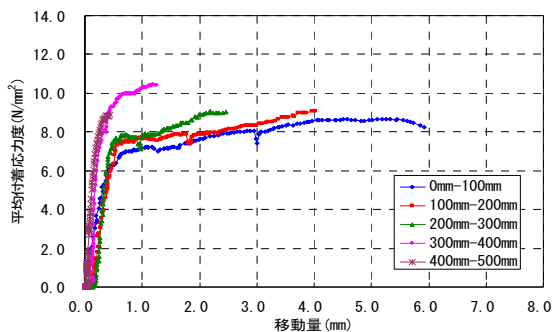
付着応力度の平均となるように設定し、移動量が 0.41mm までは、平均付着応力度 2.15N/mm<sup>2</sup> から 7.35N/mm<sup>2</sup> まで直線的に増加し、0.41mm から 5.0mm までは、5.0mm で平均付着応力度が 9.6N/mm<sup>2</sup> となるバイリニア型のモデルとした。

$$\begin{aligned} \tau &= 13.69s + 2.15 \quad (0 < s \leq 0.41) \\ \tau &= 0.38s + 7.64 \quad (0.41 < s \leq 5.0) \end{aligned} \quad (5)$$

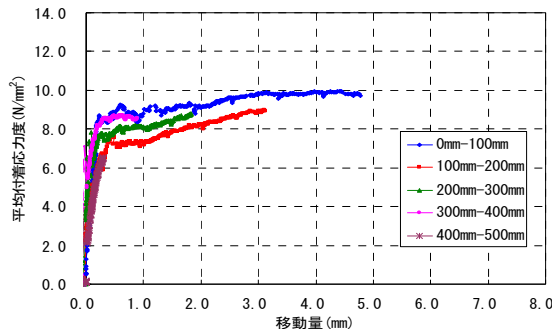
(4) 定着長

定着長は、定着体先端から位置  $x_i$  でアラミドFRP ロッドの移動量を極小としたときに発生する平均付着応力度から、アラミドFRP ロッドに発生する張力を求めて、ひずみを算出する。ひずみと  $x_i \sim x_{i-1}$  の長さの積から  $x_{i-1}$  の移動量を求める。定着体先端まで繰り返し算出して、アラミドFRP ロッドに発生している張力の合計が、定着したい張力と等しくなる  $x_i$  を定着長とした。

No.2試験体の載荷荷重 450kN(0.5Pu) と 900kN(1.0Pu) における鋼管ひずみ分布の計算値と実験値を図-10 に示す。計算値は、式 (5) を用いてアラミドFRP 緊張材に作用している張力から定着体先端から位置  $x_i$  に発生している張力の差が定着体に作用している力で、鋼管と無収縮モルタルの合成断面としてひずみを算出した。計算結果と実験結果のひずみ分布は、比較的良く一致していることから、本構造の平均付着応力度と移動量の関係は、適切に設定されていると考えられる。



(a) No.1 (アラミドロッド 1 本)



(b) No.2 (アラミドロッド 4 本)

図-8 平均付着応力度と移動量の関係

アラミドFRP 緊張材の張力と付着定着するのに必要な定着長の関係を図-11 に示す。保証耐力を定着するために必要な定着長は、No.1およびNo.2ともに685mmであることが分かった。

4. アンカー材への適用

アラミドFRP 緊張材をアンカー材として適用するために、アラミドFRP 緊張材をコンクリート内部に埋め込んだ引抜試験を実施した。

(1) 試験体

試験で用いるコンクリートブロックの大きさは、1.5m×1.5m×1.5m である。鉄筋はD13を250mm間隔で配置した。コンクリートブロック上面の中央に、φ110mmで深さ1,250mmまで削孔して、アラミドFRP ロッドを4本束ねた定着体付きアラミドFRP 緊張材を挿入した。挿

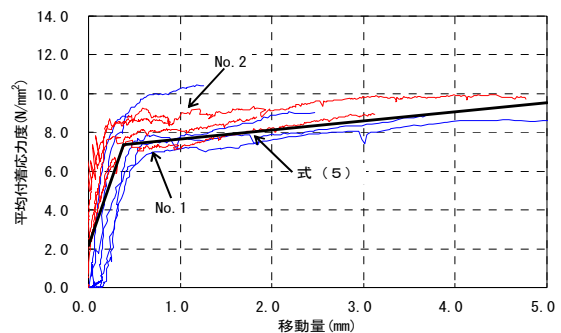


図-9 平均付着応力度と移動量のモデル化

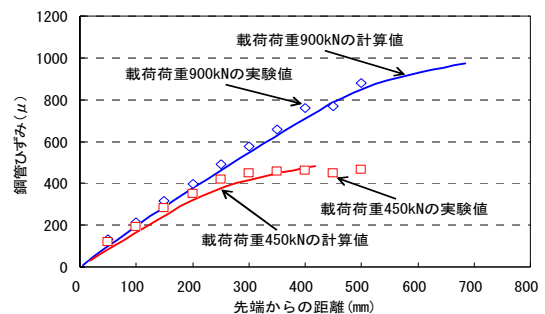


図-10 鋼管ひずみの実験値と計算値

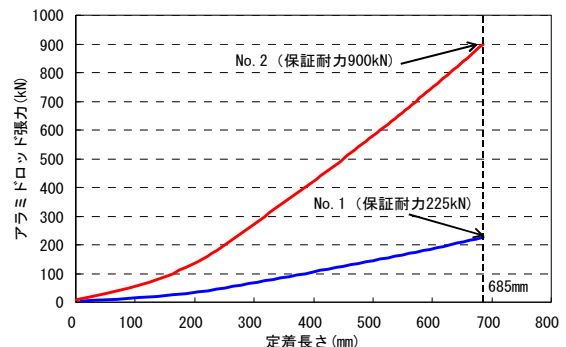


図-11 アラミドロッド張力と定着長の関係

入後に、無収縮モルタルを定着体から250mm高さまで充填した。定着体は、φ95mm、厚さ18mm、で材質がS45CHの鋼管を使用した。アンカー側の定着体の長さは650mmとし、荷重側の定着体は、アンカー側の引抜荷重より高い荷重を保持する目的で全長1,000mmとした。

(2) 試験方法

試験方法を図-12に示す。反力をとるために荷重フレームを設置して、1,600kNの油圧ジャッキを用いて荷重した。荷重手順は、アラミドFRP緊張材に作用する張力の変動による影響を確認するために、保証耐力の0.7Pu(630kN)までを3回繰り返した。その後、破壊まで実施した。計測は、コンクリートのひずみおよびコンクリート表面位置でのアラミドFRPロッドの移動量を測定した。

(3) 試験結果

荷重試験は、削孔箇所に充填した無収縮モルタルが材齢13日(圧縮強度74.2N/mm<sup>2</sup>)で実施した。

荷重荷重とコンクリート上面におけるアラミドFRPロッドの移動量との関係を図-13に示す。引張試験のアラミドFRPロッドの抜け出し量と自由長350mmの弾性変形量を加算した移動量を併せて示した。0.7Pu(630kN)で3回繰り返した場合、抜け出し量が極端に大きくなっておらず、繰り返しの影響はなかった。最大荷重は、1,004kNでアンカー側のアラミドFRPロッド

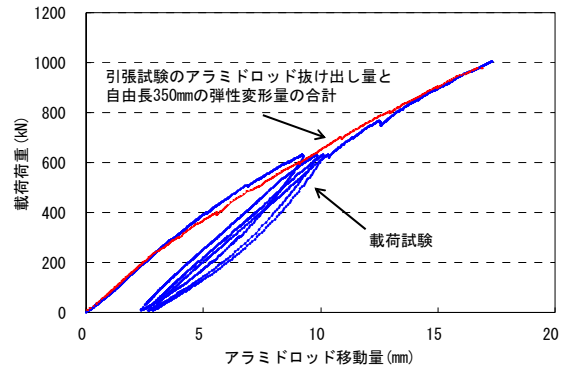


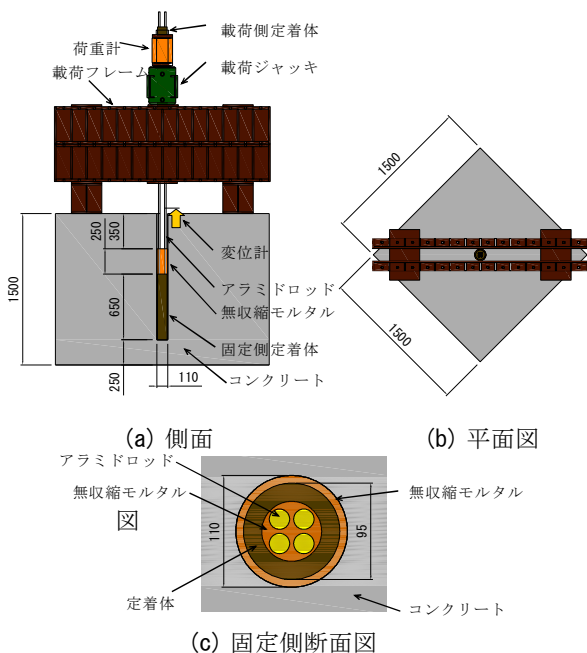
図-13 荷重荷重とアラミドロッド移動量の関係

が3本破断した。最大荷重においてコンクリートブロックに損傷は見られず、引張試験結果を反映した移動量と引抜試験結果による移動量が同等であったことから、定着体の抜け出しはなく、アラミドFRPロッドの付着によって保持されていた。本定着方法で保証耐力以上の荷重を定着できることが明らかとなった。

5. まとめ

本実験によって以下の知見が得られた。

- ① 1本および4本のアラミドFRPロッドを束ねたアラミドFRP緊張材は、本定着構造では保証耐力以上の引張力を保持できる定着性能であった。
- ② アラミドFRPロッドの移動量と平均付着応力度の関係は、1本と4本束ねた場合で同じ傾向を示しており、4本の場合でも、アラミドFRPロッドの全表面積で付着応力が発生していると考えられる。
- ③ アラミドFRP緊張材の保証耐力に必要な本定着構造における定着体の長さは、1本および4本束ねたアラミドFRPロッドの場合、同じ長さで685mmであった。
- ④ アラミドFRP緊張材をアンカーとして使用する場合、本定着構造であれば、0.7Puが繰り返しの作用しても抜け出しが大きくなる傾向はなく、アラミドFRPロッドの付着によって保証耐力を定着できることが分かった。



参考文献

1) 土木学会：コンクリートライブラリー88 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)，pp.249～pp.294

# アラミド繊維を緊張材に用いた薄型 PC 板の基礎的研究

## Fundamental Research on Thin Prestressed Concrete Panel using Aramid Fiber Tendons

竹山 忠臣 TADAOMI TAKEYAMA  
 有川 直貴 NAOKI ARIKAWA  
 三加 崇 TAKASHI SANGA  
 浅井 洋 HIROSHI ASAI

埋設型枠などへの用途を目的に、アラミド連続繊維を緊張材とした厚さ 5mm の超薄型 PC 板の基礎実験を行った。実験に使用した専用の緊張装置による引張効率はアラミド繊維系規格強度の 67% であり、応力緩和曲線についても検討した。モルタル強度が  $45\text{N/mm}^2$  以上あれば、本試験体の厚さにプレストレスを導入できた。曲げ試験の結果、PC 板は計算値以上の十分な耐力を保持しており、最終的にはモルタルが圧壊し、アラミド繊維が破断することはなかった。また、アラミド緊張材の配置誤差は PC 板の反りに大きく影響する。

キーワード：アラミド繊維，PC 板，埋設型枠，緊張材

Thin concrete panel prestressed with continuous aramid fiber has been developed for the use of durable permanent form of concrete structures. The aramid fiber tendons were subjected to 67% of standard tensile strength of the fiber by stretching devices developed for the tests and relaxation characteristics of the fibers are examined. In the case that strength of mortar is greater than  $45\text{N/mm}^2$ , the concrete panel having 5mm in thickness could be prestressed. The panel showed greater bending capacity than calculated value and compressive failure of the mortar at compression side is observed without showing any breaking of aramid tendons. In addition, it was observed that the placement error of the tendon greatly influences the warp of the prestressed concrete panel.

**Key Words:** Aramid Fiber , Prestressed Concrete Panel , Form , Tendon

### 1. はじめに

コンクリート構造物の耐久性向上策の一つとして、低水セメント比や混和材料を使用してコンクリート自体を緻密化する方法がとられている。高強度コンクリートを使用することで構造物を軽量化してコスト縮減が可能な橋梁上部工のような構造物では、コンクリート価格が多少高額となっても全体工事費の縮減に寄与できる。飛来塩分に対する対策などでは、緻密なコンクリートで構成された埋設型枠を用いることで構造物表面に緻密な防塩層を設けることも効果が期待できると考えられる。また、プレストレスを導入することで荷重に対するひび割れ発生を大幅に抑制できると考えられる。プレストレスコンクリート橋の施工では、PC 板<sup>1)</sup>を床版下面に用いて構造部材と埋設型枠の両機能を有し、さらには施工時の足場も兼ねた合理的な部材として使用している。し

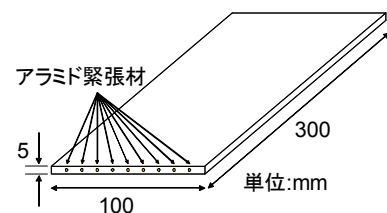


図-1 試験体

かしながら、セメント系材料で構成された埋設型枠の施工性を考えれば、さらなる軽量化が求められる。また、部材厚を小さくすれば PC 鋼材や補強筋のかぶりを確保することが困難となるため、このような埋設型枠には繊維補強コンクリートが用いられている。既往の研究<sup>2)</sup>では、連続繊維を補強材とした厚さ 10mm の埋設型枠の研究が行われているが、連続繊維にプレストレスを与えることでさらに部材厚を薄くすることが考えられる。本研



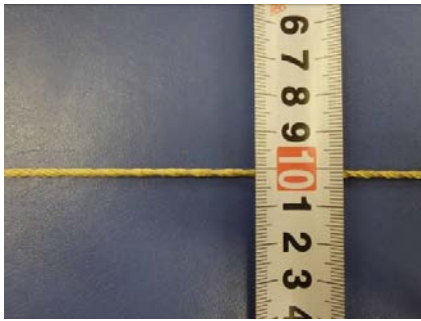


写真-1 アラミド緊張材



写真-2 アラミド緊張材緊張状況

究は連続繊維にアラミド繊維を用い、極薄厚の PC 板製造の可能性や製造時の課題点、および荷重が作用した場合の曲げ挙動、緊張材として用いるアラミド繊維の性質などを明らかにすることを目的としている。

## 2. 実験概要

### (1) 試験体

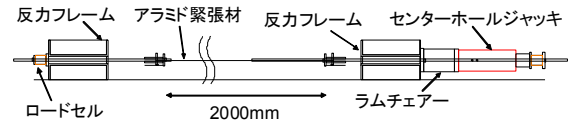
図-1に試験体形状を示す。試験体寸法は幅100mm、長さ300mm、厚さ 5mm のモルタル製であり、緊張材にはアラミド繊維を束ねて撚りを与えた糸（以下、アラミド緊張材）を用いた。アラミド緊張材の配置は試験体断面の厚さ方向の中央（純かぶり 1.65mm）とし、試験体の幅方向には 10mm 間隔で計 9 本配置した。

### (2) 使用材料および使用繊維

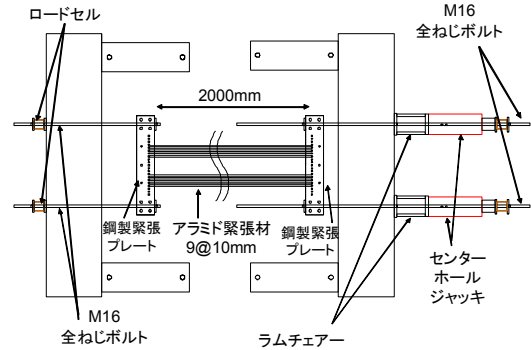
写真-1にアラミド緊張材を示す。糸径1.7mm、断面積 1.201mm<sup>2</sup> であり、メーカー提示の引張耐力は 2.7kN/本（引張強度 2248N/mm<sup>2</sup>）、破断伸度は 6.75% である。モルタルには市販のカルシューム・アルミネート系膨張材をプレミックスした無収縮モルタル（プレミックス粉体）を用いた。かぶりが薄いことからモルタルの充填性を考慮して砂の最大粒径を 1.2mm とした。水粉体比は 0.352 とした。

### (3) 繊維の張力導入方法

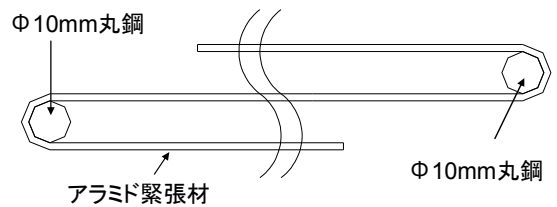
PC 板製作に用いたアラミド緊張材緊張装置を図-2お



側面図



平面図



アラミド緊張材の配置方法

図-2 アラミド緊張材緊張装置

よび写真-2に示す。反力床にフレームを固定して反力フレームとし、片端には高張力全ねじ緊張ボルト（M16）を介して鋼製緊張プレートを固定している。他端は鋼製緊張プレートを設置した高張力全ねじボルトに緊張用センターホールジャッキ（容量 400kN）とセンターホール荷重計（200kN）を介してナット定着している。固定側および緊張側鋼製緊張プレートにはφ 10mm 丸鋼を 10mm 間隔に並べて配置しており、1 本のアラミド緊張材を互い違いに丸鋼に掛けて配置し、緊張材の端部を丸鋼に結び付けて固定した。緊張の際には、全ねじボルトのナットを締め込み、アラミド緊張材のたるみをとってから 2 台のロードセルに均等に荷重がかかるように調整しながら緊張を行った。

### (4) 試験体製作

アラミド緊張材緊張後、型枠を設置し、モルタルを打設した。底版枠の型枠は表面塗装合板とし、厚さ 5mm の合板を側枠として設置して試験体の厚さを調整した。

型枠と繊維の隙間はセメントペーストが流出しないように粘土で埋めた。試験体表面はヘラで平滑に均した後、ポリエチレン製フィルムを空気が巻き込まれないように被せて試験体厚が均一になるように仕上げた。

表-1 試験体一覧

試験体種類	コンクリート物性				試験体厚さ (mm) ※1	緊張材 配置位置 (mm) ※2	偏心量 (mm) ※2	反り量 (mm) ※1	導入材齢 (日)	曲げ ひび割れ 発生荷重 (N)	曲げ耐力 (N)
	導入時		載荷時								
	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )							
M59A	19.5	59.2	20.1	67.4	5.97	3.57	0.59	1.96	7	354	982
M59B					5.97	3.19	0.21	1.57		413	1001
M45A	16.6	44.9	18.9	57.0	5.87	3.46	0.53	2.20	3	335	786
M45B					5.74	3.48	0.61	5.21		315	766
M35A	16.9	35.2	-	-	5.81	-	-	-	2	-	-
M35B					5.75	-	-	-		-	-

※1:実測値

※2:計算値（プレストレス導入時の上縁と下縁のひずみから算出した値）

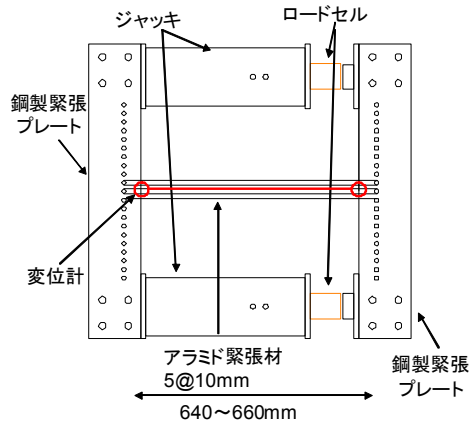


図-3 引張試験

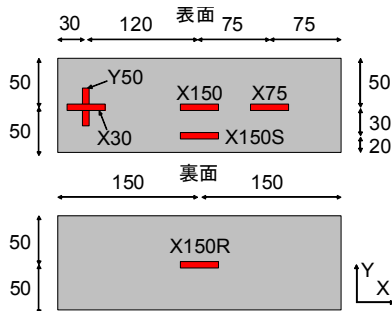


図-5 ひずみゲージ設置位置（詳細図）

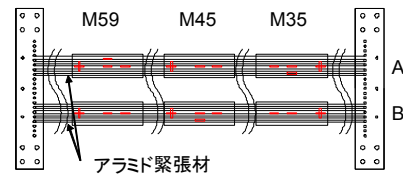


図-4 ひずみゲージ設置位置（全体図）

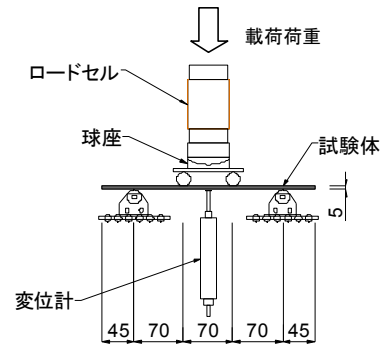


図-6 曲げ試験

（容量200mm）1台で測定した。載荷方法は、平均載荷速度 6.0kN/min でアラミド緊張材が破断するまで単調載荷とした。

### 3. 実験方法

#### （1）緊張装置を用いた繊維の引張試験

アラミド緊張材の引張耐力はメーカーによって測定されているが、定着方法によって引張耐力が異なる。1本のアラミド緊張材を鋼製緊張プレートの丸鋼に交互に掛けて緊張する緊張装置を用いてアラミド緊張材の引張耐力を測定した。引張試験に使用した試験装置を図-3に示す。試験区間を640mm~660mm、試験区間のアラミド緊張材の本数が5本になるように折り返して配置した。鋼製緊張プレート間に油圧ジャッキを挟み込み押し広げる方法で緊張した。試験は3回行った。測定項目は、緊張荷重を2台のロードセル（20kN）で測定し、アラミド緊張材の伸び量を緊張装置の中央に取り付けた変位計

#### （2）プレストレス力導入時のモルタル強度の検討

試験体製作は図-2に示す繊維緊張装置を用いて行った。アラミド緊張材をセンターホールジャッキで緊張装置を使用した引張試験での引張耐力の67%である 21kNまで緊張し、ラムチェアー内の全ねじボルトに設置したナットで定着して荷重を保持した。試験体製作中はアラミド緊張材の荷重の調整は行わず、モルタル打設までの21日間緊張力の変化を測定した。プレストレス導入が可能なモルタル強度を確認することを目的に、モルタルの強度を3水準として図-4に示す配置で6試験体製作した。試験体は2列（図中A、B）に分けて製作しており、2つの列の間で導入ひずみが異なることが予想されたため、ひずみゲージを図のような千鳥配置とした。

PC板試験体の一覧を表-1に示す。モルタルの配合はすべての試験体で同じであり、プレストレス導入時の材

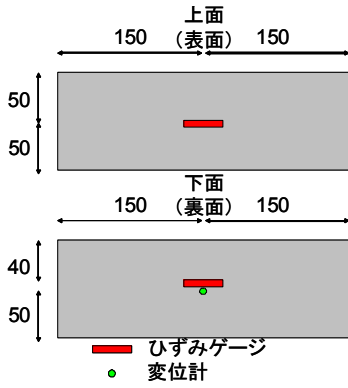


図-7 計測項目 (荷重時)

表-2 引張試験結果

No.	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	緊張材一本当たりの耐力(kN)	メーカーが示す耐力に対する割合	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
1	1366	1.64	0.61	37.4
2	1482	1.78	0.66	14.0
3	1515	1.82	0.67	30.9
平均値	1454	1.75	0.65	27.4

齢が 7, 3, 2 日の 3 水準となるようにモルタル打設日を変えて施工した。プレストレス導入時のモルタル強度は 59, 45, 35N/mm<sup>2</sup>である。荷重保持期間中の時間の経過に伴う緊張力の変化を測定した。PC 板表面には図-5 に示す位置にひずみゲージを設置して、プレストレス導入時のモルタルひずみを測定した。試験体軸方向の中央 (X150), 端部から 75mm (X75), 端部から 30mm (X30) の位置のひずみは導入時の軸方向のプレストレス量を推定することを目的としている。裏面の X150R はアラミド緊張材の配置誤差などに伴う試験体の表と裏のひずみの違いを測定する目的で設置した。X150S はプレストレス導入方向と直交する試験体幅方向の応力の違いを確認することを目的としている。

(3) 曲げ試験

荷重方法を図-6に示す。打設面を上面(荷重面)とし、等曲げ区間を 70mm とした 4 点曲げ試験とした。支点は、ローラー支点とし、試験体に均等に荷重をかけるため荷重梁上に球座を配置した。

荷重時の計測項目を図-7に示す。試験体の中央でたわみを 1 点、試験体の上面中央、下面中央でモルタルひずみを 1 点ずつ測定した。なお、試験体の下面は、たわみを測定するため、軸直角方向に 10mm ずらした箇所にひずみゲージを設置した。

4. 実験結果

(1) アラミド緊張材の緊張

アラミド緊張材の引張試験の結果を図-8, 表-2に示

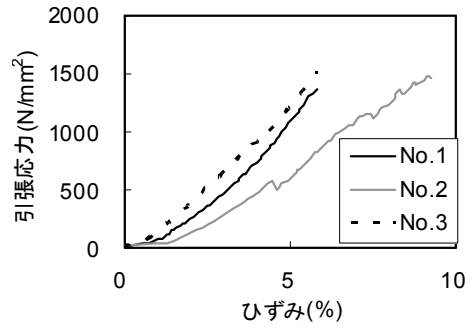


図-8 引張試験結果

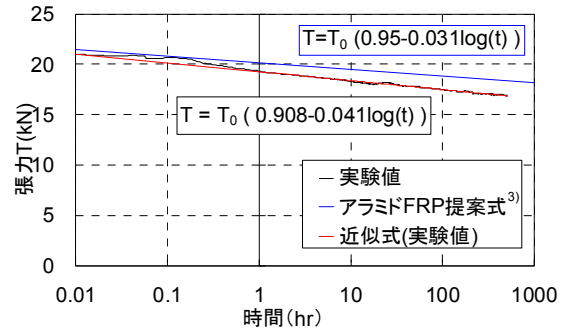


図-9 応力緩和曲線

す。図の中のひずみは、緊張時の伸びを緊張前のアラミド緊張材固定間長で除した値である。すべての試験体で応力とひずみの関係は初期の引張応力度の増加が若干小さく下に凸の形状を示している。アラミド緊張材の応力とひずみの関係は単調荷重において弾性であるが、アラミド緊張材は束ねた繊維に撚りを与えているため引張力が作用すると絞られて伸びが生じる。このような伸びを含めてひずみを算出したため、アラミド緊張材の応力とひずみの関係が下に凸を示したと考えられる。No.2は No.1, No.3に比べて傾きが小さい。これは荷重の増加に伴ってアラミド緊張材の端部固定部にすべりが生じたためである。アラミド緊張材は鋼製緊張プレートの丸鋼で 180°に折り返した部分で破断しており、せん断力が影響したと考えられる。アラミド緊張材の平均引張強度は、メーカーが示す引張耐力の 65%であった。なお、ヤング係数は、荷重初期の繊維の絞りの影響を除去するため、引張耐力の 90~100% における値を採用した。

A 列と B 列の繊維に合計 21kN (引張試験結果の 67%) の張力を与え、緊張側全ねじボルトをナットで固定して持続荷重の変化を測定した結果を図-9に示す。応力緩和曲線は片対数座標においてほぼ直線で示され、式 (1) で与えられる。

$$T(t) = T_0(0.908 - 0.041\log(t)) \quad (1)$$

ここに、 $T(t)$  : 緊張後  $t$  時間経過した緊張力  
 $T_0$  : 定着荷重

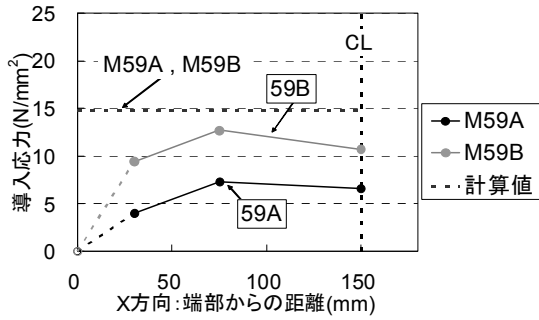


図-10 導入応力M59 (X方向の位置の違い)

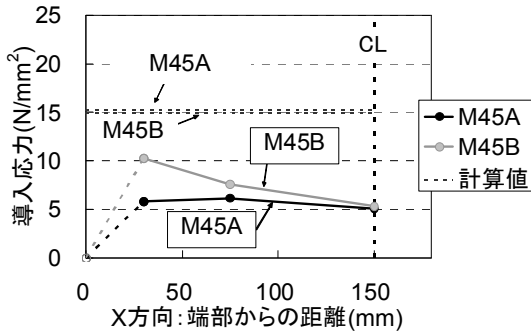


図-11 導入応力M45 (X方向の位置の違い)

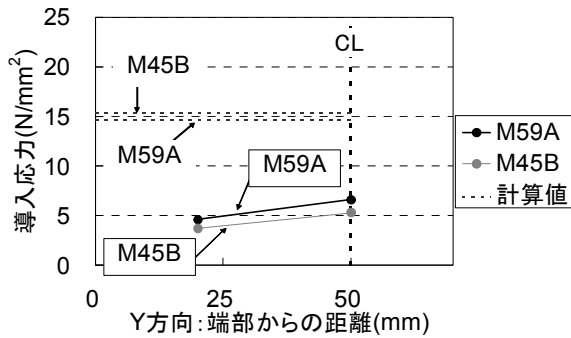


図-12 導入応力 (Y方向の位置の違い)

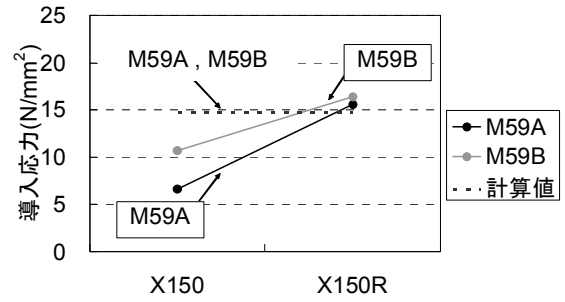


図-13 導入応力M59 (表裏での違い)

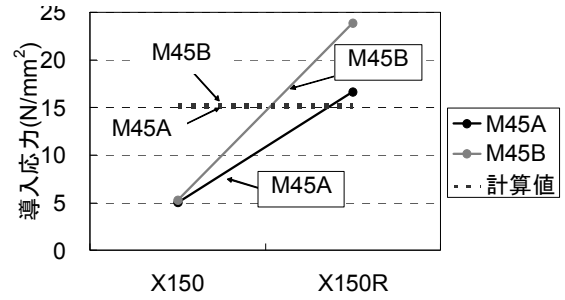


図-14 導入応力M45 (表裏での違い)

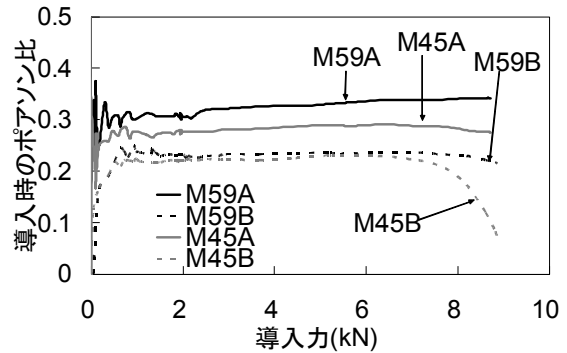


図-15 プレストレス導入時のポアソン比 (X30に対するY50)

アラミドFRP緊張材の応力緩和曲線<sup>3)</sup>を比較して図に追記した(図-9)。アラミド緊張材はアラミドFRP緊張材より若干張力低下が大きく、400時間経過時の緊張力は定着荷重の約80%であった。なお、試験は室内温度環境で行い、室内温度は0.9～9.1℃(平均6.5℃)であった。

(2) プレストレス導入

プレストレス導入前に試験体上面のシートを除去し、ひずみゲージを取り付けた。M35試験体はモルタル打設後24時間であり、材齢約48時間後に乾燥収縮による軸直角方向のひび割れが認められた。図-10、図-11にプレストレスを導入した際のプレストレス導入方向(軸方向)のPC板上面ひずみと部材端部からの距離の関係、図-12にプレストレス導入方向と直交する試験体の幅方向のPC板上面ひずみと部材端部(幅方向)からの距離

の関係を示す。一般的には、アラミド緊張材とモルタルとの付着が十分得られず、アラミド緊張材のプレストレスをモルタルに伝達できない場合には部材軸方向のモルタルひずみの増加が小さく、モルタルひずみが一定になるまでの部材端部からの距離(定着長)が長くなる。

さらに、付着が得られない場合には、部材中央においてモルタルひずみが計算値に達しない。M59およびM45のモルタルひずみは、いずれも部材中央(X150)で計算値に達していないがX75、X150で導入したプレストレス力に大きな差は見られず、本試験の場合の定着長さは30～75mmの間と考えられる。プレストレス導入後の試験体を観察すると反りが認められ、図-13、図-14に示すように軸方向中央断面の上面ひずみ(X150)と下面ひずみ(X150R)に違いが認められる。表-1に示すように試験体厚が0.74～0.97mm厚く製作され、アラミド緊張材が製作時に下方方向に偏心していることが考えられ



た。表裏の導入された応力から、緊張材の偏心量を算出した結果を表-1に示す。試験体厚さは実測した値を平均した値である。薄型 PC 板では、わずかに偏心するだけで部材の表裏に作用する応力度に大きな影響を与える。

なお、M35は軸直角方向のひび割れが生じたため、偏心量および緊張材の配置位置などの計算値の算出は行っていない。また、図-10および図-11でモルタルひずみが計算値に対して小さい理由として反りの影響によると考えられるが、表裏を平均したひずみから算出した応力度は計算値に対して  $3\text{N/mm}^2$  程度小さい値であった。

プレストレス導入時の軸方向ひずみ (X30) に対する軸直角方向ひずみ (Y50) の比率を図-15に示す。プレストレス導入に伴うポアソン効果による変形であり、アラミド緊張材定着部に付着ひび割れが生じれば比率が大きく変化すると考えられる。図より、M59およびM45は  $0.2 \sim 0.3$  で比較的安定しており、付着ひび割れなどは生じていないことが分かる。M45Bは  $7\text{kN}$  程度よりポアソン比が低下したが、部材端には付着ひび割れが観察できず、反りが大きいことが原因と考えられる。これより、本実験の試験体の場合、 $45\text{N/mm}^2$  以上であれば付着ひび割れが生じないことが確認できた。

プレストレス導入後、曲げ試験を行うまでの27日間、コンクリートの収縮によるプレストレスの減少量を測定した(図-16~図-19, 表-3)。部材中央の上下面のひずみを平均すれば約  $1000\mu$  の収縮が生じており、アラミド緊張材のヤング係数を考慮して式(2)で張力の減少量を算出すると  $3\%$  程度であった。

$$\Delta T/T'_0 = \varepsilon' \cdot E_f \cdot A_f / T'_0 \quad (2)$$

ここに、 $\Delta T$  : プレストレス導入から曲げ試験までの間のアラミド緊張材張力減少量、 $T'_0$  : アラミド緊張材プレストレス導入張力、 $\varepsilon'$  : プレストレス導入直後から曲げ試験までの間のモルタルの収縮ひずみ、 $E_f$  : アラミド緊張材のヤング係数、 $A_f$  : アラミド緊張材の断面積

なお、M45Bの張力の減少量が他と比べて若干大きいことが原因と考えられる(表-1)。また、反りは大きいですが、他の試験体と同様、試験体にひび割れは認められなかった。なお、試験は室内温度環境で行い、室内温度は  $0.7 \sim 11.9^\circ\text{C}$  (平均  $5.5^\circ\text{C}$ ) であった

### (3) 曲げ耐力

曲げ試験時のモルタル圧縮強度および曲げ耐力を表-1に示した。M35A, M35Bの曲げ試験時のモルタル物性を示していないのは、プレストレス導入前に、試験体2体ともひび割れが発生したため曲げ試験を行わなかった

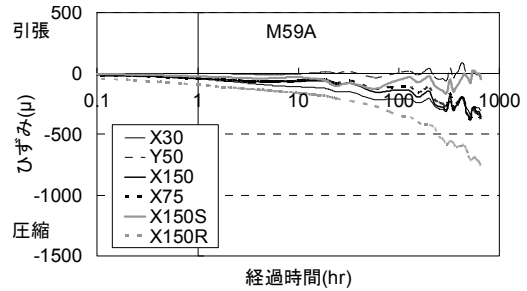


図-16 収縮ひずみ (M59A)

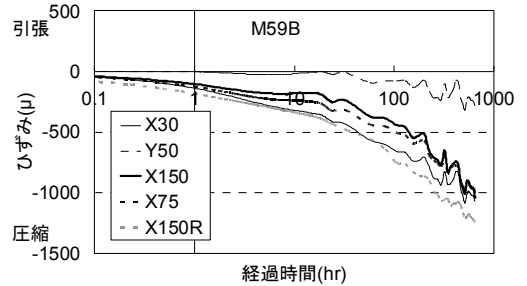


図-17 収縮ひずみ (M59B)

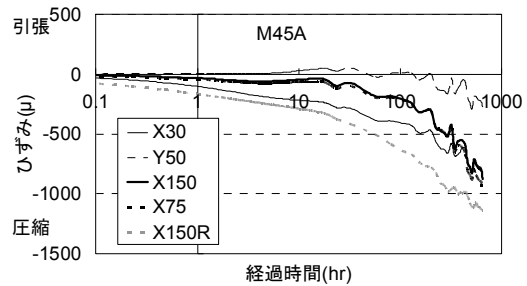


図-18 収縮ひずみ (M45A)

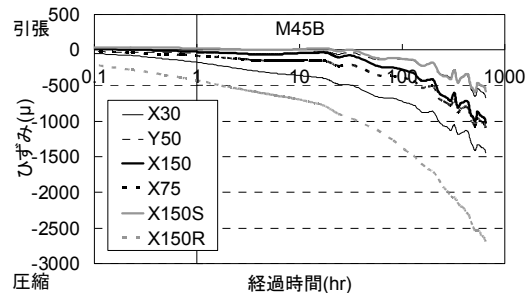


図-19 収縮ひずみ (M45B)

表-3 アラミド緊張材の張力減少量

試験体種類	ひずみ(μ)			アラミド緊張材の応力 (N/mm <sup>2</sup> )		
	上縁	下縁	アラミド緊張材配置位置	導入時	減少量	割合(%)
M59A	-355	-756	-595	811	-16	2.0
M59B	-1042	-1243	-1149		-31	3.9
M45A	-877	-1135	-1029		-28	3.5
M45B	-1024	-2690	-2034		-56	6.9

ためである。図-20, 図-21に載荷荷重とたわみの関係, 図-22, 図-23に載荷荷重とひずみの関係を示す。

計算値は、ファイバーモデルによって算出した値である。モルタルの応力とひずみの関係は、圧縮試験によって測定した結果を用いた。アラミド緊張材は、引張試験によって最大荷重付近で得られたヤング係数（27.4 kN/mm<sup>2</sup>）を有する弾性体とした。各試験体のプレストレス力は、荷重試験までのモルタルの収縮による張力減少を考慮し、8.5kNとした。

いずれの試験体も荷重が 300 ～ 400N で曲げひび割れが等曲げスパン内に発生した。この値はおおむね計算値と一致している。M59は約 700N，M45は約 500N において軸方向のひび割れが繊維に沿って発生した。軸方向ひび割れが生じた後も荷重は低下せず計算値より大きくなる傾向を示した。計算値では圧縮縁モルタルひずみが終局ひずみに達しているが、試験体が箔肉部材であることから、寸法効果の影響<sup>4)</sup>が考えられ、終局ひずみの3倍程度のひずみが生じたと考えられる。試験体は軸方向のひび割れが生じてでも耐力は低下せず荷重荷重は増加した。M59では荷重荷重が 990N（計算値の約 1.4 倍）、M45では 602N（計算値の 1.3 倍）で試験体上縁が圧縮破壊した。

## 5. まとめ

本研究で、アラミド緊張材を用いた試験体厚さ 5mm の PC 板のプレストレス導入および曲げ耐力を検討し、以下の結果が得られた。

- ① アラミド緊張材を用い厚さ約 5mm の PC 板に平均圧縮応力度 15N/mm<sup>2</sup>のプレストレスを導入するには、モルタルの圧縮強度は 45N/mm<sup>2</sup>以上必要である。
- ② アラミド緊張材の応力緩和曲線は、アラミド FRP 緊張材の値より若干大きく、式 (1) で示される。
- ③ 厚さ 5mm の PC 板では、緊張材のわずかな配置誤差が部材の表裏に作用する応力度を大きく変え、反りの原因となる。
- ④ 超薄型 PC 板は計算値以上の変形性能と曲げ耐力を有する。

## 参考文献

- 1) 池田博之, 水口和之, 浅井洋, 平喜彦: U型コア断面を有するプレキャストセグメント橋の構造特性, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1203-1210, 2003
- 2) 出頭圭三, 小林一輔: 連続繊維強化セメント系複合板の曲げ特性, 土木学会第42回年次学術講演会, pp298-299, 5-130, 1987
- 3) 浅井洋, 中井裕司, 迎邦博, 水谷淳: アラミド製 FRP ロッドの応力緩和特性, 土木学会第 45回年次学術講演会, pp230-231, 5-107, 1991
- 4) 土井至朗, 川又篤, 唐沢智之: 超高強度繊維補強モルタルの曲げ特性における寸法効果, コンクリート工学年次論文集, pp395-400, Vol.28, No.1, 2006

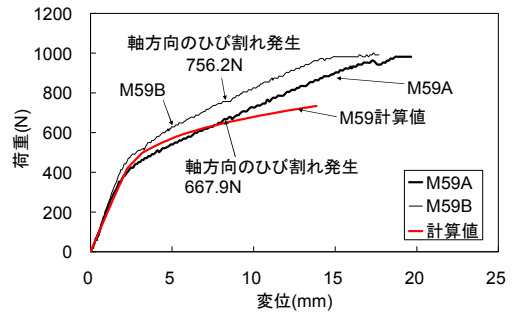


図-20 荷重-変位曲線 (M59)

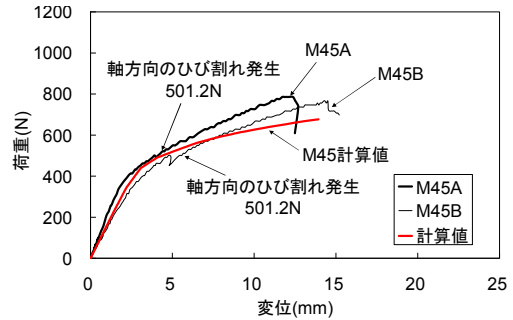


図-21 荷重-変位曲線 (M45)

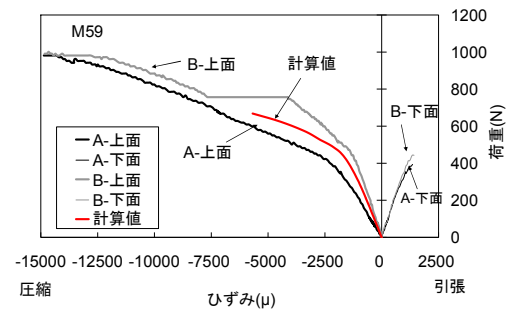


図-22 荷重-モルタルひずみ曲線 (M59)

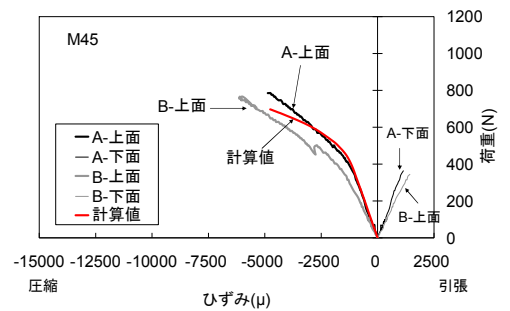


図-23 荷重-モルタルひずみ曲線 (M45)

# 乾燥を受ける早強コンクリートのひび割れ抵抗性に影響を与える 配合要因に関する検討

Influence of Composition on Cracking Resistance of Early-Strength Concrete in Drying Condition

佐々木 亘 WATARU SASAKI  
谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI  
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

PC 上部工で用いられる設計基準強度 40 N/mm<sup>2</sup> 程度の早強コンクリートのひび割れ抵抗性に影響を与える配合要因について検討するために、粗骨材量または細骨材量を変化させたコンクリートを用いて、水中および気中養生下における圧縮強度、静弾性係数、割裂引張強度、鉄筋拘束による収縮応力、ならびに自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみを測定した。その結果、1) 圧縮強度およびひび割れ発生材齢には粗骨材量の影響が大きい。2) 静弾性係数、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみおよび鉄筋拘束試験におけるひび割れ発生応力には単位ペースト絶対容積の影響が大きい。3) 収縮によるひび割れに対する抵抗性を高めるためには単位ペースト絶対容積を小さくするのが効果的であることなどが分かった。

**キーワード：**ひび割れ抵抗性、収縮応力試験、単位粗骨材絶対容積、単位ペースト絶対容積

This paper is meant as study of the influence of composition on cracking resistance of early-strength concrete for PC members and describes the examination results of compressive strength, Young's modulus, split tensile strength, shrinkage stress, autogenous shrinkage and drying shrinkage of early-strength concrete, where varying quantity of unit coarse or fine aggregate as parameters. The design strength of this concrete was about 40 N/mm<sup>2</sup> for PC superstructures. As a result, the followings were obtained; 1) The content of coarse aggregate has significant influence on compressive strength and cracking age in restraint test with reinforcement. 2) The volume content of cement paste has significant influence on Young's modulus, autogenous shrinkage, drying shrinkage and cracking stress in restraint test with reinforcement. 3) It is effective to make the volume of cement paste small to improve the resistance for shrinkage crack.

**Key Words:** Cracking Resistance, Shrinkage Stress Test, Absolute Volume of Unit Coarse Aggregate, Absolute Volume of Unit Cement Paste

## 1. はじめに

コンクリート構造物を長期的に供用するためには、ひび割れの発生を抑制し、発生後にはその幅を制御することが重要である。最近では、天然骨材の品質低下に起因するコンクリートの収縮ひずみの増加とそれに伴うひび割れの発生が問題となり、学協会においてさまざまな議論がなされた<sup>1)</sup>。一方、コンクリート構造物の高耐久化を目的として、材料としてのコンクリートにもさまざまな性能が要求され、例えば高流動コンクリートや短繊維補強コンクリートのように、多様な材料や配合のコンクリートが従来にも増して使用されるようになってきてい

る。したがって、このようなコンクリートの多様な配合変化に起因するひび割れ抵抗性の変動を把握することは、コンクリート構造物の高耐久化に資するものとして重要であると考えられる。

本稿では、基礎的な検討として、PC 上部工で用いられる設計基準強度 40 N/mm<sup>2</sup> 程度の早強コンクリートのひび割れ抵抗性に与える骨材量などの配合要因の影響について把握することを目的とし、水セメント比一定の条件で粗骨材量または細骨材量を変化させたコンクリートを作製し、鉄筋拘束による収縮応力、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみ、圧縮強度、静弾性係数および割裂引張強度の測定を行った。

表-1 使用材料

材料	種類, 物性など	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント (密度 3.13 g/cm <sup>3</sup> , 比表面積 4610 cm <sup>2</sup> /g)	C
細骨材	山砂 (表乾密度 2.62 g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 1.90%) と砕砂 (硬質砂岩, 表乾密度 2.61 g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 1.68%) を容積割合 4:6 で混合	S
粗骨材	砕石 2005 (硬質砂岩, 密度 2.64 g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 0.96%)	G
混和剤	高性能 AE 減水剤 (ポリカルボン酸エーテル系化合物)	SP
	AE 剤 (変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)	AE

表-2 コンクリートの配合

記号	水セメント比 W/C (%)	モルタル 細骨材 容積比 s/mor	細骨材率 s/a (%)	単位 ペースト 絶対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位 粗骨材 絶対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				SP (C×%)
						W	C	S	G	
H40	40	0.453	43.0	0.297	0.375	165	413	740	990	0.7
G300	40	0.453	51.4	0.338	0.300	188	470	828	792	0.6
G200	40	0.454	64.5	0.392	0.200	218	545	949	528	0.6
G0	40	0.453	100	0.502	0.000	279	698	1185	0	0.6
G0-2	40	0.552	100	0.403	0.000	224	560	1443	0	0.6

## 2. 実験概要

### (1) コンクリートの条件

コンクリートの使用材料を表-1, 配合を表-2 に示す。

以下, 各配合については, 表-2 に記載した記号で呼ぶ。

また, 各材料の単位量を記号で表す場合は, 表-1 の記号を用いて質量を大文字, 容積を小文字で表す。

コンクリートの配合は設計基準強度 40 N/mm<sup>2</sup> 程度の PC 上部工で用いられるコンクリートを想定し, 水セメント比は 40% とした。使用したセメントは早強ポルトランドセメントである。細骨材には山砂と砕砂を容積比率 4:6 で混合したものを, 粗骨材には砕石 2005 を使用した。一般のコンクリートを想定した基本配合である H40 の単位水量は 165 kg/m<sup>3</sup>, 単位粗骨材絶対容積は 0.375 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> である。G300, G200 および G0 は, H40 に対してモルタル細骨材容積比 (s/mor, mor = w+c+s) を一定とし, 単位粗骨材絶対容積を変化させた。G300, G200 および G0 の単位粗骨材絶対容積は, それぞれ, 0.300 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, 0.200 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, 0.000 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> である。G300 は高流動コンクリート, G200 は短繊維補強コンクリートで想定される単位粗骨材絶対容積としている。G0-2 は G0 と同様に単位粗骨材絶対容積が 0.000 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> のモルタル配合であるが, 細骨材量の影響を検討するため s/mor を 0.1 程度増加させ, 単位ペ

ースト絶対容積を G200 と同程度としたものである。高性能 AE 減水剤の使用量は流動性に応じて調整などは行わずほぼ一定とし, AE 剤については空気量の目標値を 4.5±0.5% として, その使用量を調整した。

### (2) 測定項目および方法

#### a) 圧縮強度および静弾性係数

圧縮強度は φ100×200 mm の円柱供試体を使用し, JIS A 1108 「コンクリートの圧縮試験方法」に準じて測定を行った。養生方法は標準水中養生および後述する鉄筋拘束試験と同様の養生 (以下, 鉄筋拘束同一養生と呼ぶ) とした。鉄筋拘束同一養生は打込み直後から材齢 7 日まで封かん養生とし, 材齢 7 日以降は温度 20℃湿度 60% の恒温恒湿室に存置した。測定は材齢 7 日, 28 日, 91 日で行った。また, コンプレッソメータを用いて, 圧縮強度と同時に静弾性係数の測定も行った。静弾性係数の測定は JIS A 1149 「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準じて行った。

#### b) 割裂引張強度

割裂引張強度は φ100×200 mm の円柱供試体を使用し, JIS A 1113 「コンクリートの割裂引張強度試験方法」に準じて測定を行った。養生方法は標準水中養生および鉄筋拘束同一養生である。測定材齢は標準水中養生では 7 日, 28 日, 91 日, 鉄筋拘束同一養生では 7 日, 14 日, 28 日,



91日とした。

### c) 鉄筋拘束試験による収縮応力

鉄筋拘束試験を実施し、収縮応力の測定を行った。鉄筋拘束試験は JCI「コンクリートの自己収縮応力測定方法」<sup>2)</sup>を参考に、打込み直後から材齢 7 日まではポリエステルフィルムにより封かん状態、材齢 7 日で脱型した後は温度 20℃湿度 60%の恒温恒湿室に存置し、6 面乾燥状態で測定を行った。供試体は 100×100×1500 mm であり、断面中央に鉄筋の長さ方向の中心 300 mm の範囲で節を取り除きコンクリートとの付着を切った D32 鉄筋を設置し、鉄筋中央部のひずみからコンクリートに生じる応力を算定した。供試体数は 2 体とした。

### d) 収縮ひずみ

収縮ひずみについては、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみおよび鉄筋拘束同一養生における自由収縮ひずみの測定を行った。

自己収縮ひずみの測定は、JCI「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」<sup>3)</sup>に準じて行った。100×100×400 mm の角柱供試体を使用し、供試体中央に設置した埋込みひずみ計により測定を行った。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かん状態とし、材齢 1 日で脱型した後はアルミ箔テープにより封かん状態とした。

また、供試体は温度 20℃湿度 60%の恒温恒湿室に存置し、コンクリートの線膨張係数を  $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  として温度ひずみの補正を行った。

乾燥収縮ひずみの測定は 100×100×400 mm の角柱供試体を使用し、JIS A 1129-2「モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法—第 2 部：コンタクトゲージ方法」および付属書 A「モルタル及びコンクリートの乾燥による自由収縮ひずみ測定方法」に準じて行った。

鉄筋拘束同一養生における自由収縮ひずみの測定は、100×100×400 mm の角柱供試体を使用し、供試体中央に設置した埋込みひずみ計により行った。鉄筋拘束試験と同様に打込み直後よりポリエステルフィルムにより封かん状態とし、材齢 7 日で脱型した後は温度 20℃湿度 60%の恒温恒湿室内に存置し、6 面乾燥状態とした。

収縮ひずみの測定では、いずれの試験も供試体数は 2 体とした。

## 3. 実験結果および考察

### (1) 圧縮強度

図-1 に単位粗骨材絶対容積と圧縮強度の関係を示す。図中のいずれの条件でも、単位粗骨材絶対容積が  $0.300 \text{ m}^3/\text{m}^3$  以下の範囲では単位粗骨材絶対容積が大きくなると圧縮強度は小さくなる傾向がみられた。しかし、単位

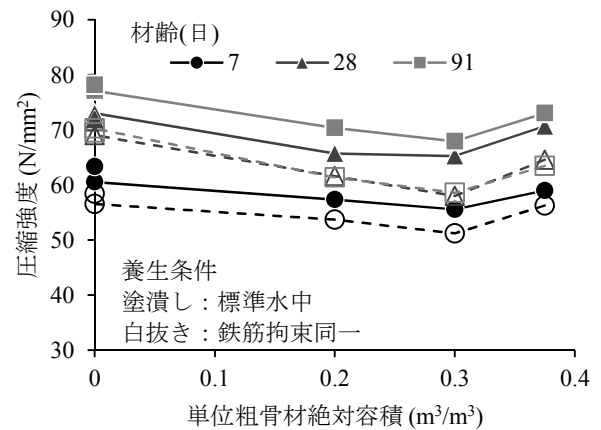


図-1 単位粗骨材絶対容積と圧縮強度の関係

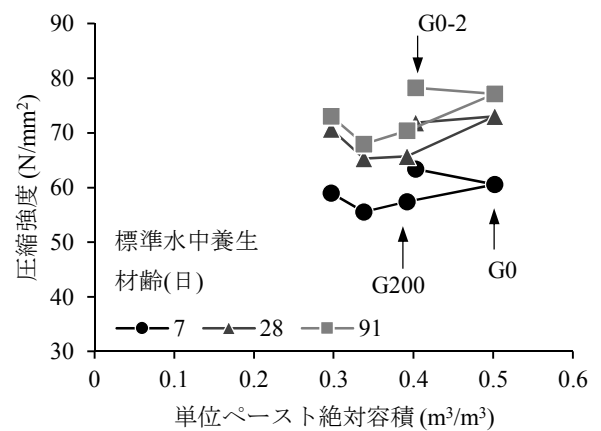


図-2 単位ペースト絶対容積と圧縮強度の関係

粗骨材絶対容積を  $0.375 \text{ m}^3/\text{m}^3$  に増加させると、圧縮強度が増加に転じている。

圧縮強度が材齢 7 日まで封かん養生、材齢 7 日以降気中養生である鉄筋拘束同一養生での圧縮強度は、全体的な傾向は標準水中養生と同様であるが、いずれの材齢においても標準水中養生より小さく、特に、材齢 28 日以降の強度増進が認められない。

図-2 は単位ペースト絶対容積と圧縮強度の関係を示したものである。図中の各プロットを結ぶ線は、表-2 に示した配合順にプロットを結んだものである。養生方法によって傾向に差異は見られなかったため、この図では標準水中養生のみ示している。G0 に対して G0-2 の圧縮強度は低下しておらず、単位ペースト絶対容積が同程度である G200 と G0 の比較から、圧縮強度の低下は粗骨材量の増加によって生じていることが推察される。

### (2) 静弾性係数

単位粗骨材絶対容積と静弾性係数の関係を図-3、単位ペースト絶対容積と静弾性係数の関係を図-4 に示す。図-3 より、単位粗骨材絶対容積が大きいほど静弾性係数も

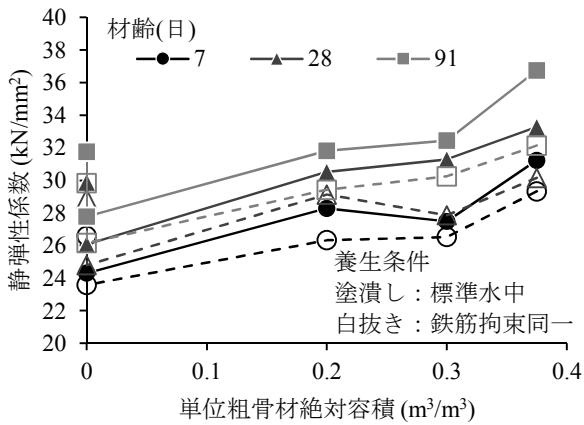


図-3 単位粗骨材絶対容積と静弾性係数の関係

大きくなっているが、単位粗骨材絶対容積  $0.000 \text{ m}^3/\text{m}^3$  の2つのモルタル配合に着目すると、これらの静弾性係数の差異は比較的大きい。図-4によれば、条件によっては単位ペースト絶対容積が  $0.338 \text{ m}^3/\text{m}^3$  (配合 G300) で極小値をとる場合も見られるが、全体的な傾向としては、単位ペースト絶対容積が小さくなるほど静弾性係数は大きくなる傾向にある。単位ペースト絶対容積  $0.400 \text{ m}^3/\text{m}^3$  付近にプロットされる G200 と G0-2 の結果に大差がなく、静弾性係数に影響を与える要因としては単位ペースト絶対容積が支配的であった。すなわち、本実験で用いた骨材では、粒径の違いが静弾性係数に与える影響の度合いに、差異はほとんど見られなかった。

### (3) 割裂引張強度

単位粗骨材絶対容積と割裂引張強度の関係を図-5、単位ペースト絶対容積と割裂引張強度の関係を図-6に示す。圧縮強度や静弾性係数の場合と異なり、単位粗骨材絶対容積や単位ペースト絶対容積が割裂引張強度に与える影響について、明確な傾向は見出せなかった。標準水中養生と鉄筋拘束同一養生の比較についても、鉄筋拘束同一養生は標準水中養生に比べて割裂引張強度が小さい傾向はみられるものの、圧縮強度や静弾性係数のように明確な低下傾向は見られなかった。さらに、割裂引張強度は、鉄筋拘束同一養生だけでなく、標準水中養生であっても、必ずしも材齢の経過に伴って強度の増進がみられないことが分かる。

### (4) 収縮ひずみ

単位粗骨材絶対容積と各種収縮ひずみの関係を図-7、単位ペースト絶対容積と各種収縮ひずみまたは乾燥収縮ひずみの関係を図-8に示す。図-7よりいずれの収縮ひずみも単位粗骨材絶対容積が大きくなるほど小さくなることが分かる。しかし、図-8では、単位ペースト絶対容積

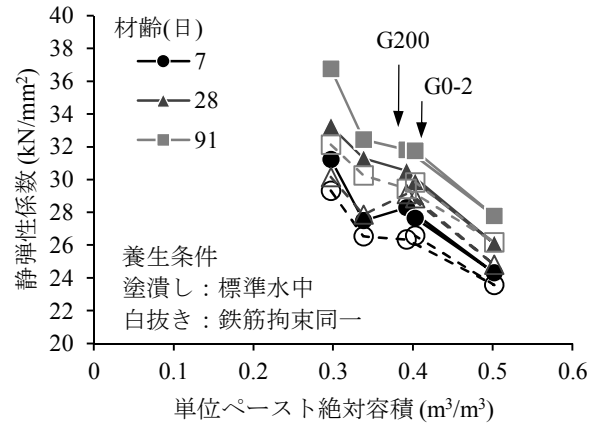


図-4 単位ペースト絶対容積と静弾性係数の関係

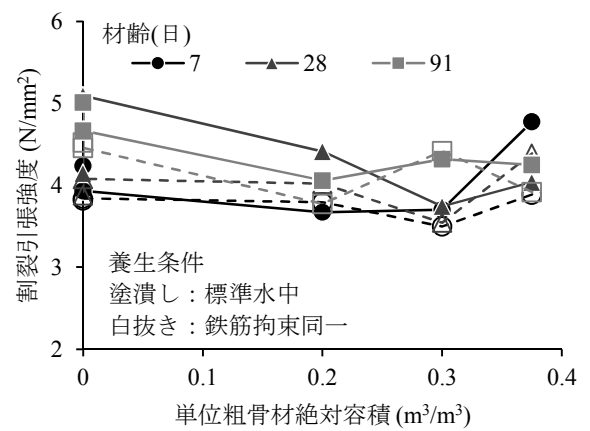


図-5 単位粗骨材絶対容積と割裂引張強度の関係

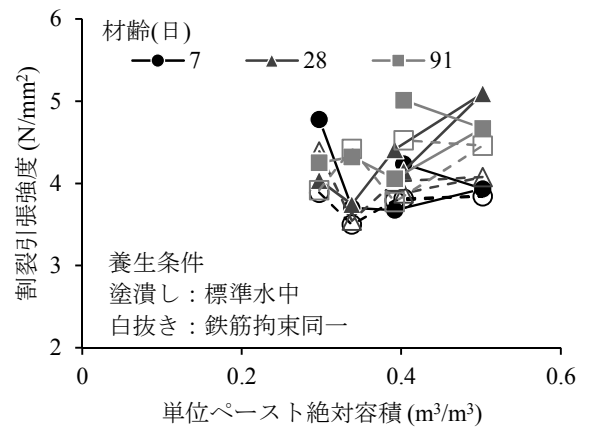


図-6 単位ペースト絶対容積と割裂引張強度の関係

が小さくなるほど収縮ひずみも小さくなっており、単位ペースト絶対容積  $0.400 \text{ m}^3/\text{m}^3$  付近にプロットされる G200 と G0-2 の結果に大差がないことから、収縮ひずみに対しては静弾性係数の場合と同様に単位ペースト絶対容積の影響が支配的であり、細骨材と粗骨材の違いが収縮ひずみに与える影響の度合いに差異はほとんど見られないことが分かった。

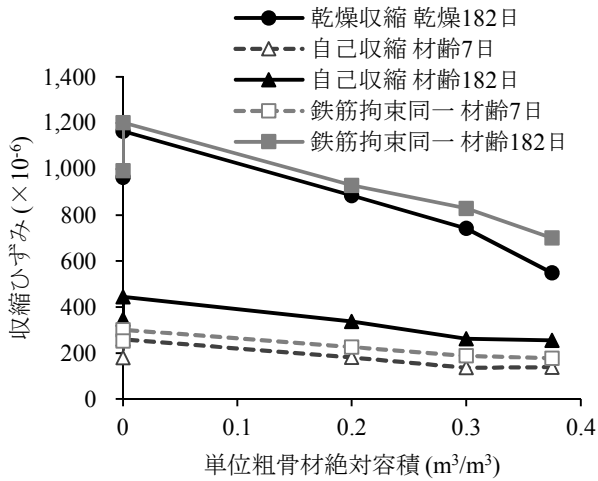


図-7 単位粗骨材絶対容積と収縮ひずみの関係

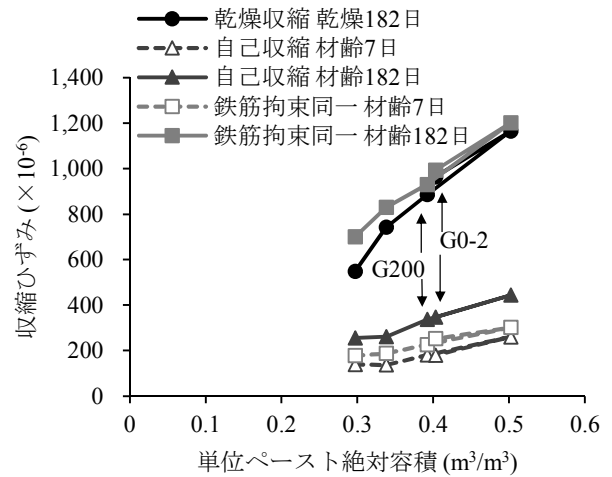


図-8 単位ペースト絶対容積と収縮ひずみの関係

表-3 鉄筋拘束試験におけるひび割れ発生材齢およびひび割れ発生応力

配合	ひび割れ発生材齢 (日)	ひび割れ発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力強度比
H40	18.7	3.51	3.98	0.88
G300	16.2	2.59	4.13	0.63
G200	13.0	2.43	4.12	0.59
G0	8.3	1.98	3.84	0.52
G0-2	8.5	2.21	3.82	0.58

鉄筋拘束同一養生の収縮ひずみに関して、材齢7日まででは封かん状態としているため、自己収縮ひずみを測定していることになるが、図-7 および図-8 より、材齢7日の自己収縮ひずみと鉄筋拘束同一養生の収縮ひずみを比較すると、鉄筋拘束同一養生の収縮ひずみのほうが  $50 \times 10^{-6}$  程度大きい。自己収縮試験では材齢1日で脱型し、アルミ箔テープによる封かん養生を実施しているが、鉄筋拘束同一養生では材齢7日まで脱型をせず、ポリエステルフィルムによる封かん養生としており、このような封かん養生の違いが、計測された収縮ひずみの差異を生じさせたものと考えられる。

一方、鉄筋拘束同一養生における材齢7日以降は乾燥収縮ひずみの測定と同条件である。したがって、材齢7日以降の鉄筋拘束同一養生による収縮ひずみは、材齢7日までの自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみを足し合わせたものになると考えられる。すなわち、乾燥期間が同程度である乾燥収縮ひずみと鉄筋拘束同一養生による収縮ひずみを比較すると、材齢7日までの自己収縮ひずみの分だけ、鉄筋拘束同一養生による収縮ひずみが大きくなると考えられる。しかし、図-7 および図-8 より、乾燥182日の乾燥収縮ひずみと材齢182日の鉄筋拘束同一養生の収縮ひずみを比較すると、材齢7日までの自己収縮

ひずみである、 $200 \times 10^{-6}$  程度の差は生じていない。材齢7日での乾燥開始までの養生が、乾燥収縮試験では標準水中養生であるのに対して鉄筋同一養生では封かん養生であるため、乾燥収縮試験の供試体のほうが乾燥開始時に湿潤状態にあるものと考えられる。したがって、乾燥収縮試験の供試体のほうが、乾燥環境に置かれてから逸散しうる水の量が多く、材齢7日以降では、乾燥収縮試験での収縮ひずみのほうが大きくなったため、乾燥182日の乾燥収縮ひずみと材齢182日の鉄筋拘束同一養生の収縮ひずみの差が小さくなったものと推察される。また、乾燥収縮試験ではコンタクトゲージ法によって表面のひずみを測定しているが、鉄筋拘束同一養生による収縮ひずみは埋め込みゲージで測定している。乾燥は供試体表面から進行するため、このような測定方法の違いが収縮ひずみの測定値に影響している可能性も考えられる。

#### (5) 鉄筋拘束試験による収縮応力

鉄筋拘束試験では、材齢7日で脱型し乾燥環境下に置いた後、すべての供試体でひび割れが発生した。表-3 にひび割れ発生時の材齢とそのときの鉄筋ひずみから算出したコンクリートに生じた引張応力（ひび割れ発生応力と称す）を示す。また、表-3 には、各配合におけるひび

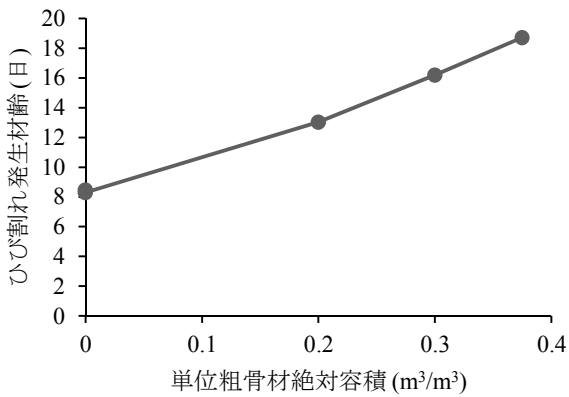


図-9 単位粗骨材絶対容積とひび割れ発生材齢の関係

割れ発生材齢に近い材齢で測定された、鉄筋拘束同一養生での割裂引張強度、ならびに、ひび割れ発生応力と割裂引張強度の比（応力強度比と称す）も併せて示している。なお、表-3に併記した鉄筋拘束同一養生での割裂引張強度の測定材齢は、H40、G300およびG200が14日、G0およびG0-2は7日である。

図-9は単位粗骨材絶対容積とひび割れ発生材齢の関係を示している。単位粗骨材絶対容積を減じるとひび割れ発生材齢は直線的に小さくなった。単位粗骨材絶対容積 0.000 m³/m³にプロットされているG0およびG0-2のひび割れ発生材齢にほとんど差異がないことから、ひび割れ発生材齢に与える単位ペースト絶対容積の影響は小さく、単位粗骨材絶対容積の影響が支配的であることが分かった。

図-10は単位ペースト絶対容積とひび割れ発生応力および応力強度比との関係を示したものである。ひび割れ発生材齢の場合と異なり、単位ペースト絶対容積 0.400 m³/m³付近にプロットされているG200およびG0-2のひび割れ発生応力ならびに応力強度比の差異が小さく、単位ペースト絶対容積が小さくなるに従って、ひび割れ発生応力および応力強度比は増加している。したがって、ひび割れ発生応力および応力強度比に対しては細骨材と粗骨材の違いが与える影響は小さく、単位ペースト絶対容積の影響が支配的であるといえる。

また、ひび割れ発生応力と応力強度比が単位ペースト容積の変化に対して同様の挙動を示しているが、これは表-3に示した通り、ひび割れ発生時の割裂引張強度は配合による差異が小さいためである。したがって、単位ペースト絶対容積を小さくすることで、割裂引張強度は大きく変化はしないがひび割れ抵抗性を高めることができる。水セメント比が一定の条件下で単位ペースト絶対容積を小さくすることは、すなわち単位水量を小さくすることを意味する。

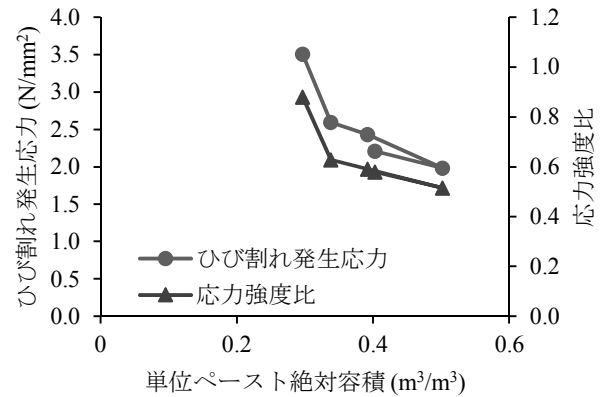


図-10 単位ペースト絶対容積とひび割れ発生応力および応力強度比との関係

#### 4. まとめ

水セメント比40%一定の条件で粗骨材量または細骨材量を変化させたコンクリートを作製し、鉄筋拘束による収縮応力、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみ、圧縮強度、静弾性係数および割裂引張強度の測定を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 圧縮強度および鉄筋拘束試験におけるひび割れ発生材齢は粗骨材量の影響が支配的であり、単位粗骨材絶対容積が0~0.300 m³/m³の範囲では粗骨材量を増加させると圧縮強度は低下する傾向にあるが、粗骨材量が大きくなるとひび割れ発生材齢も大きくなる。
- ② 静弾性係数、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみおよび鉄筋拘束試験におけるひび割れ発生応力は単位ペースト絶対容積の影響が支配的であり、細骨材と粗骨材の違いが与える影響は小さい。単位ペースト絶対容積を減じると自己収縮および乾燥収縮ひずみは小さくなり、静弾性係数およびひび割れ発生応力ならびに応力強度比は大きくなる。
- ③ 収縮によるひび割れに対する抵抗性を高めるためには、単位ペースト絶対容積を小さくすることが効果的であり、粗骨材量を多くするとひび割れ発生材齢が大きくなる。

#### 参考文献

- 1) 例えば、日本コンクリート工学会：コンクリートの収縮問題とその対応—委員会報告，2010.3
- 2) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書，2002.9
- 3) 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），1994.5



# 人工軽量細骨材を用いた高強度コンクリートの 力学的性質と体積変化

## Mechanical Property and Volume Change of High-Strength Concrete Using Artificial Lightweight Fine Aggregate

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI  
佐々木 亘 WATARU SASAKI  
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

本論文では、人工軽量細骨材を用いた高強度コンクリートの圧縮強度、ヤング係数、割裂引張強度試験によるひび割れ発生強度、自己収縮および乾燥収縮の試験結果について報告するものである。人工軽量細骨材の置換率（全細骨材に占める人工軽量細骨材の容積比率）は、0、25、50および100%とした。

試験の結果、次のことが明らかになった。1)人工軽量細骨材の置換率が高くなると、コンクリートの強度やヤング係数は低下するが、封緘養生を行ったコンクリートの圧縮強度は、同じ配合であれば、標準水中養生を行ったものと同程度になる傾向がある。2)人工軽量細骨材を用いた自己収縮および初期の乾燥収縮は、普通細骨材を使用したものよりも小さくなるが、長期的な乾燥収縮はそれと同様か大きくなる。

**キーワード：**人工軽量細骨材、高強度コンクリート、強度、収縮

This report describes the test results on compressive strength, Young's modulus, cracking strength by the tests for splitting tensile strength, autogenous shrinkage and drying shrinkage of high-strength concrete containing artificial lightweight fine aggregate(ALFA). The percentage of replacement ratio (sl/s) of the ALFA to fine aggregate was set to 0, 25, 50 and 100%.

As a result of the tests, the followings were obtained; 1)As sl/s increases, the strength and Young's modulus of concrete decrease, but the compressive strength of concrete with sealing curing tends to be more equal to that of concrete with standard curing than that of concrete using normal aggregate. 2) The autogenous shrinkage and initial drying shrinkage of ALFA concrete is smaller than comparing with that of concrete using normal fine aggregate, but long-term drying shrinkage becomes equal or larger.

**Key Words:** Artificial Lightweight Fine Aggregate, High-Strength Concrete, Strength, Shrinkage

### 1. はじめに

高強度コンクリートは高い強度と耐久性を有するため、プレストレストコンクリート(PC)橋への適用により新構造形式の採用や供用年数の延長などを可能にし得る。しかし、水結合材比の低下に伴い、自己収縮が大きくなるのが一般に知られている。また、コンクリートの乾燥収縮は、使用する普通骨材によって大きく異なることが多くの研究<sup>1),2)</sup>で明らかになっているが、著者らは、セメントおよび水セメント比が同一であっても、使用する骨材が異なると、自己収縮も相当に大きくなる場合があることを把握している<sup>2),3)</sup>。このため、最近で

は、PC部材に使用する比較的高い強度域のコンクリートに対しても、膨張材、収縮低減剤あるいは収縮低減剤の成分を含む高性能AE減水剤等の収縮低減材料が使用することが増えている。

一方、人工軽量骨材は、その言葉どおり、コンクリートの軽量化を図る目的で開発・普及した骨材であるが、内部に十分に含水した人工軽量粗骨材は、内部養生効果によりコンクリートの自己収縮を低減できることが明らかになりつつある<sup>4),5)</sup>。たとえば、筆者らの一部<sup>5)</sup>は、図-1に示すように、水粉体比が31.3%の人工軽量粗骨材を用いた高流動軽量コンクリートの自己・乾燥収縮ひずみを測定した結果、膨張材(図中のE:使用量)およ

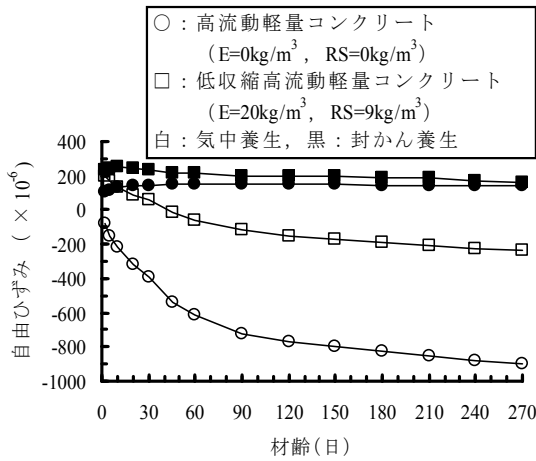


図-1 人工軽量粗骨材を用いた高流動軽量コンクリートの収縮ひずみ<sup>5)</sup>

び収縮低減剤（図中の RS：使用量）の有無によらず、封かん養生では膨張ひずみを生じた状態で持続することを確認した。これは、人工軽量粗骨材の内部に含まれる水がセメントマトリックスに放出することで相対湿度の低下を抑制し、また、初期水和に必要な量を十分に上回る水量を供給することにより、自己収縮ひずみを低減させる働きに起因することを示すものである。事前に十分に含水させた人工軽量粗骨材を用いたコンクリートは、自己収縮の低減を目的に、膨張材や収縮低減剤を使用する必要性はほとんどない。しかし、膨張材や収縮低減剤を使用しない高流動軽量コンクリートの乾燥環境下における収縮ひずみは、材齢 270 日で $-900 \times 10^{-6}$ に達するため、図-1 に示すように膨張材と収縮低減剤を併用すれば、使用しない場合に比べて 1/3 程度に低減できる。

膨張材や収縮低減剤を使用せず、十分に含水した人工軽量骨材の内部養生による収縮低減効果に期待し、細骨材の一部もしくは全部を軽量細骨材で置換したコンクリートの開発を行った。本論文では、PC 部材用高強度コンクリートを対象とし、軽量細骨材の置換率が、コンクリートの力学的性質や体積変化に及ぼす影響を確認した。具体的には、力学的性質として圧縮強度、ヤング係数および割裂引張強度試験で求めたひび割れ発生強度を、体積変化として自己収縮および乾燥収縮の結果を論文に示した。

## 2. 実験概要

### (1) コンクリート条件

コンクリートの使用材料を表-1、配合条件を表-2 に示す。本研究での評価対象は、PC 橋上部構造の現場打ちで多用される、設計基準強度が  $40\text{N/mm}^2$  程度のコン

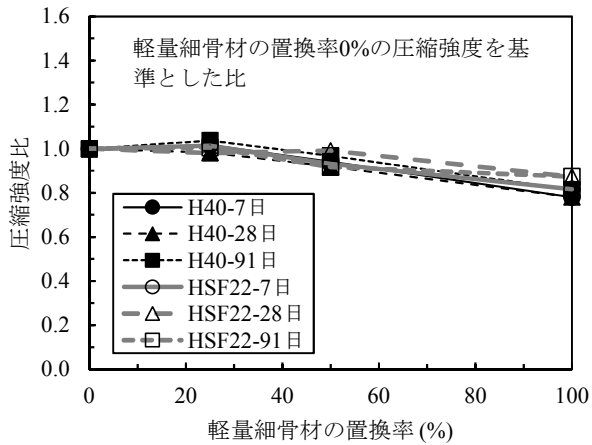
表-1 使用材料

材料	種類 (産地, 物性, 成分)	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント (密度 $3.13\text{g/cm}^3$ )	C
混和材	シリカフェーム (エジプト産, 密度 $2.25\text{g/cm}^3$ , BET比表面積 $15.8\text{m}^2/\text{g}$ )	SF
	山砂(表乾密度 $2.62\text{g/cm}^3$ , 吸水率 $1.87\%$ )と砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 $2.61\text{g/cm}^3$ , 吸水率 $1.68\%$ )を容積比4:6で混合	S1
細骨材	砕砂(石灰石, 表乾密度 $2.58\text{g/cm}^3$ , 吸水率 $2.68\%$ )	S2
	人工軽量細骨材 (膨張性頁岩, 表乾密度 $1.87\text{g/cm}^3$ , 吸水率 $14.5\%$ , 含水率 $26.0\%$ )	SL
粗骨材	砕石2005(硬質砂岩, 表乾密度 $2.64\text{g/cm}^3$ , 吸水率 $0.96\%$ )	G1
	砕石1305(硬質砂岩, 表乾密度 $2.65\text{g/cm}^3$ , 吸水率 $0.60\%$ )	G2
化学混和剤	高性能AE減水剤(ポリカルボン酸エーテル系化合物)	SP1
	高強度コンクリート用高性能減水剤(ポリカルボン酸エーテル系化合物)	SP2
	空気量調整剤(変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)	AE1
	空気量調整剤(ポリアルキレングリコール誘導体)	AE2
短繊維	鋼繊維 (密度 $7.85\text{g/cm}^3$ , 繊維径 $0.2\text{mm}$ , 繊維長 $22\text{mm}$ 引張強度 $2000\text{N/mm}^2$ 以上)	Fr

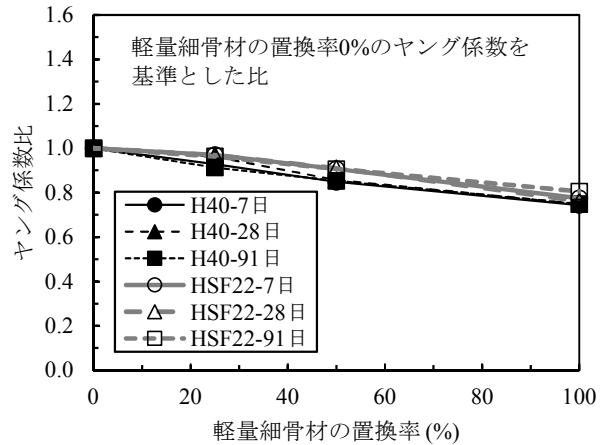
表-2 配合条件

対象	記号	水結合材比 W/B (%)	軽量細骨材置換率 sl/s (%)	鋼繊維混入率 Vf (%)	細骨材率 s/a (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )
現場打ち PC部材	H40	40.0	0	0	43.0	20±2	4.5±1.0	165
	H40SL25		25					
	H40SL50		50					
	H40SL100		100					
高強度プレキャスト PC部材	HSF22	22.0	0	0.5	59.7	22±2	3.5±1.0	185
	HSF22SL25		25					
	HSF22SL50		50					
	HSF22SL100		100					

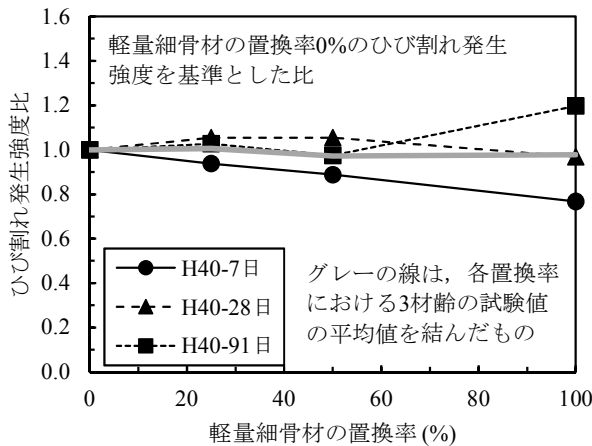
クリート（配合 H40 シリーズと呼ぶ）と、厚さが薄いプレキャスト PC 部材への適用を想定した、設計基準強度が  $80 \sim 100\text{N/mm}^2$  程度の高強度繊維補強コンクリート（配合 HSF22 シリーズと呼ぶ）の 2 種類である。表-1 中の記号の添え字 1, 添え字 2 の材料は、それぞれ、配合 H40 シリーズ, 配合 HSF22 シリーズに使用した。セメントには、いずれも早強ポルトランドセメントを使用し、配合 HSF22 シリーズではシリカフェームをセメントの 10%を置換して使用した。また、配合 HSF22 シリーズで使用した短繊維は、その混入率が 0.5%でも十分に補強効果を発揮できる、微細で、かつ高い引張強度を有する鋼繊維である<sup>6)</sup>。使用した人工軽量細骨材（以下、軽量細骨材）は、膨張性頁岩を主原料とする市販品で、



(a) 圧縮強度比



(b) ヤング係数比



(c) ひび割れ発生強度比

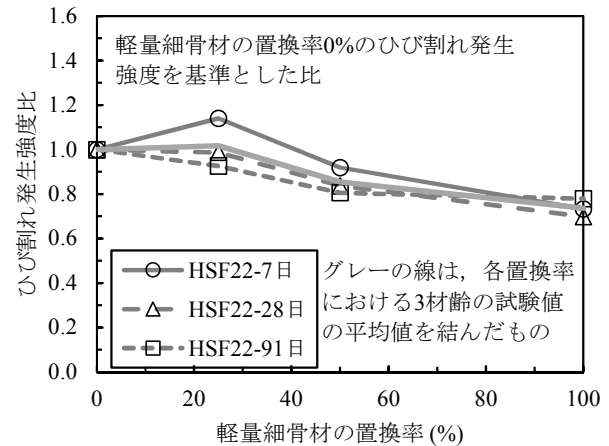


図-2 圧縮強度比，ヤング係数比およびひび割れ発生強度比と軽量細骨材の置換率の関係 (標準水中養生を行った場合)

軽量細骨材の置換率（全細骨材に占める軽量細骨材の容積比率）を，0，25，50 および 100%とした。なお，本論文中で単に置換率と表記した場合には，この軽量細骨材の置換率を指す。

(2) コンクリートの品質に関する試験

本研究では，コンクリートの圧縮強度，ヤング係数，割裂引張強度（ひび割れ発生強度），自己収縮および乾燥収縮の各試験を実施した。

圧縮強度およびヤング係数は，それぞれ，JIS A 1108，JIS A 1149 に準拠して測定した。使用した供試体は円柱供試体（φ100×200mm）で，標準水中養生以外に，乾燥の影響を把握するため，恒温恒湿室（温度 20±2℃，相対湿度 60±5%）内で材齢 7日まで封緘状態を保ち，その後乾燥させる養生（以下，気中養生）を施した。試験材齢は，7，28 および 91日である。

割裂引張強度試験は，JIS A 1113 に準拠して実施した。

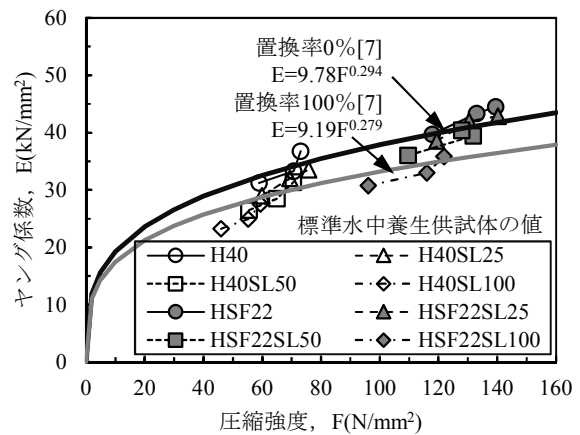


図-3 圧縮強度とヤング係数の関係

養生方法や試験材齢は，前記の圧縮強度と同じである。短繊維補強コンクリートを用いた供試体は，供試体側面の載荷版との接触線箇所にひび割れを発生しても，すぐには破壊に至らず，荷重の持続に伴い，架橋した短繊維が抜出しもしくは破断するまでひび割れが開口して

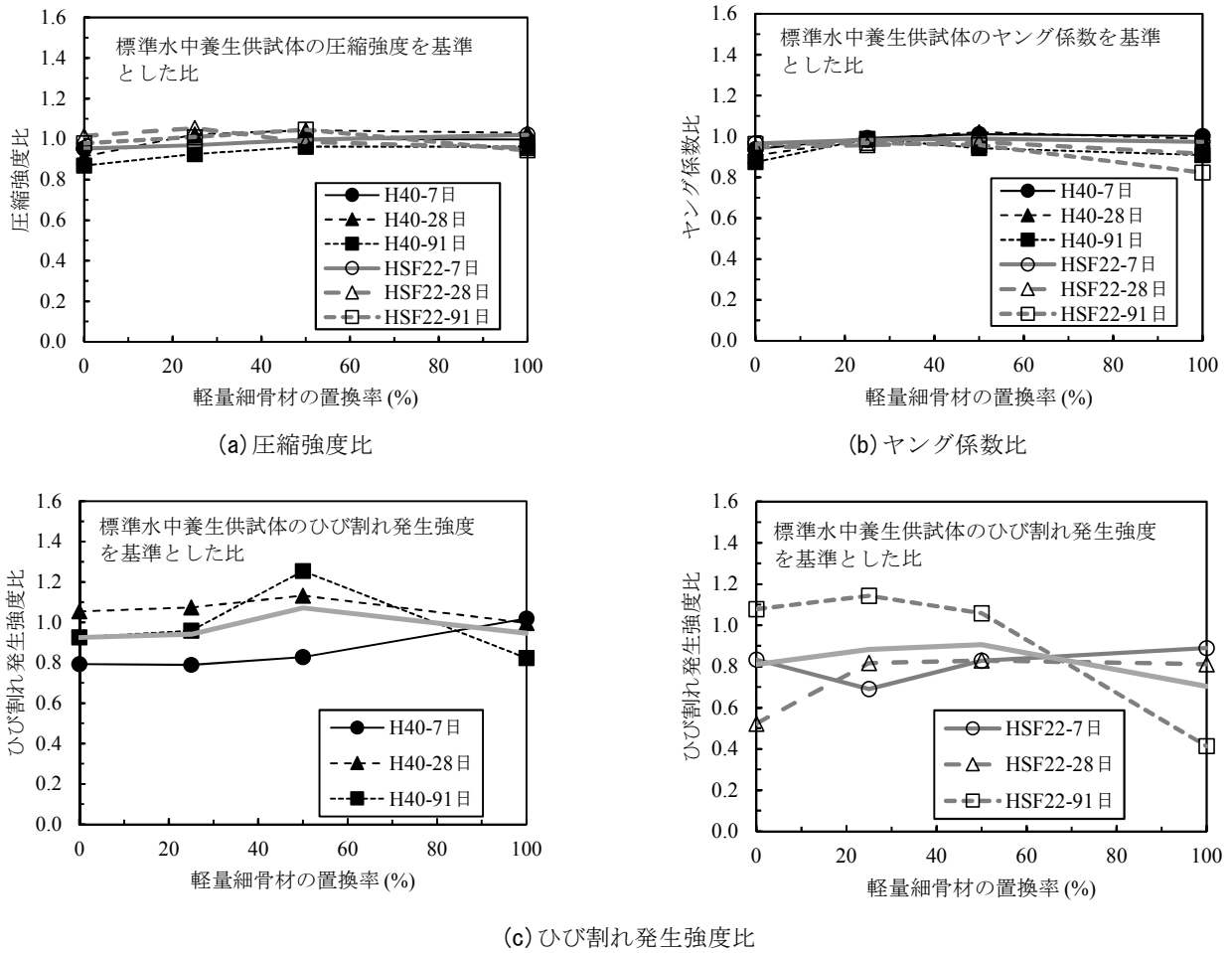


図-4 圧縮強度比，ヤング係数比およびひび割れ発生強度比と軽量細骨材の置換率の関係 (材齢7日まで封緘養生，それ以降に気中養生を行った場合)

いく。

短繊維の種類や混入率によっては，最大荷重は，ひび割れ発生時の荷重よりも高くなる場合がある。しかし，割裂引張強度試験の測定原理は，供試体側面の上下が載荷版とそれぞれ1本線で接触していることが前提であるため，短繊維補強コンクリートでは，最大荷重の読み値から求まる引張強度で評価できない。そこで，本論文では，いずれの配合シリーズを用いた場合にも，供試体の端面にひずみゲージを貼り，計測されたひずみの変化が不連続になった点をひび割れ発生強度として評価することとした。

自己収縮は，公益社団法人日本コンクリート工学会「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」に準拠し，埋込みひずみ計で測定した。乾燥収縮は，JIS A 1129-2 (コンタクトゲージ法) に準じて測定を行った。材齢7日間の水中養生を行った後，前述の恒温恒湿室内で供試体6面を乾燥させた。

### 3. コンクリートの力学的性質

#### (1) 標準水中養生

標準水中養生を行ったコンクリートの圧縮強度比，ヤング係数比およびひび割れ発生強度比を，図-2 に示す。ここで，それらの比は，軽量細骨材の置換率が25，50および100%の試験値を，置換率が0%の試験値で除した値である。

圧縮強度比は，図-2 に示すとおり，いずれの配合シリーズも，軽量細骨材の置換率が25%を超えると1.0よりも低くなる傾向があり，置換率が100%では0.78～0.87の範囲まで低下する。配合 HSF22 シリーズの圧縮強度比は，配合 H40 シリーズに比べて若干低下量が小さい。

一方，ヤング係数比は，軽量細骨材の置換率の増加に伴って低下する傾向があり，置換率が100%では0.74～0.81の範囲まで低下する。配合シリーズの影響も圧縮強度比と同様の傾向を示した。



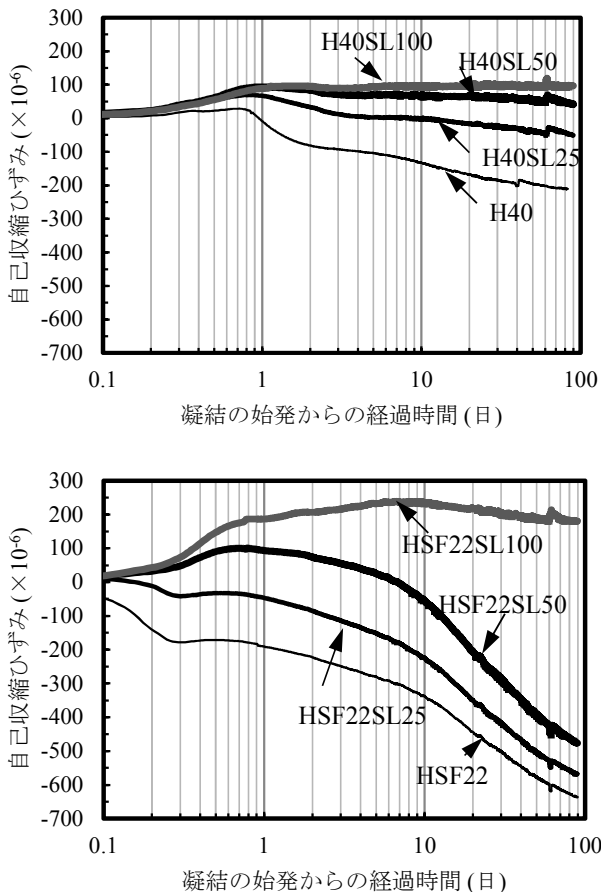


図-5 自己収縮試験の結果

圧縮強度とヤング係数は直線関係にはないので、軽量細骨材の置換率がヤング係数に及ぼす影響を検討する上では、圧縮強度とヤング係数の関係図で確認しておく必要がある。図-3 は、今回の試験結果と、参考として、筆者の一人<sup>7)</sup>が過去に行った軽量細骨材の置換率が0%と100%の圧縮強度とヤング係数の回帰式を示した。使用材料や配合が異なるので完全には一致しないが、過去の試験結果による回帰式は、配合シリーズに関わらず、置換率の影響を把握する上で目安となる。すなわち、いずれの配合シリーズも、軽量細骨材の置換率の増加に伴い、置換率が0%から100%の回帰式の曲線に近づくことが分かる。なお、配合H40シリーズは若干ばらつきが大きく、軽量細骨材の置換率が両者の関係に及ぼす影響は、配合H40シリーズよりも配合HSF22シリーズの方が明確である。

ひび割れ発生強度比は、図-2 に示すように、圧縮強度比、ヤング係数比に比べて材齢ごとに異なる傾向があり、軽量細骨材の置換率との関係を把握しにくい。そこで、図中には、3材齢の試験値を平均し、グレーの線で示した。配合H40シリーズでは、材齢7日のひび割れ発生強度比は、軽量細骨材の置換率の増加に伴い、低下

する傾向が顕著に表れているが、材齢28日と91日のひび割れ発生強度比には低下傾向が認められない。3材齢の平均値でもひび割れ発生強度比の低下は数%である。

一方、配合HSF22シリーズでは、材齢7日のひび割れ発生強度比が他の材齢に比べて高いが、軽量細骨材の置換率が25%を超えると1.0よりも低くなり、置換率が100%では0.75程度まで低下することが分かる。

## (2) 気中養生

軽量細骨材の置換率と圧縮強度比、ヤング係数比およびひび割れ発生強度比の関係を、図-4 に示す。ここで、それらの比は、図-2 に示したものと異なり、気中養生供試体の試験値を、標準水中養生供試体の試験値で除した値である。

圧縮強度比およびヤング係数比は、いずれの配合シリーズも1.0もしくはこれよりも小さくなる傾向がある。配合H40シリーズの圧縮強度比は、材齢7日の場合、軽量細骨材の置換率が0~50%の範囲では置換率が大きくなるほど高くなり、置換率が50~100%の範囲では1.0となる。材齢91日の圧縮強度比と軽量細骨材の置換率の傾向は材齢7日と同様であるが、いずれも材齢7日の圧縮強度比よりも低い。配合HSF22シリーズの場合には、材齢7日では軽量細骨材の置換率が大きいほど、圧縮強度比は高くなる傾向があるが、材齢91日では軽量細骨材の置換率が0~50%の範囲の圧縮強度比は材齢7日より高い値である。

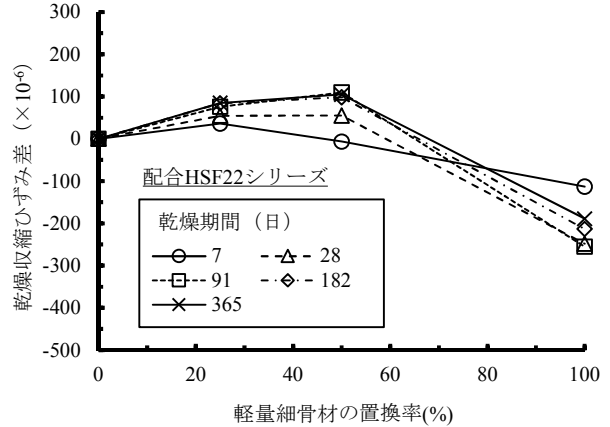
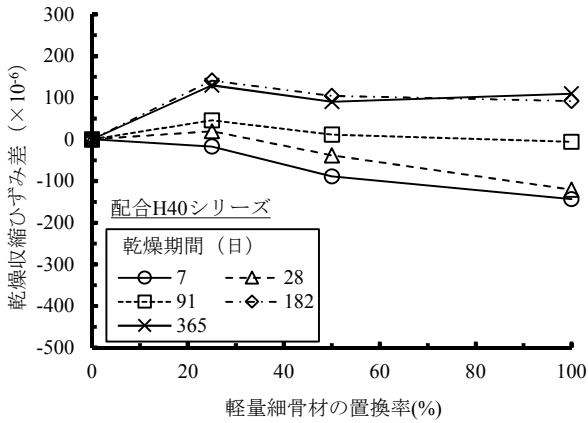
一方、ひび割れ発生強度は、前述のように標準水中養生であってもばらつきが大きい、乾燥の影響が加わると一層傾向が不明瞭になる。ひび割れ発生強度比の3材齢の平均値は、配合H40シリーズでは0.95程度、配合HSF22シリーズでは0.90程度に低下する傾向がある。

また、ひび割れ発生強度比は、材齢7日では軽量細骨材の置換率が大きいほど、緩やかに高くなる傾向があるが、材齢91日に達すると、材齢7日の値に比べてその置換率50%までは高いが、100%まで高めると低くなる。

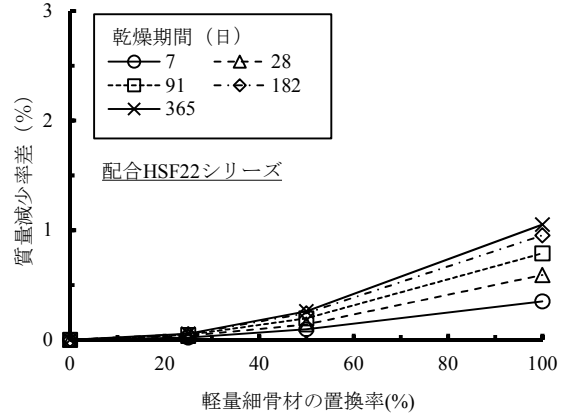
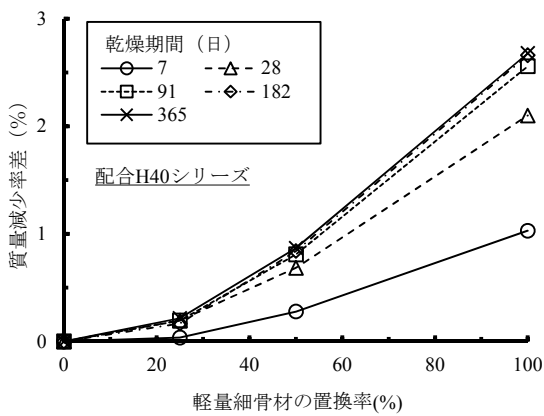
## 4. コンクリートの体積変化

### (1) 自己収縮

自己収縮試験の結果を、図-5 に示す。軽量細骨材の置換率が大きいほど、コンクリートの自己収縮ひずみは小さくなる傾向が認められる。すなわち、低水セメント比の高強度コンクリートでは、水和初期の相対湿度の低下とそれに伴う毛管圧力の上昇に起因し、自己収縮ひずみを発生するが、骨材が飽和状態にある軽量骨材コンクリートでは、骨材内部からセメントマトリクスに水を



(a) 乾燥収縮ひずみ差



(b) 質量減少率差

図-6 乾燥収縮試験の結果

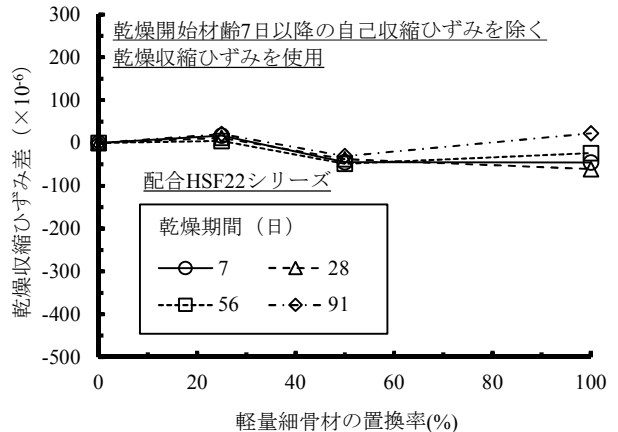
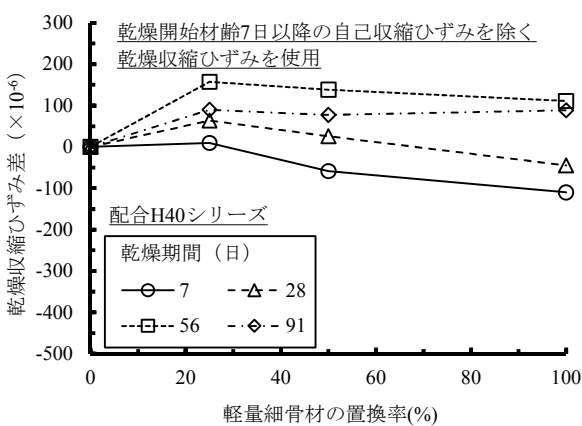


図-7 自己収縮ひずみを除く乾燥収縮ひずみによる評価

放出することで相対湿度の低下を抑制できることを、軽量細骨材の使用によっても確認された。

(2) 乾燥収縮

軽量細骨材の置換率と乾燥収縮ひずみ差および質量減少率差の関係を、図-6に示す。ここで、乾燥収縮ひずみ差および質量減少率差比とは、軽量細骨材の置換率

が0%の乾燥収縮ひずみおよび質量減少率を基準とし、各置換率の値から差し引いた値である。

配合H40シリーズに着目すると、乾燥期間7日では軽量細骨材の置換率が大いほど、乾燥収縮ひずみ差は小さくなっており、軽量細骨材の使用は初期の乾燥収縮を低減できることが分かる。しかし、乾燥期間が91日に達すると、置換率が25~100%の乾燥収縮ひずみ差は

0 もしくは若干大きく、乾燥期間が 182 日以降では  $100 \times 10^{-6}$  程度大きな値になっている。それらの長期の乾燥収縮ひずみ差には、軽量細骨材の置換率による差異は認められない。すなわち、配合 H40 シリーズでは、軽量細骨材の使用により、初期の乾燥収縮ひずみは若干小さくなるが、長期の乾燥収縮ひずみは若干大きくなる。

配合 HSF22 シリーズにおいては、乾燥期間 7 日では軽量細骨材の置換率が 100% の乾燥収縮ひずみ差は  $100 \times 10^{-6}$  程度小さくなるが、置換率が 25% および 50% の値は置換率が 0% の値と差異は認められない。乾燥期間 7 日以降 365 日までの乾燥収縮ひずみ差の変化は、軽量細骨材の置換率が 25% では微増し、50% では  $100 \times 10^{-6}$  程度増加する一方で、さらに 100% では  $250 \times 10^{-6}$  程度減少するというように、置換率によって異なる結果になった。

質量減少率差に着目すると、いずれの配合シリーズにおいても、軽量細骨材の置換率の増加に伴い、質量減少率差は大きくなる傾向がある。配合 H40 シリーズの質量減少率差は、乾燥期間 28 日までの質量減少率差が大部分を占めるが、乾燥期間が 91 日以降の質量減少率差は小さく、乾燥に伴う水分の蒸発は極めて少ないと言える。配合 HSF22 シリーズの質量減少率差は、配合 H40 シリーズに比べて極めて小さく、セメント組織が緻密であることを間接的に把握できる。細骨材の置換率を 50% まで増やしても、質量減少率差は乾燥期間 365 日で 0.25% 程度である。細骨材の置換率が 100% の場合には、質量減少率差の収束に要する乾燥期間は若干長くなる。

JIS の乾燥収縮試験は、乾燥開始材齢 7 日の長さ変化を測定したものであるが、乾燥期間中にも自己収縮を生じる。すなわち、試験結果は、自己収縮と乾燥収縮の双方を足し合わせたものであり、軽量細骨材の置換率が自己収縮、乾燥収縮に及ぼす影響が異なることで、前述のような傾向が不明瞭になる可能性があると考えられた。そこで、乾燥環境下の自己収縮が封緘状態の自己収縮と一致すると仮定し、乾燥開始材齢 7 日以降の自己収縮ひずみを差し引いた乾燥収縮ひずみを求め、軽量細骨材の置換率と乾燥収縮ひずみ差の関係を調べた。図-7 に示すとおり、配合 H40 シリーズの結果は、図-6 の結果と顕著な違いは認められないが、配合 HSF22 シリーズでは、軽量細骨材の置換率、乾燥期間に関わらず、乾燥収縮ひずみ差がほぼ 0 で一定であることが分かる。すなわち、軽量細骨材の使用が、配合 HSF22 シリーズのような高い強度域のコンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす影響は極めて小さい。

## 5. まとめ

細骨材の一部もしくは全部を軽量細骨材で置換した高強度コンクリートの力学的性質や体積変化を調べた結果、以下のことが明らかになった。

- ① 標準水中養生を行ったコンクリートの圧縮強度、ヤング係数およびひび割れ発生強度は、軽量細骨材の置換率が大きくなるほど、低下する傾向があるが、その影響の度合いは若干異なり、また配合の違いによる影響も存在する。
- ② 材齢 7 日まで封かん状態で、その後乾燥させたコンクリートの圧縮強度、ヤング係数およびひび割れ発生強度は、標準水中養生を行った場合と同等もしくは低下する。また、材齢 7 日の圧縮強度は、軽量細骨材の置換率が大きくなるほど、標準水中養生の圧縮強度と同等になり、封かん条件下での軽量細骨材による内部養生効果が確認された。なお、ひびわれ発生強度は、標準水中養生であってもばらつきが大きい。乾燥の影響が加わると一層ばらつきが大きくなり、軽量細骨材の置換率の影響が不明瞭になる。
- ③ 軽量細骨材の置換率が大きいほど、コンクリートの自己収縮ひずみは小さくなる傾向があり、軽量細骨材による内部養生効果が期待できる。
- ④ コンクリートの乾燥収縮ひずみは、配合 H40 シリーズ（水結合材比 40%）では、軽量細骨材を使用すると、これを使用しない場合に比べて、初期の乾燥収縮ひずみを若干小さくなるが、長期の乾燥収縮ひずみはそれとは反対に若干大きくなる。

一方、配合 HSF22 シリーズ（水結合材比 22%）においては、自己収縮ひずみを差し引いた乾燥収縮ひずみで評価すると、軽量細骨材の置換率、乾燥期間に関わらず、乾燥収縮ひずみ差がほぼ 0（一定）であり、軽量細骨材が高い強度域のコンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす影響は極めて小さい。

## 参考文献

- 1) 谷口秀明, 佐々木亘, 斯波明宏, 樋口正典: コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.365-370, 2010.7
- 2) 谷口秀明, 佐々木亘, 斯波明宏, 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
- 3) 谷口秀明, 佐々木亘, 樋口正典: PC 部材に使用する

る早強コンクリートの自己収縮に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.533-538, 2011.7

- 4) 河野克哉, 二羽淳一郎, 岡本享久: 高品質軽量骨材を用いた低水セメント比コンクリートの体積変化機構, 土木学会論文集, No.802/V-69, pp.123-136, 2005.11
- 5) 谷口秀明, 浅井洋, 樋口正典, 三上浩: 膨張材と収縮低減剤を用いたコンクリートの収縮低減効果, 第16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.167-170, 2007.10
- 6) 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.277-283, 2013.7
- 7) 谷口秀明: テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究, 筑波大学学位論文, 参考資料, p.付3, 2007.3



# 液状化による側方流動対策のための 効果的な改良杭配置に関する遠心模型実験

## Centrifugal model test on optimized configuration of cement-treated soil columns against liquefied ground flow

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI  
 土木設計部 津田 和夏希 WAKAKI TSUDA  
 土木設計部 奥野 夏樹 NATSUKI OKUNO

筆者らは、深層混合処理工法による改良杭の新たな配置方法である流動閉塞杭配置を提案し、その液状化時の地盤側方流動抑制効果について検討を行っている。本配置方法は、液状化による側方流動を阻害するように改良杭を配置するものである。本文は、側方流動が生じる際の改良杭間の土砂のすり抜け量の影響に関し、遠心模型実験で検討したものである。流動閉塞杭配置は杭間のすり抜けを抑制し、整列配置よりも側方流動抑制効果が高いことを示した。

キーワード：側方流動，深層混合処理工法，遠心模型実験

The authors proposed a new configuration of cement-treated soil columns, which is called irregular configuration. The presented configuration is considered to reduce amount of subsoil that passes through in-between gap of columns comparing with square configuration. The effects of cement-treated soil columns to reducing lateral flow have been investigated by centrifugal model tests. The test results demonstrated that the irregular configuration reduced the amount of subsoil passing between columns and restrained the lateral flow more effective than square configuration.

**Key Words:** Lateral flow, Deep mixing method, Centrifugal model test

### 1. 目的

我が国における大都市圏の沿岸部には 1964 年新潟地震以前に造成された古い埋立地が広く存在する。将来、これらの地域を襲う可能性のある大規模地震に対して、液状化に伴う側方流動（以後、側方流動とする）から各種構造物基礎や埋設管などを守るために対策が必要とされているが、広範囲にわたる地盤改良の施工には大きな費用がかかるため、対策が進んでいないのが現状である。

このため、側方流動を抑制するための合理的な対策工法が必要であると考えられる。

そこで、筆者らは低改良率の杭式改良による側方流動対策に関する検討を行っている。また、対策効果の最大化を目指して、図-1 に示す流動閉塞杭配置を対象として杭配置についても検討を深めてきた<sup>1)</sup>。この工法の原理は、流動化する地盤を完全にせき止めるのではな

く、改良杭によって地盤の流動を阻害し、流動量を減らすことにある。本工法は低改良率による施工のため対策費用を小さくすることが可能となり、広範囲にわたる側

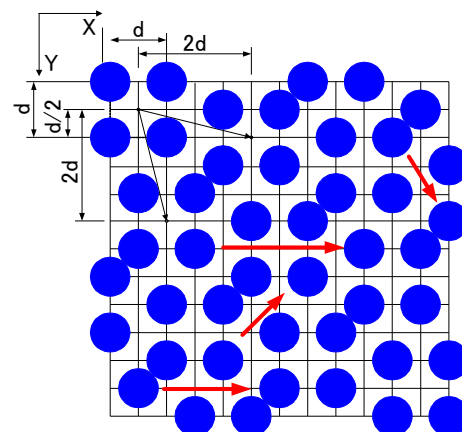


図-1 流動閉塞杭配置の概要

方流動対策として適用可能であると考え。なお、本工法では杭間隔が杭径と同程度になる改良率 20%程度を適用改良率として想定している。

本文は、側方流動が生じる際のメカニズムについて、改良杭間の砂のすり抜け量の影響を明確にするために地表面を傾斜させて側方流動を生じさせる遠心模型実験を行い、その結果を報告するものである。

## 2. 遠心模型実験

### (1) 実験方法および実験条件

実験は港湾空港技術研究所所有の遠心模型実験装置<sup>2)</sup>を用いて実施した。加振時の遠心加速度は 50G とし、実物との縮尺比は 1/50 とした。本実験における相似則の一覧を表-1 に示す。なお、本実験では、Takahashi et al<sup>3)</sup>の実験手法を参考として、液状化した地盤の流動化をモデル化した。すなわち、砂地盤に細粒分を混合して排水を遅らせ、流動性を高めるために間隙水として水を用いた。これにより地盤の流動性を高めて改良杭間のすり抜けを起こりやすくした。

図-2 は模型の概略と計器配置を示したものである。

一度に二つの模型を加振できるように、実験には幅 200mm の中間を厚さ 2mm のステンレス板で仕切った土槽を用いた。模型地盤は、厚さ 40mm で相対密度 90% の非液状化層と相対密度 50%の液状化層の 2 層構造とし、空中落下法により作製した。改良範囲となる中央部の地表面勾配は 10%であり、駆動力を高めて側方流動を生じ易くするためにその上流および下流側の地表面勾配は 36%とした。非液状化層は飯豊珪砂 7号 ( $G_s=2.658$ ,  $e_{min}=0.633$ ,  $e_{max}=0.996$ ) を用いて作製し、液状化層には相馬珪砂 5号にシリカパウダーを重量比で 7:3 となるように混合させたもの ( $G_s=2.65$ ,  $e_{min}=0.475$ ,  $e_{max}=1.012$ ) を用いた。

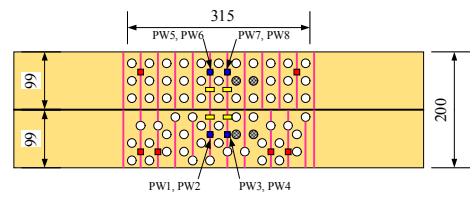
遠心加速度が 50G の場合、透水を遅らせるために間隙流体として水の 50 倍の粘性を有する溶液を用いることが多いが、本実験では地盤の流動性を高めるために脱気水を用いた。その代わりとして上記のように細粒分を混入させた。模型地盤は 30G の遠心力場で下端からの脱気水の浸透により水浸させ、加振時の水位は斜面頂部に合わせた。

改良杭模型 (以後、杭模型とする) には外径 15mm、内径 13mm のアルミパイプを用いることとした。杭模型の直径を実物に換算すると 750mm となる。パイプ内部には液状化層に用いた試料を充填しただけであり、密度の調整は行っていない。杭模型の下端は厚さ 20mm のアクリル板に埋め込むことにより固定条件とし、上端

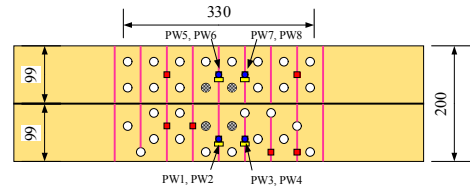
表-1 遠心模型実験の相似則

物理量	単位	遠心場模型 ( $\lambda G$ )
長さ	m	$1/\lambda$
密度	t/m <sup>3</sup>	1
応力	Pa	1
ひずみ	$\times 10^{-6}$	1
曲げ剛性	N $\cdot$ m <sup>2</sup>	$1/\lambda^4$
加速度	m/s <sup>2</sup>	$\lambda$
振動数	Hz	$\lambda$
時間 (動的)	s	$1/\lambda$
時間 (拡散)	s	$1/\lambda^2$

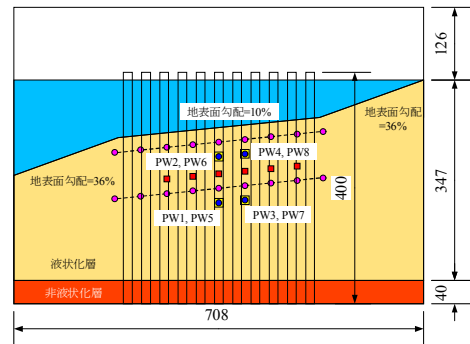
■: 加速度計 □: 土圧計 ●: 間隙水圧計 ○: 色砂



(a) 平面図 (CASE1, CASE2)



(b) 平面図 (CASE3)



(c) 側面図 (mm)

図-2 実験模型と計器配置

表-2 実験ケース

ケース名	杭間隔	改良率 (%)	最大加速度振幅 (cm/sec <sup>2</sup> )
CASE1	1D	19.6	160
CASE2	1D	19.6	325
CASE3	2D	8.7	138

D: 杭模型の直径

の境界条件は自由とした。

地盤内には加速度計、土圧計および間隙水圧計を埋設し、図-2 上段の平面図中にハッチングした杭模型の外周面にひずみゲージを貼付けて曲げひずみを計測した。

表-2 に実験ケースを示す。CASE1 と CASE2 は杭間隔を  $1D$  ( $D$ : 杭模型の直径) として入力加速度振幅を変えた実験であり、CASE3 は杭間隔を  $2D$  にした実験である。本実験は側方流動に対する変位低減効果を検討することに主眼をおいているので、入力波には周波数特性が明確な正弦波を用いることとした。CASE1 および CASE3 の入力波は、目標加速度振幅  $200\text{cm/s}^2$ 、周波数  $2\text{ Hz}$  および継続時間  $25\text{ 秒}$  (いずれも重力場換算) である。これらの実験では側方流動を持続させるために、その後振幅を最大値の  $1/3$  にして  $25\text{ 秒}$  間加振を継続した。CASE2 の入力波は、重力場換算で目標加速度振幅  $300\text{cm/s}^2$ 、周波数  $2\text{ Hz}$  および継続時間  $50\text{ 秒}$  とした。なお、実際の最大加速度振幅は振動台の調子によって表-2 に示す通り目標値に対して CASE1 で  $20\%$ 、CASE3 で  $30\%$  程度小さい値となった。

(2) 実験結果と考察

過剰間隙水圧の発生特性と模型地盤の流動特性について考察する。以降の図は、重力場換算で示す。

a) 過剰間隙水圧の発生特性

図-3 は、模型地盤中央付近に設置した間隙水圧計 PW1 (流動閉塞杭配置) または PW5 (整列配置) で計測された間隙水圧から求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を示したものである。図には移動平均により平滑化した結果も示している。なお、有効拘束圧は液状化に伴って生じる間隙水圧計と地表面の沈下を考慮して算出している。

CASE1 および CASE2 の最大値は  $1.0$  に達していることから、模型地盤は液状化したことが分かる。また、最大加速度振幅が小さい CASE3 の過剰間隙水圧比は他のケースよりも若干低い値となっているが、最大値は  $0.95$  に達していることから、模型地盤はほぼ液状化していると言える。CASE1 および CASE3 の過剰間隙水圧比は、加速度振幅が最大値の  $1/3$  となる  $25\sim 50\text{ 秒}$  間においてもほぼ一定値となっていることから、この間においても地盤の流動が生じていたものと思われる。

b) 模型地盤の流動特性

図-4 は、模型地盤の流動状況を  $GL-1.25\text{m}$  に設置した色砂をトレースして示したものである。杭間隔  $1D$  の CASE1 と CASE2 の流動状況を見ると、CASE1 整列配置では流動方向に連続して杭間にすり抜けが生じており、加速度振幅の大きい CASE2 整列配置ではそれが顕著となっている。一方、流動閉塞杭配置では CASE2 で杭間のすり抜けが生じているものの、その程度は整列配置よりも相対的に小さいことが認められる。このことから、流れを阻害するように杭を配置する流動閉塞杭配置は、整列配置よりも杭間のすり抜けを抑制する効果が高いこ

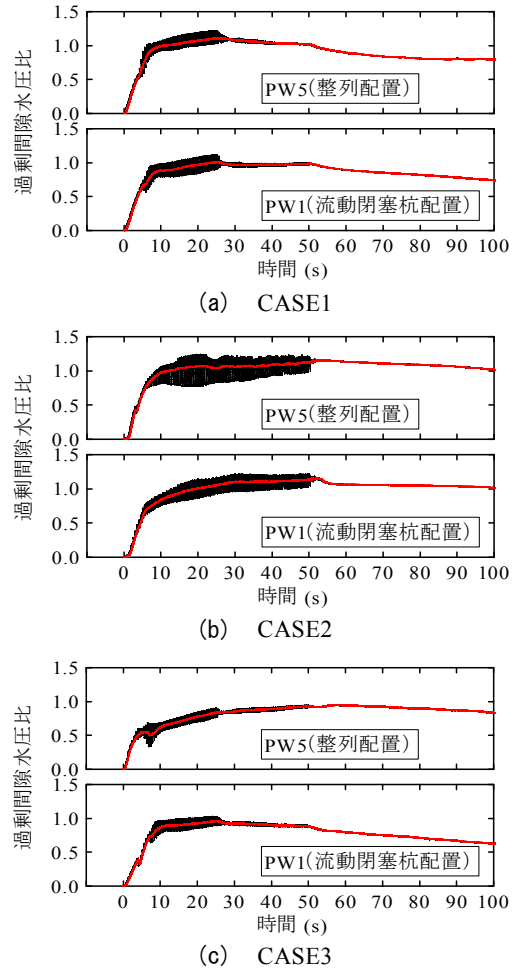


図-3 過剰間隙水圧比の時刻歴

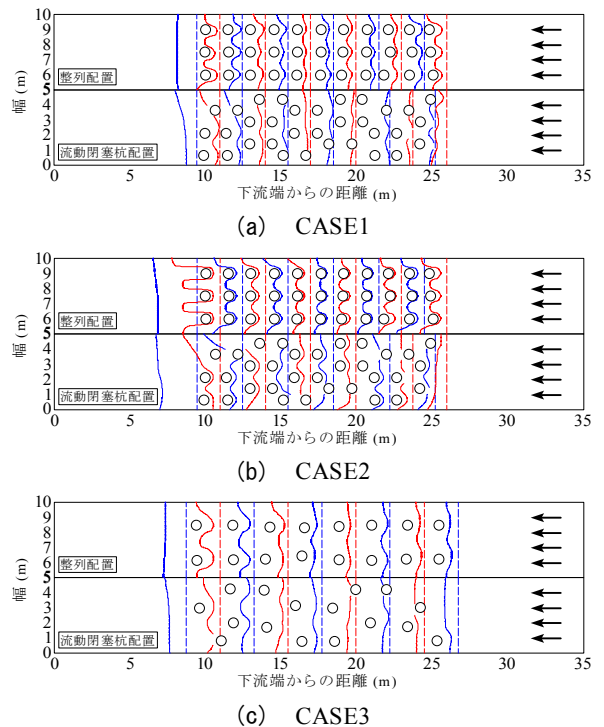


図-4 模型地盤の流動状況

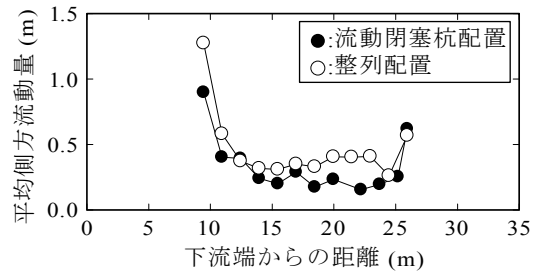
とが確認できる。杭間隔  $2D$  の CASE3 における地盤の流動状況を流動閉塞杭配置と整列配置と比較すると、杭間のすり抜け挙動に明確な違いが認められない。杭間隔が広くなると流動を阻害する杭配置の効果が小さくなるものと考えられる。

図-5 は、図-4 に示した色砂の移動量から求めた平均側方流動量を示したものである。ここでは、下流端から 10m~25m における結果について考察する。CASE1 と CASE2 の結果について、流動閉塞杭配置の平均側方流動量は、CASE1 で 0.16m~0.41m に、CASE2 で 0.44m~1.10m に分布している。一方、整列配置のそれは、CASE1 で 0.27m~0.58m となり、CASE2 で 0.75m~1.50m であった。平均側方流動量は、加速度振幅の大きい CASE2 の方が CASE1 よりも 2~3 倍程度大きな値となっている。また、流動閉塞杭配置の方が整列配置よりも流動が抑制されていることが分かる。下流端からの距離が同じ位置で比較した場合、流動閉塞杭配置の平均側方流動量は、整列配置に対して CASE1 で最大 38% に、CASE3 で最大 75% に低減されている。これらのことから、杭間のすり抜けを抑制する杭配置にすることが、側方流動量の低減に効果的であることは明らかである。杭間のすり抜け挙動に明確な差が認められない杭間隔  $2D$  の CASE3 について、流動閉塞杭配置の平均側方流動量は 0.37m~0.69 m に、整列配置のそれは 0.34m~0.92m に分布しており、両者は同程度となっている。なお、土槽幅 4.5m として CASE1 と同じ条件で実施した無対策の平均側方流動量は 3m~3.5m 程度であった。先に示した CASE1 の平均側方流動量はこれに対して十分に小さい値であることから、整列配置であっても側方流動対策として効果があり、流動閉塞杭配置はさらにその効果を大きくするものであることが分かる。

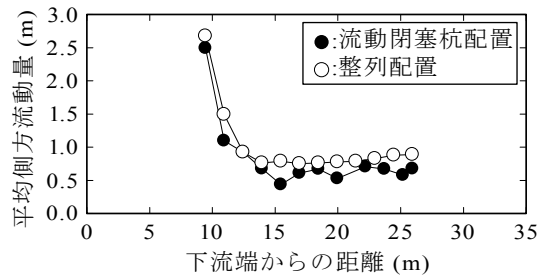
### 3. まとめ

本研究では、遠心模型実験により流動閉塞杭配置の側方流動抑制効果について検討した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

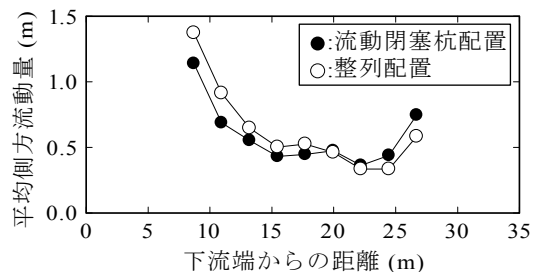
- ① 整列配置では未改良領域が連続するため杭間の砂のすり抜け量が多くなる。一方、流動を阻害するように杭を配置した流動閉塞杭配置は杭間の砂のすり抜け量を低減することができる。
- ② 杭間隔が広くなると流動を阻害する杭配置の効果が小さくなる。
- ③ 側方流動量の大小は杭間の砂のすり抜け量に依存し、流動閉塞杭配置は側方流動抑制効果が整列配置よりも大きい。



(a) CASE1



(b) CASE2



(c) CASE3

図-5 平均側方流動量

謝辞：本研究は、港湾空港技術研究所・東京大学・三井住友建設の共同研究として実施しました。ご協力をいただいたメンバーの方々に感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) Takahashi, N., Derakhshani, A., Rasouli, R., Towhata, I. and Yamada, S. : Shaking model tests on mitigation of liquefaction induced ground flow by new configuration of embedded columns, *Proc. of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, pp.1623-1624, 2013.
- 2) 北詰昌樹：新遠心装置の開発と研究への適用，港湾技研資料，No.812, pp.1-35, 1995.
- 3) Takahashi, N., Sassa, S. and Morikawa, Y.: Centrifuge modelling of earthquake induced submarine landslide and its gravity flow transition, *Proc. of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Perth, pp. 1009-1015, 2014.



# 草木類の熱分解による減容化システムの開発

## Volume Reduction System for Plants by Pyrolysis Furnace

戸村 豪治 GOJI TOMURA

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

事業開発推進本部 土屋 星 SEI TSUTIYA

S M C テック (株) 大楽 文夫 FUMIO DAIRAKU

除染作業により発生した草木類などの有機物は、焼却によって速やかに減容化および安定化処理を行うことが重要な課題となっている。筆者らは、輻射熱熱分解炉を用いて放射性物質が付着した草木類などの有機物の処理において、放射性セシウムを極力飛灰に移行させず、効率良く安定した不溶性化合物として回収する技術を開発した。本稿では、本装置による草木類の減容化システムの概要と2回にわたり実施した実証試験による本システムの検証結果について報告する。

**キーワード**：除染，減容化，放射性セシウム，焼却，熱分解

It is important to reduce the volume of plants collected by decontamination work. The authors have been developed volume reduction system for plants by pyrolysis furnace which can collect radioactive cesium efficiently and stably as insoluble compound from plants which radioactive cesium attached to.

This report shows the system and the result of field tests which were conducted in Fukushima and Iwate Prefecture.

**Key Words**: Decontamination, Reduction, Radioactive Cesium, Incineration, Pyrolysis

### 1. はじめに

東京電力福島第一原子力発電所の事故によって環境中に放出された放射性物質を取り除くための除染作業が、放射性物質汚染対処特措法<sup>1)</sup>に基づいて各地で進められている。除染作業により発生した土壌や草木類などは、現在も、その多くが仮置き場や除染現場で一時的に保管されているが、特に、草木類などの有機物は、自然発火の危険性および腐敗に伴う臭気や安定性の低下などの点から問題が多く、焼却によって速やかに減容化および安定化処理を行うことが重要な課題となっている。

しかし、放射性セシウムを含む廃棄物を通常の焼却施設で処理する場合、放射性セシウムが燃焼により揮発して排ガス中へと移行し、主に塩化セシウムとして飛灰に濃縮されることが報告されている<sup>2)</sup>。

このため、放射性セシウムを含む廃棄物の焼却処理に際しては、排ガス中に大量に含まれる飛灰を適切に取り除く必要があり、さらに回収した飛灰に含まれる放射性セシウムは、水への溶出性が極めて高い<sup>2)</sup>ことから、運搬や保管の際も、水との接触や飛散を防止するなど適切

な措置が必要となる。

筆者らは、輻射熱熱分解炉を用いて放射性物質が付着した草木類などの有機物の処理において、放射性セシウムを極力飛灰に移行させず、効率良く安定した不溶性化合物として回収する技術を開発し、これまでに、福島県および岩手県内において実証試験を実施してきた。

本稿では、本装置を用いた除染廃棄物の減容化システムの概要と実証試験による本システムの検証結果について報告する。

### 2. 輻射熱熱分解炉を用いた有機物等減容化システム

#### (1) システムの概要

有機物等減容化システムは、輻射熱による熱分解炉とオゾンを用いた排ガス処理装置からなる。システム構成を図-1に、装置の全景を図-2に示す。

輻射熱熱分解炉は、外形がφ0.8m、高さ3.8m、火床面積が0.49㎡の円筒状の固定床式堅型炉で上部より処理材料を投入する構造となっており、図-1に示すように処

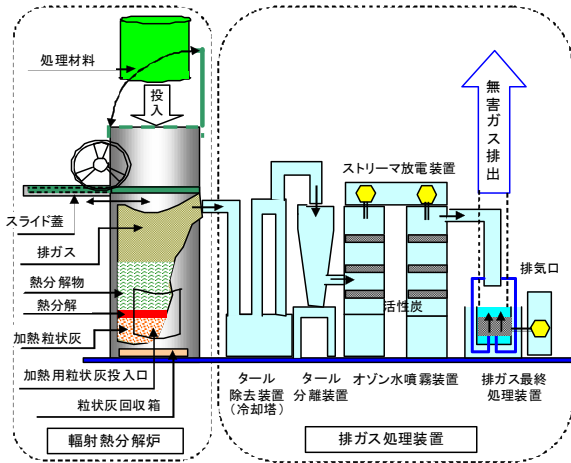


図-1 システム構成図



図-2 装置全景

理材料投入時に外部にガスが漏れることを防止するための二重蓋を設けている。

投入された処理材料は、乾燥過程を経て炉内部の輻射熱により、ガスや水、固形物のほか、少量のタールと呼ばれる粘性のある油成分などに分解される。この際、通常の焼却施設では燃焼室内全体が常に 800℃以上の状態を維持しているのに対し、本装置では処理中も炉内の大部分は放射性セシウムおよびその化合物が気化する 650℃以下の状態を保ち、さらに炉から排出される排ガスの温度もおおむね 100℃以下となるため、有機物に含まれる放射性セシウムの気化が抑制され、そのほとんどを溶出性の低い安定化合物として炉内の残留固形物に閉じ込めることができる。

また、排ガス処理装置では、最初に冷却塔および分離装置からなるタール除去装置で1次処理を行った後、オゾン水の噴霧と活性炭カートリッジによる2次処理を実施し、最後にオゾン水を用いたバブリング法による処理を行っている。

以上の処理により、排ガス中のばいじんやタールにわずかに含まれる放射性セシウムを除去し、さらにオゾンによる酸化分解によって他の有害物質も分解除去することにより外部への排気を無臭無害のガスとしている。

## (2) システムの特徴

本システムの特徴を以下に示す。

- ① 炉内を低酸素状態に保ちながら、通常の焼却施設より低い温度で有機物を処理するため、処理対象物に含まれる放射性セシウムを飛灰に移行させずに効率良く残留固形物として回収できる。
- ② オゾンを用いた排ガス処理装置でダイオキシンなどの他の有害物質も酸化分解により無害化するため、排気は無害無臭のガスとして放出される。
- ③ 処理水は循環水として再利用し、回収したタールや使用済み活性炭はすべて熱分解炉に投入して再処理するため、残留固形物以外の廃棄物は発生しない。
- ④ 簡易なプラントシステムで汎用性が高く、作業場所の移動が容易である。また、必要な処理能力に応じてセット数を増減することも可能である。
- ⑤ 処理中は輻射熱を利用するため、燃料などが不要で、ランニングコストが安価である。

## 3. 実証試験概要

本システムにより実際の放射性物質による汚染草木の連続処理を行い、放射性物質の収支や減容率について確認すること、さらに、除染関係ガイドライン<sup>3)</sup>に従って、排ガスも含めた産物の適切な取り扱いや管理方法を構築してシステムの運用方法を確立することなどを目的として、これまでに福島県および岩手県の2箇所で実証試験を実施した。

それぞれの実証試験の概要を以下に示す。

### (1) 福島県実証試験

2012年12月に福島県伊達市において実際の放射性物質による汚染草木を対象とした実証試験を実施し、本装置の処理効率や減容率を確認するほか、放射性物質収支や排ガスなどに含まれるダイオキシンやその他の有害物質などのデータを取得した。

#### a) 実施日時

平成24年12月3日～15日

#### b) 実施場所

福島県伊達市

#### c) 実施者

三井住友建設株式会社・大沼林産工業株式会社・株式会社三富工業

#### d) 処理対象

実施箇所周辺で採取した草・枝・葉(質量760kg, 容積約7.7 m<sup>3</sup>, 見かけ比重約0.1, 平均含水率約29%)

## (2) 岩手県実証事業

福島県伊達市での実証試験の後、平成24年度岩手県放射性物質除去・低減技術実証事業の実証試験対象技術として選定されたことから、岩手県内において、しいたけ廃ほだ木などを対象とした減容化実証試験を実施した。

本実証事業は、岩手県が放射性物質除去・低減措置推進の一環として、県内で活用しうる実用的な技術の情報収集と効果の実証を目的として実施したものである。

31件の応募中5件の技術が選定され、本技術はそのうち、放射性物質により汚染した土壌、稲わら、牧草およびほだ木などを減容化する技術として採択された。

### a) 実施事業名称

「オゾンを用いた排ガス処理装置付輻射熱熱分解炉による有機物等減容化技術」

### b) 実施日時

平成25年4月18日～26日

### c) 実施場所

岩手県内

### d) 実施者

三井住友建設株式会社・小原建設株式会社

### e) 処理対象

放射能濃度 50Bq/kg 未満<sup>4)</sup>のしいたけ廃ほだ木（質量約1595kg、容積約 3.5 m<sup>3</sup>、見かけ比重約0.46、平均含水率62.3%）

上記の、福島県伊達市での実証試験（以下、福島実証試験）、岩手県実証事業（以下、岩手実証試験）は、それぞれ処理対象とする試料の性状や放射能濃度は異なるが、基本的な作業手順や測定項目、測定方法は同一である。また、福島実証試験の後、主に排ガス処理装置の改良による処理効率の向上を図っている。そのため、以降の試験方法や試験結果については両実証事業について併せて報告し、両者を比較検討した結果について述べる。

## 4. 実証試験方法

### (1) 試験概要

実証試験では、最初に現地での試験装置の組立を2日間で行い、同時に対象となる草木類試料を、φ650mm、容量約0.2m<sup>3</sup>の小型フレコンバッグに人力で詰め、試験用の試料を作成した。なお福島実証試験では、採取した試料をそのまま使用しているのに対し、岩手実証試験では対象のほだ木を、小松ゼノア社製の自走式破砕機SR200-1（処理能力3m<sup>3</sup>/h）を使用して破砕し、均質な小片にしてから袋詰めしたものを試料とした。それぞれの実証試験で使用した試料の外観を図-3に示す。

最初に加熱用の灰を熱分解炉下端に敷き詰め、その上



(a) 草・枝・葉（福島実証試験）



(b) しいたけ廃ほだ木（岩手実証試験）

図-3 試料外観

に木炭を載せて点火し一定時間加熱した後、試験を開始した。なお、木炭は最初に種火用として使用したものであり、その後の試料の処理試験では燃料は一切使用していない。

その後、あらかじめ作成した試料を熱分解炉上部より1袋ずつ順次投入して処理を行いながら各種測定を実施した。

準備した試料をすべて処理した後、熱分解炉を1日間冷却し、熱分解炉および排ガス処理装置内部の産物をすべて回収して測定を実施した。

なお、両実証試験とも試験中は装置周辺の空間線量の計測および作業員の放射線被ばく管理を実施して安全を確保した。

### (2) 測定項目

実証試験では、熱分解処理による減容化率や処理前後の放射性物質の収支を確認するための各種測定のほか、排ガス測定などを実施した。測定項目を表-1に示す。

処理により大気中に放出される排ガスに関しては、通常、焼却炉では、廃棄物処理法、大気汚染防止法、悪臭防止法、水質汚濁防止法、騒音規制法、振動規制法、ダイオキシン類対策特別措置法により、法的な規制が行われている。それぞれの規制値は、処理対象物や処理能力あるいは地域ごとの条例によっても異なるが、処理能力2～4t/hの焼却炉に準じた場合の法規制値および焼却灰

表-1 測定項目一覧

測定時期	測定対象		測定項目					
			温度	質量体積	放射性セシウム	ばいじん等	排ガス濃度	ダイオキシン類
処理前	処理前試料		—	○	○	—	—	—
処理中	排ガス		○	—	○	○	○	○
	炉内		○	—	—	—	—	—
処理後	発生 産物	炉内 残留物	—	○	○	—	—	○
		排ガス 活性炭	—	○	○	—	—	—
		処理 ターノ	—	○	○	—	—	—
		装置内 循環水	—	○	○	—	—	○

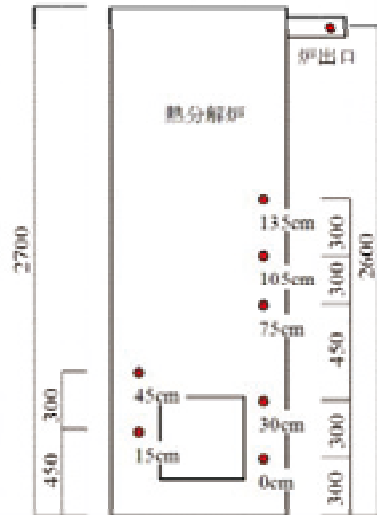


図-6 温度測定位置

表-2 焼却炉に係わる法規制値

対象物	測定項目	法規制値	関連法規
排ガス	放射性セシウム濃度	Cs134濃度(Bq/m <sup>3</sup> )/20 + Cs137濃度(Bq/m <sup>3</sup> )/30 ≤ 1	放射性物質汚染対処特措法
	ばいじん	0.08 g/m <sup>3</sup> N 以下	大気汚染防止法施行規則
	硫黄酸化物	K 値規制に基づく	大気汚染防止法施行規則
	塩化水素	430ppm 以下	大気汚染防止法施行規則
	窒素酸化物	250ppm 以下	大気汚染防止法施行規則
	一酸化炭素	100ppm 以下	廃掃法
	ダイオキシン類	1ng-TEQ/m <sup>3</sup> N 以下	ダイオキシン類対策特別措置法
焼却灰	放射性セシウム濃度	8,000Bq/kg, 100,000Bq/kg	放射性物質汚染対処特措法
	ダイオキシン類	3 ng-TEQ/g	ダイオキシン類対策特別措置法
排水	放射性セシウム濃度	Cs134濃度(Bq/m <sup>3</sup> )/60 + Cs137濃度(Bq/m <sup>3</sup> )/90 ≤ 1	放射性物質汚染対処特措法
	ダイオキシン類	10pg-TEQ/L	ダイオキシン類対策特別措置法



図-4 放射能濃度測定状況



図-5 排ガス等サンプリング状況

などの埋立処分に係わる基準値はおおむね表-2のようになる。したがって、実証試験においてもこれらの規制値を満たすことを確認するために必要となる測定を実施した。

(3) 測定方法

a) 試料測定

処理対象の試料は、すべてのフレコンバッグに1袋ごとに番号を付け、質量測定および外形寸法による体積の測定を行った。また、各フレコンバッグより約1ℓのサ



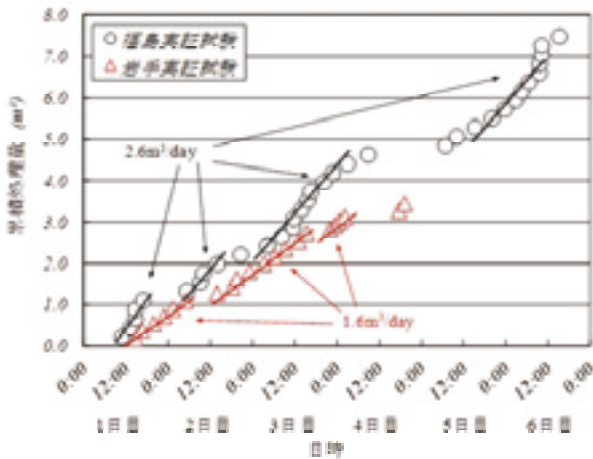


図-7 処理日数と累積処理容量

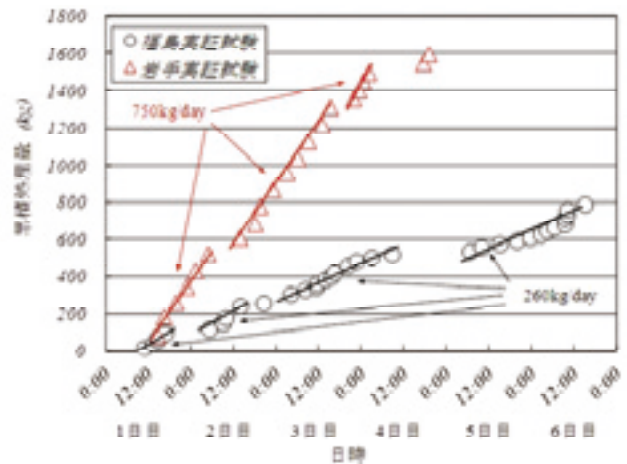


図-8 処理日数と累積処理質量

ンプルを採取して放射能濃度を測定し、電子レンジ法により含水比を求めた後、再度乾燥試料の放射能濃度を測定した。

放射能濃度の測定は、場内に設置したATOMTEX社製のγ線放射能モニタAT1320Aを用いて行った。測定状況を図-4に示す。また、岩手県実証事業ではいくつかの試料について同じサンプルを岩手県に提供してゲルマニウム半導体検出器による測定を実施し、検査数値の妥当性確認を実施した。

b) 排ガス測定

処理中の排ガス測定に関しては、外部の環境省受注資格取得機関(株島津テクノロジー)に委託して、熱分解炉出口と最終出口の2箇所でもJIS Z8808(排ガス中のダスト濃度測定法)に従ってサンプリングを行い、ダイオキシン類測定のほか、ばいじん濃度、塩化水素、硫黄酸化物、窒素酸化物などの分析を行った。また、排ガス中の放射性物質測定についても、「放射能濃度等測定方法ガイドライン(環境省平成23年12月)」に従って実施した。排ガスなどのサンプリング状況を図-5に示す。

c) 温度測定

図-6に示す位置に熱電対を設置し、処理中の熱分解炉内部および排ガス処理装置内部の温度分布およびその経時変化を計測した。測定は試料の投入から処理終了まで実施し、データロガーにより、10分ごとに温度を記録した。

d) 処理後の産物の測定

実験終了後の熱分解炉内部の残留固形物および炉内付着物を、最初に投入した過熱用の灰と併せてすべて回収し、全質量と放射能濃度を測定した。

また、排ガス処理装置内のタールや循環水の全質量と放射能濃度を測定し、また、排ガス処理に使用した活性炭についてもサンプルを回収し放射能濃度を測定した。

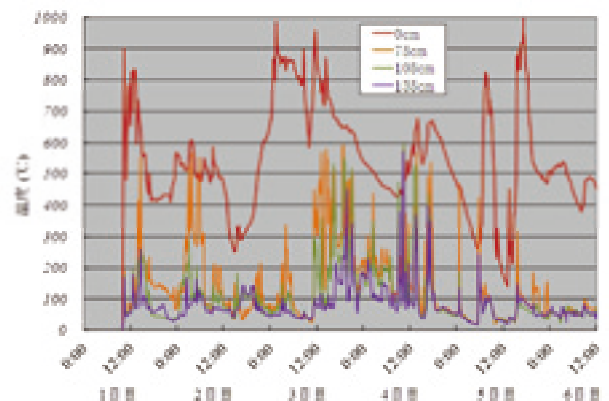


図-9 炉内温度の経時変化(福島実証試験)

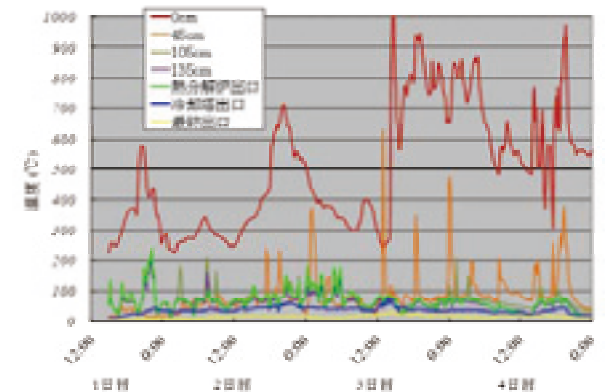


図-10 炉内温度の経時変化(岩手実証試験)

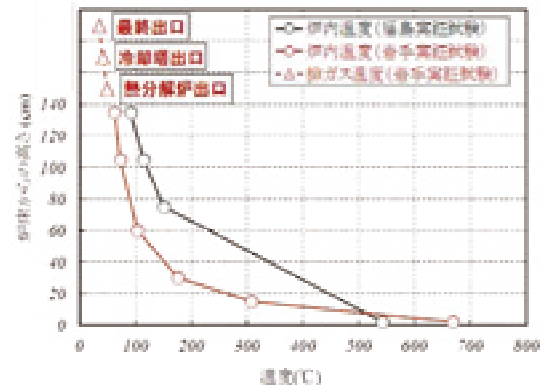


図-11 平均温度分布

表-3 排ガス等測定結果

測定対象	測定項目	単位	測定結果				規制基準等
			福島実証試験		岩手実証試験		
			炉出口	最終口	炉出口	最終口	
排ガス	Cs-134	(Bq/m <sup>3</sup> )	13	検出せず	検出せず	検出せず	30以下
	Cs-137	(Bq/m <sup>3</sup> )	24	検出せず	検出せず	検出せず	45以下
	放射性Cs合計	(Bq/m <sup>3</sup> )	37	検出せず	検出せず	検出せず	75以下
	ダイオキシン類	ng-TEQ/m <sup>3</sup>	0.015	0.000023	0.013	0.0000093	0.1~5以下
	一酸化炭素	(ppm)	8600	80	5800	420	100以下
	塩化水素	(ppm)	3	<1	<1	<1	40~430以下
	窒素酸化物	(ppm)	12	<10	<10	<10	250以下
	硫酸酸化物	(ppm)	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	K値規制に基づく
	ばいじん濃度	(g/m <sup>3</sup> )	0.4	0.002	0.009	<0.001	0.04~0.15以下
残留固形物	ダイオキシン類	ng-TEQ/g	0.36		0.012		3以下
循環水	ダイオキシン類	pg-TEQ/L	3.4		0.59		10以下

4. 実証試験結果

(1) 処理結果および処理効率

両実証試験における時間ごとの累積処理容量および累積処理質量をそれぞれ図-7、図-8に示す。

福島実証試験では全部で6日間処理を実施したが、夜間については、最低限の処理の継続のみを目的として処理量を低減しており、昼間の通常運転時の処理効率はおおむね2時間で1袋(0.22m<sup>3</sup>)となった。したがって、24時間通常運転を行った場合の処理量は約2.6m<sup>3</sup>/日であり、試料の見かけ比重が約0.1であることから、質量換算での処理効率はおおむね260kg/日となった。

岩手実証試験では、全部で3.46m<sup>3</sup>、約1.6t(見かけ比重0.47)の試料を処理したが、通常運転時の間の処理量は概ね1.6m<sup>3</sup>/日となった。質量換算では約750kg/日の処理量となり、福島県実証試験の結果と比較すると3倍程度の処理量となっている。

これは、ほだ木を破碎して均質な小片の材料としたことにより処理効率が向上したことのほか、福島実証試験の後で排ガス処理装置の改良により本装置の処理能力の向上を図ったことによる効果が現れたものと考えられる。

(2) 炉内温度測定結果

図-9、図-10にそれぞれの実証試験における炉内温度の経時変化を示す。

本装置は通常の焼却炉に比べて炉内への空気供給を抑え、炉内を常時低酸素状態とすることにより、高温域を炉内底部のみに留め、これにより飛灰の発生と放射性セシウムの揮発による排ガス中への移行を極力抑える構造

としている。図-9、図-10からも650℃以上となるのは炉内底部のみであり、炉床より135cm以上の上部では、おおむね200℃以下を維持していることが確認できる。

図-11には、両実証試験における連続処理中の炉内の平均温度の分布をそれぞれ示した。両者を比較すると、高さ方向の温度分布は、ほぼ同様の傾向を示しているものの、福島実証試験に比べて岩手実証試験では炉内上部の温度を低い状態に保ったまま、最下部の温度が高い状態で維持されていたことが分かる。これは、(1)で述べたように排ガス処理装置の改良により、炉内底部の温度状態を極力一定に保つことができるようになったためであり、このことも装置全体の処理能力の向上に寄与しているものと考えられる。

図-11には岩手実証試験で実施した排ガス処理装置内の排ガス温度の測定結果の平均値も併せて示しているが、それぞれ、熱分解炉出口で62℃、冷却塔出口で36℃、最終出口で17℃となっており、排ガスの冷却処理が適切に行われていることが確認できた。

(3) 排ガス等測定結果

表-3にそれぞれの実証試験における排ガス等測定結果を基準値と併せて示す。なお、本装置では排ガスの処理にオゾンを使用しており、処理後に排ガス中の酸素濃度が増加するため、各測定項目はすべて酸素濃度補正を加えていない実測値で評価を行っている。

両実証試験とも、熱分解炉出口で採取した排ガスにはばいじんがやや多く含まれている。特に福島実証試験では処理対象試料の放射性セシウムの濃度が高いことから、ばいじんに付着した微量の放射性セシウムが検出されているが、排ガス処理装置内で検出限界以下まで除去



図-12 触媒式排ガス処理装置試験状況

表-4 減容率等測定結果（福島実証試験）

減量効果	湿潤質量 (kg)	乾燥質量 (kg)	体積 (m <sup>3</sup> )
熱分解前	781	587	7.7
熱分解後	37	37	0.058
減量率・減容率	95.3%	93.7%	99.2%

表-5 減容率等測定結果（岩手実証試験）

減量効果	湿潤質量 (kg)	乾燥質量 (kg)	体積 (m <sup>3</sup> )
処理前	1595	601	3.4
処理後	13	13	0.020
減量率・減容率	99.2%	97.8%	99.4%

されていることが分かる。

また、ダイオキシン類については排ガスのほかに、残留固形物や排ガス処理に使用した循環水についても分析を行っているがすべて基準値以下であることが確認できた。

他の有害物質についてもおおむね基準値以下となっているが、岩手実証試験において、一酸化炭素のみ最終口においても基準値を上回る値が検出された。

理由として、本システムでは、炉内を低酸素状態としているため、処理中に他の可燃ガスと同時に一酸化炭素が生成されるが、一酸化炭素は水に溶けにくいことから、処理量を向上させるとオゾン水による処理のみでは不十分となることが考えられた。

そのため、一酸化炭素の処理に関しては、別途、金属触媒による酸化分解を用いた触媒式排ガス処理装置

DEOCAT TYPE-1（田端機械工業社製）を導入することとした。本装置は、約 300℃ のガス温度で触媒と接触させることで直接燃焼と同様の酸化分解を行うことができ、低温で反応させるためにコンパクトで運転コストが低いことを特徴としている。

図-12 に岩手実証試験終了後に実施した確認試験の状況を示すが、本装置の追加導入により、最終口からの一

表-6 放射性物質収支測定結果（福島実証試験）

放射性物質収支	質量 (kg)	放射性Cs(134+137)		移行率	
		総量 (Bq)	濃度 (Bq/kg)		
処理前	草木類	573	18,591,382	32,474	
処理後	残留物	69.8	18,146,232	259,975	97.6%
	タール	7.2	159,667	22,176	0.9%
	活性炭	34.4	207	6	0.0%
	処理水 (濾過前)	2419	153,464	63	0.8%
回収率			99.2%		

表-7 放射性物質収支測定結果（岩手実証試験）

放射性物質収支	質量 (kg)	放射性Cs(134+137)		移行率	
		総量 (Bq)	濃度 (Bq/kg)		
処理前	草木類	1595	4,752	3.0	
処理後	残留物	13.2	5,272	399.2	111.0%
	タール	1.3	15	11.7	0.3%
	活性炭	45	0	0	0.0%
	処理水	2150	25	0	0.5%
回収率			111.8%		

\* 放射能濃度は測定下限値以下の値を含むため参考値として記載

酸化炭素濃度を常時 30ppm 程度以下とすることが可能となった。

#### （４）減容率等測定結果

処理対象物および処理後の回収物の質量および体積と得られた減量率、減容率をそれぞれ表-4、表-5に示す。

熱分解処理による減量率は、湿潤状態での処理前試料を基準とした場合、福島実証試験では 95.3%，岩手実証試験で 99.2% となり、乾燥状態を基準とした場合ではそれぞれ、93.7%，97.8% となった。また処理前後の容積を比較した減容率は、それぞれ、99.2%，99.4% となった。

両実証試験では処理対象物の形状や含水率が異なるが、どちらも 1/100 以上の大幅な減容化が達成できていることが確認できた。

#### （５）熱分解に伴う放射性物質の挙動について

処理対象物および処理後の回収物について、放射性物質収支の測定結果を表-6、表-7に示す。福島実証試験では処理前試料の放射性セシウムの合計は約 1,860 万 Bq で、処理後は炉内の残留固形物に 97.6% 残留し、1.7% が排ガス処理装置内に移行したことが確認できた。計測誤差は 1% 未満である。

岩手実証試験では処理対象試料の放射性物質の濃度が低く放射能測定器の検出限界付近の値であったため、処理前後の放射性物質収支に約 12% の誤差が出ているが、



表-8 残留固形物の溶出試験結果（福島実証試験）

放射性Cs 含有量 (Bq/kg-wet)			JIS K0058-1 有姿攪拌試験					
			放射性Cs 溶出濃度 (Bq/L)			放射性Cs 溶出率 (%)		
Cs134	Cs137	合計	Cs134	Cs137	合計	Cs134	Cs137	合計
13900	24800	38700	23	42	65	1.65	1.69	1.68



図-13 残留固形物外観

排ガス処理装置内や排ガス中に含まれる放射性セシウムはすべて検出限界以下となっており、放射性物質収支の推定結果からも、処理対象試料に付着していた放射性セシウムはおおむね炉内に99%以上残留していると判断でき、福島実証試験と同様の傾向が確認できた。

本装置の特徴として、高温域を炉内底部のみに留め、炉内全体を低酸素状態として比較的低い温度で有機物の処理を行っていることが挙げられるが、そのため試料中に含まれる放射性セシウムを飛灰に移行させずに、上記のように効率良く残留固形物に回収できたと推測され、本システムが、汚染草木の減容化技術として優れているものと考えられる。

#### （6）残留固形物の溶出試験結果について

福島実証試験で回収した残留固形物について、JIS K0058-1（有姿攪拌試験）に従い、放射性セシウムの溶出試験を行った。結果を表-8に示す。また、処理後の残留固形物の外観を図-13に示す。

残留固形物の放射性セシウムの溶出率は約1.7%であったが、これは、さまざまな汚染廃棄物の溶出試験の結果<sup>2)</sup>と比較した場合、特に通常の焼却飛灰からの放射性セシウムの溶出率が65～90%であるのに比べて非常に小さい値であり、土壌と同程度となっている。

このような放射性セシウムの水への溶け出しやすさの違いは、放射性セシウムの存在形態が異なるためである。例えば焼却飛灰中の放射性セシウムの存在形態は、塩化セシウムのように水へ極めて溶けやすい塩化物が主であり、溶出率が低い焼却主灰の場合は、アルミノケイ酸塩が主と考えられている<sup>2)</sup>。アルミノケイ酸化合物に

結合したセシウムはほとんど水に溶け出さず、強酸によってもほとんど溶出しない。

本装置で生成される残留固形物も、放射性セシウムの溶出性が低い安定化合物となっていることから、同様にアルミノケイ酸化合物の形態で存在している可能性が高い。

ただし、放射性セシウムを常にこのように安定した化合物として回収するためには、処理対象物質の元素バランスが重要となるため、すべての有機物に対して今回と同様に良好な結果が得られるか否かについては、今後、元素バランスを考慮した検討を行っていく必要がある。

## 6. まとめ

本システムは通常の焼却炉と異なり建物基礎や炉内の耐火煉瓦も不要で、設置撤去、移動も容易である。また、放射性セシウムを拡散させずに高い減容率で安定した化合物として回収でき汚染草木の減容化技術として優れていると考える。コスト試算でも、本システムを大規模化して10t/day程度とすれば、数年間の処理のために仮設焼却炉を新設する場合と比較して、有利であるとの結果が得られている。

2回の実証試験を経て、実用機の製作に向けての諸データが得られ、実用化の目処が立ったことから、今後は既存の仮置き場や森林除染において迅速な処理が必要とされる案件への展開を目指していきたいと考えている。

**謝辞：**本報告で述べた実証試験を遂行するにあたり、福島県生活環境部、福島県土木部、岩手県総務部、（独）日本原子力研究開発機構の方々には、大変お世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 環境省：平成二十三年三月十一日に発生した東北地方太平洋沖地震に伴う原子力発電所の事故により放出された放射性物質による環境の汚染への対処に関する特別措置法（平成23年8月30日法律第110号）
- 2) （独）国立環境研究所 資源循環・廃棄物研究センター：放射性物質の挙動からみた適正な廃棄処理分，技術資料 第四版,2014.4
- 3) 環境省：除染関係ガイドライン（第1版）,2011.12
- 4) 農林水産省：『きのこ原木及び菌床用培地の当面の指標値の設定について』の一部改正について,2012.8



# 放電破砕によるコンクリートの破壊機構

## Mechanism on Concrete Fracture by Using Electric Discharge Impulses

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

中森 純一郎 JUN-ICHIRO NAKAMORI

放電破砕は、自己反応性溶液を電気放電により膨張させることで、爆破孔内に衝撃的に高圧力を作用させる新しい爆破工法である。その燃焼速度は、爆轟よりも小さく、爆燃領域にあるとされるため、放電破砕により、解体対象の構造物内に衝撃波動が発生するかはつまびらかでない。このため、放電破砕によるコンクリートの破壊が単なる内圧作用によるものであるか、衝撃波動伝播により誘起されるものであるかについても明確ではなく、放電破砕を利用した構造物解体を定量的に計画・設計することは難しい。

本研究において、筆者らは高速度カメラにより、コンクリート供試体の放電破砕・破壊過程を撮影することで、衝撃波の発生を確認するとともに、コンクリート供試体の破壊が衝撃波動の反射、回折、ならびに重ね合わせにより支配されることを明らかにした。

**キーワード**：放電破砕，衝撃波，構造物解体，高速度カメラ

Electric discharge impulse (EDI) is a new blasting method that evaporates self-reactive liquid and produce high pressures in blast holes. Because its response velocity is assumed to be smaller than detonation velocity and within deflagration region, it is not confirmed whether shock wave induced by EDI is generated in a structure to be dismantled. Also it is not clear whether destruction of concrete by EDI is due to a mere inner pressure action or by induced shock wave movement. Therefore, a quantitative planning or design of structure dismantlement involves difficulties.

In this study detailed observations were conducted utilizing a high-speed digital video camera show cracks generated in cylindrical concrete columns by means of EDI, and clarify that destruction of a concrete test piece is dominated by reflection, diffraction, and overlapping of shock wave movement.

**Key Words**: Electric Discharge Impulse(EDI), Shock Wave Movement, Structure Dismantle, High-speed Digital Video Camera

### 1. はじめに

構造部の解体は、ワイヤーソーなどによる切断工法、ブレイカーなどによる打撃（衝撃）工法、および火薬による爆破工法に大きく大別される。このうち切断工法は、鉄筋の切断が可能で、ならびに構造物の損傷部位を限定的にできることなどの利点を有するが、適用部位が限定され、工期・コスト的にも負担が大きい。その適用範囲は限定される。爆破工法は、爆轟エネルギーが発生させる衝撃波によって、構造物の広範囲に損傷を瞬間的に与えることが可能であるため、最も効率的な解体工法であるが、発生する振動・騒音のレベルが大き

く、部材の飛散なども懸念されるため、わが国では採用されることが比較的少ない工法となっている。

したがって、打撃工法がわが国の汎用的な解体工法となっているが、今日の建設機械では与えられる打撃エネルギーが限定されるため、破砕能率も限定されたものとなる。したがって、ブレイカーなどの解体作業は、環境負荷となり得るレベルの騒音と振動が長期にわたり継続し、杭打ち作業と並ぶ、建設業の騒音・振動発生源となっている。

ここに紹介する放電破砕工法は、自己反応性溶液を電気放電により膨張させることで、爆破孔内に衝撃的に高圧力を作用させる新しい爆破工法であり、打撃工法より

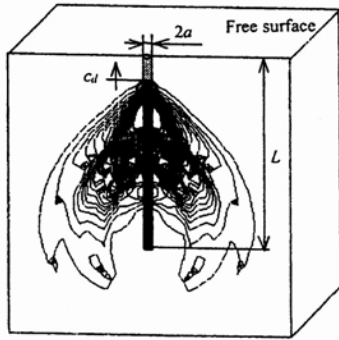


図-1 均質媒体中の発破による発破孔周辺の応力波伝播の模式図<sup>1)</sup>

も効率的で、従来の爆破工法よりも騒音・振動、飛散が小さい解体工法の実現が期待される。しかしながら、その反応速度は、爆轟よりも小さい爆燃領域にあるとされるため、放電破砕により構造物内に衝撃波動が発生するかはつまびらかでなく、その構造物解体がどのような機構で実現されるかが明らかとされていない。

打撃工法は、衝撃により高いエネルギーを構造物に作用させることができるが、その作用形態は準静的なものであるため、静力学の基本原則が教えるように、力の作用点近傍にしかエネルギーを及ぼさず、打撃作用により形成される損傷領域は限定される。

一方、爆破工法では、発破孔内の火薬の爆発により、発破孔壁に爆轟圧が高圧でパルス的に作用し、応力波（衝撃波）に変換され、図-1に示す経路を爆速 $c_d$ で伝播する<sup>1)</sup>。応力波の伝播は、構造物中の離れた部位に応力を発生させ、損傷域を形成する。

このように、打撃工法と発破工法では、損傷発生機構が異なり、準静的機構と動的機構とに類別することができる。その機構の差異は、衝撃波の発生の有無によるものであるから、放電破砕による構造物破壊機構を論ずるためには、衝撃波動の発生を確認しなければならない。

近年、発破孔近傍の媒体に発生する応力波動パターンが、主として爆薬の爆速と媒体中の弾性波速度の比で定義されるマッハ数 $M$ によって支配されることが指摘されている<sup>2,3)</sup>が、衝撃波発生に至るエネルギー変換過程の詳細は未だつまびらかではない。

このため、論理的な考察から放電破砕時の衝撃波発生を論ずることは難しく、実験的にこれを確認することが望まれる。筆者らは、コンクリート供試体を放電破砕した際のひび割れ発生・進展過程を高速度カメラで撮影することで、衝撃波動発生を確認できるのではないかと考えた。すなわち、衝撃波動が持つ反射、回折、重ね合わせなどの波の特性がひび割れ発生・進展過程に現れるのではないかと考えた。

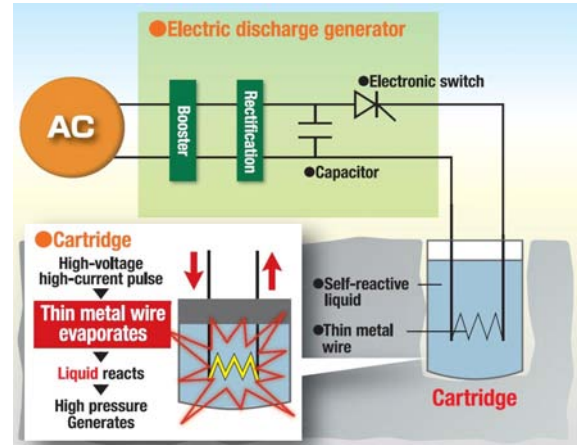


図-2 放電破砕工法の基本原理<sup>4)</sup>

以下では、放電破砕工法の概要を示した後、このような目的で実施した実証実験の概要とその結果、ならびにこれに基づく考察を示す。

## 2. 衝撃波動確認実験の概要

### (1) 放電破砕工法の概要

図-2は、日立造船株式会社が開発した放電破砕システムEDICS（Electric Discharge Impulse Crushing System）の機器構成と基本原理を示すものである。同システムは、筆者らの知る限り、実務に供される唯一の放電破砕システムである。図-2に示されるように、EDICSでは、火薬の代わりに、自己反応性溶液中に電極を挿入したカートリッジ（エコリッジ）を使用する。起爆は、このエコリッジを装薬孔内に挿入し、放電衝撃発生装置内のコンデンサーに充電された1,500～6,000Vの電力を数百 $\mu\text{sec}$ の間にエコリッジに放出して行われ、放電を受けた自己反応溶液は、瞬時に気化し、装薬孔壁にパルス状の高圧を作用させる。なお、エコリッジ内の溶液は、爆薬ではなく、自己反応性物質であるため、一定量以上の貯蔵に関する届出を除けば、法的規制を受けないため、施工時に資格・届出を必要としない。

### (2) 実験概要

放電破砕時波動発生確認実験に供した供試体は、図-3、写真-1に示す円柱供試体（ $\phi=500\text{ mm}$ ,  $H=500\text{ mm}$ ）で、無筋構造とし、コンクリートは24-12-20Nのレディーミクストコンクリートを使用した。

装薬は、起爆中心がこの円柱供試体中心と一致するよう、供試体中央に $\phi=12\text{ mm}$ の装薬孔を $L=280\text{ mm}$ 穿孔し、エコリッジSS（ $\phi 10\text{ mm}\times 59\text{ mm}$ ,  $q=2\text{ cc}$ ）を装薬後、砂を主体とした材で穴を閉塞する（填塞）。また、

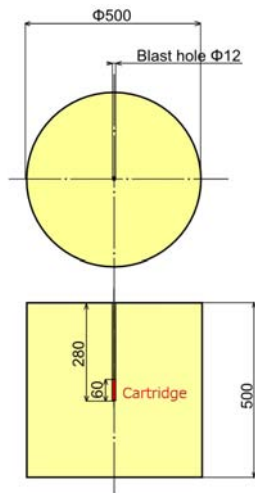


図-3 実験に供した破碎モデル

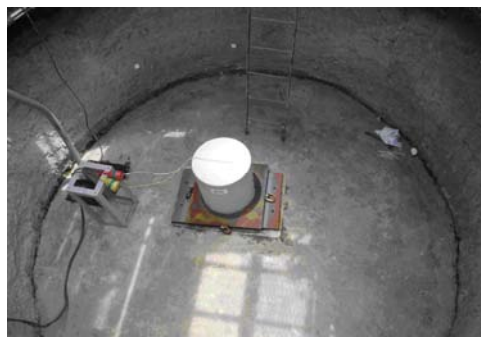


写真-1 起爆ピット内に設置された円柱供試体

表-1 衝撃発生装置 ESG-3K1 の仕様

型番	ESG-3K1	
入力電源	AC100V	
放電電圧	3,000V	
出力数	1	
充電時間	40s	
エコリッジ最大接続数	3本×6系統増設可能	
装置寸法 W×L×H	操作盤	80×240×250mm
	制御盤	200×500×685mm

起爆には表-1に仕様を示す放電衝撃発生装置ESG-3K1を使用することとした。

本来であれば、起爆時に対象構造物を防爆マットなどで囲繞し、飛散対策を施さねばならないが、ここでは放電破砕による供試体のひび割れ発生・進展状況を、直接、観察するため、専用ピット（ $\phi=3,500\text{ mm}$ ， $H=2,100\text{ mm}$ ）内で起爆することとした。また、高速度デジタルカメラと撮影照明を設置・保護するため、ピット上に写真-2のように観察ステージを設けたが、観察ステージとピット間の開口部は、写真-2に示すように防爆シートで取り囲み、周辺への飛散防止に万全を期した。



写真-2 起爆設備・実験管理設備外観



写真-3 観察ステージ上での高速度カメラの設置

表-2 高速度カメラ FASTCAM SA5 の仕様

レンズマウント	Fマウント，Cマウント，EFマウント遠隔レンズ制御
撮像方式	C-MOS イメージセンサー
濃度諧調	モノクロ：AD変換12ビット
	カラー：AD変換36ビット (RGB各12bit)
メモリ容量	8GB，16GB，32GB，64GB
メモリ分割	最大64分割
電子シャッター	最小 369ns(1/2,713,000 秒)
映像出力	NTSC，PAL，HD-SDI
トリガ信号	TTL，接点
インターフェース	ギガビットイーサネット
外形寸法	165mm×153mm×242.5mm
質量	7.15kg

また、撮影に供した高速度カメラは表-2に仕様を示すFASTCAM SA5を使用し、写真-3のように観察ステージ上に、専用照明とともに設置した。なお、撮影に際しては高速度カメラ類を、飛散から保護するため保護窓に $t=10\text{ mm}$ の亚克力板を敷設した。



### 3. 衝撃波動確認実験の概要

写真-4は、放電破砕時のモニタービデオ画像から抽出した円柱供試体破壊過程の例を示したものである。写真-4に示されるように、試体は円周方向に3分割する破断面と、上下に2分割する破断面とが形成され、これで区切られるコンクリートブロックがそれぞれの方向に飛散する破砕モードを示した。これは、今回、実施した3供試体に共通する破壊形態である。

当初、上下方向の破断面は飛散後、落下時に形成されたのではないかと思われたが、モニタービデオを確認したところ写真-4のように飛散前に破断面が形成されていることが確認された。したがって、上下方向の破断面は放電作用によって形成されたものである。また、円柱方向に3分割されたブロックの中心角はいずれもほぼ120度である。

写真-5に供試体表面の破壊過程を高速度カメラで撮影した画像を示す。高速度カメラ撮影は1秒間に5,000コマのフレームレート（撮影間隔 $20\mu\text{sec}$ ）で撮影した。起爆直後 $20\mu\text{sec}$ の時点をとらえた写真-5(a)をみると、非常にひび割れ幅が狭く不明瞭ではあるが、この時点で、装薬孔周辺からだけでなく、外部境界からもひび割れが発生している。当然のことながら、自己反応性溶液気化による体積膨張のみが、当該破砕事象を支配するならば、ひび割れの発生と進展は起爆点側からのみに限定されなければならない。

一方、放電作用によって装薬孔表面に衝撃波が発生するならば、自由境界面に達した応力波は引張に位相を転換させ反射する。一方、衝撃波は任意水平断面内でほぼ同心円状に伝播し、境界形状が円形だからその反射方向は断面中心へと向かう。したがって、反射による引張応力波は、外縁から中心に向かってひび割れも発生・進展することが予想される。写真-5(b)～(e)をみると、果たしてそのように起爆中心側からと、外周側からのひび割れの発生・進展が確認できる。

もちろん、衝撃波の伝播は3次元的なものであり、上記のひび割れ発生・進展経路は、より複雑なものであることは否めない。しかしながら、少なくとも写真-5で確認された供試体表面のひび割れの発生・進展経路は、衝撃波動伝播によらなければ実現されない。すなわち、放電作用による衝撃波の発生は、合理的に説明された。

また、図-5(f)にみられるように、自己反応性溶液の気化ガスが大気に漏出し始めるのは、起爆後、おおむね $2,000\mu\text{sec}$ 後であり、ひび割れの発生・進展より、1オーダー以上遅れるようである。かねてより、発破による破砕では、ガス圧によりひび割れが進展・成長するとの

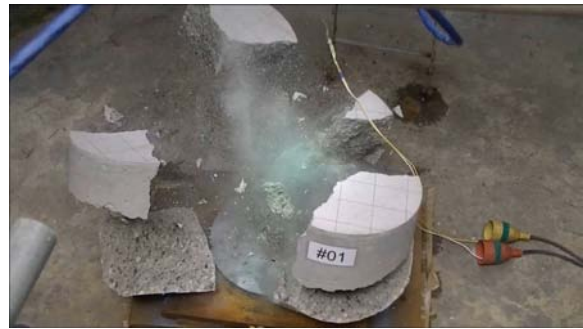


写真-4 放電破砕による円柱供試体破壊

議論と、ガスの膨張速度に比べ衝撃波動の伝播速度が1オーダー以上大きいため、ガス圧はひび割れの発生進展にほとんど寄与しないとの議論が交わされてきた。今回の実験結果、すなわち写真-5の高速度カメラで確認されるひび割れ進展とガス漏出の時系列関係からすれば、放電作用による破砕事象には、ガス圧はほとんど影響しないものと判断する。



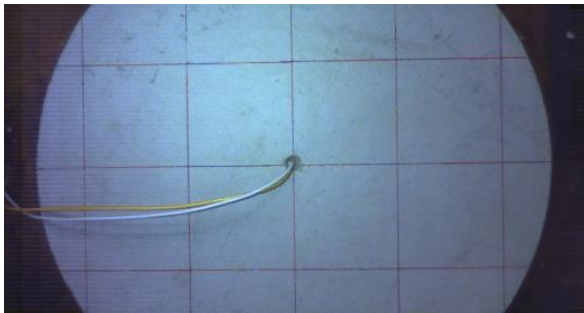
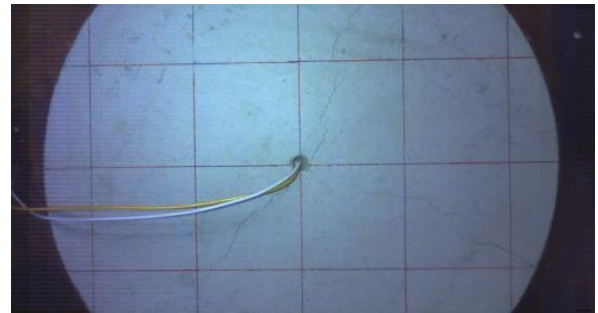
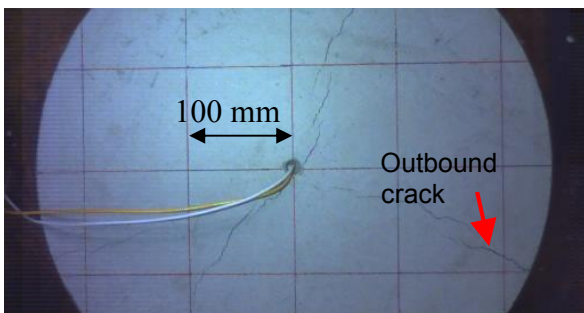
(a) 起爆後 20  $\mu\text{sec}$ (b) 起爆後 200  $\mu\text{sec}$ (c) 起爆後 400  $\mu\text{sec}$ (d) 起爆後 600  $\mu\text{sec}$ (e) 起爆後 800  $\mu\text{sec}$ (f) 起爆後 2000  $\mu\text{sec}$ 

写真-5 高速度カメラによる円柱供試体表面の破壊形成過程

#### 4. まとめ

筆者らは、爆破による破砕事象が衝撃波動伝播に支配されることに着目し、衝撃波動の発生と伝播を制御することで、ひび割れの発生・進展、ならびに破砕領域を制御する爆破解体工法を提唱し、PBSD（Precise Blasting and Smart Demolition）の名称で、その開発を進めてきた。

本報文では、放電衝撃の爆燃作用が、火薬の爆轟作用に比して、安定した衝撃力を精度よく発生し得る点に着目し、放電衝撃により衝撃波が発生するならばPBSDへの適用が可能になると考え、その実証実験を実施した。

したがって、本実験における最も重要な知見は放電作用により衝撃波が発生することが確認されたことにある。これは、反射、回折、重ね合わせなどの波の特性を

利用した解体工法の開発が可能であることを示唆するものであるが、PBSDへの適用を可能とするためには、放電衝撃で生じる衝撃波の伝播と破壊の進展を正しく理解する必要がある。

今回の実験において、供試体が円周方向に $120^\circ$ で3分割される事象は、放電破砕の波動伝播特性と破砕特性を把握する上で重要な事象と考えられる。緩やかな冷却履歴を受ける溶岩は、冷却時の体積収縮により一様な引張応力を受け、 $120^\circ$ の頂点を持つ六角柱状節理を形成する事象は知られている。この事象から推定すれば、衝撃放電を受けた供試体は装薬孔を軸として円周方向に一様な引張応力場が形成された可能性が高い。しかし、図-3などから推定されるように、当該実験で発生する放電衝撃は、起爆中心から球状、あるいは楕円体状に作用する。したがって、当該実験の円周方向破断面が六角柱状

節理と同様の機構で発生することを確認するためには、衝撃波の伝播により、装薬孔を軸として円周方向に一様な引張応力場が形成されるかを検証する必要がある。

また、供試体を上下に二分する破断面も、放電衝撃から、直接、形成されたものとは考え難い。上記のように、放電衝撃は起爆中心から球状、あるいは楕円体状に作用するから、これにより形成される破壊域はこの形状と相似したものとならねばならない。一方、供試体の上下で反射する衝撃波は、時間的な遅れを伴うものの、引張波として供試体中央で重ね合わさり、水平な破断面を形成することが推定され、今回確認された破断面を強力的に形成することが期待される。

このように、今回の実験のように単純な破碎事象においても、実験的アプローチだけでは、その破壊機構を検証し得ず、衝撃波動伝播と破壊機構を追跡する数値解析的アプローチが不可欠となる。

今後、今回の実験結果を再現することのできる3次元衝撃波動伝播解析コードの開発とともに、数値上で今回の実証実験の再現を進めるものとした。実際の破碎事象を再現することのできる数値解析コードは、同時に構造物解体の定量的な設計・計画を可能とするものであり、PBSDの開発に不可欠な技術でもある。

**謝辞**：本報文は三井住友建設株式会社、東京大学、日立造船株式会社の共同研究「精密放電破碎工法の基礎実証実験」の成果の一環を紹介したものです。ご指導・ご協力賜りました東京大学大学院 上西幸司准教授、日立造船株式会社 田中幹雄様、飯塚信二様、坂本良様の各位には深甚の謝意と、今後も変わらぬご指導・ご助力を請い、本小文の結びとさせていただきます。

#### 参考文献

- 1) 上西幸司, H.P.Rossmannith, N.Kouzniak : 爆速および起爆法が発破孔近傍の岩盤の動的挙動に与える影響について, 火薬学会誌, Vol.61, No.6, pp.254-259, 2000.
- 2) Isobe D., M. Eguchi, K. Imanishi K, Z. Sasaki: Development of analytical and experimental systems for blast demolition of framed structures. Journal of Structural Engineering, Vol.612, pp.73-78, 2007.
- 3) Rossmannith HP, Uenishi K, Kouzniak N. Blast wave propagation in rock mass -Part I: monolithic medium. Fragblast, Vol.1, pp. 317-59, 1997;
- 4) 日立造船株式会社 ; <http://www.hitachizosen.co.jp/gps/houden/point/>

# 浮上り機構を用いた積層ゴムの引張対策据付法に関する検討

## Characteristics of the Tensile Measures Device used for Laminated Rubber Isolator

原田 浩之 HIROYUKI HARADA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

建築技術部 河井 慶太 KEITA KAWAI

構造設計ディビジョン 小田 稔 MINORU ODA

構造設計ディビジョン 南 圭祐 KEISUKE MINAMI

構造設計ディビジョン 牧田 瑞記 MIZUKI MAKITA

積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させることなく上部構造を浮上らせることのできる積層ゴム据付法について検討した。上部構造を浮上らせるための浮上り機構は、積層ゴムの下部フランジプレートと基礎との垂直方向の相対移動を許容し水平方向の相対移動を拘束するベースプレートと、浮上り時の挙動を支配する弾塑性部材であるゴムワッシャ、および浮上り時の引張力を基礎へと伝達する取付ボルトで構成される。

浮上り機構の主構成要素であるゴムワッシャの単体試験および実大サイズ積層ゴムの引張試験を実施した結果、今回の検討の範囲では、浮上り機構を用いた本据付法は所要の性能を有していることが確認された。

**キーワード**：免震構造，積層ゴム，引張対策，浮上り機構，軸力の再配分

This paper describes performance of the tensile measures device which is used for laminated rubber isolator. The device consists of a base plate, rubber washers, and installation bolts. The base plate has columnar dent to fit in a lower flange plate of laminated rubber and is fixed to the foundation. The rubber washer is an elasto-plastic material which control performance when the laminated rubber lifts up. Installation bolts transfer tensile force to the foundations. Compression tests of rubber washers and tensile tests of full scale laminated rubber with tensile measures device was carried out. As a results, in the range of this examinations, it was demonstrated that the tensile measures device has required performance.

**Key Words**: Seismically Isolated Structure, Laminated Rubber, Tensile Measures Device, Axial Force Redistribution

### 1. はじめに

免震構造に不可欠な積層ゴムは、その構造上、圧縮方向には大きな耐力を有するものの引張方向の耐力は非常に小さい。そのため免震構造をアスペクト比の大きい建物に適用する場合、免震層の周期を十分に長くして上部構造への地震入力を減らしたり、複数の柱の軸力をひとつの積層ゴムに集約して引抜き力や転倒モーメントに対する抵抗力を大きくしたりするなどして、積層ゴムに引張力を作用させない設計が行われてきた。しかしながら想定すべき地震動の巨大化と免震構造を適用する建物の多様化によって、積層ゴムに引張力を作用させない従来の設計が難しい建物も増えてきたため、近年では上部構造の部分的な浮上りを許容することによって、積層ゴムに作用する引張力を他の支承に再配分する設計も行われるようになってきた。

本報では、前述の引張力の再配分を利用した設計法に着目し、積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させることなく上部構造を浮上らせることのできる積層ゴム据付法について報告する。具体的には、大地震時に積層ゴムに引張力が生じると図-1、図-2に示すように下部フランジプレートが基礎から浮上る浮上り機構についてその挙動を支配する弾塑性部材（以下、ゴムワッシャ）の単体試験、同機構を用いたφ1300mm積層ゴムの実大引張試験を行い、同機構と積層ゴムを組み合わせた場合の性能を明らかにする。

本機構と同様の浮上り機構を用いた積層ゴム据付法についてはすでに幾つかの検討事例が報告されている<sup>1)~3)</sup>が、本機構に用いるゴムワッシャがゴム材料のハードニング現象を利用した浮上り変位の最適制御、つまり変位10mm程度までは浮上りの対抗とならないように低剛性であり、それ以上の変位になると浮上り変位を抑制する

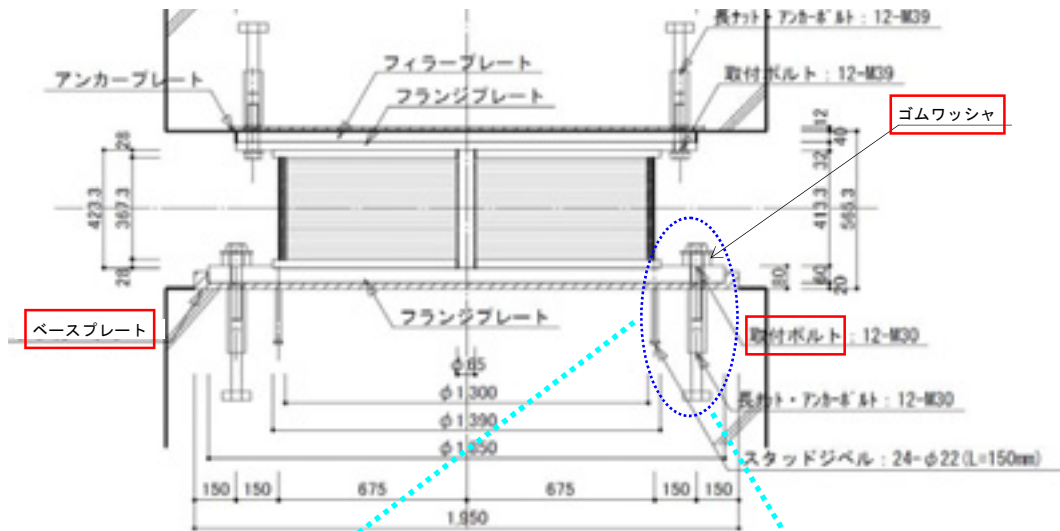


図-1 浮き上り機構を用いた積層ゴム据付法

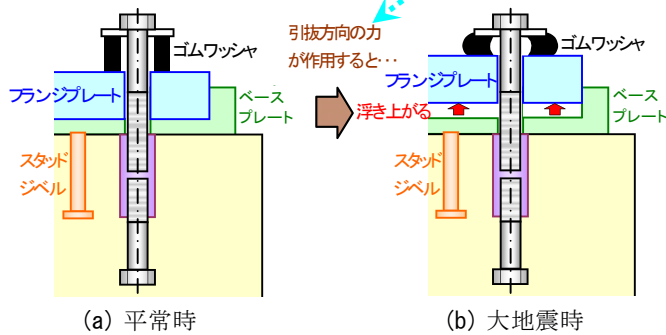


図-2 浮き上り機構の動作メカニズム

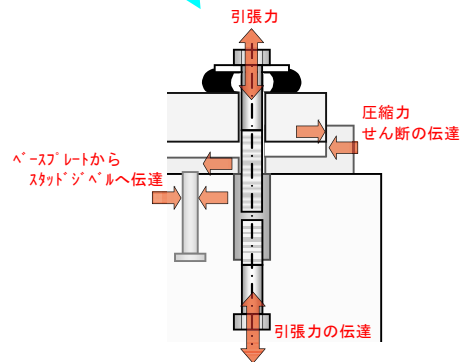


図-3 浮き上り機構の応力伝達メカニズム

ために徐々に高剛性となる剛性変化の実現を目指して新たに開発したものであること、および取付ボルトにせん断力が作用しないように、ベースプレートにスタッドジベルを設けて従来のものとは異なるせん断力伝達経路を構築したことから、今回改めて検討を行うものである。

## 2. 浮き上り機構の概要

図-1に浮き上り機構を用いた積層ゴム据付法の概要を示す。浮き上り機構はベースプレート、ゴムワッシャ、取付ボルトで構成される。ベースプレートは積層ゴムの下部フランジプレートをはめ込む円柱状の穴を有する鋼板であり、スタッドジベルにより基礎に固定される。ゴムワッシャは中央にボルト挿通孔を有する鋼板付きのゴムリングであり、積層ゴムの下部フランジプレートの上に配置される。取付ボルトは浮き上り時の引張力を負担するボルトであり、ゴムワッシャ・フランジプレート・ベースプレートのそれぞれに設けられたボルト孔を貫通して基礎に固定される。大地震時に引抜き力が作用すると、図-2に示すように、積層ゴムよりも柔らかいゴムワッシャが圧縮変形し下部フランジプレートが浮上るため、積層

ゴムに過大な引張力や引張変形が生じることはないと考えられる。一方、積層ゴムの水平変形により生じるせん断力は、図-3に示すように、ベースプレートと下部フランジプレートの嵌合部の支圧によって負担し、スタッドジベルを通じて基礎へと伝達される。

## 3. ゴムワッシャ単体試験

### (1) 試験体（ゴムワッシャ）の概要

図-4にゴムワッシャの構成および寸法図を、表-1に各構成要素の仕様を示す。ゴムワッシャは加硫接着されたゴムリングとフランジとからなる。ゴムリングは外形100mm、内径50mm、自由高さ45mmの中空円柱の天然ゴムであり、フランジは中央にφ31mmのボルト挿通孔が設けられた厚さ9mmの鋼製円板である。

ゴムワッシャには積層ゴムの浮き上り変位を適度に抑制する機能と、経年や温度環境の変化などによる取付ボルトの緩みを防止する機能が求められる。本ゴムワッシャでは前者についてはゴム材料のハードニング現象を利用した圧縮剛性の調整で、後者については積層ゴム設置時に予変形を与えることで対応している。



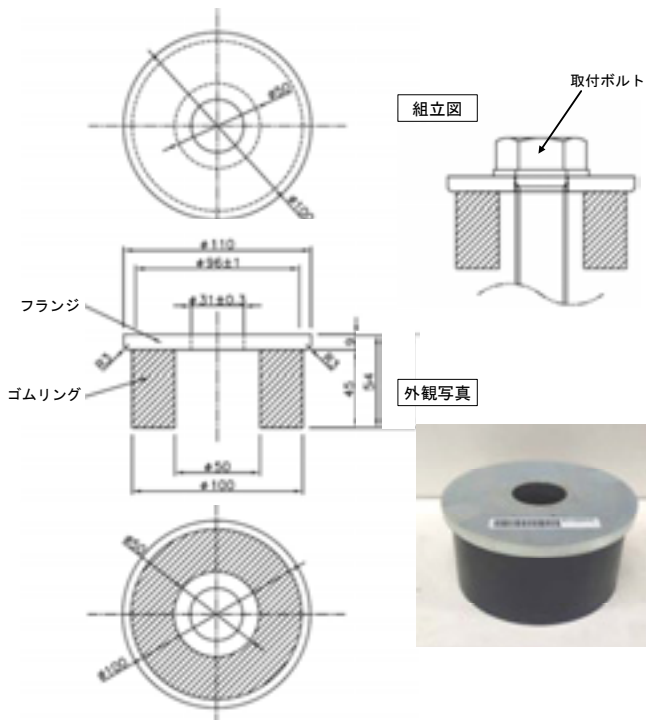


図-4 ゴムワッシャの構成および寸法図

表-1 ゴムワッシャの構成要素の仕様

構成部材	材質	規格	防錆仕様
ゴム	NR	硬さ65±10 (JIS A) JIS K 6253	—
フランジ	SS400	一般構造用圧延鋼材 JIS G 3101	電気めっき

表-2 試験方法および試験体数 (単体試験)

試験名称	試験方法	数
基本性能試験	圧縮変位20mmまで3サイクル加力し、圧縮荷重と圧縮変位を記録する。	5
傾斜時性能試験	試験体の上下面間に0.01radの傾斜を与えた状態で圧縮変位20mmまで3サイクル加力し、圧縮荷重と圧縮変位を記録する。	2
多数回繰返し試験	圧縮変位12mmまたは20mmまで30サイクル加力し、圧縮荷重と圧縮変位を記録する。	各1
加熱劣化促進試験	加熱劣化により30年相当または80年相当に劣化させた後圧縮変位20mmまで3サイクル加力し、圧縮荷重と圧縮変位を記録する。加熱劣化促進条件は30年相当で80℃×7日、80年相当で80℃×18.5日である。	各1

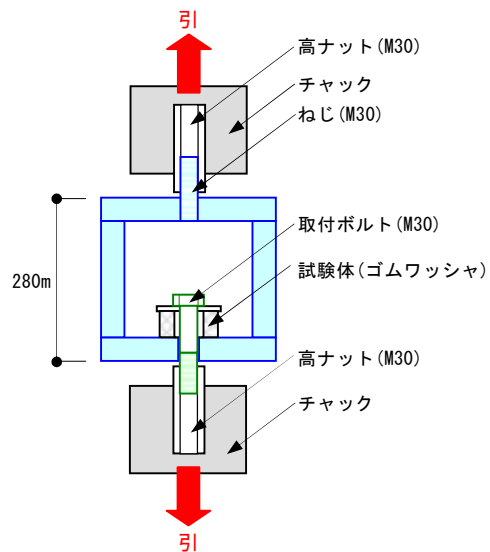
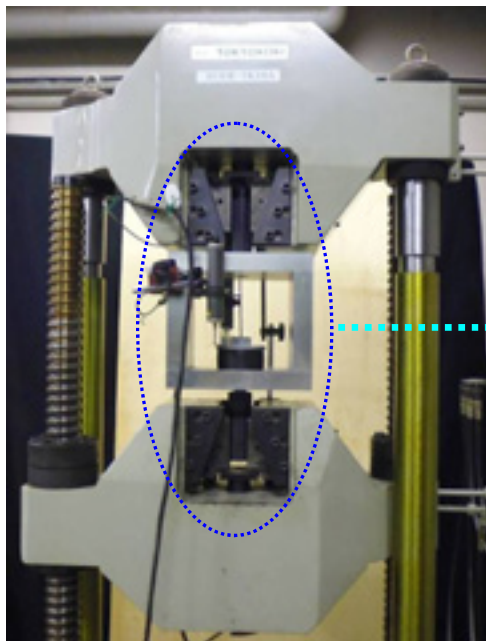


図-5 単体試験の試験装置

## (2) 試験計画

ゴムワッシャの単体性能を確認するために、実際の使用状況を模擬した圧縮試験を実施した。

表-2 に試験方法および試験体数を示す。試験は基本性能試験、傾斜時性能試験、多数回繰返し試験、加熱劣化促進試験の4種類とし、試験体の全高が52mmになるまでボルトを締め付けた状態を初期状態(荷重および変位0)として実施した。ただし、傾斜時性能試験では試験体設置前にあらかじめ傾斜を与えなければならず(図-8

参照)、試験体高さによる初期管理が行えないため、圧縮荷重が2.5kNになるまでボルトを締め付けた状態を初期状態とした。

図-5 に試験装置の概要を示す。実際の使用状況を模擬するために、500kN 万能試験機で取付ボルトを引っ張ることにより、試験体を圧縮する仕組みとした。測定項目は試験体の圧縮変位および圧縮荷重とし、50mm 変位計で試験体の圧縮変位を2箇所測定するとともに、万能試験機に内蔵された荷重計で引張(圧縮)荷重を測定した。

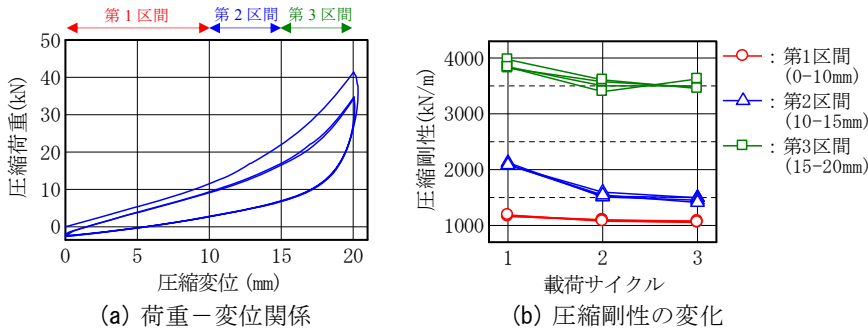


図-6 ゴムワッシャの基本性能試験結果

表-3 圧縮剛性

評価対象	圧縮剛性	標準偏差
第1区間	1サイクル目	1.17 0.01
	2サイクル目	1.09 0.01
	3サイクル目	1.06 0.01
第2区間	1サイクル目	2.10 0.02
	2サイクル目	1.54 0.04
	3サイクル目	1.46 0.04
第3区間	1サイクル目	3.87 0.07
	2サイクル目	3.52 0.09
	3サイクル目	3.51 0.08

圧縮剛性の単位:  $\times 10^3 \text{kN/m}$

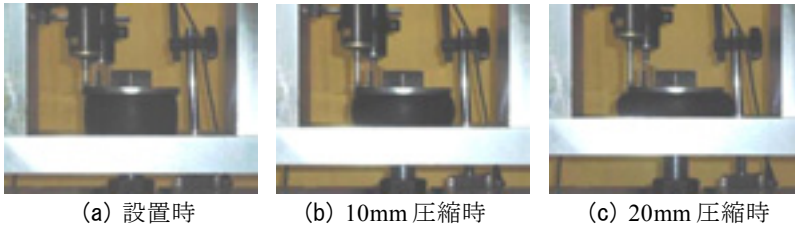


図-7 ゴムワッシャの変形状況

表-4 圧縮剛性 (傾斜時)

評価対象	圧縮剛性(変化率)
第1区間	1サイクル目 1.16 (0.99)
	2サイクル目 1.08 (0.99)
	3サイクル目 1.06 (0.99)
第2区間	1サイクル目 2.33 (1.10)
	2サイクル目 1.56 (1.01)
	3サイクル目 1.48 (1.01)
第3区間	1サイクル目 4.52 (1.19)
	2サイクル目 4.23 (1.21)
	3サイクル目 4.28 (1.25)

剛性の単位:  $\times 10^3 \text{kN/m}$

( )内の数値は表-3の値に対する比。

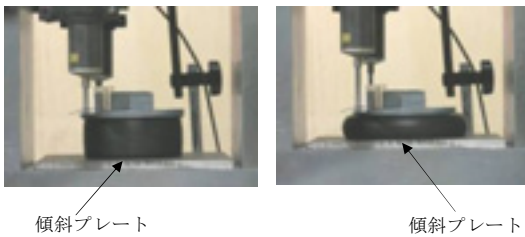


図-8 傾斜時試験状況

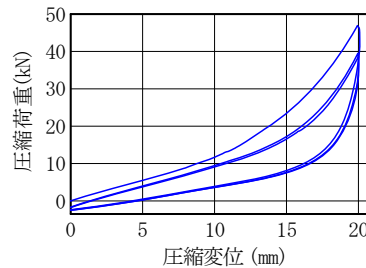


図-9 傾斜時の荷重-変位関係

(3) 試験結果

a) 基本性能試験

図-6、表-3に基本性能試験の結果を示す。ここで、ゴムワッシャの圧縮剛性は、圧縮変位 0~10mm の第1区間、圧縮変位 10~15mm の第2区間、圧縮変位 15~20mm の第3区間の各区間において、圧縮載荷時の荷重-変位関係より求めることとした(以下同じ)。

荷重-変位関係を見ると、2、3サイクル目に比べ1サイクル目では1割程度荷重が大きくなっている。各区間の圧縮剛性も1サイクル目が最も大きくなっており、第1区間で  $1.17 \times 10^3 \text{kN/m}$ 、第2区間で  $2.10 \times 10^3 \text{kN/m}$ 、第3区間で  $3.87 \times 10^3 \text{kN/m}$  となっている。ここで、1サイクル目と2サイクル目の圧縮剛性を比較すると、第1および第3区間では7~8%の変化であるのに対し、第2区間では25%以上の変化となっている。これはゴム材料がハードニングを開始する圧縮変位が1サイクル目に比べ2サイクル目以降で大きくなったためと考えられる。

各区間の圧縮剛性は、ゴム材料のハードニング現象によって第1、第2、第3と圧縮変位が大きな区間になるにつれて大きくなっており、第1区間に比べ第2区間では1.5倍、第3区間では3.3倍になっている。したがって、

本ゴムワッシャは開発のねらいであったゴム材料のハードニング現象を利用した圧縮剛性の調整が程度良く行えているといえる。

図-7にゴムワッシャの変形状況を示す。今回使用上の限界に設定した圧縮変形20mmまで安定して変形していることが分かる。また、ゴムワッシャは自由高から2mm程度圧縮した状態で設置されるため、設置時においてもゴムリングが若干膨れていることが確認できる。なお、試験終了後におけるゴムワッシャの変形状態は試験開始前(設置時)とほぼ同じであった。また、試験中および試験終了後において取付ボルトに緩みは生じていなかった。

b) 傾斜時性能試験

図-8に試験状況の写真を、図-9に荷重-変位関係を示す。また、表-4に各区間各サイクルにおける圧縮剛性を傾斜のない場合(表-3の数値)と比較して示す。

荷重-変位関係は傾斜のない場合とほぼ同じ傾向を示しているが、ハードニングによるゴム硬化の程度が大きいように思われる。各区間の圧縮剛性は、第1区間および第2区間の2サイクル目以降では傾斜のない場合とほぼ同じであるが、第2区間の1サイクル目では1.1倍、第3区間では1.2倍になっている。

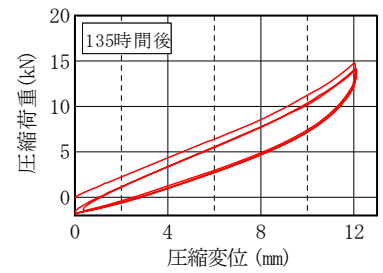
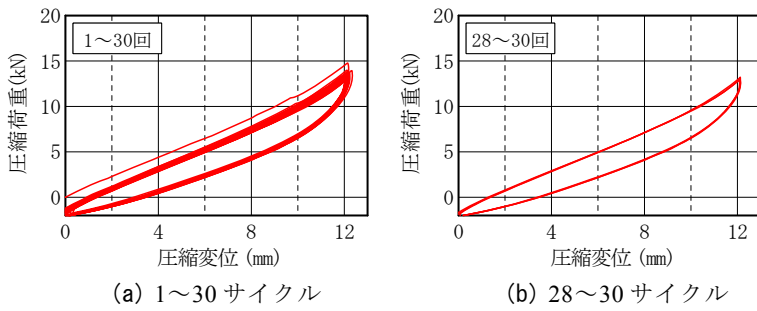
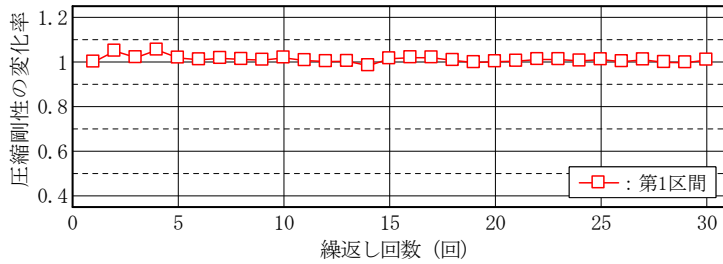


図-11 135 時間後の荷重-変位関係



(c) 繰返しによる圧縮剛性の変化率

図-10 圧縮変位 12mm の繰返し試験結果

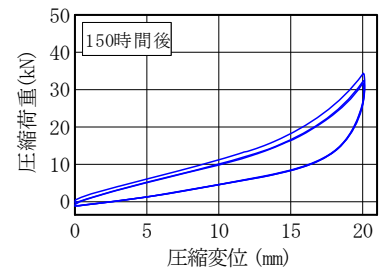
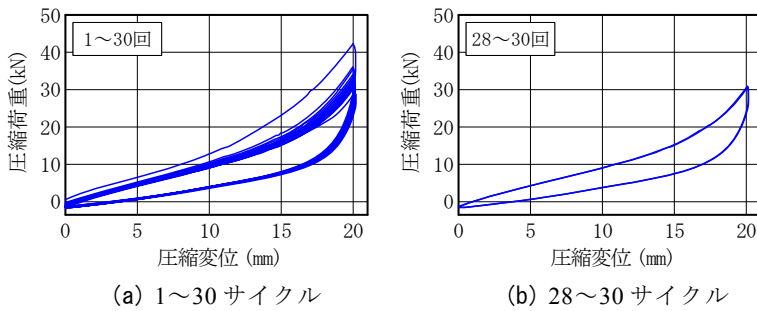
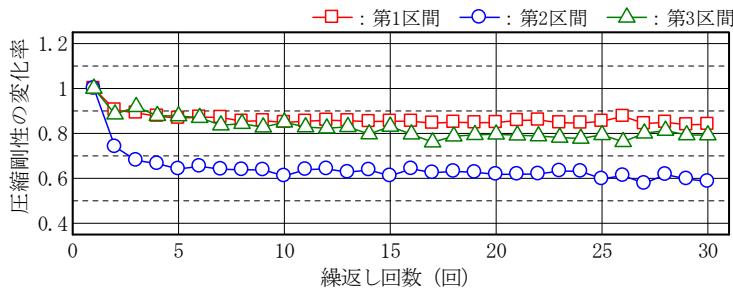


図-13 150 時間後の荷重-変位関係



(c) 繰返しによる圧縮剛性の変化率

図-12 圧縮変位 20mm の繰返し試験結果

表-5 135 時間後の圧縮剛性

評価対象	初期値	135時間後
第1区間	1サイクル目	1.10
	2サイクル目	1.16
	3サイクル目	1.13

単位： $\times 10^3 \text{kN/m}$   
( )内の数値は初期値に対する比。

表-6 150 時間後の圧縮剛性

評価対象	初期値	150時間後
第1区間	1サイクル目	1.19
	2サイクル目	1.08
	3サイクル目	1.06
第2区間	1サイクル目	2.09
	2サイクル目	1.54
	3サイクル目	1.41
第3区間	1サイクル目	3.84
	2サイクル目	3.40
	3サイクル目	3.62

単位： $\times 10^3 \text{kN/m}$   
( )内の数値は初期値に対する比。

c) 多数回繰返し試験

図-10, 図-11, 表-5 に圧縮変位 12mm の試験結果を, 図-12, 図-13, 表-6 に圧縮変位 20mm の試験結果を示す。

圧縮変位が 12mm の場合には繰返し加力による圧縮剛性の変化はほとんどなく, 試験終了後 135 時間後にはほぼ初期の状態に戻っている。したがって, 圧縮変位 12mm 以下の使用条件であれば, 繰返しによる圧縮剛性の変化は無視することができる。

一方, 圧縮変位が 20mm の場合には繰返し回数が増すにつれて圧縮剛性は低下しており, 30 サイクル目には第1,

第2, 第3の各区間においてそれぞれ初期の 85%, 60%, 80% になっている。試験終了後 150 時間経過後においても第1および第3区間では初期の 85%, 第2区間では初期の 70%にまでしか圧縮剛性は回復していない。しかしながら, 試験終了後においても取付ボルトに緩みは生じておらず, ゴム高さ(自由高)の変化も-0.3mm とごくわずかであったため, 繰返しによる圧縮剛性の低下が許容できるのであれば, これ以降の継続使用も可能であると考えられる。

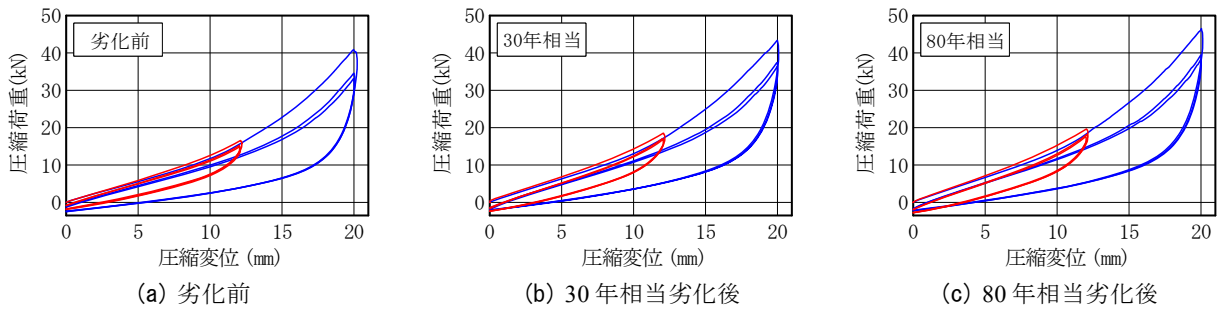


図-14 加熱劣化前後における荷重-変位関係

d) 加熱劣化促進試験

図-14 に加熱劣化前後における荷重-変位関係を、表-7 に加熱劣化前後における圧縮剛性の変化を示す。

経年による圧縮剛性の変化は第1区間で最も大きく、30年相当の劣化で+11~+15%、80年相当の劣化で+19%になっている。第2区間、第3区間と圧縮変位の大きな区間になるにつれてその程度は小さくなる傾向にあるものの、総括的には30年で+10%程度、80年で+20%程度の剛性変化が生じるものと考えられる。

表-7 加熱劣化による圧縮剛性の変化

評価対象	劣化前	30年相当劣化	80年相当劣化	
第1区間	1サイクル目	1.16	1.29 (1.11)	1.39 (1.19)
	2サイクル目	1.09	1.23 (1.13)	1.29 (1.19)
	3サイクル目	1.06	1.22 (1.15)	1.27 (1.19)
第2区間	1サイクル目	2.20	2.39 (1.09)	2.60 (1.18)
	2サイクル目	1.54	1.67 (1.09)	1.79 (1.16)
	3サイクル目	1.46	1.59 (1.09)	1.67 (1.15)
第3区間	1サイクル目	3.58	3.68 (1.03)	3.98 (1.11)
	2サイクル目	3.36	3.49 (1.04)	3.83 (1.14)
	3サイクル目	3.15	3.42 (1.09)	3.78 (1.20)

単位：×10<sup>3</sup>kN/m、( )内の数値は劣化前に対する比。

4. 実大引張試験

(1) 試験計画

実大サイズの積層ゴムと浮上り機構を組み合わせた時の構造性能を確認するために引張試験を行った。図-15 に試験体の断面図を、表-8 に積層ゴムの諸元を示す。

積層ゴムは直径1,300mm、ゴム層総厚254.8mmであり、下部フランジプレートの厚さは60mmである。ベースプレートは溝部深さ40mm、溝部直径1,853mm（下部フランジプレートの直径+3mm）であり、実際の応力伝達経路を再現するために、下部反力盤上に固定されたアタッチプレートにスタッドジベルの位置でボルト固定した(図-16 参照)。ゴムワッシャは3章の単体試験で使用したものと同一であり、試験開始時に未使用のものを設置し、試験終了まで同じものを使用した。

表-9 に各試験の試験方法を、表-10 に試験条件および試験順序を示す。引張試験は引張変位のみを与える単純引張試験、オフセットせん断変形を与えた状態で引張変位を与えるオフセットせん断-引張試験、オフセット引張-せん断試験の3種類とした。また、引張試験前後における基本性能の変化を確認するために、出荷時検査と同様の基本性能試験を適宜行うこととした。

図-17 に試験機の外観図を、表-11 に測定項目および測定機器を、図-18 に測定位置の概略図を示す。

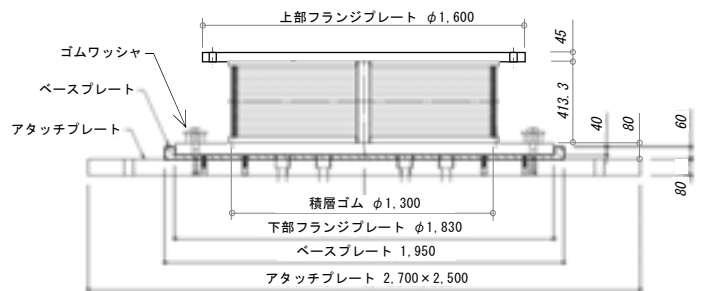


図-15 試験体の断面図

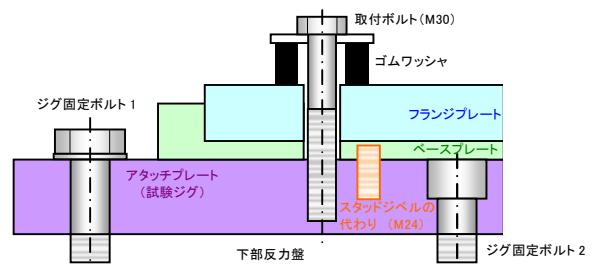


図-16 試験体設置のイメージ図

表-8 積層ゴムの諸元

ゴム材料	G=0.39 N/mm <sup>2</sup>	
ゴム直径	外径=1300mm, 内径=65mm	
ゴム断面積	1.324 m <sup>2</sup>	
ゴム層厚×層数	9.8mm×26層=254.8mm	
形状係数	S1=31.5, S2=5.1	
基本性能	鉛直剛性	5260×10 <sup>3</sup> kN/m
	水平剛性	2.04×10 <sup>3</sup> kN/m



表-9 試験方法

試験名称	測定方法	
単純引張試験	規定の引張変位を3サイクル与え、鉛直荷重-鉛直変位関係を記録する。	
オフセットせん断-引張試験	規定のオフセットせん断ひずみを与えた状態で、規定の引張変位を3サイクル与え、鉛直荷重-鉛直変位関係を記録する。	
オフセット引張-せん断試験	規定の引張変位を与えた状態で、規定のせん断ひずみを3サイクル与え、水平荷重-水平変位関係を記録する。	
基本性能試験	水平剛性	面圧15N/mm <sup>2</sup> 相当の鉛直荷重を載荷し、せん断ひずみ $\gamma = \pm 100\%$ を3サイクル与え、3回目の履歴特性の最大変位値と最大荷重値の交点とその各最小値の交点を結んだ直線の傾きを算出する。
	鉛直剛性	面圧15N/mm <sup>2</sup> 相当の鉛直荷重を載荷し、荷重振幅 $\pm 30\%$ を3サイクル加力した時の3回目の履歴特性の最大変位値と最大荷重値の交点とその各最小値の交点を結んだ直線の傾きを算出する。

表-11 測定項目および測定機器

測定項目	記号	計測機器	仕様
水平変位	—	試験機内蔵変位計	±800mm
水平荷重	—	ロードセル	8,000kN
上下反力盤間変位	D1~D4	接触式変位計	±25mm
ゴムワッシャ鉛直変位	F1~F3	レーザー変位計	±40mm
積層ゴム鉛直変位	L1, L2		
鉛直荷重	—	ロードセル	3,500kN

表-10 試験条件および試験順序

No	試験区分	せん断ひずみ (水平変位)	鉛直ひずみ または 面圧
1	基本(水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm <sup>2</sup> (19860kN)
2	基本(鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm <sup>2</sup> ±30%
3	単純引張	0% (0mm)	0~3.9% (0~10mm)
4	オフセットせん断-引張	+100% (+254.8mm)	0~3.9% (0~10mm)
5	オフセット引張-せん断	±100% (±254.8mm)	3.9% (10mm)
6	基本(水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm <sup>2</sup> (19860kN)
7	基本(鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm <sup>2</sup> ±30%
8	オフセットせん断-引張	+200% (+509.6mm)	0~3.9% (0~10mm)
9	オフセット引張-せん断	±200% (±509.6mm)	3.9% (10mm)
10	基本(水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm <sup>2</sup> (19860kN)
11	基本(鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm <sup>2</sup> ±30%
12	基本(水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm <sup>2</sup> (19860kN)
13	基本(鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm <sup>2</sup> ±30%
14	単純引張	0% (0mm)	0~7.8% (0~20mm)
15	オフセットせん断-引張	+100% (+254.8mm)	0~7.8% (0~20mm)
16	オフセット引張-せん断	±100% (±254.8mm)	7.8% (20mm)
17	オフセットせん断-引張	+200% (+509.6mm)	0~7.8% (0~20mm)
18	オフセット引張-せん断	±200% (±509.6mm)	7.8% (20mm)
19	基本(水平剛性)	±100% (±254.8mm)	15N/mm <sup>2</sup> (19860kN)
20	基本(鉛直剛性)	0% (0mm)	15N/mm <sup>2</sup> ±30%

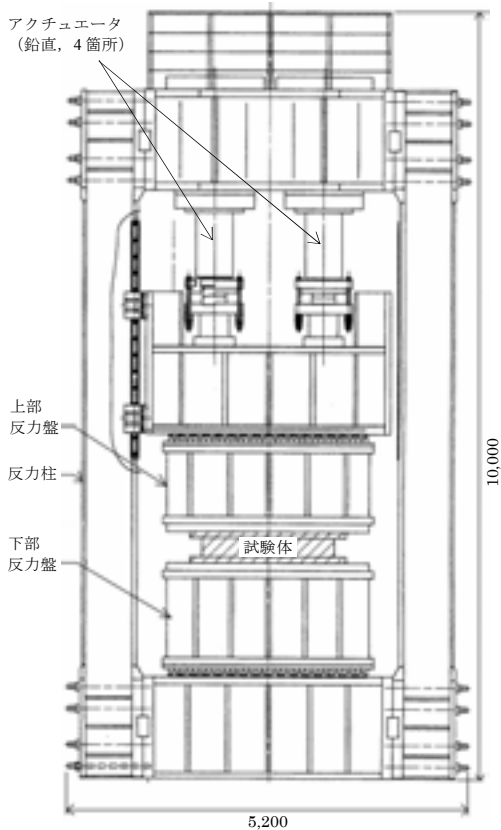


図-17 試験機の外観図

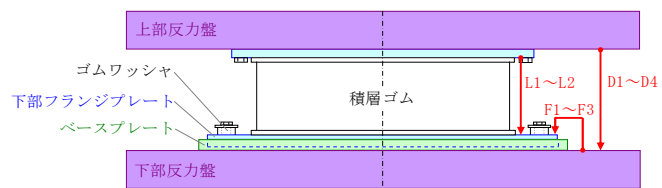
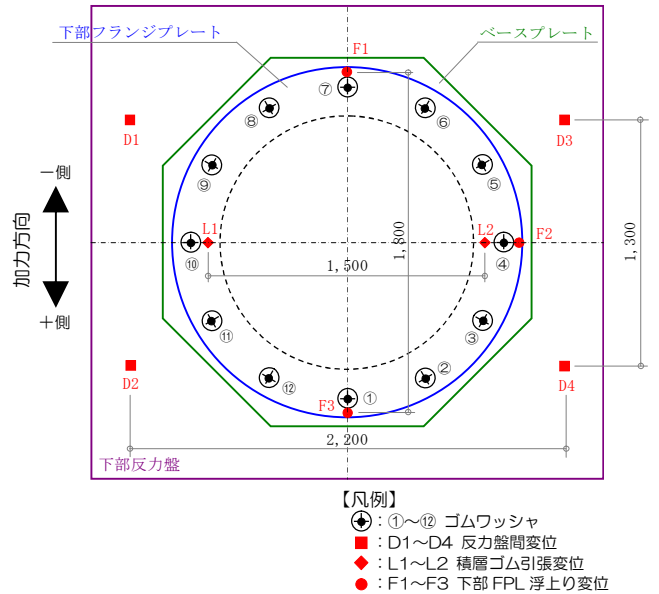


図-18 測定位置の概略図

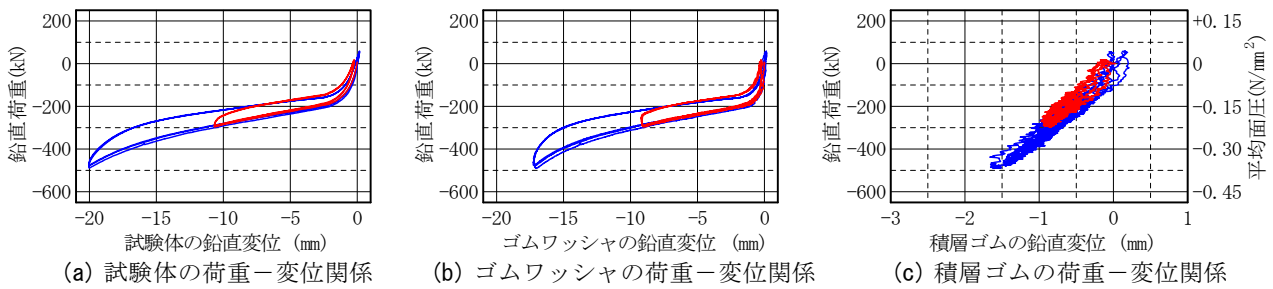


図-19 単純引張試験結果

(2) 試験結果

以下では、試験体の鉛直変位は D1～D4 の平均値、ゴムワッシャの鉛直変位は F1 と F3 の平均値、積層ゴムの鉛直変位は L1 と L2 の平均値とした。また、下部フランジプレートの回転角は F1 と F3 の差分より求めた。

a) 単純引張試験

図-19 に単純引張試験結果を示す。図(a),(b),(c)ともに縦軸は鉛直荷重 (図(c)の右縦軸は積層ゴムの平均面圧) であり引張側を負としている。横軸はそれぞれ試験体の鉛直変位、ゴムワッシャの鉛直変位、積層ゴムの鉛直変位であり、試験体および積層ゴムは引張側、ゴムワッシャは圧縮側を負としている。

試験体の鉛直変位が-20mmのときの鉛直荷重は-488kN、積層ゴムの平均面圧は-0.37N/mm<sup>2</sup>であり、積層ゴムの引張限界強度の基準値-1N/mm<sup>2</sup>の40%以下である。積層ゴムの鉛直変位も最大-1.8mmであり、鉛直剛性の線形性も保たれていることから、積層ゴムに引張降伏は生じていないものと考えられる。

試験体の荷重-変位関係より、下部フランジプレートが完全に浮上った後の載荷時3サイクル目の鉛直剛性を求めると、ゴムワッシャの第1区間に相当する-3～-12mmの範囲で  $1.13 \times 10^4$  kN/m、第2区間に相当する-12～-17.5mmの範囲で  $1.68 \times 10^4$  kN/mとなる。これは後述のゴムワッシャおよび積層ゴムの鉛直剛性を直列ばねとして計算した鉛直剛性のそれぞれ97%および95%に相当する。フランジプレートの面外剛性が考慮されていないため両者は完全には一致していないが、前述の直列ばねによる剛性計算は実用的には十分な精度であるといえる。

ゴムワッシャの荷重-変位関係より、ゴムワッシャの鉛直変位が-2～-10mmまでの第1区間および-10～-15mmまでの第2区間における載荷時3サイクル目の鉛直剛性を求めるとそれぞれ  $1.30 \times 10^4$  kN/m、 $1.89 \times 10^4$  kN/mとなる。これらの値をゴムワッシャ1個あたりに換算するとそれぞれ  $1.08 \times 10^3$  kN/m、 $1.58 \times 10^3$  kN/mであり、表-3に示したゴムワッシャ単体の圧縮剛性とおおむね一致する。したがって、下部フランジプレートが単純引張試験のようにまっすぐに浮上る場合には、ゴムワッシャ単体

の圧縮剛性を個数倍したものを浮上り機構の鉛直剛性とみなすことが可能である。

最後に、積層ゴムの荷重-変位関係より3サイクル目の引張剛性を最小2乗法で求めると  $3.0 \times 10^5$  kN/mとなる。これは基本性能試験結果より求めた圧縮変位1mmまでの圧縮剛性  $3.2 \times 10^5$  kN/mとほぼ同じ値であった。また、基本性能試験で求めた初期圧縮剛性  $4.7 \times 10^6$  kN/mの1/16であり、積層ゴムの引張変位にフランジプレートの面外変形が含まれていないために、過去に行われたφ1,200mm積層ゴムの引張試験結果(圧縮剛性の1/28)<sup>4)</sup>よりも高率であった。

b) オフセットせん断-引張試験

図-20 にオフセットせん断変形509.6mm(せん断ひずみ200%)時の試験結果を、図-21 に鉛直変位-20mmの時の試験状況写真を示す。ここで、図-20(d)の縦軸は下部フランジプレートの回転角であり、図-18 に示すF1側の浮上り変位がF3側よりも大きい場合を正としている。また、図-20(e)と(f)の横軸はそれぞれゴムワッシャと積層ゴムの補正鉛直変位(実測された鉛直変位を上下鉛直荷重作用線の中心位置における鉛直変位に換算したもの、図-22 参照)である。

オフセットせん断変形を与えると浮上り機構の嵌合部に圧縮力が生じ、浮上り時の摩擦抵抗力が大きくなるため、引張荷重は単純引張試験よりも大きくなると予想される。しかしながら、試験体の鉛直変位-20mmの時の鉛直荷重は-496kN、積層ゴムの平均面圧に換算して-0.37N/mm<sup>2</sup>であり、単純引張試験とほぼ同じ値であった。

これはせん断変形によって積層ゴムの引張剛性が低下したためと考えられる。確認のため、鉛直荷重と積層ゴムの補正鉛直変位の関係(図-20(f))から3サイクル目の引張剛性を最小2乗法で求めると、せん断ひずみ100%時で  $2.70 \times 10^5$  kN/m、200%時で  $1.67 \times 10^5$  kN/mであり、それぞれ単純引張試験結果の90%、56%であった。

図-23 にせん断ひずみ0%を基準とした積層ゴムの引張剛性の変化率  $\Delta k$  とせん断ひずみ  $\gamma$  の関係を示す。両者の関係は、せん断ひずみ200%までの範囲では、同図中に実線で示した式(1)で精度良く模擬できている。

$$\Delta k = 1 - 0.11 \times \gamma^2 \quad (1)$$

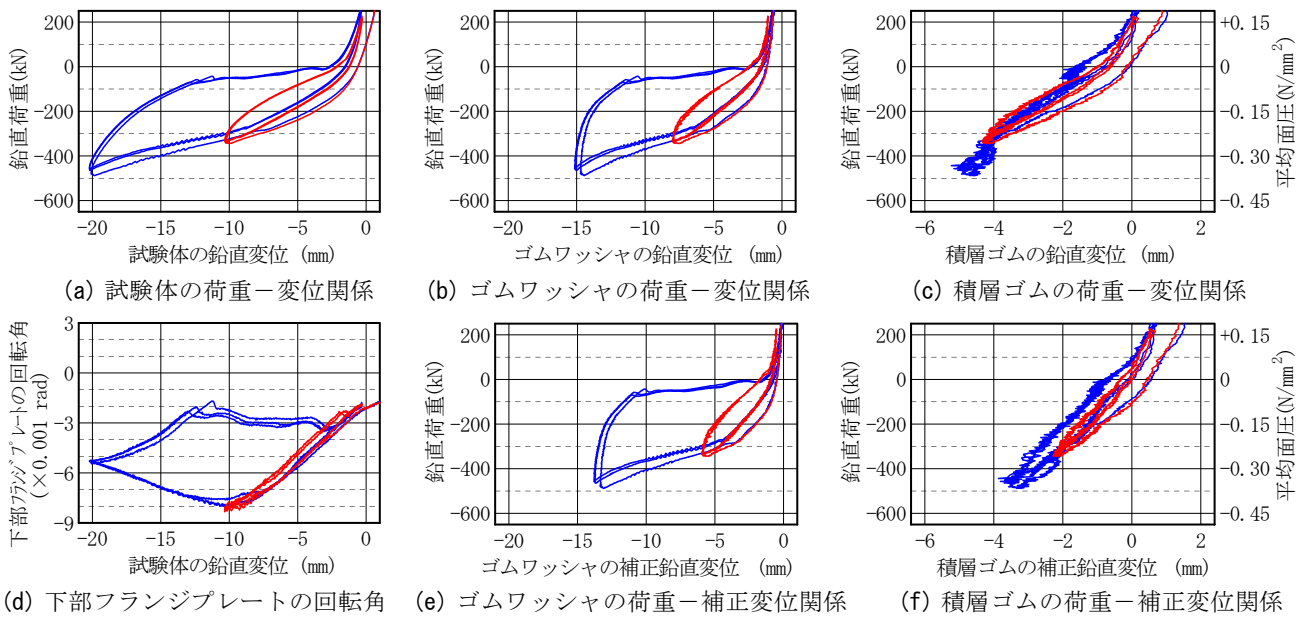


図-20 オフセットせん断-引張試験結果 (オフセットせん断ひずみ 200%)

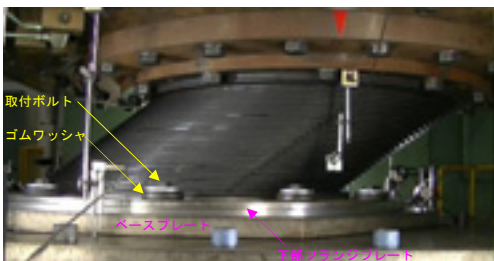


図-21 オフセットせん断-引張試験の状況

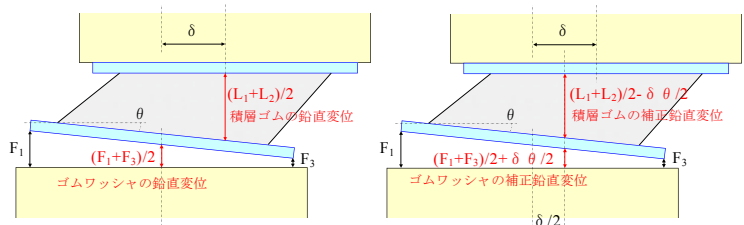


図-22 鉛直変位と補正鉛直変位

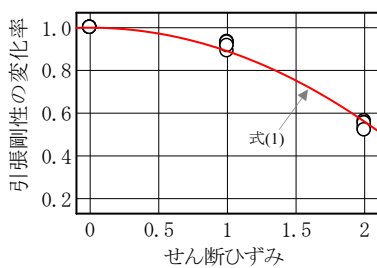


図-23 引張剛性の変化率

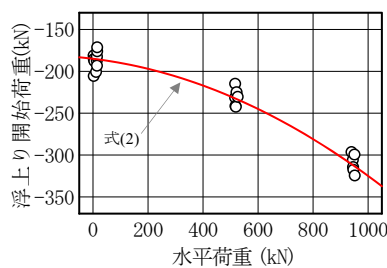


図-24 浮上り開始荷重の変化

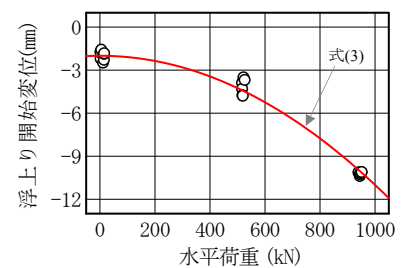


図-25 浮上り開始変位の変化

図-20 (a) および (d) をみると、嵌合部の支圧力によって当該箇所における浮上りが拘束され、下部フランジプレートに回転（水平面に対する傾斜）が生じていることが分かる。回転角は下部フランジプレート全体が浮上る直前で $-0.008\text{rad}$ の最大値に達し、その後、下部フランジプレート全体が浮上り始めると徐々に小さくなっている。

ここで、下部フランジプレート全体が浮上り始めると回転角が小さくなる理由としてはゴムワッシャのハードニングに伴う圧縮剛性の変化が考えられる。つまり、嵌合部側のゴムワッシャが圧縮変形を始める頃にはその反対側のゴムワッシャはすでに大きく圧縮変形しているため、嵌合部側よりもゴムワッシャの抵抗力が大きくなって、これ以降の変形があまり進まなかったものと考えら

れる。

なお、今回の検討の範囲では回転角の最大値は $0.008\text{rad}$ であり、使用上の限界の目安とされる $0.01\text{rad}$ 以下であったが、積層ゴムのせん断変形が今回の検討の範囲を超えて大きくなると、引張応力よりも先に回転角が限界に達することも十分に考えられるため注意が必要である。

図-24 に下部フランジプレート全体が浮上り始めるときの鉛直荷重（以下、浮上り開始荷重）と水平荷重の関係を、図-25 に下部フランジプレート全体が浮上り始めるときの鉛直変位（以下、浮上り開始変位）と水平荷重の関係を示す。

浮上り開始荷重 $F$ と水平荷重 $Q$ の関係は式(2)で、浮上り開始変位 $D$ と水平荷重 $Q$ の関係は式(3)で表現でき

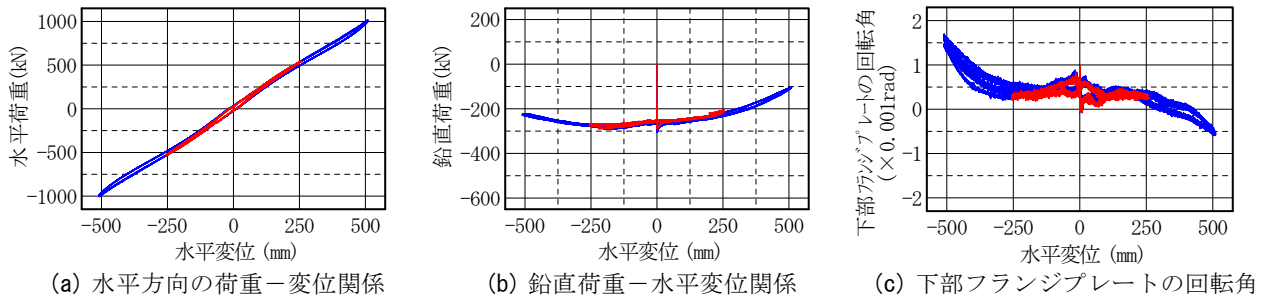


図-26 オフセット引張 10mm の試験結果

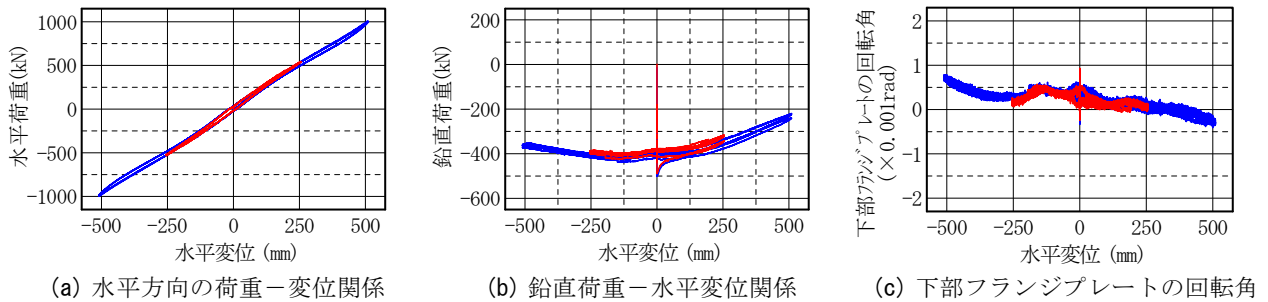


図-27 オフセット引張 20mm の試験結果

る。ここで、式(2)よりせん断ひずみ 300% ( $Q = 1,560\text{kN}$ ) における浮上り開始荷重を求めると  $-491\text{kN}$  となる。また、鉛直変位を  $-20\text{mm}$ 、下部フランジプレートが完全に浮上り始めた後の鉛直剛性をゴムワッシャの第 2、第 3 区間の圧縮剛性の平均値の個数倍と仮定し、浮上り後の荷重変化を求めると  $-716\text{kN}$  となる。したがって、せん断ひずみ 300%、鉛直変位  $-20\text{mm}$  の時の引張荷重は  $1,207\text{kN}$ 、積層ゴムの平均引張面圧に換算して  $0.91\text{N/mm}^2$  となるため、この条件下において積層ゴムが引張降伏することはないものと考えられる。ただし、式(3)によればこのとき下部フランジプレートの嵌合部側は浮上っておらず、積層ゴムには  $0.02\text{rad}$  を超える回転が生じていると考えられるため、実際にこの条件下での使用を想定する場合には、回転に対する検討が必要である。

$$F = -185 - 4 \times 10^{-2} \times Q - 10^{-4} \times Q^2 \quad (2)$$

$$D = -2 - 9 \times 10^{-6} \times Q^2 \quad (3)$$

ここに、 $F$  : 浮上り開始荷重 (kN)  
 $D$  : 浮上り開始変位 (mm)  
 $Q$  : 水平荷重 (kN)

鉛直荷重とゴムワッシャの補正鉛直変位の関係 (図-20(e)) から、補正鉛直変位が  $-6 \sim -10\text{mm}$  の第 1 区間における載荷時 3 サイクル目の鉛直剛性を求めると  $1.47 \times 10^4\text{kN/m}$  となり、単純引張試験結果の 1.13 倍になっている。ゴムワッシャ 1 個あたりに換算すると  $1.23 \times 10^3\text{kN/m}$  であり、ゴムワッシャ単体試験結果の第 1 区間と第 2 区間の圧縮剛性の平均値程度になっている。これは、補正鉛直変位が第 1 区間の範囲内にあっても、下部フランジ

プレートの回転により、一部のゴムワッシャの圧縮変位はすでに第 2、第 3 区間に入っているためと考えられる。

したがって、下部フランジプレートに大きな回転が生じる場合には、ゴムワッシャ単体の圧縮剛性を個数倍して浮上り機構の鉛直剛性とするのは難しく、ゴムワッシャ個々の圧縮変位を見極めた上で全体の鉛直剛性を推定する必要があると考えられる。

### c) オフセット引張－せん断試験

図-26 と図-27 にオフセット引張－せん断試験の結果を示す。図-26 は試験体の鉛直変位が  $-10\text{mm}$  の場合、図-27 は  $-20\text{mm}$  の場合である。

水平方向の荷重－変位関係をみると、積層ゴムに浮上りが生じた場合でも水平剛性の線形性は確保されており、せん断ひずみ 100% 時で  $2.10 \times 10^3\text{kN/m}$ 、200% 時で  $1.97 \times 10^3\text{kN/m}$  であって、表-8 に示した基本性能と非常に良く一致している。したがって浮上りが生じた場合でも積層ゴムは所要の水平性能を保持し続けているといえる。

鉛直荷重と水平変位の関係をみると、水平変位のプラス側とマイナス側で程度は異なるものの、水平変形が大きくなるにつれて引張荷重は小さくなっている。これは試験体の伸びに伴う引張荷重の増加よりも積層ゴムの剛性低下に伴う引張荷重の減少の方が影響が大きかったためと考えられる。

下部フランジプレートの回転角をみると、試験体の鉛直変位が  $-10\text{mm}$  の時の方が  $-20\text{mm}$  の時よりも大きくなっている。これはゴムワッシャの圧縮剛性が非線形であり、圧縮変位が  $15\text{mm}$  を超える第 3 区間では圧縮変位  $10\text{mm}$  までの第 1 区間に比べ 3 倍以上の高剛性となるためと考



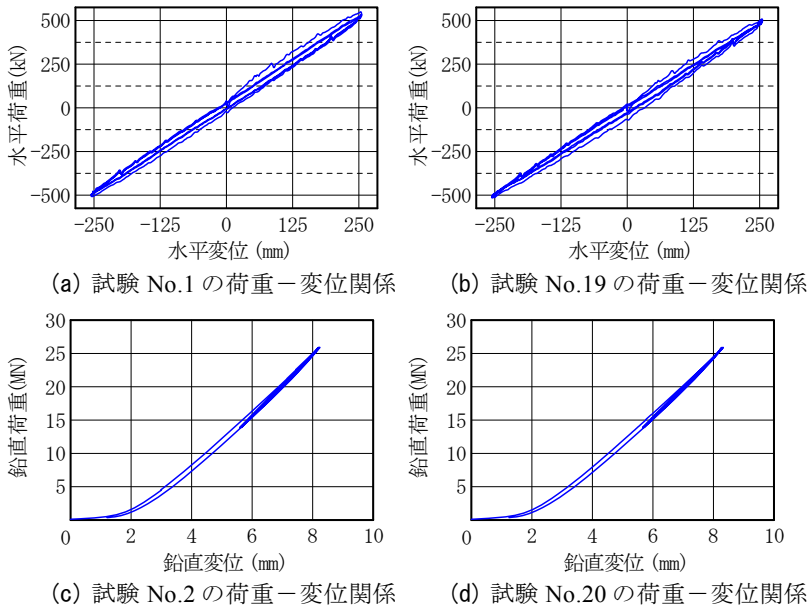


図-28 初期と最終の基本性能試験結果

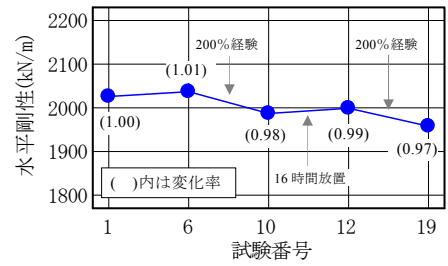


図-29 水平剛性の変化

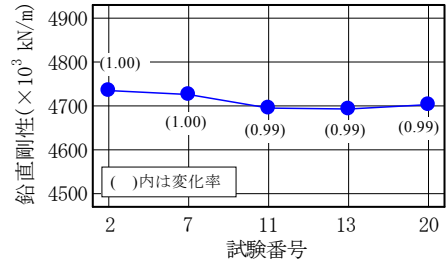


図-30 鉛直剛性の変化

表-12 ゴムワッシャの圧縮剛性

評価対象		位置①	位置④	位置⑦
第1区間	1サイクル目	1.10 (0.94)	1.11 (0.94)	1.10 (0.93)
	2サイクル目	1.08 (0.99)	1.07 (0.98)	1.09 (1.00)
	3サイクル目	1.07 (1.00)	1.08 (1.01)	1.08 (1.01)
第2区間	1サイクル目	1.72 (0.82)	1.78 (0.85)	1.68 (0.80)
	2サイクル目	1.40 (0.91)	1.42 (0.92)	1.40 (0.91)
	3サイクル目	1.36 (0.93)	1.38 (0.94)	1.37 (0.94)
第3区間	1サイクル目	3.49 (0.90)	3.59 (0.93)	3.45 (0.89)
	2サイクル目	3.27 (0.93)	3.34 (0.95)	3.26 (0.93)
	3サイクル目	3.22 (0.92)	3.22 (0.92)	3.22 (0.92)

単位： $\times 10^3 \text{kN/m}$ ，( )内の数値は表-3の値に対する比。

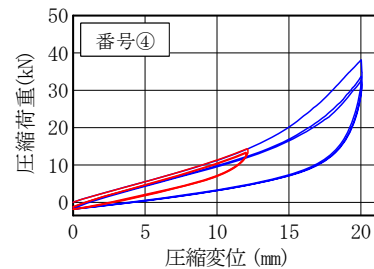


図-31 ゴムワッシャの荷重-変位関係

えられる。つまり、鉛直変位が-10mmの時よりも-20mmの時の方が取付ボルトの固定度が高まったために回転角が小さくなったと考えられる。なお、ゴムワッシャの鉛直変位は試験体の鉛直変位が-10mmの時で-8~-9mm、-20mmの時で-17~-18mmであった。

#### d) 基本性能試験

図-28に初期(試験 No.1,2)および最終(試験 No.19,20)の基本性能試験の荷重-変位関係を示す。また、図-29、図-30にそれぞれ水平剛性および鉛直剛性の変化を示す。

水平および鉛直方向ともに初期および最終の荷重-変位関係に有意な差は認められず、剛性の変化も水平で-3%、鉛直で-1%と非常に小さい。したがって、本機構を用いて据付けられたφ1,300mmの積層ゴムの浮上りが生じ500kN(平均面圧0.38kN/mm<sup>2</sup>)の引張力が作用した後も健全であり、継続使用可能であると考えられる。なお、水平剛性の低下はせん断ひずみ200%の水平載荷によるものであり、積層ゴムの浮上りや引張応力による影響はごくわずかであると推測される。

#### (3) ゴムワッシャの残存性能

実大引張試験で使用したゴムワッシャの残存性能を確認するために、実大引張試験の約1ヶ月後に単体試験を実施した。試験体は図-18に示す番号①、④、⑦の位置で使用した3体であり、実大引張試験における最大圧縮変位はそれぞれ18.4mm、17.9mm、19.9mmである。

表-12、図-31に試験結果を示す。第1区間の圧縮剛性をみると1サイクル目では6~7%低下しているものの、2,3サイクル目では初期とほぼ同じ値になっている。一方、第2、第3区間をみると、2サイクル目以降でも5~9%の剛性低下が認められ、第2区間の1サイクル目では最大20%の剛性低下が認められる。しかしながら、外観に損傷はなく、荷重-変位関係も初期と大差なく安定している。また、別途実施した寸法検査によればゴム高さ(自由高)の変化も-0.3~-0.5mmとごくわずかであった。したがって、上記鉛直剛性の変化が許容できるのであれば、実大引張試験によって最大圧縮変位20mm、最大回転角0.008rad、累積変位700mm以上を経験したゴムワッシャのこれ以降の継続使用も可能であると考えられる。

## 5. まとめ

積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させずに上部構造を浮上らせることのできる積層ゴム据付法について検討した。浮上り機構の主構成要素であるゴムワッシャの単体試験および浮上り機構を用いたφ1,300mmの積層ゴムの引張試験を実施し、以下の結論を得た。

### (1) ゴムワッシャの単体性能について

- ① 圧縮変位0~10mmの第1区間、10~15mmの第2区間、15~20mmの第3区間における処女載荷時の圧縮剛性はそれぞれ  $1.17 \times 10^3 \text{kN/m}$ 、 $2.10 \times 10^3 \text{kN/m}$ 、 $3.87 \times 10^3 \text{kN/m}$  である。
- ② 0.01radの回転（上下面間の相対的な傾斜）が生じて第1区間の圧縮剛性はほとんど変化しない。第2および第3区間の圧縮剛性はそれぞれ1.1倍、1.2倍になる。
- ③ 12mmの圧縮変位を30回繰返し経験しても圧縮剛性はほとんど変化しない。20mmの場合には第1、第2、第3区間の圧縮剛性はそれぞれ0.85倍、0.60倍、0.80倍になる。
- ④ 30年および80年相当の経年変化により圧縮剛性はそれぞれ1.1倍、1.2倍になる。

### (2) 積層ゴムと浮上り機構を組み合わせた時の性能について

- ① 積層ゴムの平均引張応力は鉛直変位-10mmで  $0.22 \sim 0.26 \text{N/mm}^2$ 、-20mmで  $0.36 \sim 0.37 \text{N/mm}^2$  であり、引張限界強度の基準値  $1 \text{N/mm}^2$  の40%未満である。
- ② 積層ゴムのせん断変形によって浮上り機構の嵌合部に圧縮力が生じると、当該箇所における浮上りが拘束され回転が生じる。回転角は積層ゴムのせん断力に支配され、下部フランジプレート全体が浮上る直前で最大となる。せん断ひずみ200%（せん断力1,000kN）の場合、鉛直変位-10mmで回転角は最大となり0.008radに達する。
- ③ 積層ゴムの引張剛性は水平変形0で  $3.0 \times 10^5 \text{kN/m}$ 、255mm ( $\gamma=100\%$ )で  $2.7 \times 10^5 \text{kN/m}$ 、510mm ( $\gamma=200\%$ )で  $1.6 \times 10^5 \text{kN/m}$  であり、水平変形が大きくなるにつれて低下する傾向にある。
- ④ 積層ゴムに浮上りが生じて水平方向の荷重-変位関係は線形性を保っており水平剛性も変化しない。また、浮上り経験後においても積層ゴムの水平および鉛直の基本性能に変化は認められない。

以上より、本浮上り機構を用いた積層ゴム据付法は、積層ゴムに過大な引張変形や引張応力を作用させることなく上部構造を浮上らせることのできる据付法のひとつであることが実証されたといえる。ただし、積層ゴムのせん断変形が今回の検討の範囲を超えて大きくなると、浮上り時における下部フランジプレートの回転角が0.01rad以上となり、引張応力よりも先に回転角が使用上の限界に達することがあるため注意が必要である。

なお、浮上り機構と積層ゴムを組み合わせた時の性能は、想定する使用条件のみならず、嵌合部の平滑度や各部のクリアランス等によっても変化するため、これら諸条件の変化が各性能に及ぼす影響を把握することも重要と考えられるが、それらについては今後の検討課題としたい。

### 参考文献

- 1) 荻野伸行, 加藤直樹, 柳勝幸, 開発美雪, 堀田 祐介, 和田章: IBT ワッシャを用いた φ1100 積層ゴムの性能確認試験 (その1) ~ (その3), 日本建築学会大会 (東北) 学術講演梗概集 B-2 分冊, pp.837-842, 2009.7
- 2) 藤波健剛, 龍神弘明, 森本 敏幸, 五十嵐治人, 柳勝幸, 開発美雪, 前野慧, 和田章: ゴムリングを用いた φ1100 積層ゴムの性能確認試験 (その1) ~ (その4), 日本建築学会大会 (北陸) 学術講演梗概集 B-2 分冊, pp.219-226, 2010.7
- 3) 熊澤千果生, 高坂隆一, 柳勝幸, 前野慧, 和田明: ゴムリングを用いた φ1300 積層ゴムの性能確認試験 (その1) ~ (その3), 日本建築学会大会 (関東) 学術講演梗概集 B-2 分冊, pp.493-498, 2011.7
- 4) 村松佳孝, 西川一郎, 川端一三, 高山正春, 木村雄一: 大サイズ天然ゴム系積層ゴムアイソレータの引張特性, 日本建築学会技術報告集第12号, pp.53-56, 2001.1

# 高強度異形鉄筋を用いて接合した柱 RC 梁 S 混合構造の加力実験

## Loading Tests of Mixed Structures Connecting Steel Beams to RC Columns Using High Strength Deformed Bars

	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
	松永 健太郎	KENTARO MATSUNAGA
構造設計ディビジョン	小林 知己	TOMOMI KOBAYASHI
構造設計ディビジョン	土居 和雅	KAZUMASA DOI
建築生産計画部	松井 幸一郎	KOICHIRO MATSUI

本報では RC 柱と鉄骨梁で架構を形成する混合構造の、より施工性の高い接合方法の開発を目的とし、柱梁接合部に配した高強度異形鉄筋を用いて両部材を接合するディテールを対象に加力実験を実施した。梁降伏型の十字形およびト形架構の最大荷重は、いずれも鉄骨梁の全塑性曲げ強度相当の荷重を上回り、荷重-変形関係は良好な履歴性状を示した。柱梁接合部のせん断破壊型架構の実験結果より、本構造の柱梁接合部のせん断強度は、RC 造で用いられている既往の設計式を準用することによっておおむね評価できることが確認された。  
キーワード：混合構造、鉄筋コンクリート柱、鉄骨梁、高強度異形鉄筋、柱梁接合部

Loading tests of mixed structures connecting steel beams to RC columns using high strength deformed bars inside the panel zone were conducted in this paper. Cross-shaped or exterior-shaped frames of weak beam type showed ultimate strength exceeding full plastic moment of the beam. Experimental results indicated that shear strength of the beam-column joint was evaluated by assuming the joint to be RC structures.

**Key Words:** Mixed Structure, Reinforced Concrete Column, Steel Beam, High Strength Deformed Bar, Beam-Column Joint

### 1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造の柱と鉄骨（S）造の梁で架構を形成する混合構造（RCS構造<sup>1)</sup>）は、柱間隔を比較的大きくでき、施工性に優れていることから、商業施設や物流施設などに広く適用されている。異種材料の部材をつなぐ柱梁接合部は、種々のディテールが考案されており、大別すると S 梁をほぼそのままの形で柱梁接合部に貫通させる梁貫通方式と、柱梁接合部内への S 梁の貫通を避けて RC 柱の連続性を確保する柱貫通方式がある<sup>1)</sup>。本研究は、より施工性の高い柱梁接合部ディテールを開発することを目的とし、図-1に示すように、建物の水平 2 方向の架構（X、Y 方向）のうち、X 方向を柱貫通方式とし、Y 方向を梁貫通方式とするものである。X 方向（本実験の加力方向）は、高強度異形鉄筋を長締めボルト<sup>1)~3)</sup>の代替として RC 柱に貫通させ、S

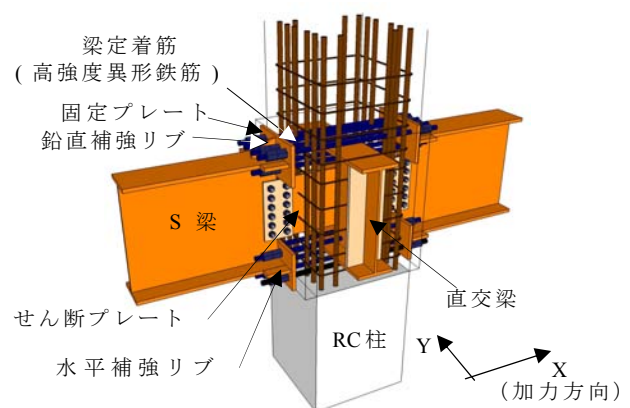


図-1 柱梁接合部の概要

表-1 試験体一覧

試験体	HRCs01	HRCs02	HRCs03	
形状	十字		ト字	
想定破壊形式	梁曲げ降伏 先行	柱梁接合部 せん断破壊	梁曲げ降伏 先行	
柱	せいDc×幅Bc (mm)	350×350		
	設計基準強度	Fc60	Fc36	Fc60
	主筋	16-D16 (SD390)		
	せん断補強筋	□-D6@40 (SD295A) , pw=0.46%		
	支持点間距離H	2,250mm		
	軸力N	1,000kN		
柱梁接合部	せいDp×幅Bp (mm)	426x350	418x350	388x350
	梁定着筋 (高強度異形鉄筋)	上下共6-D16 (USD685)	上下共8-D16 (USD685)	上下共6-D16 (USD685)
	せん断プレート	PL-6 (SM490A)		
	せん断補強筋	D6 (SD295A) , pw=0.36%		
梁	H形鋼サイズ	H-350x120 x7x11 <sup>*</sup> (SN490B)	H-350x175 x7x11 (SN490B)	H-350x120 x7x11 <sup>*</sup> (SN490B)
	固定プレート	PL-12 (SM490A)	PL-19 (SM490A)	PL-12 (SM490A)
	加力点間距離L	4,000mm		(L/2=2,000mm)

※H-350x175x7x11のフランジをカットして使用

表-2 コンクリートの材料試験結果一覧

試験体	部位	圧縮強度	ヤング係数	ポアソン	割裂強度
		N/mm <sup>2</sup>	×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	比	N/mm <sup>2</sup>
HRCs01	柱および 柱梁接合部	64.8	3.55	0.22	3.93
HRCs02		40.0	3.03	0.20	2.96
HRCs03		67.4	3.50	0.21	3.84

表-3 鋼材の材料試験結果一覧

種類	強度種別	試験体	使用部位	降伏点	降伏ひずみ	引張強度	ヤング係数
				N/mm <sup>2</sup>	×10 <sup>-6</sup>	N/mm <sup>2</sup>	×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
D19	SD490	HRCs02	柱主筋	543	3,049	712	1.91
D16	USD685A	共通	梁定着筋	739 <sup>*1</sup>	5,837	952	1.93
D16	SD390	HRCs01 HRCs03	柱主筋	444	2,424	602	1.91
D10	SD345	HRCs02	柱せん断補強筋	367	1,975	505	1.87
D6	SD295A	共通	柱・柱梁接合部 せん断補強筋	338 <sup>*1</sup>	3,739	512	1.95
PL-11	SN480B	共通	梁フランジ	421	2,190	541	2.05
PL-7			梁ウェブ	482	2,359	565	2.05
PL-19	SM490A	HRCs02	固定プレート	367 <sup>*2</sup>	-	519 <sup>*2</sup>	-
PL-12	SM490A	HRCs01 HRCs03		351	1,956	525	2.06
PL-12	SS400	HRCs01 HRCs03	水平補強リブ	291	1,985	423	2.04
PL-9	SS400	共通	鉛直補強リブ	282	1,379	413	2.06
PL-6	SM490A	共通	せん断プレート	421 <sup>*2</sup>	-	553 <sup>*2</sup>	-

\*1: 0.2%ひずみのオフセット値, \*2: ミルシート記載値

梁端に設けた固定プレートと高強度異形鉄筋をナット接合する柱貫通方式<sup>4)</sup>としている。このように柱梁接合部内に通る梁フランジを1方向のみとすることによって、鉄骨加工量を軽減し、柱梁接合部のコンクリートの充填性を向上させ、柱主筋を配置し易くすることができる。

前報<sup>4)</sup>では、このようなディテールの基本性状を検討するために、柱梁十字形架構実験とS梁端部の接合部実験を実施し、所定の耐力を発揮し得るS梁端の固定プレート部の補強方法を把握した。本報では、その補強方法を適用した場合の耐力と変形性能を確認するために実施した梁降伏型の十字形およびト形架構実験、および柱梁接合部のせん断強度の評価方法を検討するために実施した柱梁接合部せん断破壊型の十字形架構実験について報告する。

## 2. 実験計画

### (1) 試験体

表-1に試験体一覧を、図-2に試験体図を示す。試験体は、柱をRC造、梁をS造とした十字形架構2体とト形架構1体の計3体である。試験体は1/2.5程度の縮尺を想定したものであり、スパンはL=4,000mm、階高はH=2,250mm、柱断面は350×350mm、梁はH-350×120×7×11(SN490B)とした。試験体の想定破壊形式は、十字形架構のHRCs01とト形架構のHRCs03は梁曲げ降伏型であり、十字形架構のHRCs02は柱梁接合部のせん断破壊型である。

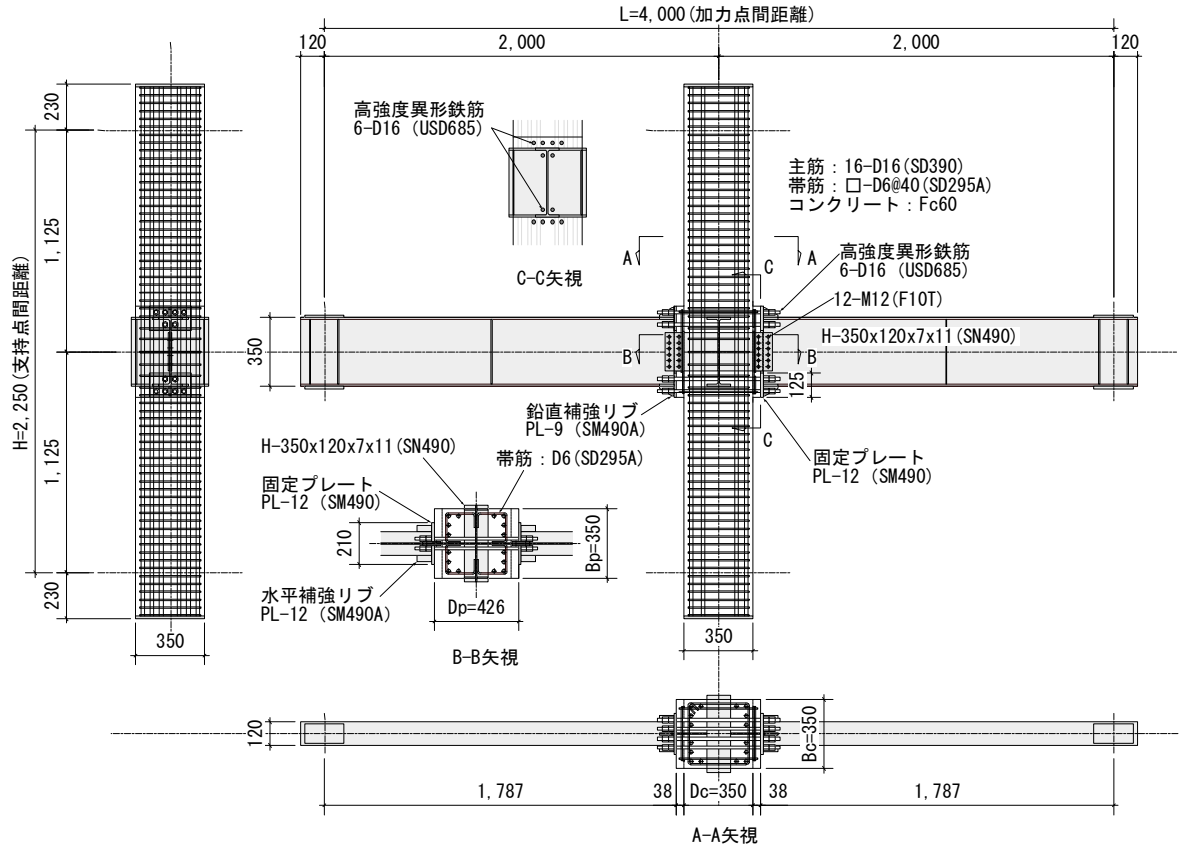
せん断破壊型である。

加力方向のS梁は、柱梁接合部を貫通しておらず、柱梁接合部内に通し配筋した高強度異形鉄筋(ねじ鉄筋、D16(USD685))、以下、梁定着筋と記す)をS梁端フランジ部の固定プレートに通し、ナットにより接合している。加力方向に直交する架構は梁貫通方式のRCS構造を想定し、柱梁接合部に直交梁を設けており、この直交梁のウェブに溶接接合したせん断プレート(厚さ6mm, SM490A)と加力方向梁のウェブを高力ボルト(12-M12, F10T)により摩擦接合している。したがって、柱梁接合部における応力抵抗機構としては、S梁端の曲げモーメントは固定プレートを介して柱梁接合部のコンクリートと梁定着筋に伝達され、せん断力は曲げ圧縮域の固定プレート-コンクリート間の摩擦抵抗とせん断プレートのせん断抵抗により柱梁接合部に伝達されることを想定した。表-2, 表-3に、それぞれコンクリートと鋼材の材料試験結果を示す。

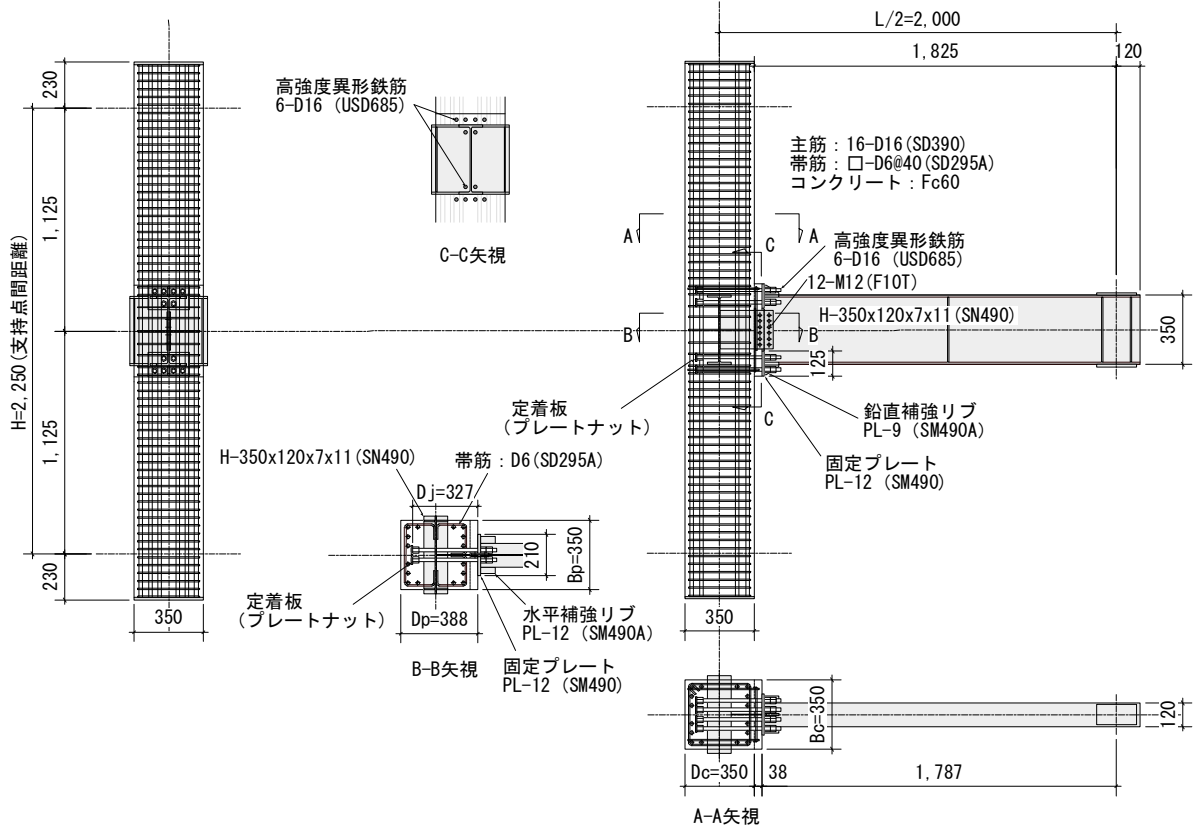
### (2) 加力および計測方法

図-3に加力装置図を示す。柱上部の油圧ジャッキにより一定軸力N(=1,000kN)を載荷し、梁の反曲点の想定位置に設置した油圧ジャッキにより梁に逆対称のせん断力Q<sub>G</sub>を加力した。加力ルールは、折返し変形角Rを±1/400, 1/200, 1/100(2回), 1/75(2回), 1/50, 1/25, 1/20radとした変位制御による正負漸増繰返し加力とした。





(1) 十字形架構 (HRCS01)



(2) ト形架構 (HRCS03)

図-2 試験体図

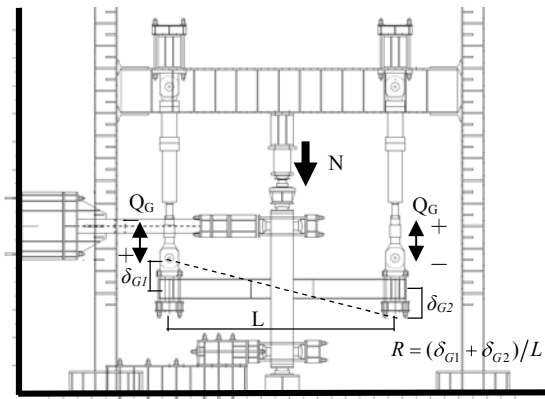
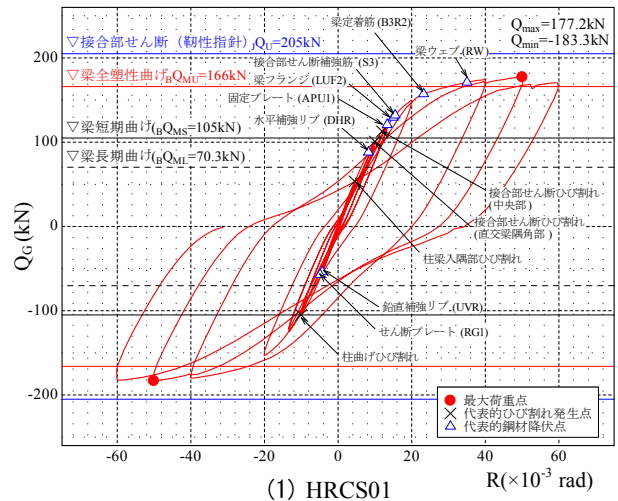
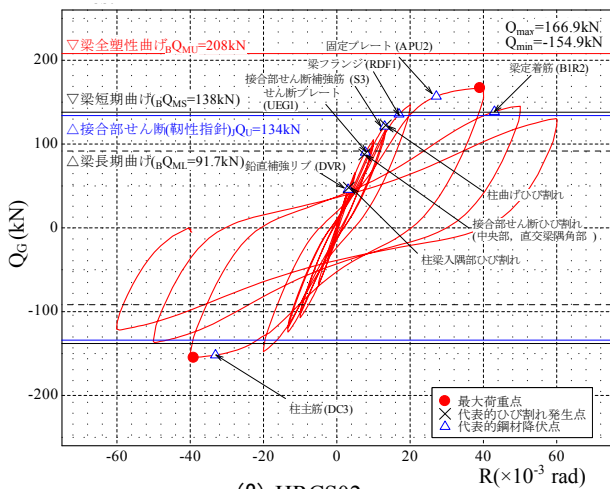


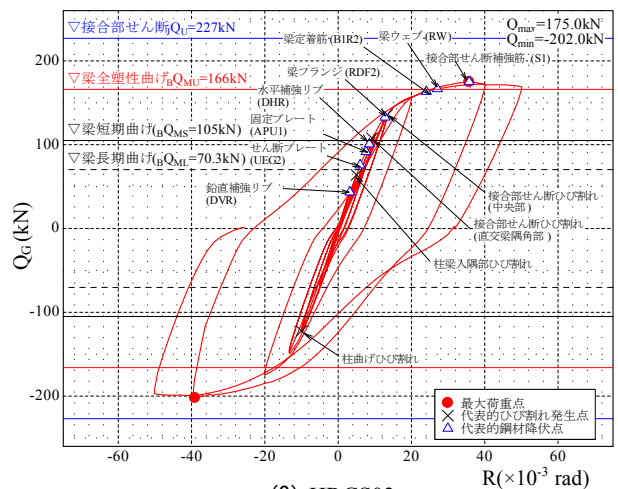
図-3 加力装置



(1) HRCS01



(2) HRCS02



(3) HRCS03

図-4 荷重 - 変形角曲線

各油圧ジャッキの荷重はロードセルにより計測した。

梁加力位置の変位 (図-3の  $\delta_{G1}$ ,  $\delta_{G2}$ ) は変位計により計測し、表-1に示す梁加力点間距離  $L$  で除して変形角  $R$  を算出した。

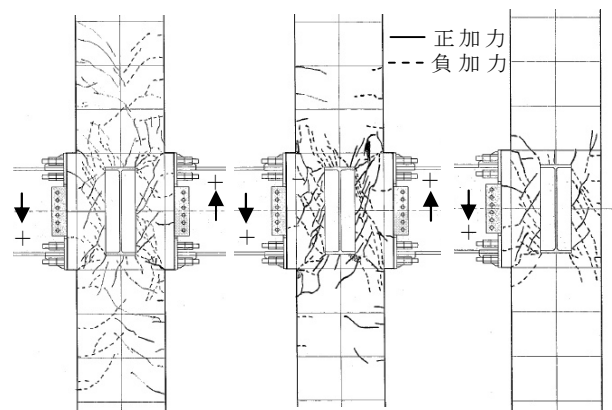
### 3. 実験結果

#### (1) 荷重 - 変形角関係および破壊状況

図-4に荷重 - 変形角関係を、図-5に最終ひび割れ状況を示す。

##### a) HRCS01 (梁曲げ降伏型十字形架構)

HRCS01は、 $R=+1/222\text{rad}$  で梁端のコンクリート部分 (柱梁接合部と RC 柱との入隅部) に曲げひび割れが発生した後、 $R=+1/100\text{rad}$  で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=+1/67\text{rad}$  で梁端のフランジが降伏ひずみに達して荷重 - 変形角曲線の勾配が緩やかになり始めるが、その後も荷重は上昇し、梁定着筋が  $R=+1/43\text{rad}$  で、梁端のウェブが  $R=+1/29\text{rad}$  で降伏して荷重の上昇が緩慢になり、 $R= \pm 1/20\text{rad}$  で最大荷重を示した。同図に併記したように、最大荷重は S 梁の全塑性曲げモーメント相



(1) HRCS01 (2) HRCS02 (3) HRCS03

図-5 最終ひび割れ状況

当のせん断力計算値  ${}_BQ_{MU}$  を上回っている。S 梁の短期許容曲げモーメント相当のせん断力計算値  ${}_BQ_{MS}$  程度の荷重では、梁フランジの補強リブ、せん断プレートおよび固定プレートが局部的に降伏ひずみに達したが、同図に見られるように荷重 - 変形角関係はおおむね線形範囲内となっている。

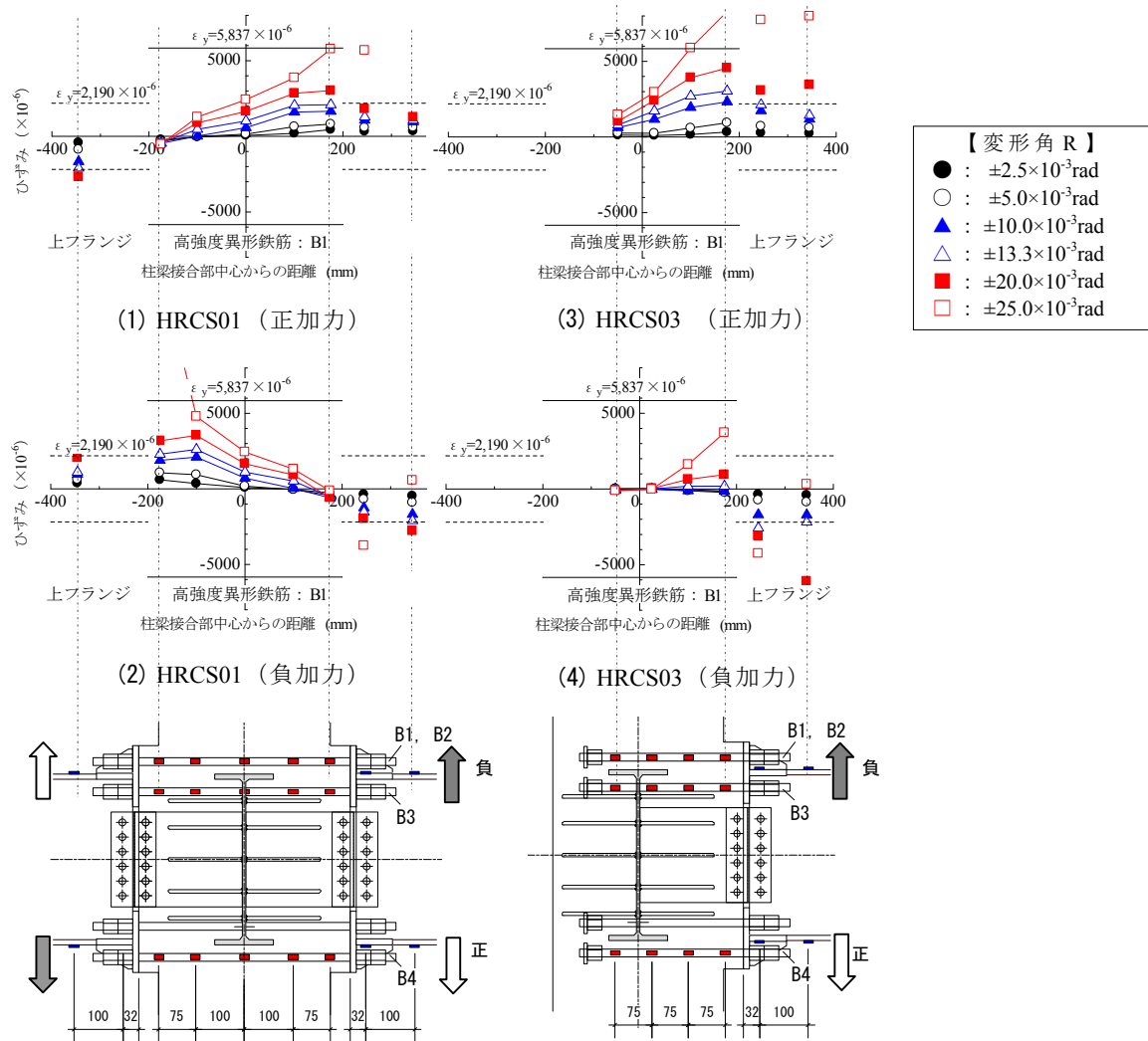


図-6 梁定着筋および梁フランジのひずみ分布

b) HRCS02 (柱梁接合部せん断破壊型十字形架構)

HRCS02は、 $R=+1/303\text{rad}$ で梁端のコンクリートに曲げひび割れが発生した後、 $R=+1/133\text{rad}$ で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=-1/128\text{rad}$ で柱梁接合部内のせん断プレートが部分的に降伏ひずみに達し、 $R=+1/77\text{rad}$ で柱梁接合部内のせん断補強筋が降伏ひずみに達した。 $R=+1/59\text{rad}$ で梁端のフランジが降伏ひずみに達した後、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり、 $R=+1/37\text{rad}$ で固定プレートが部分的に降伏ひずみに達し、 $R=\pm 1/25\text{rad}$ で最大荷重を示した。最大荷重を示した後の加力では、層間変形角の増大に伴い柱梁接合部のせん断ひび割れが顕著となり、図-4に併記したS梁の全塑性曲げモーメント相当の $BQ_{MU}$ 以下の荷重で耐力低下を生じた。最終破壊形式は、柱梁接合部のせん断破壊型であると判断される。

c) HRCS03 (梁曲げ降伏型ト形架構)

HRCS03は、 $R=+1/100\text{rad}$ で梁端のコンクリートに曲げひび割れが発生した後、 $R=+1/53\text{rad}$ で柱梁接合部に

せん断ひび割れが確認された。 $R=+1/77\text{rad}$ で梁端のフランジが降伏ひずみに達した後、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり始め、 $R=+1/42\text{rad}$ で梁定着筋が、 $R=+1/37\text{rad}$ で梁端のウェブが降伏ひずみに達し、 $R=+1/28\text{rad}$ で最大荷重を示した。最大荷重は、S梁の全塑性曲げモーメント相当の $BQ_{MU}$ を上回っている。S梁のフランジ、ウェブおよび梁定着筋が降伏する荷重 $Q_G$ は、十字形架構のHRCS01とほぼ同じであり、梁定着筋の端部に定着板を設けることによって、定着性能が確保されることが確認された。

(2) 柱梁接合部内の梁定着筋のひずみ分布

梁降伏型架構の場合の柱梁接合部内の梁定着筋(B1)のひずみ分布を、十字形架構のHRCS01とト形架構のHRCS03と比較して図-6に示す。加力とともにひずみが大きくなるのは、両試験体とも柱フェイス位置の梁定着筋となっている。梁フランジの端部が降伏した後、降伏範囲が広がり、 $R=+1/40\text{rad}$ (□印)では、梁定着筋の柱

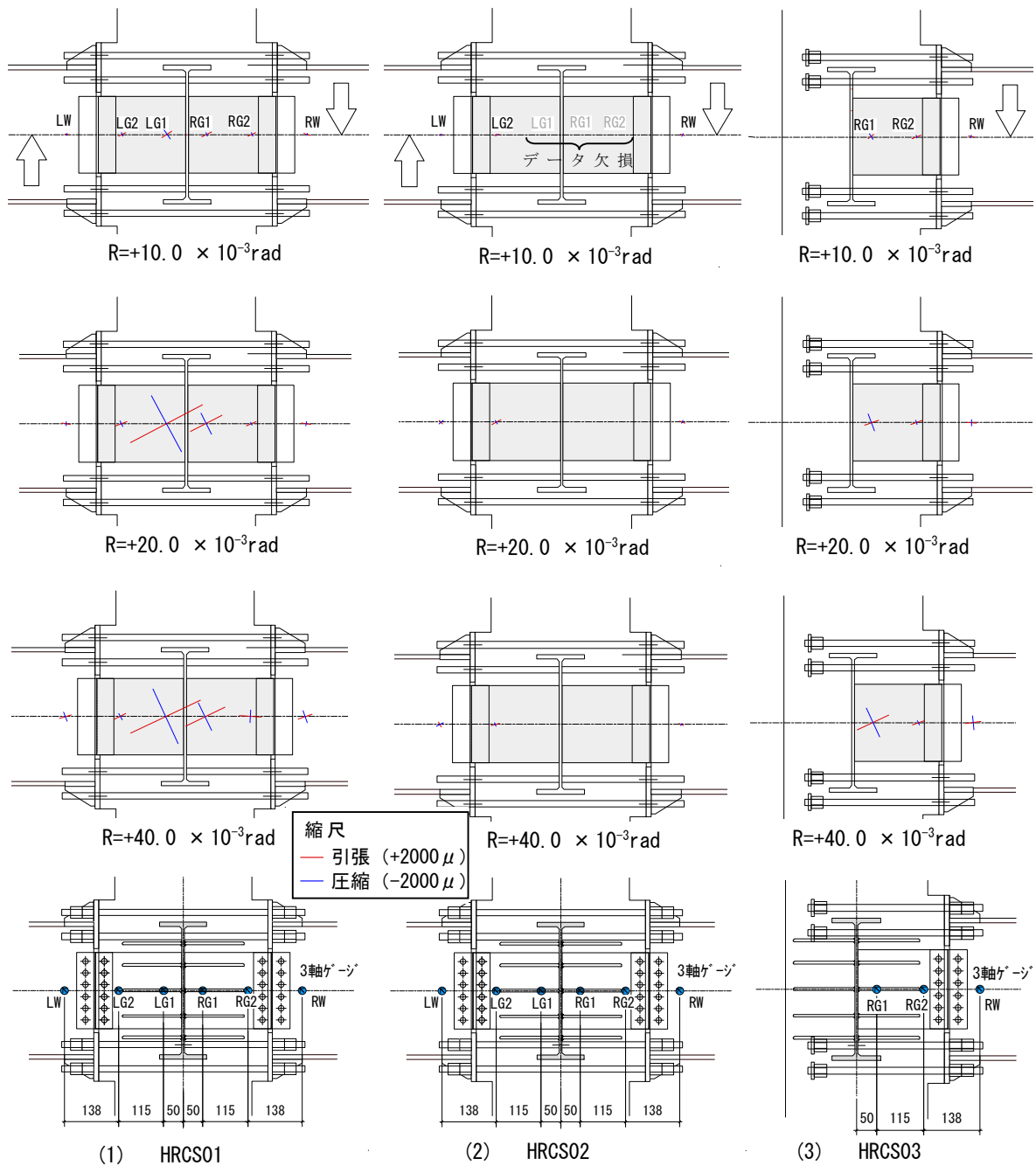


図-7 セン断プレートおよび梁ウェブの主ひずみ分布（正加力時）

フェイス近傍部は降伏ひずみに達している。柱梁接合部内のひずみ分布は、梁定着筋が通し配筋された HRCS01 および端部に定着板を設けた HRCS03 とともに、ほぼ直線関係を示しており、梁定着筋 - コンクリート間の付着が保たれていることが分かる。HRCS03 の定着板近傍のひずみ（同図 (3) 左端）を見ると、加力が進むとともにひずみ値が大きくなっており、定着板が機能していたことが伺える。また、曲げ圧縮域のひずみを見ると、フランジ部では圧縮ひずみとなっているのに対し、その近傍の梁定着筋のひずみは小さな値を示している。したがって、固定プレートを介して柱梁接合部に作用する圧縮力

は梁定着筋ではほとんど抵抗せず、柱梁接合部内のコンクリートに伝達されるものと考えられる。

(3) セン断プレートのひずみ分布

図-7に、正加力時のせん断プレートおよび梁ウェブの主ひずみ計測値の推移を示す。主ひずみの赤線は引張ひずみを、青線は圧縮ひずみを示している。柱梁接合部の中央付近では主ひずみが大きくなっており、圧縮ひずみの方向は柱梁接合部隅角部の圧縮域から直交梁のフランジ部を対角に結ぶ方向および図-5のひび割れ方向におおむね対応している。したがって、柱梁接合部内には柱・



表-4 各部の終局強度計算値と梁曲げ強度に対する余裕率

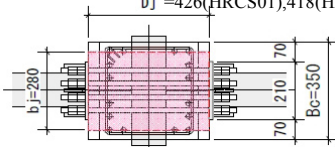
試験体	架構形状	実験時最大荷重 $Q_{max}$ (kN) (正加力)	終局強度計算値 (梁せん断力換算値, kN)						余裕率 (梁曲げ強度 $BQ_{MU}$ 基準)						
			RC柱		S梁		柱梁接合部		実験時最大荷重 $\frac{Q_{max}}{BQ_{MU}}$	RC柱		S梁		柱梁接合部	
			曲げ $cQ_{MU}$	せん断 $cQ_S$	曲げ $BQ_{MU}$	せん断 $BQ_S$	せん断 $JQ_U$	梁定着筋付着 $Q_{\tau U}$		曲げ	せん断	曲げ	せん断	せん断	梁定着筋付着
HRCS01	+	177	182	187	166	639	205	166	1.07	1.10	1.13	1.00	3.85	1.24	1.00
HRCS02	+	167	239	249	208	639	134	162	0.80	1.15	1.20	1.00	3.07	0.64	0.78
HRCS03	ト	175	365	376	166	639	227	155	1.05	2.20	2.26	1.00	3.85	1.37	0.93

[ RC 柱 (記号は文献6)参照) ]  
 曲げ強度:  $M_u = 0.5a_g \sigma_y g_s D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right)$

[ 柱梁接合部 (記号は文献5)参照) ]  
 せん断強度:  $V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j$   
 梁定着筋の付着強度:  $\tau_u = 0.7 \left( 1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \sigma_B^{2/3}$

せん断強度:  $Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{vy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_j$

$D_j = 426(\text{HRCS01}), 418(\text{HRCS02}), 327(\text{HRC03})$



$V_{ju}$  算定時の接合部寸法

梁の曲げ圧縮域を結ぶ柱梁接合部全体の対角方向の圧縮束のほかに、直交梁のフランジ - ウェブ交点部から曲げ圧縮域に向かう圧縮束も形成されているものと考えられる。

#### 4. 終局強度の検討

表-4に、各部の終局強度計算値 (梁せん断力換算値) と梁の全塑性曲げ強度  $BQ_{MU}$  で基準化した各部の余裕率を示す。ここで、柱梁接合部のせん断強度  $V_j$  の計算では、直交梁が柱梁接合部の有効せん断断面積の拡大に寄与するものとの考え、せん断プレートは無視し、靱性指針<sup>5)</sup>を準用して RC 造の両側直交梁付き接合部 ( $\phi=1.0$ ) として評価した。

梁曲げ降伏型の HRCS01 と HRCS03 では、S 梁の曲げ強度  $BQ_{MU}$  に対する実験時の最大荷重  $Q_{max}$  の比率は各々 1.07, 1.05 となっており、柱梁接合部のせん断強度<sup>5)</sup>の余裕率は各々 1.24, 1.37、梁定着筋の付着強度<sup>5)</sup>の余裕率は各々 1.00, 0.93 となっている。

柱梁接合部せん断破壊型の HRCS02 では、柱梁接合部のせん断強度  $JQ_U=134\text{kN}$  に対して実験時の最大荷重は  $Q_{max}=167\text{kN}$  であり、靱性指針による強度計算値に対して 1.25 倍の強度が確認された。

#### 5. まとめ

本報では、柱梁接合部に配した高強度異形鉄筋を用いて RC 柱と S 梁を接合する混合構造の十字形およびト字形架構の実験結果を報告した。

S 梁の曲げ降伏を想定した十字形架構およびト字形架構の最大荷重は、いずれも S 梁の全塑性曲げ強度計算値

相当の荷重を上回り、荷重 - 変形関係は良好な履歴性状を示した。柱梁接合部のせん断強度の検討では、直交梁が柱梁接合部コンクリートの有効せん断断面積の拡大に寄与するものとし、靱性指針<sup>5)</sup>により RC 造の両側直交梁付き接合部としてせん断強度を評価した結果、計算値は実験値と良い対応を示した。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，2001.1
- 2) 植松俊幸，西村泰志，南宏一：長締め高力ボルト引張接合による混合構造の柱はり接合部の弾塑性挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1915-1916, 1992.8
- 3) 田中剛，田淵基嗣，福本昇，石原誠一郎：長締めボルトを用いた柱 RC ・梁 S 混合構造接合部に関する研究 その1 パイロット実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.935-936, 1995.8
- 4) 江頭寛，小坂英之，小林知己，土居和雅，松井幸一郎：鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した混合構造の研究，三井住友建設技術開発センター報告，第11号，pp.81-90, 2013.9
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 6) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8

# T形鉄骨間柱による耐震補強工法の開発

## Development of Seismic Strengthening using T-shaped Steel Stud

松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA

原田 浩之 HIROYUKI HARADA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

構造設計ディビジョン 野口 恭司 YASUSHI NOGUCHI

構造設計ディビジョン 西笛 晶 AKI NISHIBUE

既存の RC 建物をバルコニー側から T 形の鉄骨間柱で補強する工法の実験を行った。T 形の鉄骨間柱を RC 架構に接合させることにより耐力が向上し、耐震補強効果が確認された。補強すると梁の曲げ耐力に達した後も T 形鉄骨間柱のせん断力の上昇に伴って RC 梁端のせん断力は大きくなり、梁のせん断耐力に達したときに最大の水平耐力を発揮した。本工法は、梁の曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕度分だけ層せん断力を上昇させることができる工法であり、その余裕度が大きいほど大きな補強効果が得られることが明らかになった。

キーワード：鉄骨，耐震補強，アンカー筋，せん断耐力，せん断余裕度

Experiments of seismic strengthening method for existing RC building with T-shaped steel stud attached from outside to the frame were performed. Strengthening RC frame by using it improved the strength, and a seismic strengthening effect was confirmed. The shear force of RC beam increased in connection with the increase of that of T-shaped steel stud even after reaching the flexural strength of the beam, and the maximum strengthening effect was observed when the beam reached the ultimate strength in shear. The story shear force increased by the ratio of the ultimate strength in shear to the flexural strength of the beam, and a strengthening effect was achieved as the ratio was larger.

**Key Words:** Steel Frame, Seismic Strengthening, Anchor Bar, Ultimate Strength in Shear, Safety Factor of Shear Strength

### 1. はじめに

既存の板状集合住宅の中には、廊下側の構面は袖壁や腰壁が設けられて比較的耐力が確保されているものの、バルコニー側の構面は耐力の低い純ラーメン架構となっており、桁行き方向架構全体としては強度不足の建物も少なくない。本工法は、そのような建物の耐力向上と偏心率の低減を図ることを目的とし、バルコニー側架構に図-1 に示すような T 形の鉄骨間柱（以下、T 形鉄骨）を居室外のバルコニー側から設置して耐震補強を行うものである。本研究では、T 形鉄骨による補強効果と T 形鉄骨と RC 架構の接合部の性状を確認するため、T 形鉄骨により補強した架構試験体の加力実験を 2 シリーズ実施した。

### 2. 工法の概要

T 形鉄骨の水平材（T 梁）は RC 梁と接合し、鉛直材（T 柱）はバルコニーの床スラブに接合する。T 梁の左右の支点（長さ  $L_T$ ）と T 柱の脚部で単純支持された状態を考えると、T 形鉄骨の接合によって RC 架構に作用する力は図-2 に示すようになる。T 梁が取り付く梁の左右の端部には T 柱のせん断力  $Q_T$  と釣り合う圧縮軸力または引張軸力が作用する（ $H_L$  および  $H_R$ ）。また、T 梁の鉛直反力（ $V_L$  および  $V_R$ ）によって梁の端部では梁せん断力が大きくなる。したがって、本工法は RC 梁のせん断強度に余裕のある範囲内で架構耐力を向上させるものである。

T 形鉄骨からの水平反力（ $Q_T$ ,  $H_L$  および  $H_R$ ）は既存の RC 柱のせん断力を減少させる方向に作用するので、

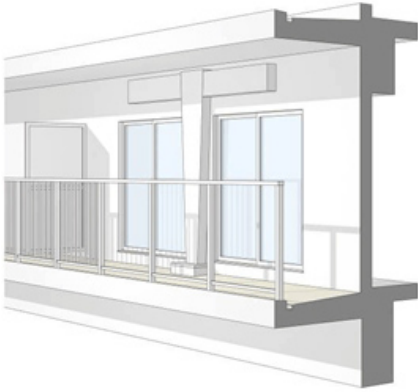


図-1 T形鉄骨による耐震補強

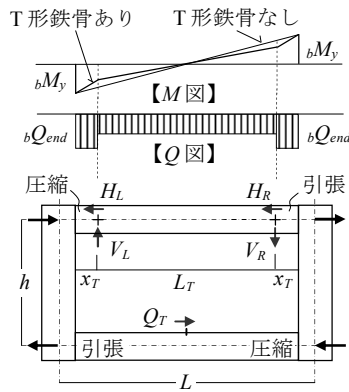


図-2 T形鉄骨の接合によってRC架構に作用する力

$bM_y$  : 梁の降伏曲げモーメント  
 $Q_T$  : T柱のせん断力  
 $R_T$  : T柱の変形角  
 $EI_G$  : T梁の曲げ剛性  
 $EI_C$  : T柱の曲げ剛性

$$R_T = Q_T h_T \left( \frac{L_T}{12EI_G} + \frac{h_T}{3EI_C} \right)$$

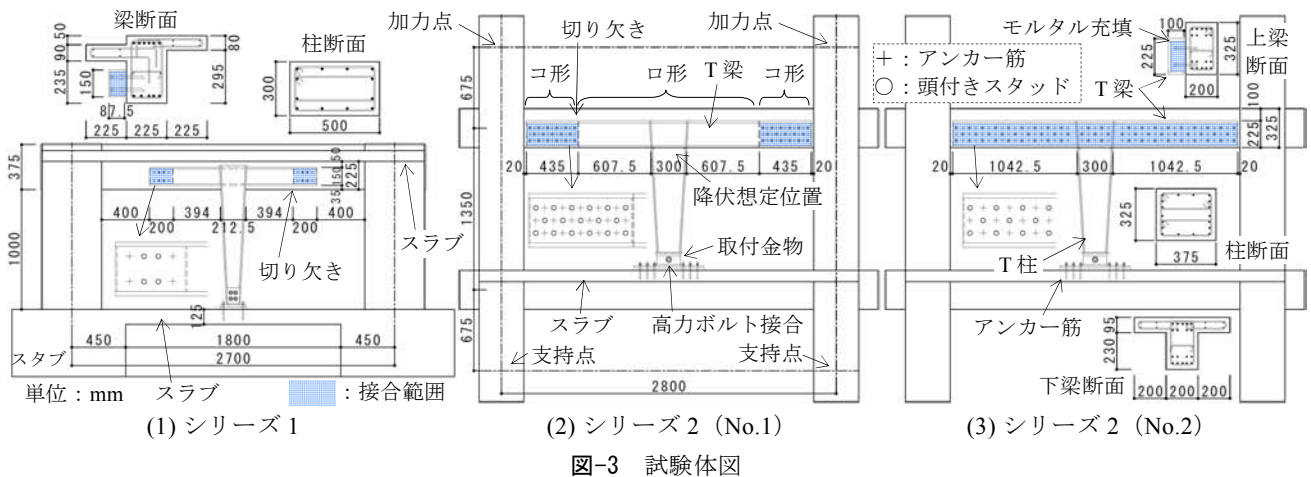


図-3 試験体図

当該層の上下に T 形鉄骨を連層で設置しない場合には、水平反力の影響を考慮して T 形鉄骨の断面性能を設定する必要がある。T 形鉄骨の架構剛性および梁端部の付加せん断力 ( $V_L$  および  $V_R$ ) の大きさは、T 梁の支点長さ  $L_T$  を変えることによって適宜設定する。T 柱の断面が同じであれば、T 梁の長さによらず RC 梁端のせん断力は等しいが、T 梁を短くすれば RC 梁に大きなせん断力が作用する範囲が広くなり、逆に T 梁を長くすれば接合位置が RC 梁のヒンジ領域となる。

### 3. 実験計画

#### (1) 試験体

試験体図を図-3 に、試験体一覧を表-1 に示す。シリーズ 1 の試験体 2 体 (T-1, T-2) は、T 形鉄骨を RC 架構に取り付けた補強試験体であり、シリーズ 2 の試験体 3 体は、無補強試験体の No.0 と、T 形鉄骨を RC 架構に取り付けた補強試験体 No.1 および No.2 である。5 体とも縮尺を 1/2 とした。

シリーズ 1 の変動因子は T 柱の断面であり、T-2 の断面は T-1 より大きい。シリーズ 2 の変動因子は補強の有無および T 形鉄骨を RC 梁に固定するときの接合範囲で

あり、No.1 は T 梁の両先端部のみを RC 梁に接合したが、No.2 は T 梁全面を RC 梁に接合した。T-1 および T-2 は T 梁の両先端部のみを RC 梁端からスパンの約 1/4 の位置に接合しており、No.1 は T 梁を RC 梁端まで伸ばして接合した。

シリーズ 1 の試験体の RC 梁には側面両側にスラブが取り付けられている。片側のスラブはバルコニー側を想定して梁天端から 50mm 下がった位置とし、その梁側面に T 梁を取り付けた。T 柱脚部はスタブに設けたスラブに取り付けた。シリーズ 2 の試験体では、上梁に T 梁を取り付け、下梁のスラブに T 柱脚部を取り付けた。

T 梁と RC 梁の接合範囲における T 梁の断面はコ形になっている。T 梁と RC 梁とは、RC 梁に打設したアンカー筋と、T 梁のウェブの内側に溶接された頭付きスタッド (JIS B 1198) を図-3 のように重ならないように配置し、その間に高強度モルタルを充填することで一体化させた。シリーズ 1 ではアンカー筋を接合範囲の外側に 2 本ずつ縦に配置し、内側に頭付きスタッドを 4 本配置した。シリーズ 2 ではアンカー筋と頭付きスタッドを交互に配置した。T 柱は取付金物を介してスラブと接合し、T 柱と取付金物は高力ボルト接合、取付金物とスラブはアンカー筋をダブルナットで締め付けることにより接合

表-1 試験体一覧

シリーズ		シリーズ 1		シリーズ 2			
試験体名		T-1	T-2	No.0	No.1	No.2	
架構	スパン長 $L$	2700mm		2800mm			
	階高 $h$	1375mm		1350mm			
柱	断面 $B \times D_c$	300×500mm		325×375mm			
	主筋	12-D13 (SD295A)		18-D10 (SD295A) ( $p_g=1.05\%$ )			
	帯筋	4-D6@50 (SD295A) ( $p_w=0.85\%$ )		6-D6@50 (SD295A) ( $p_w=1.17\%$ )			
梁	断面 $b \times D_b$	225×375mm		200×325mm			
	端部 主筋	上端筋	6-D13 (SD295A) ( $p_f=1.01\%$ )	5+4-D10 (SD295A) ( $p_f=1.20\%$ )			
		下端筋	5-D13 (SD295A) ( $p_f=0.84\%$ )				
	中央部 主筋	上端筋	3-D13 (SD295A) ( $p_f=0.49\%$ )		5-D10 (SD295A) ( $p_f=0.63\%$ )		
		下端筋					
肋筋	2-D6@75 (SD295A) ( $p_w=0.38\%$ )		2-D6@100 (SD295A) ( $p_w=0.32\%$ )				
スラ ブ	主筋	2-D6@150 (SD295A)		2-D6@100 (SD295A)			
	配力筋	2-D6@175 (SD295A)		2-D6@115 (SD295A)			
梁の曲げ耐力時せん断力(kN)		77		46			
同層せん断力(kN) <sup>※1</sup>		523	536	138			
柱曲げ耐力時層せん断力(kN)		824	856	500	482	500	
梁のせん断 耐力(kN)	荒川 min 式 <sup>1)</sup> (せん断余裕度 $\alpha$ )	110 (1.42)	112 (1.44)	77 (1.67)	71 (1.55)	77 (1.67)	
	靱性指針 <sup>2)</sup> (せん断余裕度 $\alpha$ )	149 (1.93)	154 (1.99)	118 (2.57)	107 (2.33)	118 (2.57)	
T形鉄 骨	柱	断面	[-212.5×112.5×87.5 ×6×12 (SM490A)]	[-212.5×112.5×87.5 ×9×19 (SM490A)]	-	□-300~200×100×12×12 (SS400)	
		アンカー筋	6-D10 (SD295A)	8-D10 (SD295A)	-	12-D10 (SD295A)	
	梁	断面	[-150×87.5×6×12 (SM490A)]	[-150×87.5×9×19 (SM490A)]	-	[-225×100×19×19 <sup>※2</sup> (SS400)]	
		アンカー筋	4-D13 (SD295A)	4-D16 (SD295A)	-	32-D10 (SD295A)   62-D10 (SD295A)	
接合範囲		端部のみ		-	端部のみ	全面	
T形鉄骨柱の全塑性耐力(kN)		110	150	-	241		

注)  $B$ : 柱幅,  $D_c$ : 柱せい,  $b$ : 梁幅,  $D_b$ : 梁せい,  $p_g$ : 柱主筋比,  $p_w$ : 補強筋比,  $p_f$ : 引張鉄筋比

※1: T-1 および T-2 は梁の曲げ降伏かつ柱脚部曲げ降伏時の値 ※2: No.1 のみ T 梁両先端部以外を□-225×100×19×19 とした

した。

T形鉄骨の降伏位置は T 柱頭部を想定した。T-1, T-2 および No.1 の T 梁先端部の固定度が小さくなるように、T 梁のフランジに切り欠きを設けた。No.1 および No.2 の T 柱頭部にはウェブに半径 15mm のスカラップを設けた。

文献 1 に示された以下の式(1)を用いて算出した T 柱脚部のアンカー筋のせん断耐力  $Q_{a1}$  を T 柱全塑性耐力で除した値は、T-1 および T-2 は 0.93~0.95, No.1 および No.2 は 0.79 とした。また、T 柱全塑性耐力時の T 梁の支点反力 ( $V_L$  または  $V_R$ ) に対する  $Q_{a1}$  の比を、T-1 および T-2 では 1.2~1.5 程度確保し、No.1 および No.2 では 2 程度確保した。

$$Q_{a1} = \min(0.7\sigma_y \cdot s_{a_e}, 0.4\sqrt{E_c \sigma_B s_{a_e}}) \quad (1)$$

ここで、

- $\sigma_y$  : アンカー筋の降伏強度
- $s_{a_e}$  : アンカー筋の断面積
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度

表-2 コンクリートとモルタルの材料試験結果

材料	試験体	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> )	適用部位
コンクリート	T-1	23.7	25200	2.29	柱・梁・スラブ スタブ
		27.1	26700	2.59	
	T-2	25.2	26200	2.26	柱・梁・スラブ スタブ
		28.6	26900	2.33	
	No.0	24.8	23500	2.28	柱・梁・スラブ
	No.1	17.6	18700	2.17	
No.2	24.5	23400	2.03		
モルタル	T-1	83.2	-	-	T形鉄骨 接合用
	T-2	75.9	-	-	
	No.1	72.1	-	-	
	No.2	54.2	-	-	

材料試験結果を表-2 および表-3 に示す。シリーズ 1 ではコンクリート打設を縦打ちとし、スタブ上面で打ち分けた。シリーズ 2 では横打ちとし、一体打ちとした。

### (2) 施工方法

T形鉄骨を RC 架構に接合するときの施工方法を以下のような手順で行った。施工状況を写真-1 に示す。



表-3 鋼材の材料試験結果

シリーズ	使用部位	種類	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 (%)
1	柱・梁主筋	D13	348	488	179400	20
	補強筋・スラブ筋	D6	338	512	194600	23
	ウェブ(T-1)	PL-6	376	550	204700	34
	ウェブ(T-2)	PL-9	345	535	207000	39
	フランジ(T-1)	PL-12	384	550	202600	36
	フランジ(T-2)	PL-19	353	522	192700	42
	T柱脚部アンカー	D10	349	493	180900	19
	T梁アンカー(T-1)	D13	333	472	185600	24
2	T梁アンカー(T-2)	D16	353	504	190900	25
	柱・梁主筋	D10	361	504	188200	22
	補強筋・スラブ筋	D6	343	506	184900	19
	T柱	PL-12	318	453	204600	42
	T梁	PL-19	270	426	202100	49
T形鉄骨アンカー	D10	318	513	189400	24	

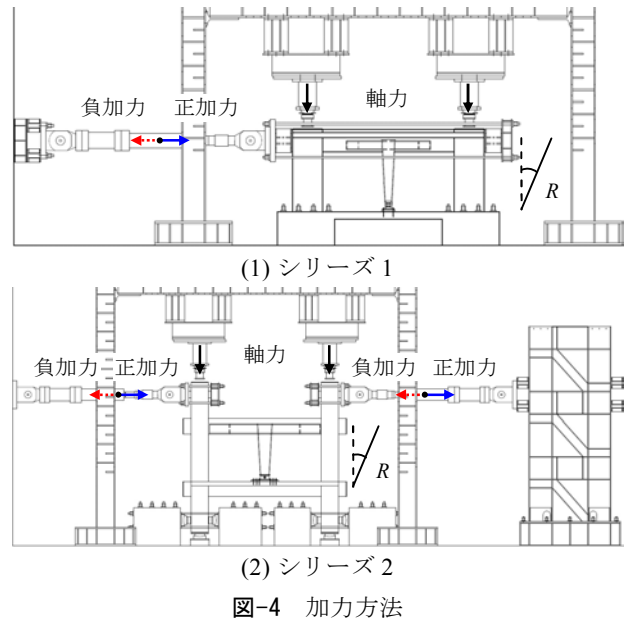


写真-1 T形鉄骨の施工状況

- ① RC 梁の側面およびスラブのモルタル充填範囲をチップングし、アンカー筋を打設
- ② スラブにT柱接合用の取付金物を設置
- ③ T梁の頭付きスタッドにφ3.0mmの割裂補強筋を配した後、RC梁のアンカー筋と互い違いになるようにT形鉄骨を仮止め
- ④ T柱と取付金物を高力ボルト接合（シリーズ1では4本、シリーズ2では1本）
- ⑤ T梁の注入口からモルタルを圧入
- ⑥ 取付金物とスラブの間にモルタルを充填

(3) 加力方法

加力方法を図-4に示す。シリーズ1では、スタブを反力床に固定し、各柱に一定軸力（約570kN）を作用させ、変位制御により梁心位置を水平に加力した。シリ

ーズ2では、柱下部をピン支持し、柱の上部に一定軸力（約450kN）を作用させるとともに、左右の柱の加力点位置の変形が同一となるように変位制御により水平力を載荷した。両シリーズとも載荷時の折り返し変形角Rは、±1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50rad（各2回）、1/33, 1/25rad（各1回）、+1/17radとした。Rは図-4に示すように定義する。

4. 実験結果

(1) 破壊状況

T形鉄骨を接合していない面の最終破壊状況を図-5に示す。T-1では柱脚部に曲げひび割れが生じた後、梁端部に曲げひび割れが発生した。柱脚部の主筋および梁端部主筋の降伏後、T柱頭部のフランジの降伏とほぼ同時に柱にせん断ひび割れが発生した。その後、RC梁端部のコンクリートが剥落した。T-2の破壊経過はT-1とほぼ同様であり、梁端部にせん断ひび割れが多く見られた。最大荷重に達した後、2体ともT梁先端とRC梁との鉛直および面外ずれ変位が顕著に見られた。

No.0の破壊形式は梁曲げ降伏型であり、加力の進行に伴って曲げひび割れの範囲が梁中央部に拡大した。

No.1およびNo.2は、梁端の曲げひび割れが伸展した後、上梁主筋の降伏とほぼ同時に上梁中央部にせん断ひび割れが発生した。上梁を見ると、No.1とNo.2ではNo.0に比べてせん断ひび割れが広範囲に多数発生していることが分かる。一方、下梁では、RC梁に付加される軸力の影響により、引張軸力が作用する部分では曲げひび割れが顕著に見られ、圧縮軸力が作用する部分ではT柱脚部から梁端を結ぶ斜めひび割れが確認された。

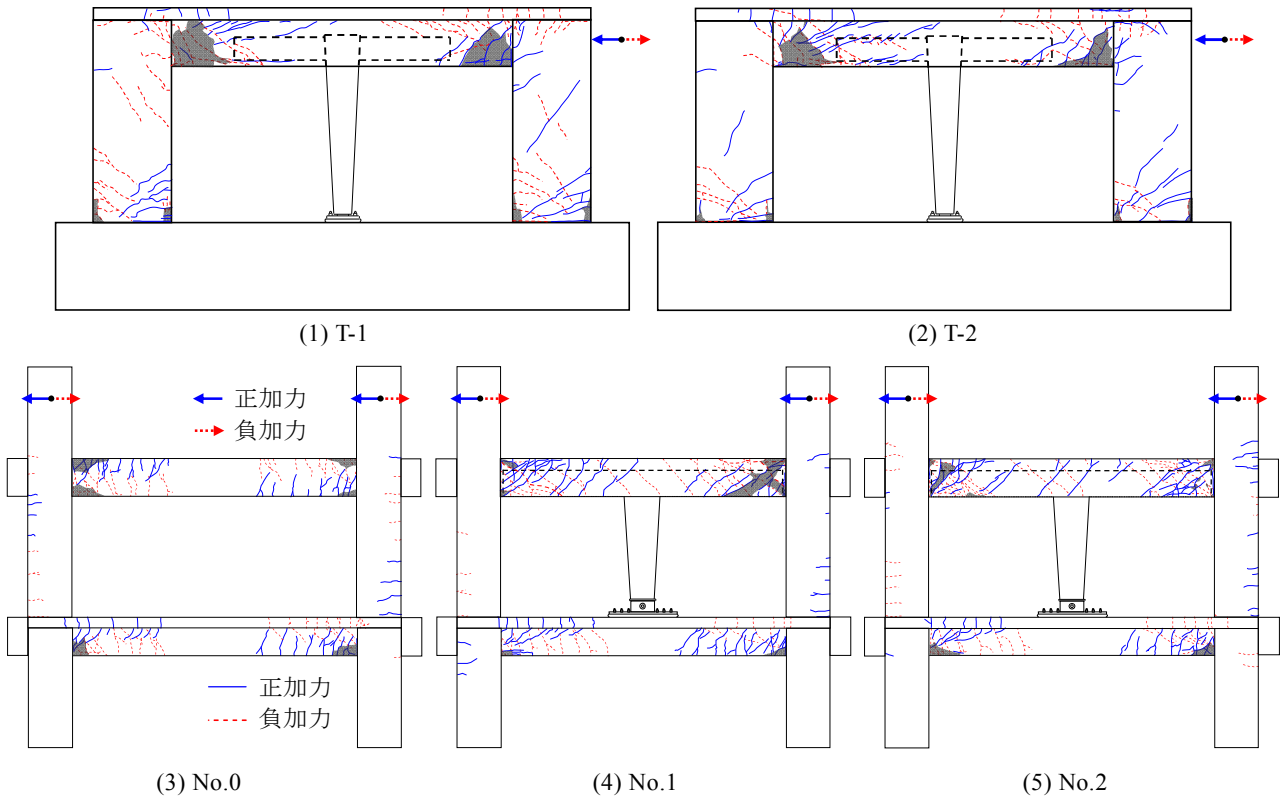


図-5 最終破壊状況 (T形鉄骨がない面)

表-4 実験値および計算値一覧

試験体		T-1		T-2		No.0		No.1		No.2		
加力方向		正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	
実験値	最大荷重 $Q_{max}$ (kN)	+859	-867	+895	-897	+137	-134	+231	-211	+238	-222	
	$Q_{max}$ 時層間変形角 $R_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	+10.0	-20.1	+14.3	-20.1	+10.0	-9.8	+14.5	-10.0	+14.8	-14.8	
	$Q_{max}$ 時梁端せん断力 (kN) <sup>※1</sup>	186	196	203	204	38	34	127	119	115	114	
計算値	せん断耐力 $Q_{su}$ (kN)	荒川 min 式 <sup>1)</sup>	110	110	112	113	77	77	87	79	90	83
			0.59	0.56	0.55	0.55	2.03	2.26	0.69	0.66	0.78	0.73
	下段は実験値 <sup>※1</sup> に対するせん断余裕度	靱性指針 <sup>2)</sup>	178		190		118		107		118	
			0.96	0.91	0.94	0.93	3.11	3.47	0.84	0.90	1.03	1.04

No.1 と No.2 を比較すると、T形鉄骨を梁全面で接合した No.2 に比べて、梁端部のみで接合した No.1 の方が上梁の損傷が大きかった。

(2) 荷重－変形関係

実験値と計算値の一覧を表-4 に、荷重  $Q$ －変形角  $R$  関係を図-6 に示す。 $Q$  はジャッキ荷重から得られる架構の層せん断力である。

T-1 の最大荷重に比べて、T形鉄骨の断面の大きい T-2 の最大荷重は 30～36kN 大きくなった。図-6(1)および(2)には梁をファイバーモデルとした増分解析結果を破線で示す。解析結果は実験結果とよく対応しており、同じモデルを用いた補強前の解析結果(同図一点鎖線)より耐力が上昇した。

T-1 は、 $R=+1/1667$ rad で RC 柱脚部に曲げひび割れ、 $R=+1/1111$ rad で RC 梁端に曲げひび割れが生じ、 $R=$

$+1/275$ rad で両柱脚部の主筋が初降伏した。その後、 $R=-1/236$ rad で梁端主筋が初降伏した。T-1 は最大荷重に到達してから、T柱頭部のフランジが引張降伏した。

T-2 は、 $R=+1/1961$ rad で RC 柱脚部に曲げひび割れ、 $R=+1/1695$ rad で RC 梁端に曲げひび割れが生じ、 $R=+1/278$ rad で柱脚部の主筋が初降伏した。その後、 $R=-1/200$ rad で梁端主筋が初降伏した。T-2 では T柱頭部のフランジは降伏しなかった。

No.1 と No.2 の最大荷重を比較すると、両試験体は正負加力ともに同程度の値となり、No.0 に対して層せん断力は、正加力時で 1.7 倍(約 100kN 増)に、負加力時で 1.6 倍(約 80kN 増)になっている。

No.0 は、梁の曲げひび割れが  $R=+1/1250$ rad 以降で発生し始め、 $R=+1/200$ rad 程度で梁主筋が初降伏し、 $R=\pm 1/100$ rad で最大荷重を示した後も  $R=\pm 1/33$ rad まで荷重を保持した。

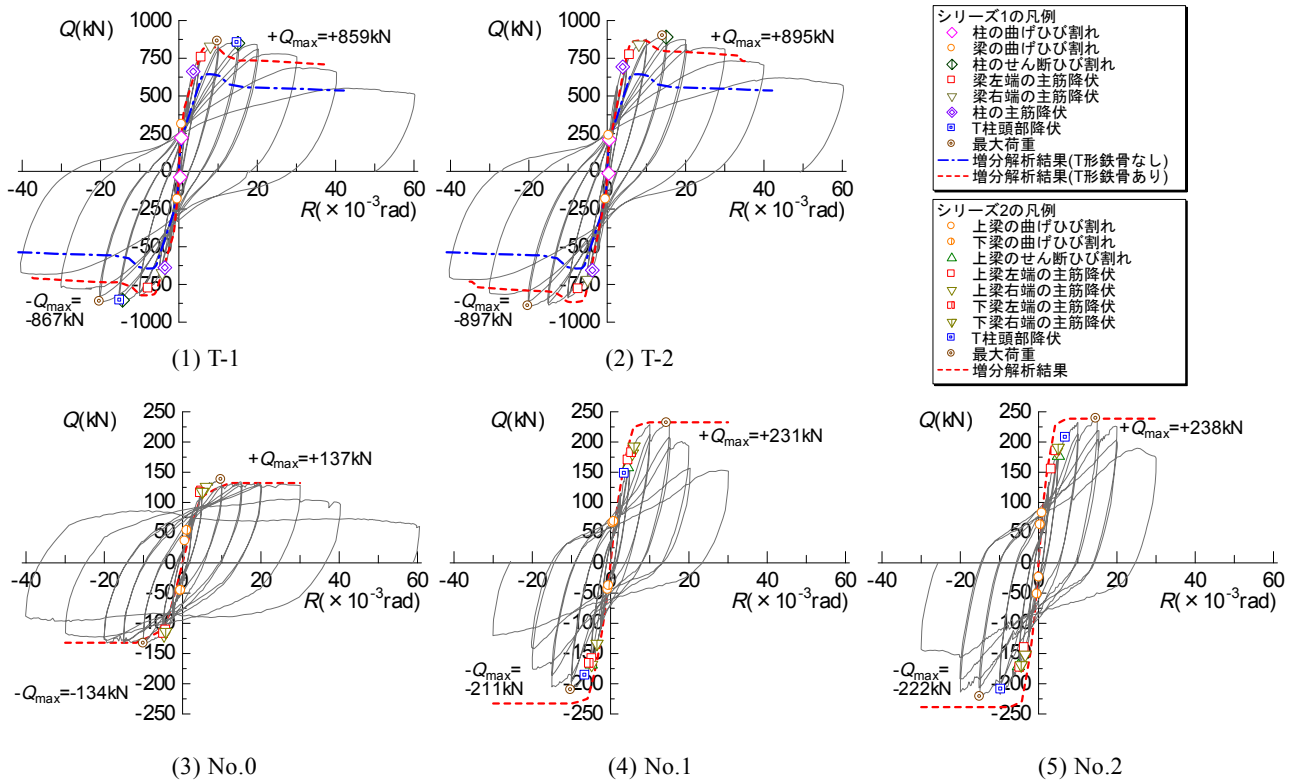


図-6 荷重-変形関係

T 梁の端部のみで上梁と接合した No.1 (梁端接合) は、梁の曲げひび割れが  $R=+1/1299\text{rad}$  以降で発生し始め、T 柱頭部のフランジが  $R=+1/269\text{rad}$  で圧縮降伏した後、 $R=+1/215\sim 1/168\text{rad}$  ですべての梁主筋が降伏した。上梁中央部のせん断ひび割れは  $R=+1/232\text{rad}$  以降に発生した。 $R=1/100\sim 1/69\text{rad}$  で最大荷重を示した後、 $R=\pm 1/67\text{rad}$  以降の加力で荷重が低下した。

T 梁の全面で上梁と接合した No.2 (全面接合) は、梁の曲げひび割れが  $R=+1/1587\text{rad}$  以降で発生し始め、No.1 よりやや早期の  $R=+1/292\sim 1/200\text{rad}$  で梁主筋が降伏した後、T 柱頭部のフランジが  $R=+1/154\text{rad}$  で引張降伏した。上梁中央部のせん断ひび割れは  $R=+1/198\text{rad}$  以降に発生した。 $R=\pm 1/67\text{rad}$  で最大荷重を示した後、 $R=\pm 1/50\text{rad}$  まで荷重を保持した。

No.2 に比べて No.1 の方が最大荷重を示した後の荷重低下が大きいのは、T 形鉄骨を接合している梁端の損傷が進み、T 柱の負担せん断力が減少したことによるものと考えられる。

(3) RC 梁のせん断力

T-1 および T-2 のように、RC 梁と T 梁の接合位置をスパンの中間位置とすると、その接合位置から RC 梁端までの範囲で大きなせん断力が作用し、図-5 に示すように、RC 梁端部の損傷が大きくなる。一方、No.1 のように T 梁の支点距離  $L_T$  (図-2 参照) を大きくした場合

には、RC 梁端の大きなせん断力が作用する範囲は狭くなるが、接合部分が RC 梁のヒンジ領域に位置している。

No.2 のように T 形鉄骨を全面接合した場合には、見掛けの  $L_T$  は短くなるので支点反力は大きくなるが、接合部強度を確保しやすくなる。また、T 梁の曲げ剛性が高くなるため、T 形鉄骨の架構剛性を高くすることができる。ここで、T-1、T-2 および No.1 の支点位置は T 梁先端のモルタル充填範囲の中心とした。

主筋のひずみゲージから求めた No.0~No.2 の正加力時の上梁の曲げモーメント(M)分布を図-7 に示す。図-2 の M 図と同様、無補強試験体 No.0 と比べて、補強試験体 No.1 および No.2 の RC 梁端部から  $1/4L_0$  ( $L_0$ : 梁の内法スパン) の範囲のせん断力は大きくなり、RC 梁中央部のせん断力は小さくなった。図-7 では各値を直線で結んでいるが、仮にひずみゲージを支点位置近傍に貼付して同図にプロットすると、No.1 の RC 梁端近傍でのせん断力は図-7(2)に示すせん断力より大きくなると予想される。

5. 各部材の負担せん断力

加力サイクルの各ピーク時における各部のせん断力と層間変形角  $R$  の関係を図-8 に示す。図中の  $Q_c$  (▲印) は RC 柱主筋のひずみゲージから、T 柱のせん断力  $Q_T$  (■印) は T 柱のフランジのひずみゲージから平面保

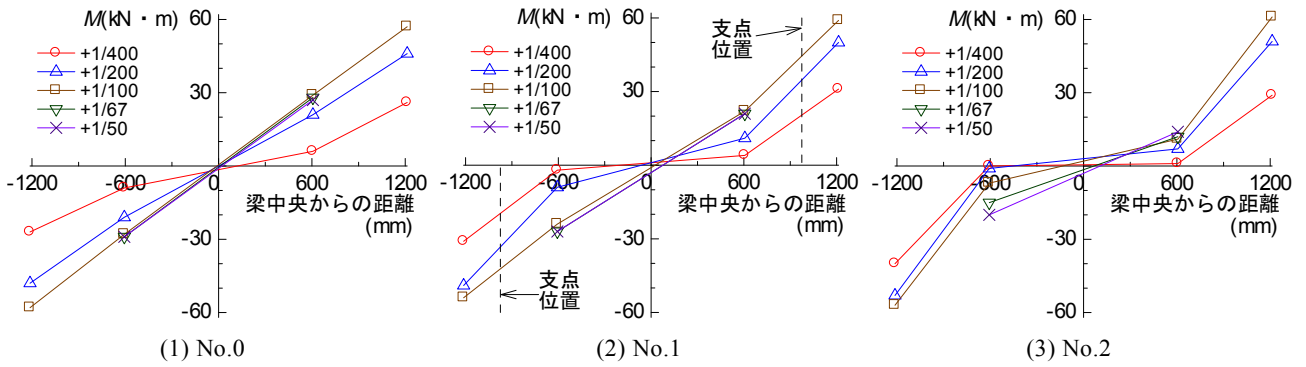


図-7 曲げモーメント分布（正加力時）

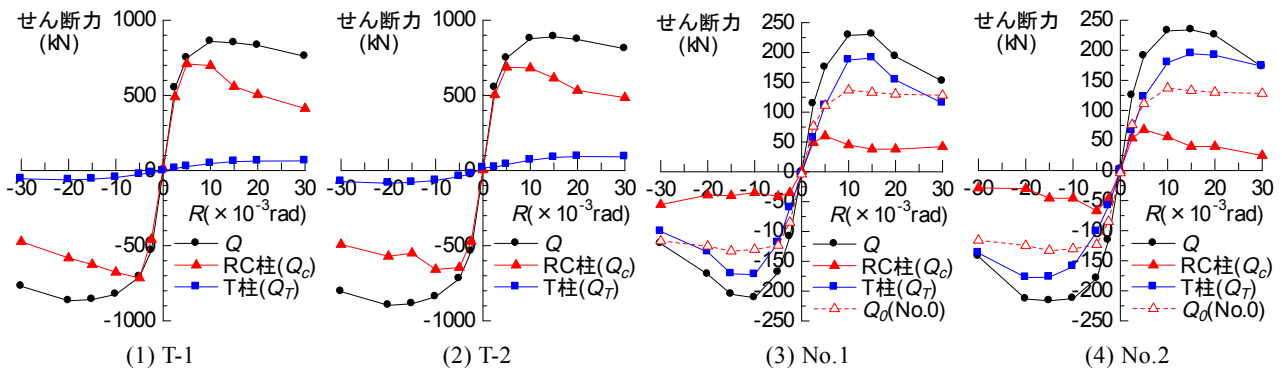


図-8 各部のせん断力と層間変形角の関係

持を仮定して曲げモーメント分布を求めて算出したせん断力である。同図(3)および(4)には比較用に No.0 の層せん断力  $Q_0$  (△印) を併記した。

層せん断力  $Q$  に占める T 柱のせん断力  $Q_T$  の負担割合は、T-1 および T-2 では 1 割程度となっているが、No.1 および No.2 では  $R=\pm 1/200\text{rad}$  で 7 割程度、最大荷重時で 8 割程度を占めている。また、T-1 および T-2 では全塑性耐力の 6 割程度、No.1 および No.2 では 8 割程度まで耐力を發揮した。

一方、RC 柱のせん断力  $Q_c$  の負担割合は、梁端の主筋が降伏する  $R=\pm 1/200\text{rad}$  以降で減少している。No.1 および No.2 における RC 柱の負担せん断力は RC 架構のみの No.0 の層せん断力  $Q_0$  より小さくなっており、2 章で述べたように T 形鉄骨の水平反力が柱せん断力と逆向きに作用することによるものと考えられる。

$Q_T$  は No.1 では  $R=\pm 1/100\sim 1/67\text{rad}$  程度、No.2 では  $R=\pm 1/67\sim 1/50\text{rad}$  程度まで大きくなっている。これは、RC 梁端の降伏により梁剛性が低下した後、T 柱の負担割合が増加したためであると考えられる。両試験体の  $Q_T$  の最大値は同程度であるが、梁端接合の No.1 は RC 梁の損傷が進むと負担せん断力は大きく低下するので、T 形鉄骨に変形性能を期待する場合には、No.2 のように T 梁の全面で上梁と接合した方が望ましいことが分かる。

## 6. T 形鉄骨柱の軸力

加力に伴って T 柱に生じた軸力  $N_T$  と層間変形角  $R$  の関係を図-9 に示す。 $N_T$  は T 柱のウェブのひずみゲージから算出し、引張軸力を正とする。正加力時は T-1 および T-2 は最大値まで同程度の値を示した。 $N_T$  は梁端接合の No.1 に比べて、T 形鉄骨の水平剛性の高い全面接合の No.2 の方が大きくなっている。

各ピーク時における T 柱のせん断力  $Q_T$  と T 柱脚部の取付金物—スラブ間の水平ずれ変位の関係を図-10 に示す。同図および図-9 にはずれ変位が大きくなり始める時点に S 印を記した。 $R=\pm 1/200\sim 1/100\text{rad}$  まではずれはほとんど生じず、それ以降水平ずれが急激に大きくなった。式(1)による T 柱脚部のアンカー筋の耐力は T 柱の全塑性耐力よりも小さく、図-8 より T 柱は全塑性耐力まで達していない。そのため、アンカー筋の本数を増やすことで、ずれ変位を抑制することができると考えられる。

後施工アンカーのせん断耐力計算値として、式(1)による  $Q_{a1}$  と、式(1)に T 柱の引張軸力  $N_T$  (図-9, S 位置) の影響を考慮した式(2)による  $Q_{a2}$  を図-10 中に示す。

$$Q_{a2} = \min\{0.7(\sigma_{ys} a_e - N_T), 0.4(\sqrt{E_c \sigma_{Bs}} a_e - N_T)\} \quad (2)$$



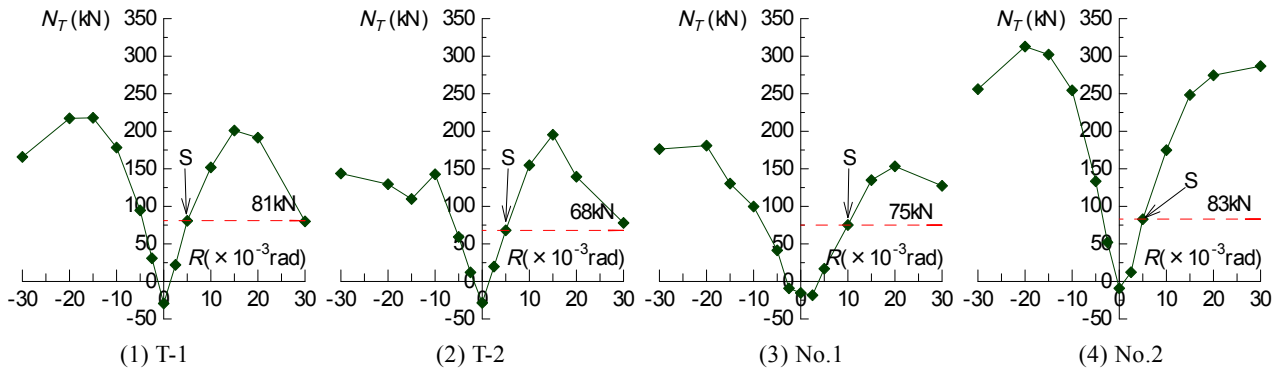


図-9 T柱の軸力と層間変形角の関係

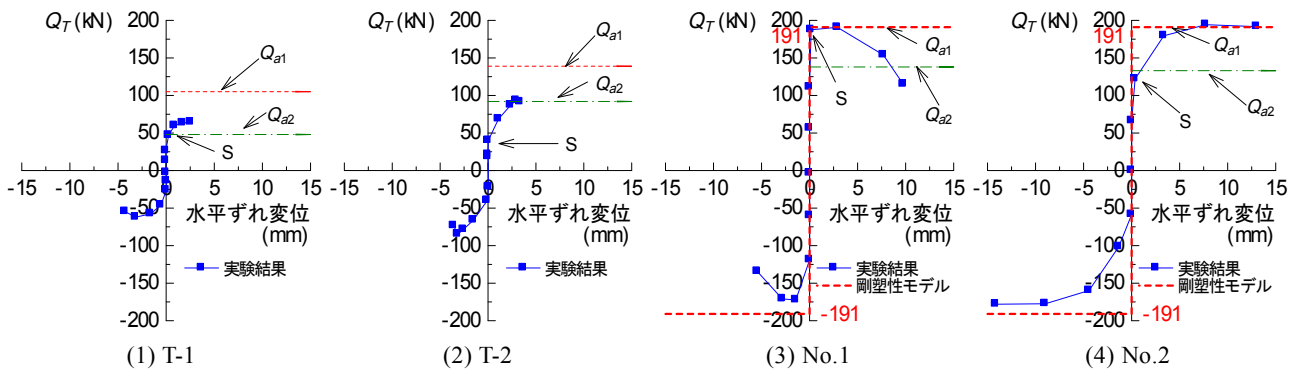


図-10 T柱のせん断力とT柱脚部の水平ずれ変位の関係

$N_T$ を考慮した  $Q_{a2}$ は、T-2ではS位置よりも大きいせん断力となり、早期に水平ずれ変位が生じたが、T-1ではおおむね評価できている。No.1に比べて早期に水平ずれ変位を生じたNo.2において  $Q_{a2}$ はS位置相当のせん断力に対応することを確認した。

図-10(3)および(4)に破線で示すように、T柱のせん断力と水平ずれ変位の関係を  $Q_{a1}$ でずれ始める剛塑性型ばねと仮定し、T柱脚部の位置に挿入して試験体を増分解析した結果を図-6(4)および(5)に破線で示す。RC梁端の弾塑性型ばねはファイバーモデルにより梁軸力を考慮した。No.1, No.2ともに負加力時は耐力をやや過大に評価しているが、正加力時はおおむね対応している。

### 7. 梁のせん断耐力

T形鉄骨を接合した場合のRC梁のせん断力は、梁端からT梁の支点の範囲(図-2,  $x_T$ )で大きくなる。その支点位置を、T-1, T-2およびNo.1ではRC梁とT梁の接合範囲の中央位置と仮定した。No.2は全面接合のためT梁の剛性が高く、T形鉄骨を剛体とみなしたときの反力の合力位置として、T梁中央から  $2/3(l_T/2)$  ( $l_T$ : T梁の全長)を支点位置と仮定した。梁端部の作用せん断力とせん断耐力  $Q_{su}$ を計算した結果を、最大荷重時の実験値と比較して表-4に示す。式(3)に示す荒川min式<sup>1)</sup>

では、梁端の降伏曲げモーメントと  $x_T$ 部のせん断力を用いたシアパン比  $M/Qd$ で計算し、式(4)に示す靱性指針式<sup>2)</sup>では原式( $R_p=0$ ,  $R_p$ は終局限界状態でのヒンジ領域の回転角)のまま計算した。補強すると梁端のシアパン比が小さくなるため、荒川min式によるせん断耐力は見掛け上大きくなった。RC梁端のせん断力の実験値は、最大荷重時のRC柱のせん断力  $Q_c$ とT柱のせん断力  $Q_T$ から力の釣り合いにより求めた。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj \quad (3)$$

$$Q_{su} = \min(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{bu}) \quad (4)$$

$$Q_{su1} = \mu p_{we}\sigma_{wy} b_e j_e + \left( v\sigma_B - \frac{5p_{we}\sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan\theta$$

$$Q_{su2} = \frac{\lambda v\sigma_B + p_{we}\sigma_{wy}}{3} b_e j_e$$

$$Q_{su3} = \frac{\lambda v\sigma_B}{2} b_e j_e$$

$$Q_{bu} = T_x j_e + \left( v\sigma_B - \frac{2.5T_x}{\lambda b_e} \right) \frac{bD}{2} \tan\theta$$

ここで、

$\sigma_{wy}$  : 肋筋の降伏強度

$j$  : 応力中心間距離

$\mu$  : トラス機構の角度を表す係数

- $p_{we}$  : 有効筋筋比  
 $b_e$  : トラス機構に關与する梁断面の有効幅  
 $j_e$  : トラス機構に關与する梁断面の有効せい  
 $\nu$  : コンクリート圧縮強度の有効係数  
 $\lambda$  : トラス機構の有効係数  
 $\theta$  : アーチ機構の圧縮束の角度  
 $T_x$  : 梁の単位長さあたりに負担できる付着力

RC 梁のせん断余裕度（曲げ耐力に対するせん断耐力の比）は、補強前（表-1）に比べて小さくなった。表-4 に示すように、せん断ひび割れが梁端部に多数生じた T-1 および T-2 のせん断余裕度は、荒川 min 式で 0.55～0.59、靱性指針式で 0.91～0.96 となった。また、せん断ひび割れが梁全範囲に分散した No.1 および No.2 のせん断余裕度は、荒川 min 式で 0.66～0.78、靱性指針式で 0.84～1.04 となり、本報の仮定により梁のせん断耐力をおおむね評価できるものと考えられる。

表-1 より、梁の曲げ耐力時層せん断力に対する柱の曲げ耐力時層せん断力は、シリーズ 1 で 1.58～1.60、シリーズ 2 で 3.49～3.62 であり、補強前は柱の曲げ降伏より梁の曲げ降伏が先行する試験体となっている。補強後の RC 梁端（ $x_T$  部）における梁曲げ降伏後の梁せん断力  ${}_bQ_{end}$  は、図-2 の記号を用いて式(5)のように表される。

$${}_bQ_{end} = \frac{2{}_bM_y + Q_T h_T}{L_0} \quad (5)$$

つまり、補強後は梁の曲げ耐力に達した後も T 柱が全塑性耐力に達するまでは T 柱のせん断力  $Q_T$  の上昇に伴って RC 梁端のせん断力  ${}_bQ_{end}$  は上昇し、 ${}_bQ_{end}$  が梁のせん断耐力に達したときに最大の補強効果を発揮する。

したがって本工法は、梁曲げ耐力時の層せん断力から補強前の梁のせん断余裕度分だけ層せん断力を上昇させることができる工法であり、梁のせん断余裕度が大きいほど補強効果が得られると考えられる。

## 8. まとめ

既存建物の耐震補強工法として、T 形鉄骨間柱を用いて RC 建物を補強する工法の実験を 2 シリーズ行い、以下の知見を得た。

- ① 本工法を用いて RC 架構試験体を補強することにより耐力が上昇し、耐震補強効果が確認された。
- ② 補強後は梁の曲げ耐力に達した後も T 柱のせん断力の上昇に伴って RC 梁端のせん断力は大きくなり、梁のせん断耐力に達したときに最大の補強効

果を發揮する。つまり本工法は、梁曲げ耐力時の層せん断力から補強前の梁のせん断余裕度分だけ層せん断力を上昇させることができる工法であり、梁のせん断余裕度が大きいほど補強効果が得られる。

- ③ T 形鉄骨梁の先端部分のみを RC 梁に接合する場合はその接合範囲の中央を支点位置とし、全面に接合する場合は T 形鉄骨梁中央から  $2/3(l_T/2)$  ( $l_T$ : T 形鉄骨梁の全長) の位置を支点位置と仮定した場合、荒川 min 式および靱性指針式により補強後の梁のせん断耐力をおおむね評価できた。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説，2001
- 2) 日本建築協会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999

## PCa 柱の埋込み部に関する実験的研究その 2

### An Experimental Study on Embedded Part in Precast Concrete Columns Part 2

平田 裕一 YUICHI HIRATA

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

建築技術部 伊藤 彰 AKIRA ITO

建築技術部 西成田 由 YU NISHINARITA

構造設計ディビジョン 徳武 茂隆 SHIGETAKA TOKUTAKE

構造設計ディビジョン 牧田 瑞記 MIZUKI MAKITA

本研究で対象とする工法は、PCa 柱を基礎梁内部に埋込む形式となっている。埋込み部は、柱より大きな断面積を有しており、付着力を高めるため、両面リブ付き鋼管とスパイラル筋を用いている。スパイラル筋は、リブ付き鋼管の外側に配筋されている。リブ付き鋼管とスパイラル筋の耐荷挙動に及ぼす影響を検討するため、押抜き実験、引張実験および曲げせん断実験を行った。押抜き実験より、スパイラル筋の増大により最大耐力が大きくなることが確認された。引張実験の最大耐力は、RC 規準の短期付着力とほぼ同等であった。曲げせん断実験の最大耐力は、基礎梁計算耐力とほぼ一致し、埋込み外周部は終局まで大きな損傷を受けなかった。  
キーワード：PCa 柱、埋込み部、押抜き実験、引張実験、曲げせん断実験

The construction method proposed in this paper is about precast concrete columns embedded to the footing beam. The embedded part of the column has a larger cross-sectional area than the column itself, and the steel pipe with ribs and the spiral reinforcing bars are used to have higher bond capacity. The spiral reinforcing bars are arranged outside the steel pipe with ribs. In order to study influence of the steel pipe with ribs and the spiral reinforcing bars on the strength of the embedded part, push out tests, tension test and bending shear test were carried out. The push out tests shows that the spiral reinforcing bars make the maximal strength larger. The tension test shows that the maximal strength is the same as the allowable bond capacity for temporary loading of the RC standard. The bending shear test shows that the maximal strength is the same as the calculated strength of the footing beam and that the embedded part did not show any significant damage until the ultimate state.

**Key Words:** Precast Concrete Column, Embedded Part, Push Out Test, Tension Test, Bending Shear Test

#### 1. はじめに

筆者らは、構造体の PCa 化の方法として、両面リブ付き鋼管を用いた PCa 柱の埋込み部に関する工法の開発を進めている<sup>1)</sup>。構造躯体の標準的な PCa 化工法は、基礎梁までを在来工法で施工し、基礎梁天端より上位に架構される上部構造を PCa 化することが多い。本研究で対象とする PCa 化工法は、PCa 柱の下端を従来の基礎梁天端から耐圧版直上まで延長するものである。基礎梁のコンクリート強度が PCa 柱より小さい場合、柱軸力を伝達するため、基礎梁上部に柱と同強度の柱断面積より大きい

断面積の部位が必要になる。本工法では、両面リブ付き鋼管により PCa 柱を拡張することで、この部分を構成している点に特徴がある。また、両面リブ付き鋼管の付着力を確保するために鋼管の外側にスパイラル筋を配置している。

前報<sup>2)</sup>で示した実験は、両面リブ付き鋼管の付着性能を確認するため行ったリブ面の要素付着実験と PCa 柱の埋込み部の鉛直耐力を確認するために行った圧縮載荷実験である。両面リブ付き鋼管により圧縮耐力が著しく増大することを確認している。

本報の実験は、前報に続いて本工法の埋込み部の付着

および引張特性と曲げせん断伝達特性を確認するために行うものである。押抜きおよび引張実験とともに両面リブ付き鋼管を持つPCa柱を基礎梁に埋込み、スパイラル筋で補強したT形試験体による曲げせん断実験を実施している。

## 2. 本工法の概要

図-1に、本PCa工法の概要を在来工法と比較して示す。本工法は、PCa柱を両面リブ付き鋼管により拡径し、それを耐圧版直上まで延長するものである。PCa柱の建て方を耐圧版の打設後から行うため工期短縮が可能である。一般に基礎梁のコンクリート強度が、軸力伝達に必要な値より、架構として求められる値が小さい場合、基礎梁の強度の打ち分けを行えば、施工コストを低減することができる。在来工法の場合、打ち分けには、基礎梁の全せいに対する打継ぎ面が必要となる。このような打継ぎ面は、施工上の理由から最小限に止めたいと考えられている。本工法では、埋込み部を耐圧版天端に設置するため、強度の打ち分けによる打継ぎ面が耐圧版の内部に限定される。これは施工性を向上し、コストの低減に寄与する。

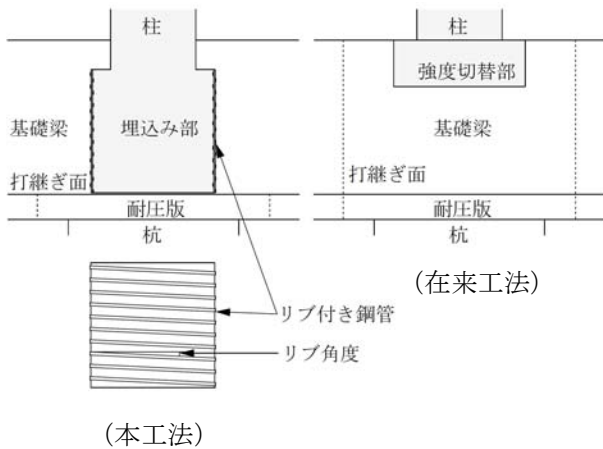


図-1 本工法の概要

## 3. 押抜きおよび引張実験概要

本実験は、押抜き実験と引張実験の2種類の加力形式で行うものである。図-2に試験体を示す。また試験体一覧を表-1に、補強筋の材料試験結果を表-2に示す。

図-2(1)に示すように、押抜き実験の試験体は、直径750mmの円形状の外周部のコンクリート内に、両面リブ付き鋼管で補強された埋込み部を設置している。両面リブ付き鋼管は、直径400mmである。リブサイズは、高さ2.5mm、角度17°である。試験体の縮尺は、約1/4であ

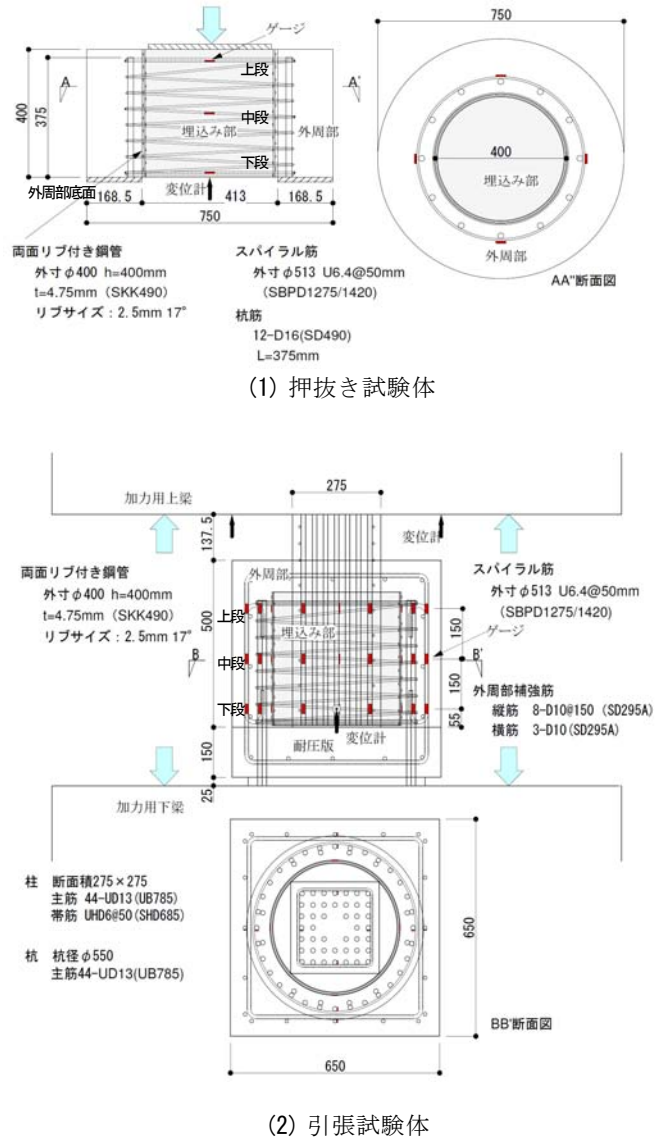


図-2 試験体図(押抜き, 引張)

る。外周部コンクリートには、D16の杭筋を12本配置し、スパイラル筋で補強している。押抜き試験の実験パラメータは、スパイラル筋の補強量である。加力方法は、図-2(1)に斜線で示した外周部底面を支持し、埋込み部上面を加力する押抜きせん断形式の単調載荷試験である。計測項目は、埋込み部の抜き量とスパイラル筋のひずみ量である。

図-2(2)に示すように、引張実験の試験体は、フーチングを模擬した外周部にPCa柱を埋込んだものである。

外周部の大きさは、650×650mmである。PCa柱の断面は、275×275mmである。両面リブ付き鋼管の大きさおよびスパイラル筋の配筋量は、押抜き試験体P1のものと同じである。PCa柱の主筋を加力用上梁に定着し、杭主筋は加力用下梁に定着している。引張力は、加力用上梁と下梁を介して与えている。



計測項目は、加力用梁の変位、鋼管の拔出し量および鉄筋、鋼管のひずみである。鋼管の拔出し量は、鋼管に外周部コンクリートと縁を切ったボルトを設置し、その動きを計測している。ひずみは、柱主筋、鋼管、杭主筋、外周部縦筋に対して3深度で測定した。加力ルールは、コンクリートの短期許容圧縮応力度から定まる軸力を設定し、その値の 1/2 とその値をそれぞれ 2 回与えた後、終局まで引張載荷した。

4. 押抜きおよび引張実験結果

図-3に押抜き実験の荷重変形曲線を示す。図より、試験体 P1 の初ひび割れは 1374kN である。ひび割れは鉛直外周部の側面に鉛直方向に生じた。その後荷重変形曲線の曲率が著しく増大し、最大耐力 3047kN に至った。

なお、荷重変形曲線の曲率が增大する箇所の荷重値は 2418kN である。試験体 P2 の初ひび割れは 2255kN である。その後徐々に剛性低下し、最大耐力は 3047kN になった。試験体 P2 の荷重変形曲線の曲率が增大し始める点の荷重は 3473kN である。図-4にスパイラル筋の荷重ひずみ曲線を示す。試験体 P1,P2 とともに下段のスパイラル筋のひずみが大きく、中段、上段に行くに連れひずみが小さくなっている。また試験体 P1 では荷重変形曲線で曲率が增大した点でひずみが著しく増大している。

図-5に引張試験の荷重変形曲線を示す。図中には、加力用梁の変位と拔出し量を重ねて示している。図より、RC 規準の短期許容応力度から算定した軸力の 1/2 の荷重を少し超過した時点で初ひび割れが確認された。また荷重変形曲線において、拔出し量の曲率が大きくなる点の荷重は、1603kN であり、最大耐力は 1873kN であった。図-6にスパイラル筋の荷重ひずみ曲線の包絡線を示す。図より、上段のスパイラル筋のひずみが大きく、有効に拘束していると考えられる。

図-7に引張実験の柱主筋、鋼管、杭筋、外周部縦筋のひずみモード図を示す。柱のひずみモードに対して、杭筋、外周部縦筋は、逆勾配になっている。柱主筋と鋼管から外周部コンクリートを介して杭筋、外周部縦筋に力が伝達していることが分かる。特に外周部縦筋は、最大耐力近傍でひずみが大きい。これは、終局状態で抜け出そうとする埋込み部を外周部縦筋が拘束するためと思われる。写真-1に実験終了後の試験体の切断面を示す。写真より、終局状態では、埋込み部底部が大きくすべっており、外周部縦筋を横切るすべり面が確認できる。

表-2に実験結果一覧を示す。表中には、参考として RC 規準の鉄筋の許容付着応力度から算定される付着力を示した。表より、試験体の拔出し時耐力は、長期付着

表-1 試験体一覧 (押抜き, 引張)

試験体名	コンクリート部位	圧縮強度 $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	密度 $\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	ヤング率 $E_c$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]	割裂強度 $\sigma_{cs}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	スパイラル筋
P1	埋込み部	57.4	2.24	2.95	-	U6.4@50
	外周部	28.5	2.23	2.22	2.54	SBPD1275/1420
P2	埋込み部	54.7	2.25	2.90	-	U12.6@50
	外周部	27.8	2.23	2.28	2.50	SBPD1275/1420
T	埋込み部	36.2	2.34	2.96	2.66	U6.4@50 SBPD1275/1420
	耐圧版	33.4	2.31	2.75	2.70	
	外周部	30.2	2.25	2.59	2.57	

表-2 補強筋材料試験結果一覧 (押抜き, 引張, 曲げせん断)

鉄筋	降伏強度 $\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏ひずみ $\epsilon_y$ [ $\times 10^{-6}$ ]	引張強度 $\sigma_t$ [t/m <sup>2</sup> ]	ヤング率 $E_s$ [ $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> ]	伸び率 [%]
D10(SD295)	369	1993	501	1.865	25.1
D16(SD490)	524	3005	710	1.889	19.3
D16(熱処理)	1081	5791	1161	1.866	6.1
U10.7(ウルボン)	1364	6456	1468	2.112	7.5
U6.4(スパイラル)	1397	7233	1442	1.931	7.1
U12.6(スパイラル)	1288	7025	1423	1.834	5.6

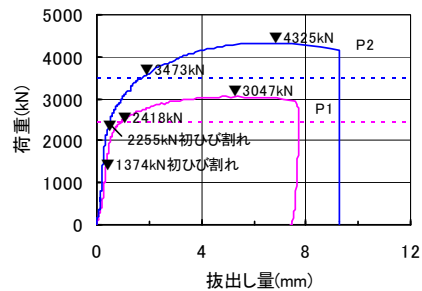


図-3 荷重変形曲線 (押抜き)

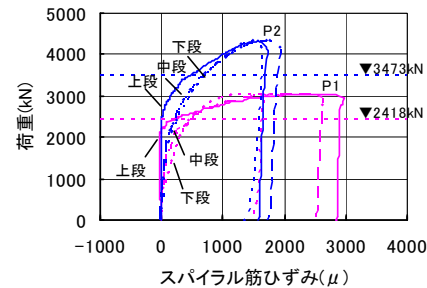


図-4 荷重ひずみ曲線 (押抜き)

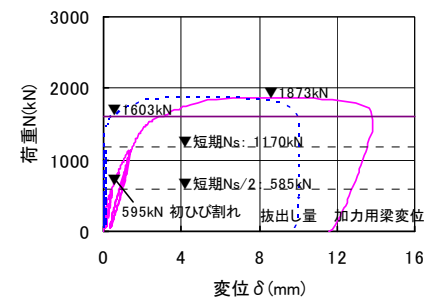


図-5 荷重変形曲線 (引張)

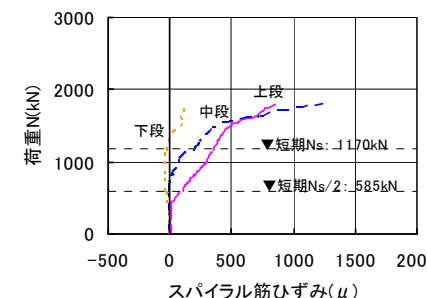


図-6 荷重ひずみ曲線 (引張)

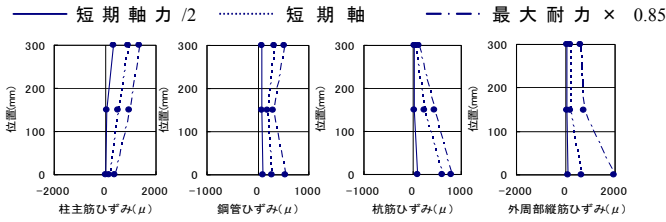


図-7 各部位のひずみモード (引張)



(1) 切断面全体 (2) a)部の拡大

写真-1 引張試験体切断面

表-3 実験結果一覧 (押抜き, 引張)

試験体	外径 (mm)	鋼管径 (mm)	スパイラル筋 pw(%)	実験最大耐力(kN)	拔出し時の耐力(kN)	長期付着力(kN) <sup>*</sup>	短期付着力(kN) <sup>*</sup>
P1	円形750	400	0.2	3047	2418	1252	1877
P2	円形750	400	0.9	4325	3473	1238	1856
T	方形650	400	0.2	1873	1603	1286	1929

\*RC規準の許容応力度より算定

力を超過した。押抜き試験体 P1,P2 では拔出し時耐力は短期付着力より大きい。これに対して引張試験Tでは、拔出し時耐力は、短期許容付着力の83%である。最大耐力は97%とほぼ同等の値となった。

押抜き実験の場合の耐力が大きい原因は、スパイラル筋による外周部コンクリートの拘束力が両面リブ付き鋼管の垂直抗力として作用し、その摩擦力が付着力に累加しているためと思われる。

### 5. 曲げせん断実験概要

PCa柱の埋込み部における水平力の伝達特性を把握するために、基礎梁に両面リブ付き鋼管を有するPCa柱を埋込んだT形試験体による曲げせん断実験を行った。

図-8に、試験体図を示す。試験体は、375×625mmの断面を有する基礎梁に、直径400mmの両面リブ付き鋼管を有するPCa柱を埋込んでいる。PCa柱埋込み外周部の配筋は、引張試験体と同じである。試験体は1体であり、縮尺は約1/4である。なお、本実験ではPCa柱埋込み部の応力伝達特性を確認するため柱に高強度コンクリートを用い、主筋に熱処理を行った。主筋は明瞭な降伏点はなく降伏強度1080N/mm<sup>2</sup>から引張強度1160 N/mm<sup>2</sup>までなだらかに増加した。加力方法は基礎梁の反曲点をロ

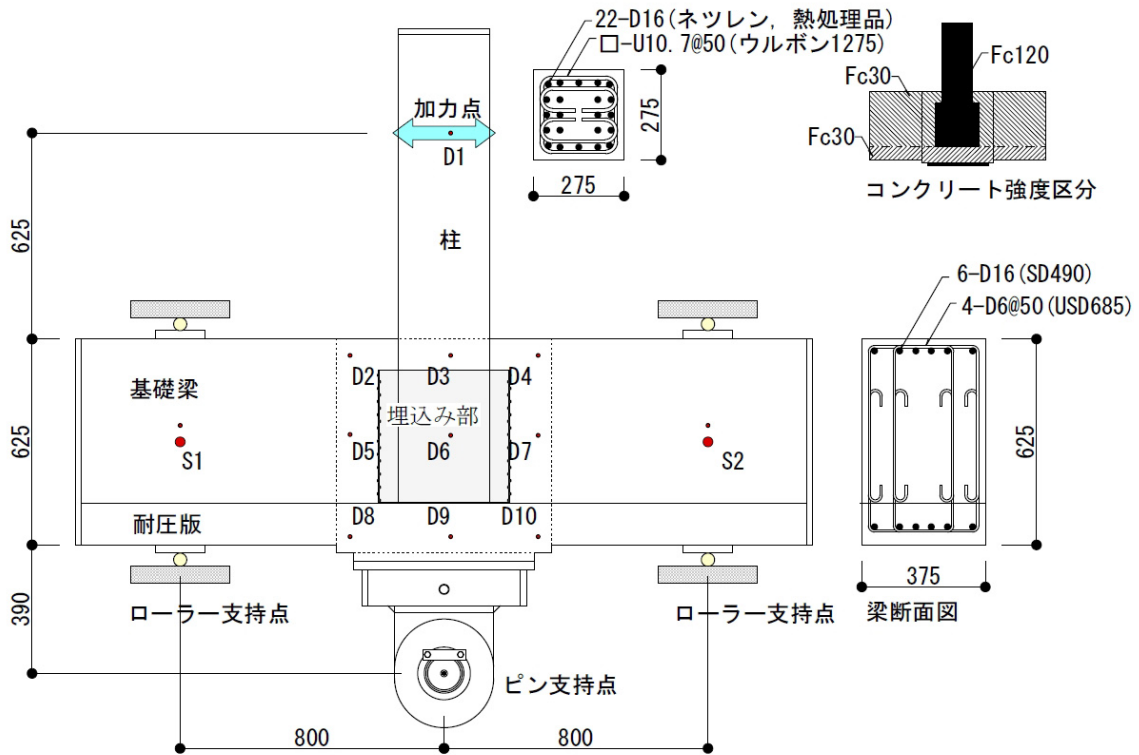


図-8 試験体 (曲げせん断)

表-4 材料強度一覧 (曲げせん断)

試験体名	コンクリート部位	圧縮強度 $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	密度 $\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	ヤング率 $E_c$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]	割裂強度 $\sigma_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	スパイラル筋
MS	埋込み部 柱	147.5	2.57	4.70	7.60	U6.4@50 SBPD1275/1420
	耐圧版	38.0	2.34	3.02	3.33	
	外周部 基礎梁	32.6	2.31	2.88	2.72	

表-5 実験結果一覧 (曲げせん断)

試験体	鋼管径 (mm)	スパイラル筋 pw(%)	実験平均 最大耐力(kN)	柱計算*) 曲げ耐力(kN)	基礎梁計算*) 曲げ耐力(kN)
MS	400	0.2	701	713	669

\*)技術基準解説書の曲げ強度式より算定

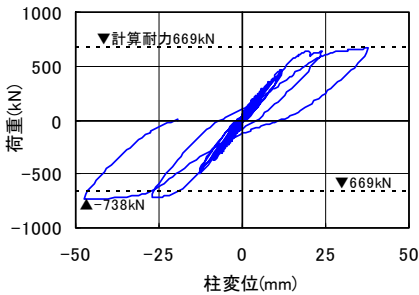


図-9 荷重変形曲線 (曲げせん断)

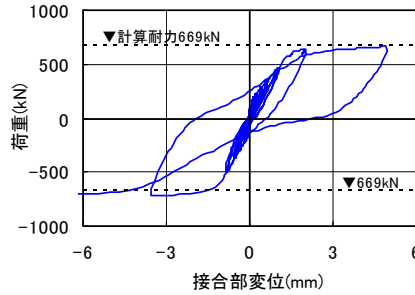


図-10 荷重変形曲線 (埋込み外周部)

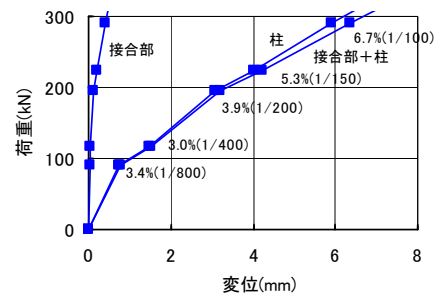


図-11 変形割合 (曲げせん断)

ラー支持し、杭頭部をピン支持して柱の反曲点に正負交番漸増水平載荷を各振幅 2 サイクル行った。柱軸力は作用させていない。計測項目は図中の加力点と埋込み外周部の変位および鉄筋ひずみである。ひずみゲージ位置は引張試験体と同じである。

## 6. 曲げせん断実験結果

表-4, 5 に試験体の材料強度および実験結果の一覧を示す。なお、補強筋の材料強度は、表-3に示したものと共通である。表中の基礎梁および柱の計算耐力は、技術基準解説書<sup>3)</sup>に示されたはりの曲げ強度式から、加力点位置の水平力に換算した値である。また図-9に荷重と加力点位置の変形の関係を、図-10に荷重と図-8に示した埋込み外周部の上部 (D3) と下部 (D9) の相対変位の関係を示す。本試験体の初ひび割れは、部材角 1/400 で PCa 柱の柱脚部に曲げひび割れが生じている。続いて 1/200 を超えたところで、基礎梁フェイス部の曲げひび割れおよび PCa 柱埋込み外周部の上面にひび割れが生じた。終局時は、柱脚部コンクリートの剥落および基礎梁の曲げひび割れが大きく進展した。なお、埋込み外周部側面では、ほとんどひび割れが生じておらず、終局時近傍において、鉛直方向のひび割れが確認された。実験最大耐力は、正負平均で 701kN である。これは、基礎梁曲げ耐力とほぼ一致している。図-11 に柱と PCa 柱埋込み外周部の変形割合を示す。部材角 1/100 までの範囲で、全体変形に占める外周部の変形割合は、3.0 ~ 6.7% と小さい値で安定しており、外周部での急激な変形増大は

生じていない。

なお、実験終了後、試験体を切断し、PCa 柱埋込み部にすべりが生じていないことを確認した。埋込み外周部コンクリートと両面リブ付き鋼管は一体として挙動していたと思われる。

終局時までのひび割れ状況、外周部コンクリートの変形状況、実験終了時にコンクリート切断面の状況などから、埋込み外周部は大きな損傷を受けていない。柱水平力が両面リブ付き鋼管を有する埋込み部を介して基礎梁に伝達されていることが確認された。

## 7. まとめ

本研究で対象とする PCa 化工法は、両面リブ付き鋼管を用いて拡張した PCa 柱の埋込み部を耐圧版直上に設置する形式のものである。本工法の埋込み部の付着および引張特性と曲げせん断伝達特性を確認するために押抜きおよび引張実験と両面リブ付き鋼管を持つ PCa 柱を基礎梁に埋込みスパイラル筋で補強した T 形試験体による曲げせん断実験を行った。実験結果より、以下のことが確認された。

- ① 押抜き実験より、スパイラル筋の配筋量が多い場合、押抜き耐力が大きくなる。押抜き実験の場合、軸力を受けるコンクリートは、放射状に著しく膨張する。スパイラル筋はこの膨張を拘束する役割を果たしている。実験結果では、下段のスパイラル筋のひずみが大きく、下段の拘束効果が大きかった。スパイラル筋の配筋量の増大による耐力の増大

は、外周部コンクリートに対する拘束力が増大し、リブ面の摩擦力が累加したためと思われる。

- ② 押抜き実験の抜出し時耐力は、RC 規準の鉄筋の短期許容応力度に両面リブ付き鋼管の表面積を乗じて得られる短期付着力より大きかった。これは、短期付着力相当の押抜き力では鋼管が動かないことを示している。鋼管の抜出し時耐力は、鉄筋の許容付着応力度から推定した場合、十分な余力を有していると思われる。
- ③ 引張実験の抜出し時耐力は、RC 規準の鉄筋の長期許容付着より算定される長期付着力より大きかった。また、最大耐力は、短期付着力と同等であった。押抜き実験との耐力の違いは、加力方向によって外周部コンクリートの膨張量が異なることを反映していると思われる。鋼管の付着力が、加力方向の影響を受けるため、設計時に適切に考慮する必要があると思われる。
- ④ 曲げせん断実験の最大耐力は、基礎梁の計算耐力とほぼ一致した。また、終局時までのひび割れ状況、外周部コンクリートの変形状況、実験終了時にコンクリート切断面の状況などから、埋込み外周部は大きな損傷を受けておらず、鋼管の抜出しも見られない。柱水平力が埋込み部を介して基礎梁に伝達されていることが確認された。

#### 参考文献

- 1) 徳武, 平田他: PCa 柱の埋込み部に関する実験的研究(その1), (その2), 日本建築学会大会梗概集(北海道), 2013.8, 構造IV, pp.715-718
- 2) 平田他: PCa 柱の埋込み部に関する実験的研究, 三井住友建設技術開発センター報告, No.11, 2013, pp.91-98
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課他: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書



# シリカフュームとフライアッシュを併用した 超高強度コンクリートに関する研究

## Study on Ultra-High-Strength Concrete Using Silica Fume and Fly Ash

松田 拓 TAKU MATSUDA  
蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

超高強度コンクリートを対象に、セメントの一部をシリカフュームに加えてフライアッシュで置換することの効果を実験的に検討した。その結果、セメントの一部をシリカフュームで置換したコンクリートに比べ、粘性が低減され、20℃条件と高温条件いずれもより高い強度を得ることが可能と分かった。また、高温条件ではフライアッシュも材齢初期からポゾラン反応して強度と収縮に影響していることを示し、高温条件での強度と自己収縮の増進におけるポゾラン反応の影響を、水分消費と SEM 画像の観察結果から考察した。

キーワード：超高強度コンクリート、シリカフューム、フライアッシュ、自己収縮

For Ultra-High-Strength Concrete, the effect of substituting a part of the cement for fly ash in addition to silica fume was examined experimentally. As a result, the viscosity was reduced and the strength was increased in comparison with concrete which a part of the cement is replaced with a silica fume only. According to the observation result of water consumption and SEM image, it was clarified that fly ash reacted at early ages under high temperature condition and the effect of pozzolanic reaction to the strength and shrinkage increment was also discussed.

**Key Words:** Ultra-High-Strength Concrete, Silica fume, fly ash, Autogenous Shrinkage

### 1. はじめに

高強度コンクリートは単位結合材量が多いため、粘性の増大や流動性の低下が課題となる。一般に、低水結合材比（以下、 $W/B$ ）条件においてセメントにシリカフューム（以下、SF）を混和すると、流動性と圧縮強度（以下、強度）が高まる。この理由は微細な球状粒子である SF が、フレッシュ時にはセメント粒子間を充填し、硬化時にはポゾラン反応して水和物の微細空隙を充填するためと考えられている。また従来、SF よりも寸法が大きくポゾラン反応性を有す球状粒子であるフライアッシュ（以下、FA）を、SF と混合使用することで、流動性と強度が改善可能なことが報告されている<sup>1)</sup>。

一方、セメントに SF を混和した高強度コンクリートは高温条件でポゾラン反応が活発に行われ、著しく強度増進する。このため超高強度コンクリートの製造には加

表-1 使用材料

名称および種類	物性	記号
結合材 (B)	低熱ポルトランドセメント 密度:3.24g/cm <sup>3</sup> , 比表面積:3300cm <sup>2</sup> /g, C <sub>2</sub> S:55%	L
	シリカフューム 密度:2.20g/cm <sup>3</sup> , 比表面積:16.4m <sup>2</sup> /g, SiO <sub>2</sub> :94.6%	SF
	フライアッシュ 密度:2.44g/cm <sup>3</sup> , 比表面積:8500cm <sup>2</sup> /g, SiO <sub>2</sub> :56.5 %	FA
細骨材	フェロニッケルスラグ 表乾密度:2.90g/cm <sup>3</sup> , 吸水率:2.44%, F.M.:2.2	S
粗骨材	硬質砂岩 砕石 表乾密度:2.66g/cm <sup>3</sup> , 吸水率:0.84%, 最大寸法:13mm	G
化学混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸系 SP
	消泡剤	ポリオキシアルキレン アルキルエーテル系 NonAE

熱養生が採用されることが多い<sup>2)</sup>。強度領域は異なるが、セメントに FA を混和したコンクリートも高温でポゾラン反応が促進されることや<sup>3)</sup>、急激に強度増進すること<sup>4)</sup>が報告されている。すなわち、低  $W/B$  条件でセメントに SF と FA を混和すれば、SF のみを混和するよりも高い流動性に加え、これを加熱養生することでさら

表-2 調合条件およびフレッシュ性状

実験シリーズ	No.	コンクリート名称	W/B	W/C	置換率 [B×%]		単体量 [kg/m <sup>3</sup> ]		フレッシュ性状										
					SF	FA	W	G	SP添加量 [B×%]	スランプフロー		温度 [°C]	空気量 [%]						
										50cm通過 [sec.]	フロー値 [cm]								
1	1	L-0.20	0.20	0.20	0	0	150	851	0.95	8.02	89.0	28.0	1.5						
	2	LSF-0.20								7.07	68.5	26.0	2.3						
	3	LSFFA-0.20								3.08	84.5	27.0	1.2						
	4	LSF-0.17	0.17	0.19	10	0			150	851	1.20	6.09	77.0	26.0	1.9				
	5	LSFFA-0.17										3.05	89.3	27.0	1.5				
	6	LSF-0.13	0.13	0.14	10	0					150	851	2.20	25.0	65.8	29.0	2.3		
	7	LSFFA-0.13												8.08	81.0	29.0	2.2		
	8	LSF-0.12	0.12	0.13	10	0							150	851	2.20	58.0	57.5	31.0	3.0
	9	LSFFA-0.12														14.1	74.0	30.5	2.4
10	L-0.20	0.95					8.64	89.8								25.5	1.1		
2	11	LSF-0.20	0.20	0.22	10	0	150	851							1.20	7.01	62.5	26.0	1.4
	12	LFA-0.20														0.95	9.42	69.8	28.0
	13	LSFFA-0.20							1.20	3.03						83.8	27.0	1.4	
	14	LSF-0.12	0.12	0.13	10	0			150	851					2.20	31.6	60.8	31.0	1.8
	15	LSFFA-0.12									14.0	71.8				31.5	2.5		
3	16	LSF-0.12	0.12	0.13	10	0					150	851			2.00	24.5	64.6	30.5	2.2
	17	LSFFA-0.12											8.80	73.5		26.0	2.1		

表-3 試験体の仕様と水準

実験シリーズ	試験項目	試験体寸法[mm]	養生条件	試験(測定)材齢[日]
1	圧縮強度	φ100×200円柱	20°C一定	7, 28, 56, 91, 470
	自己収縮ひずみ	□100×100×400角柱	90°C加熱	7
2	圧縮強度	φ100×200円柱	20°C一定	28, (LFA-0.20は91も実施)
			60°C履歴	7
	90°C加熱	7		
	自己収縮ひずみ		□100×100×400角柱	20°C一定
60°C履歴	凝結始発～8			
一軸拘束応力	□100×100×850角柱	20°C一定	凝結始発～384	
60°C履歴	凝結始発～8			
3	圧縮強度	φ100×200円柱	20°C一定	0.7, 7, 28, 56, 91
			90°C履歴	温度が40, 60, 75, 90°Cに到達時および3, 7, 28, 56, 91日
	自己収縮ひずみ	□100×100×400角柱	20°C一定	凝結始発～150
90°C履歴	凝結始発～28			

※試験体は全て封かん条件

に高い強度が得られる可能性がある。またこのとき、

SF と FA がセメントに対し、内割り置換で使用されるのであれば、CO<sub>2</sub>排出量からみた環境側面において望ましい。ただしこの検討においては、高温条件で急激に増進する自己収縮ひずみ（以下、自己収縮）の特性を把握する必要がある。

以上の背景から、本研究はW/B=0.20以下の超高強度コンクリートを対象に、セメントの一部をSFに加え、更にFAで置換することの効果を実験的に検討したものである。

## 2. 実験概要

使用材料を表-1に、実験シリーズごとの調合条件およびフレッシュ性状を表-2に示す。FAはJIS A 6201 : 1999のI種を使用した。本稿では、結合材（以下、B）として、質量比で低熱ポルトランドセメント（以下、L）：SF = 9 : 1, L : SF : FA = 7 : 1 : 2, L : FA = 8 : 2, およびL単味の4種類を使用したコンクリートを対象とし、それぞれ“LSF調合”、“LSFFA調合”、“LFA調合”、“L調合”と呼称する。シリーズ1と2ではW/B=0.20の調合において、結合材中にSFとFAのどちらも存在しない場合、どちらか一方が存在する場合、どちらも存在する場合、のフレッシュ性状・強度・自己収縮への影響も確認した。

試験体の仕様と水準を表-3に示す。試験体はすべて封かん養生とし、環境温度を制御することで、図-1に示す温度履歴を与えた。20°C一定と90°C加熱は、試験体を

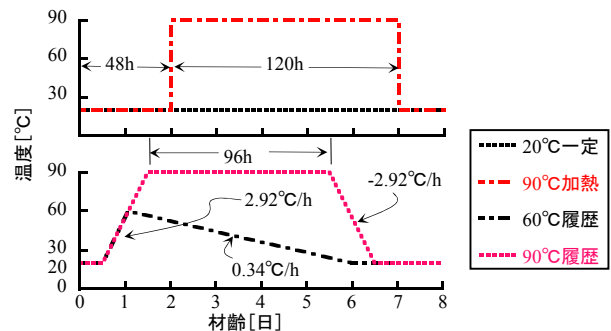


図-1 試験体に与えた温度履歴

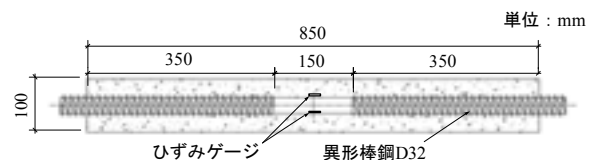


図-2 一軸拘束試験体

一定温度に制御した環境に所定の期間存置（移設）する条件である。60°C履歴と90°C履歴は、実際のコンクリート部材内部の温度履歴を模擬する条件である。具体的には、試験体を20°Cに制御した温度可変制御槽内に存置し、図-1の条件で槽内温度を制御して試験体に温度履歴を与える。温度上昇開始のタイミングは凝結始発とした。自己収縮は凝結始発を起点とし、試験体温度の実測値より線膨張係数を10.0 × 10<sup>-6</sup>/°Cと仮定して求めた。一軸拘束試験体は文献<sup>5)</sup>と同じ仕様で、コンクリート角柱にD32の异形棒鋼を配置したものである（図-2）。

また、一部の強度試験体を試験後に粉碎・105°C乾燥し、蒸発水率（調合上の水量に対する蒸発水量 [wt%]

(骨材吸水量を補正)を測定した。ただしシリーズ3では、試験体と同じバッチのコンクリートをウェットスクリーニングしたモルタル試料を作製し、これを試験体と同条件で養生して強度試験時に粉碎・105℃乾燥し、蒸発水率を求めた。このモルタル試料について、一部の水準で走査電子顕微鏡による画像を撮影した。



写真-1 スランプフローの状況 (調合 No.10)

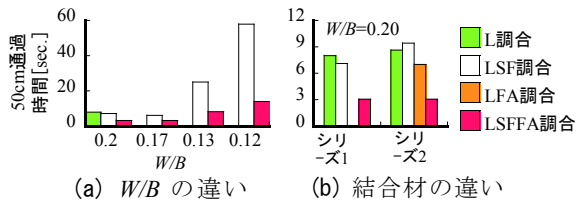


図-3 50cm フロー通過時間

### 3. 実験結果

#### (1) フレッシュ性状

コンクリートの練混ぜには強制二軸ミキサを使用し、W/Bが同じ調合では材料の投入順序と練混ぜ時間を同じとした。高性能減水剤(以下、SP)の添加量は同W/BのL、LFA調合同W/BのLSF、LSFFA調合同でそれぞれ同量とした。コンクリートの温度は25.5~31.5℃の範囲にあり、空気量は1.1~3.0%の範囲で単位粉体量が増加すると多くなる傾向にあった。スランプフローは調合No.10の89.8cmのように比較的大きなものもあったが、材料分離は確認されなかった(写真-1)。50cmフロー通過時間を図-3に示す。(a)を見ると、通過時間はW/Bが小さいほど長く、またLSFFA調合はLSF調合より短い。(b)はW/B=0.20の結果を抽出したものであるが、LSFFA調合の通過時間は他より明らかに短い。以上から、超低W/B条件において、セメントの一部をSFに加えFAで置換すると、SFのみまたはFAのみで置換するよりも粘性が低減され、コンクリートの流動性を改善可能と分かった。

#### (2) 20℃条件における強度・収縮性状

20℃一定条件での強度、自己収縮、一軸拘束試験による

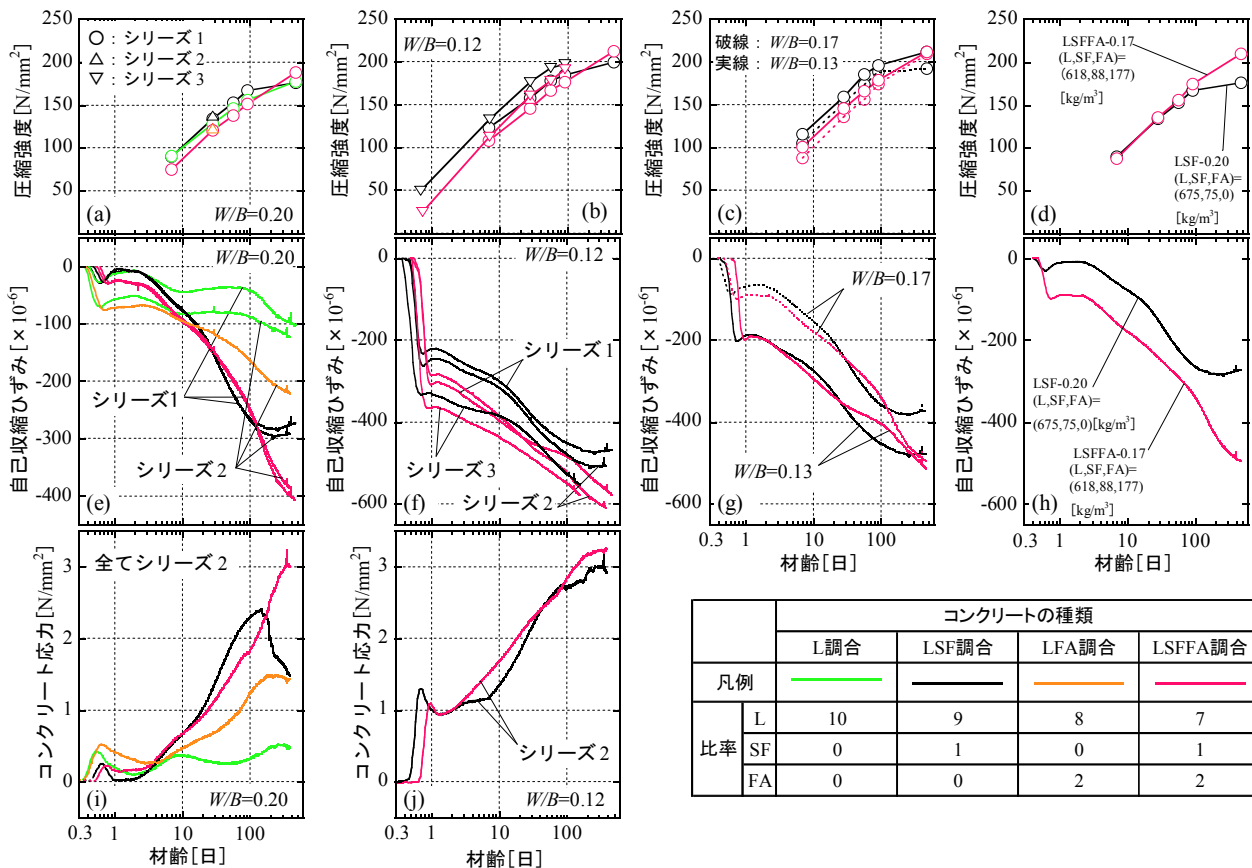


図-4 20℃一定条件での測定結果

るコンクリート応力の測定結果を図-4に示す。まず、 $W/B=0.20$ における自己収縮の結果 (e) を見る。L 調合、LSF 調合、LFA 調合、LSFFA 調合いずれの結果も最初に急激に収縮するが、材齢 1 日以前に挙動が膨張側に変化する屈曲点が現れ、その後、材齢 2～3 日のうちに再び収縮挙動に転じている。それ以降の挙動は、ポズラン材料 (SF もしくは FA) の有無で傾向が異なる。すなわち、L 調合は材齢 10 日から 60 日付近にかけ再度、わずかに膨張側に挙動し、その後収縮している。一方、LSF、LFA、LSFFA 調合にこのような傾向は見られず、これらのコンクリートの自己収縮は材齢 10 日付近以降、L 調合よりも大きくなる。LSF、LFA、LSFFA 調合の自己収縮を比較すると、材齢 100 日付近では LSF 調合 > LSFFA 調合 > LFA 調合である。しかし、LSF 調合の自己収縮は他より早く停滞し始めるため、470 日時点では LSFFA 調合の自己収縮が最も大きい。ここで各コンクリートのコンクリート応力の結果(i)を見ると、自己収縮と同時期に増減している。このことから、自己収縮の停滞や再進行は確かに生じたと推察される。また  $W/B=0.20$ における強度の結果 (a) を見ると、(e) で確認される自己収縮の傾向と同様に、LSF 調合の材齢 91 から 470 日の強度増進は LSFFA 調合より緩やかとなり、材齢 470 日時点では LSFFA 調合 > LSF 調合となっている。この傾向は、(b) (c) (f) (g) (j) を見ると  $W/B=0.20 \sim 0.12$  の範囲で同様と分かる。各コンクリートの強度と自己収縮特性が異なる理由として、結合材の違い (すなわちポズラン材料の有無、ポズラン材料の種類と量および組み合わせ) が考えられる。本実験の範囲では SF と FA の効果の差異について定量的な評価は難しいが、少なくとも材齢 10 日付近以降、SF、FA どちらもポズラン反応し、このことが強度と自己収縮に影響していると推察される。

本検討から、超低  $W/B$  条件において L の一部を SF に加え FA で置換すると、材齢 100 日を越える長期において強度と自己収縮が大きくなると分かった。(d) (h) は、LSFFA-0.17 と LSF-0.20 の強度と自己収縮である。

LSFFA-0.17 の単位セメント量は LSF-0.20 より少ないが、 $20^{\circ}\text{C}$  一定・材齢 470 日で LSF-0.20 より強度が  $30\text{N}/\text{mm}^2$  以上高く、自己収縮は  $200 \times 10^{-6}$  以上大きい。

(3) 高温条件における強度・自己収縮性状

$90^{\circ}\text{C}$  加熱・材齢 7 日の強度結果 (シリーズ 1) を図-5 に、 $20^{\circ}\text{C}$  一定・材齢 28 日、 $60^{\circ}\text{C}$  履歴・材齢 7 日、 $90^{\circ}\text{C}$  加熱・材齢 7 日の強度結果 (シリーズ 2) を図-6 にそれぞれ示す。この検討の範囲では、LFA 調合の強度は、 $20^{\circ}\text{C}$  と高温いずれの条件でも L 調合より低かった。一方、LSFFA 調合の強度は、 $60^{\circ}\text{C}$  履歴では L 調合および LSF 調

合と同程度だが、 $90^{\circ}\text{C}$  加熱で明らかにそれらより高くなっている。

$60^{\circ}\text{C}$  履歴での温度、自己収縮、一軸拘束試験によるコンクリート応力の測定結果を図-7 に示す。拘束応力の測定値は、測定器に不具合が生じたため材齢 5 日付近までである。図中には  $20^{\circ}\text{C}$  一定の結果も併記している。ポズラン材料の有無によらず、いずれのコンクリートの自己収縮も高温で養生されると初期に急激に進行している。

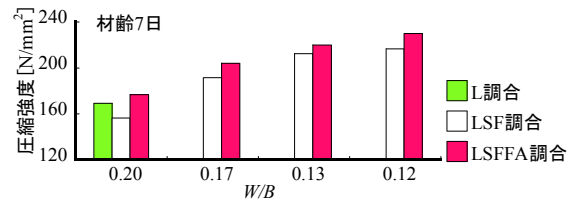


図-5 圧縮強度試験結果 ( $90^{\circ}\text{C}$  加熱, シリーズ 1)

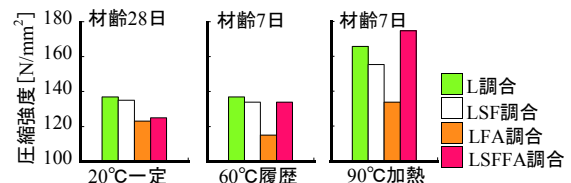


図-6 圧縮強度試験結果 ( $W/B = 0.20$ , シリーズ 2)

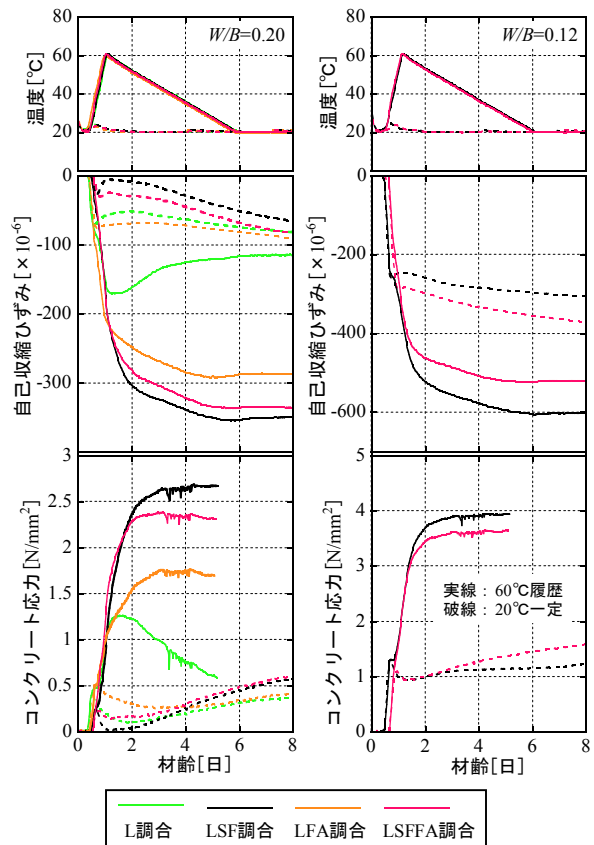


図-7  $60^{\circ}\text{C}$  履歴条件での測定結果



しかし、L調合の自己収縮は温度降下時に膨張側へ挙動し、コンクリート応力が低下している。セメント単味の調合による同様な現象は、過去にも報告がある<sup>9)</sup>。温度降下過程における自己収縮特性は、結合材がセメント単味のコンクリートと、セメントの一部をポズラン材料で置換したコンクリートとで異なると考えられる。本結果から、LFA調合の高温条件での自己収縮特性は、LSF調合と同様と分かった。すなわち、SFとFAどちらも高温条件では材齢初期よりポズラン反応し、その結果自己収縮が大きくなると推察される。

次に90℃履歴での温度、強度、蒸発水率、ひずみの測定結果(図-8)を見る。温度の結果(a)中のプロットは、強度と蒸発水率を測定した時点を表す。ひずみの結果(c)には、コンクリートの自己収縮に加え、全ひずみを併記している。この理由は、温度が90℃一定となる期間では、全ひずみで自己収縮の進行を直接的に評価できるためである。LSFFA調合の強度は90℃に到達した時点ではLSF調合より低いだがそれ以降大きく増進し、材齢7日時点でLSF調合を超えている。また、蒸発水率の減少量と全ひずみの収縮増分(もしくは自己収縮の増分)のどちらも、90℃到達以降、LSF調合よりLSFFA調合のほうが大きい。一方、前述した60℃履歴の結果(図-6, 図-7)では、LSFFA調合の強度と自己収縮はLSF調合に比べ、同程度(もしくはそれ以下)となっている。

以上から、Lの一部をSFに加えFAで置換したコンクリートの強度と自己収縮は、60℃履歴ではLの一部をSFで置換しただけのコンクリートと同等以下だが、90℃履歴のように継続的な高温養生を実施すると、材齢3~7日程度でそれを上回ることが分かった。今後、SFとFAが共存しそれぞれポズラン反応して形成される組織構造と養生温度との関係について、研究される必要がある。

#### 4. 考察

本章では、高温条件における物性の変化について、蒸発水率の測定結果と画像観察の結果から考察する。

##### (1) 蒸発水率と強度との関係

蒸発水率と強度との関係を図-9に示す。まず $W/B=0.20$ の結果(a)(b)(c)(d)を見る。20℃一定を見ると、L調合に比べLSF, LFA, LSFFA調合は強度増進に伴う蒸発水率の減少量が少ない。60℃履歴を見ると、L調合に比べLSF, LFA, LSFFA調合は、それぞれの調合においておおむね強度が同等な20℃一定(材齢28日)よりも蒸発水率が大きい。90℃加熱を見ると、L調合の蒸発水率は

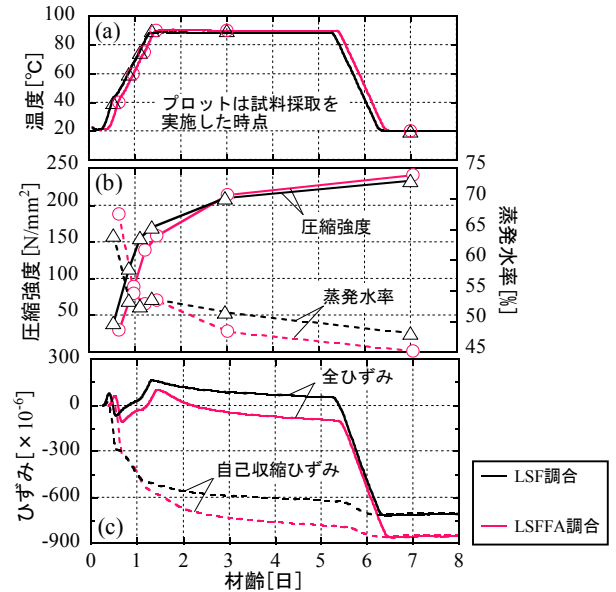


図-8 90℃履歴条件での測定結果

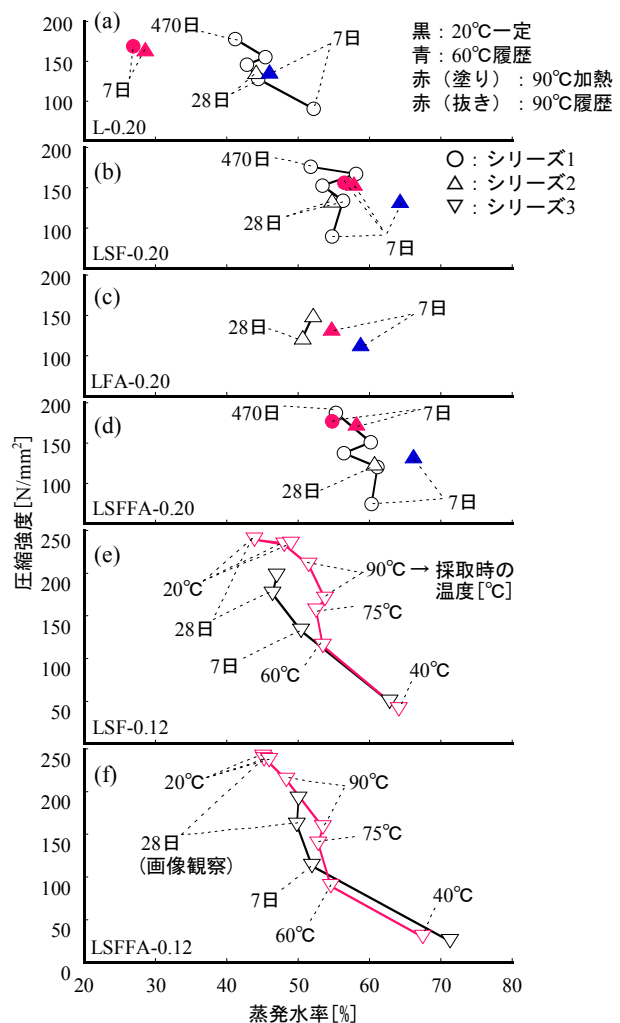
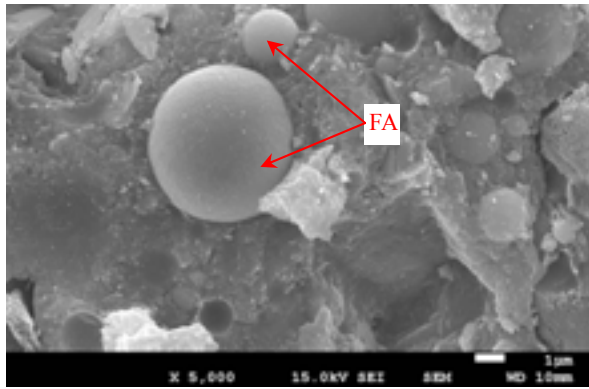
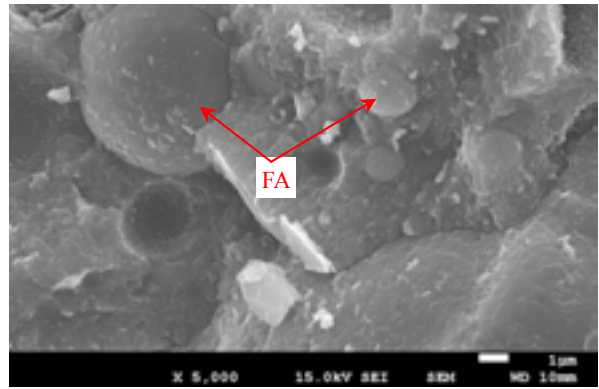


図-9 蒸発水率と圧縮強度との関係

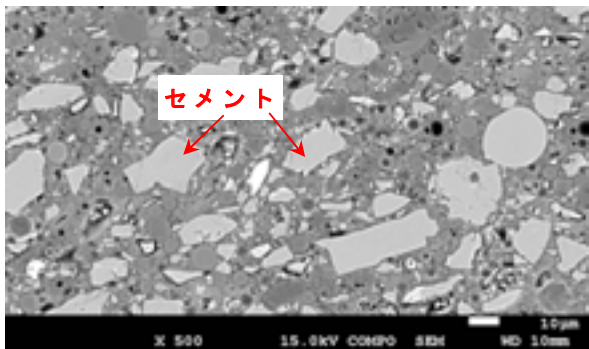


(a) 20°C一定

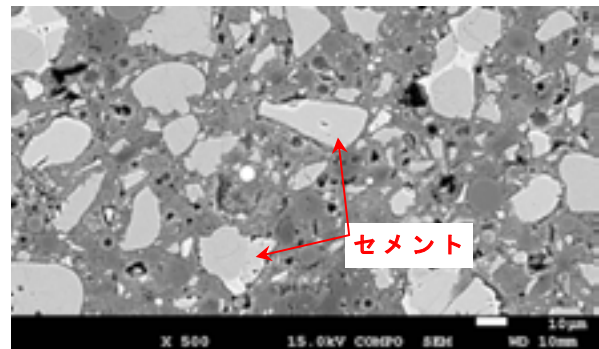


(b) 90°C履歴

図-10 材齢28日における二次電子像の例



(a) 20°C一定



(b) 90°C履歴

図-11 材齢28日における反射電子像の例

表-4 養生温度条件による物理量の差異 (材齢28日)

	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	自己収縮 ひずみ[×10 <sup>-6</sup> ]	蒸発水率 [%]	セメント 面積率[%]
20°C一定	161	-484	49.9	27.5
90°C履歴	238	-851	45.2	29.0

LSF, LFA, LSFFA 調合より明らかに小さい。これらは材齢に伴う水分消費の機構が、ポズラン材料の有無と温度条件により異なると示唆するものであるが、この検討は今後の課題としたい。ポズラン材料が存在する系については、 $W/B=0.12$ の結果 (e)(f) を見ると材齢初期からの変化が分かる。すなわち、90°C履歴において60°Cを超えた以降の高温条件では、20°C一定に比べ蒸発水率が減少せず強度増進している。LとSFの系での同様な結果が過去にも報告されており、60°C程度に温度上昇するとポズラン反応が活発になると分かっている<sup>7),8)</sup>。すなわちFA調合において、「強度が同等であっても蒸発水率は60°C履歴のほうが20°C一定より大きい」という(c)の結果は、高温条件において、FAのポズラン反応もSFと同様に活発となることを、水分消費の観点から示唆するものである。

(2) 画像で確認される温度条件による反応形態の違い

シリーズ3のLSFFA-0.12で、20°C一定と90°C履歴の、材齢28日時点での二次電子像と反射電子像を撮影した。

試料は、蒸発水率の測定に使用した、ウェットスクリーニングモルタルを粉砕し105°C乾燥したものである。

二次電子像と反射電子像の例を、図-10、図-11に示す。

二次電子像でFA粒子を見ると、90°C履歴は20°C一定に比べ輪郭が不明瞭なものが多いことから、ポズラン反応が進行していると推察される。このことから、LSFFA-0.12の強度と自己収縮が90°C履歴でLSF-0.12より大きくなる理由に、FAのポズラン反応が寄与していると推論される。次に反射電子像を見ると、温度条件によらず未反応のセメント粒子が残存している。そこで反射電子像から、既往の研究<sup>9)</sup>を参考に未反応セメント粒子の占める面積率(以下、セメント面積率[%])を算出した。それぞれの温度条件での、強度、自己収縮、蒸発水率、セメント面積率(10視野の平均値)を表-4に示す。

これによると、90°C履歴は20°C一定に比べ、強度と自己収縮が大きく蒸発水率が小さい(水分が消費されている)ものの、セメント面積率は同等以上(反応率は同等以下)である。また3.(3)図-7の検討で、高温条件での自己収縮は、ポズラン材料が存在しないと小さいと

分かっている。これらのことから以下を考察することができる。

- ① 高温条件では20℃条件に比べポズラン反応が加速し、水分はポズラン反応で優先的に消費される。このため、セメントの水和反応はポズラン反応ほどには加速しない。
- ② 高温条件で強度と自己収縮が著しく増進する要因として、セメントの水和反応よりもポズラン反応の効果が大きい。高温条件では、ポズラン反応による巨視的な体積減少が、自己収縮を著しく増進させる。

今後検討を加え、本考察を検証する予定である。

## 5. まとめ

セメントの一部をシリカフェームに加え更にフライアッシュで置換したコンクリートについて、今回の検討範囲より以下の知見と考察を得た。

- ① セメントの一部をシリカフェームで置換したコンクリートよりも、低粘性で流動性の高いフレッシュ性状が得られる。
- ② 20℃条件では100日程度、高温条件では90℃程度の養生を3～7日程度行うことで、セメントの一部をシリカフェームで置換したコンクリートより高い強度が得られる。この理由に、フライアッシュのポズラン反応が寄与していると考えられる。
- ③ 高温条件では常温条件に比べポズラン反応が加速するが、セメントの水和反応はポズラン反応ほど加速しない。高温条件では、ポズラン反応による巨視的な体積減少が、コンクリートの自己収縮を著しく増進させていると考えられる。
- ④ 超高強度コンクリートにおいてセメントの一部をシリカフェームに加えフライアッシュで置換すると、その性能を高めることが可能と分かった。ただし今回の検討範囲では、自己収縮が大きくなることに留意が必要である。

**謝辞：**本稿は、東京大学と住友大阪セメント(株)との共同研究成果の一部を取り纏めたものです。また日本シーカ(株)の関係各位に、化学混和剤の提供並びに実験への協力を頂きました。ここに記し、感謝いたします。

## 参考文献

- 1) たとえば、丸山武彦，伊東幸雄，土田信治，金井孝夫：シリカフェームと分級フライアッシュを用いた超高強度コンクリートの研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.14，No.1，pp.285-290，1992
- 2) たとえば，本間大輔，小島正朗，三井健郎：150 - 200N/mm<sup>2</sup> 級超高強度コンクリートの養生方法と強度発現性，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，pp.1234-1239，2012
- 3) たとえば，谷口 円，佐川孝弘，桂 修：フライアッシュの反応速度に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.189-194，2007
- 4) 石川嘉崇：コンクリート用フライアッシュの JIS 化における活性度指数に関する一考察，日本建築学会技術報告集，Vol.18，No.40，pp.819-822，2012
- 5) 加納嘉，松田 拓，蓮尾孝一：超高強度コンクリートの自己収縮特性評価手法に関する検討 その1 実験概要および一軸拘束試験の有効性，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.57-51，2013
- 6) 早野博幸，丸山一平，野口貴文，棚木隆：調合設計および実環境条件を考慮した高強度コンクリートのひび割れポテンシャル評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.623，pp.19-26，2008
- 7) 丸山一平，寺本篤史：低水セメント比時のシリカフェームを混和したセメント硬化体の収縮挙動に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.1，pp.579-584，2008
- 8) 松田 拓ほか：200N/mm<sup>2</sup> 級超高強度コンクリートの強度・自己収縮特性における初期高温履歴の影響メカニズム，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.666，pp.1383-1392，2011
- 9) 五十嵐心一，渡辺暁央，川村満紀：反射電子の面解析によるセメント水と和度の推定と強度に関する一考察，コンクリート工学論文集，Vol.14，pp.23-29，2003

# RC 戸境壁の独立下地ボード壁仕上げの 遮音性能に関する研究

## Experimental Study on Sound Insulation of Double Wall composed of RC Wall and Gypsum Boards in Multiple Dwellings

嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA  
岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO

集合住宅の RC 戸境壁の内装仕上げとして独立下地ボード壁を設置した場合、RC 壁とボード壁からなる中空壁の共鳴透過により隣戸間の遮音性能が低下することがある。しかしながら、住戸プランの違いなどによるボード壁仕様の条件の違いによって遮音性能低下の程度にはばらつきがあり、現場性能の予測が困難な状況である。そこで、本研究では独立下地ボード壁の仕様の違いによる遮音性能の変化の傾向を明らかにするため実験室における実験を行った。その結果、遮音性能低下に影響を及ぼす要因を明らかにすることができた。

**キーワード：**RC 壁，ボード壁，遮音性能，共鳴透過

In cases of constructed gypsum boards wall as a RC wall finish, there is sound insulation loss by resonance transmission caused by double wall. Because the degree of sound insulation loss is varied by characteristic of double wall specifications, the prediction of sound insulation performance is difficult. To investigate the sound insulation of double wall under various conditions, an experimental study was executed. As a result, factors of sound insulation loss were clarified.

**Key Words:** RC Wall, Gypsum Boards Wall, Sound Insulation, Resonance Transmission

### 1. はじめに

集合住宅の遮音性能については、施主および入居者の要求は相変わらず高く、建物の設計時の予測から竣工時の検証に至るまで十分な検討が要求される。その中で隣戸間の戸境壁の遮音性能については最も基本的な性能の一つとして各施主とも遮音性能基準を設けており、その必達が求められている。

近年、RC 戸境壁の内装仕上げとして、断熱補強部との仕上げ段差の解消や仕上げ精度の向上などの理由から、戸境壁面の外側に軽量鉄骨 (LGS) や木軸による独立下地に石膏ボードを張った独立下地ボード壁仕上げ (以降、単にボード壁と呼ぶ) とする建物が増えてきている。この場合、隣戸間の遮音性能に対しては、RC 壁とボード壁との間に空気層を持つ中空壁による共鳴透過の影響により、基の RC 壁の遮音性能に比べ低音域での遮音性能が低下することがある。しかしながら、住戸プランの違い

などによるボード壁の仕様や施工方法、周辺の内装仕上げ仕様などの違いによって、その性能低下の程度は大きくばらつき、現場性能の予測が困難な状況である。そこで、本研究では、ボード壁の仕様の違いによる遮音性能の変化の傾向を明らかにするため、実験室において以下の実験を行った。

### 2. 検討項目

室間の遮音性能に影響を及ぼすと考えられるボード壁の仕様上の要素として、表-1 に示す 4 つの要素に着目し、検討項目とした。

表-1 検討項目

①	ボード壁の空気層寸法の違いによる影響
②	ボード壁下地材の RC 壁への固定の影響
③	ボード壁に周辺部位の内装仕上げが取り付く影響
④	戸境壁の両側にボード壁を施工する影響



### 3. 実験方法

実験方法は、基本的な検討項目である表-1の①②については、ボード壁単体としての特性を調べることとし、実験室の戸境壁の受音室側にボード壁のみを設置した状態で、ボード壁面の振動測定を行った。検討項目③④については、より実際の建物に近い条件下における傾向を調べることが目的とし、戸境壁以外の天井や側壁の内装仕上げも再現した状態で、ボード壁面の振動と併せて室間の遮音性能(室間音圧レベル差)の測定も行った。

実験室は図-1のRC構造の箱型実験室であり、戸境壁はRC壁200mm厚である。ボード壁面の振動測定については音源室のスピーカーから広帯域ノイズを発生させ、受音室側のボード壁面の振動加速度レベル(壁面に対して鉛直方向、1/3オクターブバンド25Hz~1250Hz)の測定を行った。測定点は図-2に示す20点とした。なお、音源の特性は1/3オクターブバンドの各帯域での音源室内の平均音圧レベルが一律90dBになるように、分析時に受音室側の測定結果に対して補正を施した。室間音圧レベル差測定についてはJIS A 1417(2000)に準拠した。

測定のプロックダイアグラムを図-3に示す。

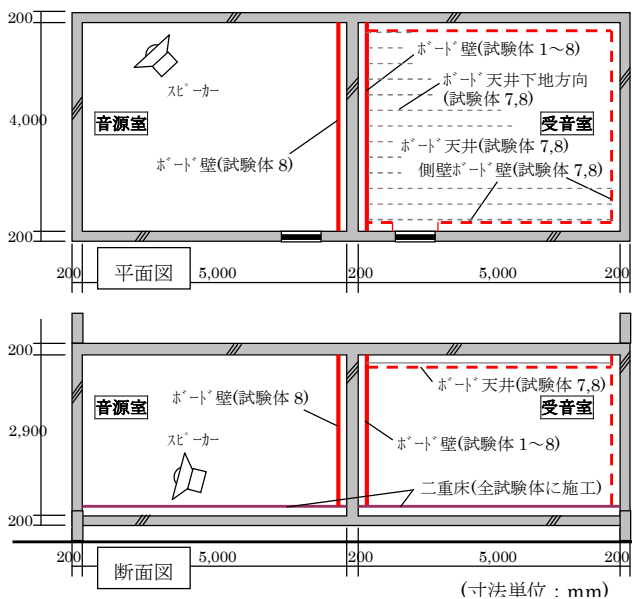


図-1 実験室概要

表-2 試験体一覧図

試験体名	RC壁厚 :t0(mm)	ボード壁の設置箇所	ボード厚 :t1(mm)	空気層寸法 :d(mm)	縦スリット(下地) ピッチ:w(mm)	縦スリット(下地)のRC 壁への固定	周辺部位の仕上げ (二重床は全試験体に施工)	
							天井	側壁
試験体-1	200 mm	片側(受音室側のみに設置)	12.5 mm	55 mm	303 mm	固定無し	無し(コンクリート表面)	無し(コンクリート表面)
試験体-2	200 mm	片側(受音室側のみに設置)	12.5 mm	75 mm	303 mm	固定無し	無し(コンクリート表面)	無し(コンクリート表面)
試験体-3	200 mm	片側(受音室側のみに設置)	12.5 mm	95 mm	303 mm	固定無し	無し(コンクリート表面)	無し(コンクリート表面)
試験体-4	200 mm	片側(受音室側のみに設置)	12.5 mm	115 mm	303 mm	固定無し	無し(コンクリート表面)	無し(コンクリート表面)
試験体-5	200 mm	片側(受音室側のみに設置)	12.5 mm	55 mm	303 mm	接着材*固定	無し(コンクリート表面)	無し(コンクリート表面)
試験体-6	200 mm	片側(受音室側のみに設置)	12.5 mm	115 mm	303 mm	接着材*固定	無し(コンクリート表面)	無し(コンクリート表面)
試験体-7	200 mm	片側(受音室側のみに設置)	12.5 mm	55 mm	303 mm	接着材*固定	ボード天井(ボード 9.5mm厚)	ボード壁(ボード 12.5mm厚)
試験体-8	200 mm	両側(受音室側と音源室側の両方に設置)	12.5 mm	55 mm	303 mm	接着材*固定 *発泡ウレタン系接着材	ボード天井(ボード 9.5mm厚)	ボード壁(ボード 12.5mm厚)

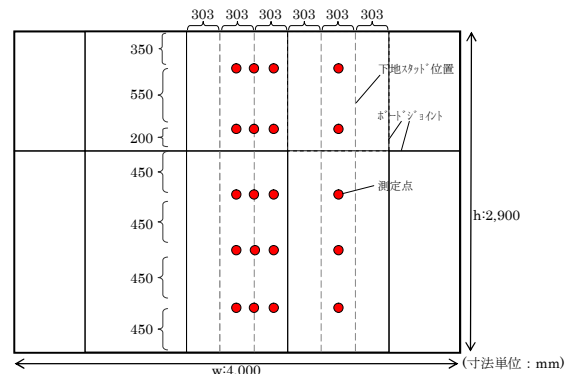


図-2 ボード壁面の振動測定点

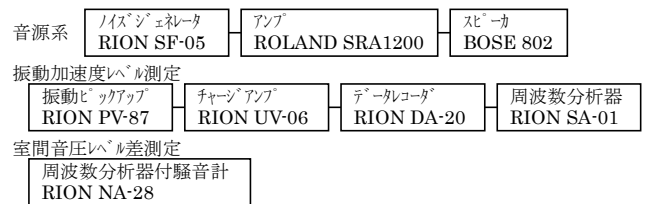


図-3 測定のプロック図

### 4. 試験体の仕様

表-1の各検討項目に沿って表-2に示すように各条件を変えたボード壁の試験体1~8を作成した。各試験体の詳細図を図-4に示す。

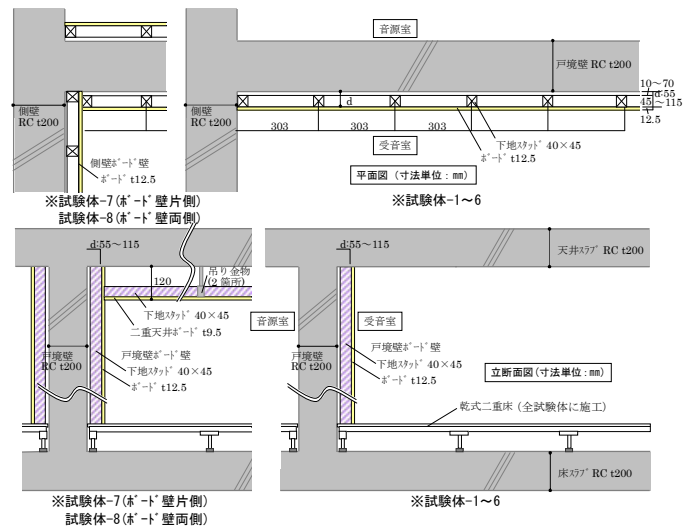


図-4 試験体詳細図

5. 実験結果

以下に、ボード壁面の振動加速度レベルおよび室間の遮音性能（室間音圧レベル差）の測定結果を示す。

(1) ボード壁面の振動加速度レベル

a) ボード壁の空気層寸法の影響

RC戸境壁の受音室側のみ片側にボード壁を設置し、その空気層寸法を55mmから115mmまで20mmずつ4段階に変化させた試験体-1~4について、ボード壁面の振動加速度レベル測定結果を図-5に示す。

いずれも中空壁構造での共鳴透過による振動加速度レベルのピークが63Hz~125Hz帯域付近に表れた結果となっている。125Hz帯域付近のピークに関しては、空気層寸法の小さい試験体-1(55mm)のレベルが最も大きくなっているが、空気層寸法が大きくなるにつれて125Hz帯域付近のピークが小さくなり、逆に低音域側の80Hz帯域付近のピークが大きくなる傾向が見られる。

参考に各試験体の共鳴周波数の計算値を表-3に示すが、空気層寸法が大きくなるほど共鳴周波数が低音域側にシフトする傾向など計算値とも対応した結果となっている。

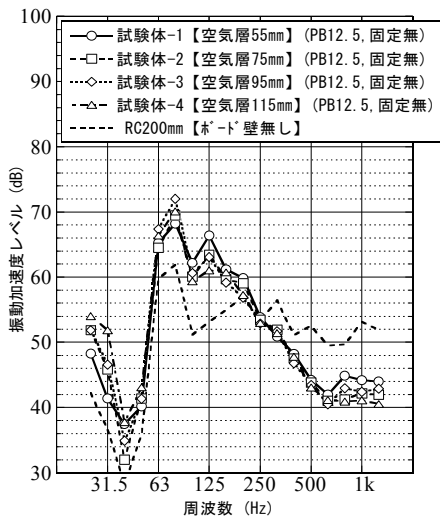


図-5 空気層寸法の違いの影響

表-3 ボード壁の共鳴周波数計算値

空気層寸法(mm)	55	75	95	115
共鳴周波数 $\frac{c}{2\pi} \sqrt{\frac{\rho}{ML}}$ (Hz)	91.0	77.9	69.2	62.9
(1/3オクターブバンド帯域)	(100Hz帯域)	(80Hz帯域)	(63Hz帯域)	(63Hz帯域)

M:面密度kg/m<sup>2</sup>, L:空気層厚さm, ρ:空気密度kg/m<sup>3</sup>, c:音速m/s

b) ボード壁下地材のRC壁への固定の影響

実際の建物においては、ボード壁の下地材はボード壁のたわみ防止のためRC壁面に部分的に固定する場合が多い。ボード壁の各下地材を高さ方向の中間1点で発泡

ウレタン系接着剤にてRC壁面に固定させた(写真-1)試験体-5, 6(空気層寸法55mm, 115mm)の測定結果をそれぞれ図-6, 7に示す。

下地材の固定無し試験体-1, 4に比べ、振動加速度レベルの125Hz帯域付近のピークのレベルが6dB程度大きくなる傾向が見られる。接着剤を介したRC壁からボード壁への振動伝達の影響と考えられる。

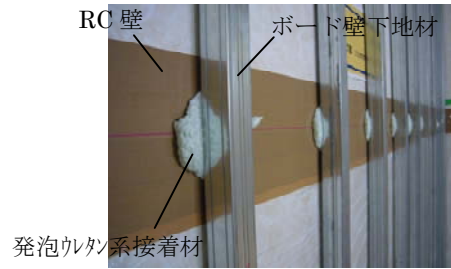


写真-1 ボード壁下地材のRC壁面への固定状況

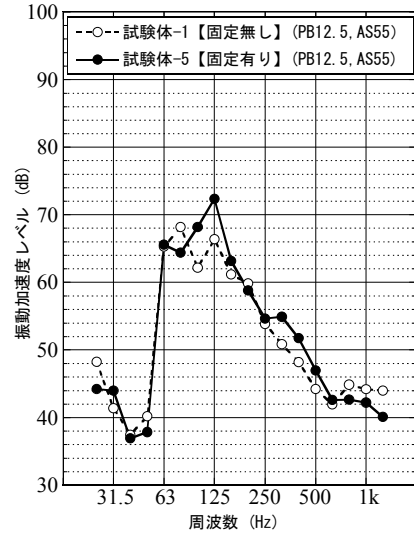


図-6 下地材の固定有無の影響(空気層寸法55mm)

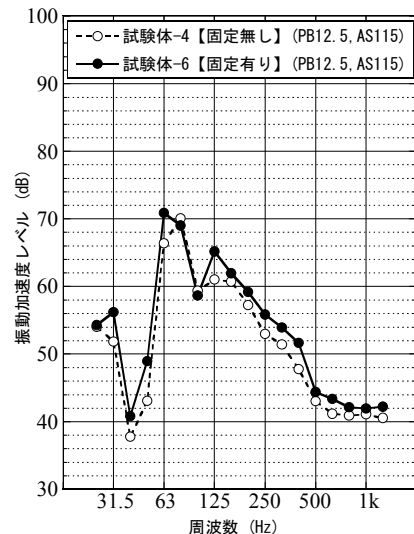


図-7 下地材の固定有無の影響(空気層寸法115mm)

c) ボード壁に周辺部位の仕上げが取り付く影響

実際の建物においては、戸境壁のボード壁には側壁や天井、床といった周辺部位の内装仕上げが取り付く。戸境壁の受音室側の空気層寸法 55 mmのボード壁に側壁のボード壁および天井のボード天井が取り付けいた仕様(図-4 参照)である試験体-7の測定結果を図-8に示す。

なお、本実験においては床の仕上げについては全試験体とも二重床仕上げが施工された条件となっている。

側壁および天井の仕上げが取り付けしていない試験体-5に比べ、125Hz帯域付近の振動加速度レベルのピークのレベルが多少小さくなる傾向が見られる。その原因についてはさらなる検討が必要だが、戸境壁のボード壁の下地材にボード天井の下地材を固定することによってボード壁の剛性がある程度高まることや、戸境壁のボード壁の空気層がボード天井裏の空気層と繋がることにより空気層の空気バネの性状が変化することなどが影響している可能性がある。

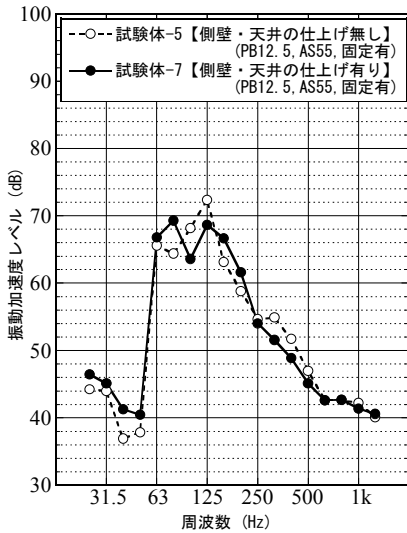


図-8 周辺部位の内装仕上げの取り付けの影響

受音室側の天井および側壁部分の内装仕上げが施工された試験体-8において、受音室側の各部位の内装仕上げ面(ボード面)の振動加速度レベルを測定した結果を図-10に示す。

ボード天井面および側壁のボード壁面では戸境壁のボード壁面と同様に 63Hz~125Hz帯域付近に振動加速度レベルのピークが見られ、ピークのレベルは戸境壁のボード壁面に比較的近い大きさとなっている。特にボード天井面でのピークのレベルは戸境壁のボード壁面とほぼ同レベルとなっており、室間の遮音性能に対してボード天井面からの放射音の影響が大きいことが伺える。本試験体では、ボード天井の下地材を戸境壁のボード壁の下地材に直接固定し支持させる施工方法を用いており、この施工方法の場合は、戸境壁のボード壁からボード天井へ振動伝達しやすくなることが示唆される。側壁のボード壁についても、ある程度遮音性能への影響は大きいと考えられる。

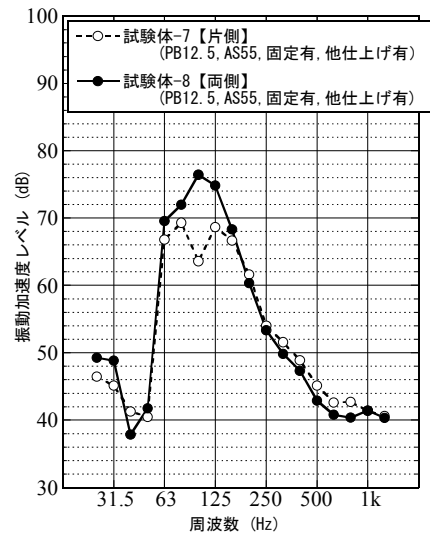


図-9 戸境壁の両側に設置する影響

d) 戸境壁の両側にボード壁を設置する影響

実際の建物においては、戸境壁の両側に同じ仕様の内装仕上げが施される場合が多い。上記の試験体-7にさらに音源室側にも受音室側と同仕様のボード壁を設置した試験体-8の測定結果を図-9に示す。

戸境壁の片側のみにボード壁を設置した試験体-7に比べ、63Hz~125Hz帯域付近の振動加速度レベルのピークのレベルがさらに大きくなっており、その差は大きいところで 10dB以上となっている。両側のボード壁による共鳴透過の連性作用の影響と考えられる。

e) 周辺部位からの側路伝搬の影響

実際の建物における隣戸間の遮音性能は、戸境壁面からの透過音の他に、周辺部位からの側路伝搬音の影響も考えられる。その側路伝搬の寄与を調べるため、前記の

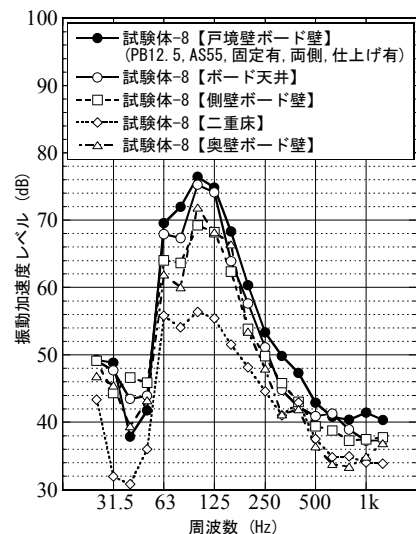


図-10 周辺部位の内装仕上げ面の振動加速度レベル

## (2) 空間音圧レベル差

実際の建物での空間音圧レベル差は戸境壁面からの透過音のほかに周辺部位からの側路伝搬の影響も含めて評価する必要がある。そこで、本実験の試験体の中で、受音室側の周辺部位の内装仕上げが施工され実際の建物の仕様に比較的近い試験体-7, 8 において 1/3 オクターブバンドの空間音圧レベル差を測定した結果を図-11 に示し、その結果から 1/1 オクターブバンドに換算した結果を図-12 に示す。

試験体-7, 8 とも戸境壁のボード壁の空気層寸法は 55 mm であるが、戸境壁の両側にボード壁が設置された試験体-8 では、125Hz 帯域付近で空間音圧レベル差の大幅な落ち込みが見られる。その落ち込みの周波数帯域は図-9 のボード壁面の振動加速度レベルのピークの周波数帯域とも対応した結果となっている。戸境壁の片側のみにボード壁が設置された試験体-7 では、125Hz 帯域付近に大きな落ち込みは見られない。

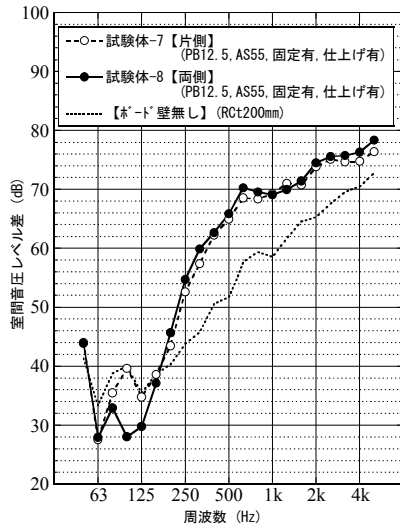


図-11 空間音圧レベル差実測値 (1/3オクターブバンド)

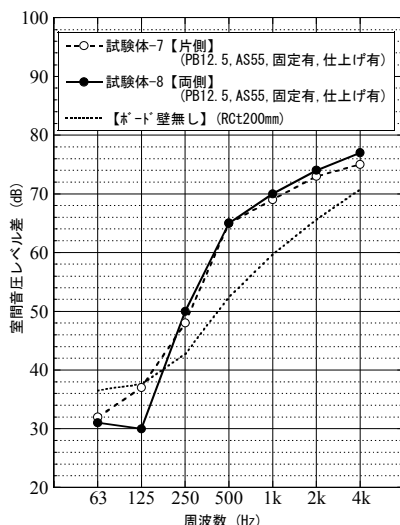


図-12 空間音圧レベル差実測値 (1/1オクターブバンド)

## 6. 計算による空間音圧レベル差の推定

前章の各試験体でのボード壁面の振動加速度レベルの測定結果から、主にボード壁単体としての空気層寸法や下地材固定などの条件ごとの特性や、周辺部位の内装仕上げからの側路伝搬の影響度合いについての傾向をつかむことができた。また、実際の建物の条件に近い試験体-7, 8 において空間音圧レベル差の測定を行い、遮音性能の特性の傾向をつかむことができた。

さらに試験体-7, 8 以外の条件も含め、詳細に戸境壁のボード壁の仕様条件の違いによる遮音性能の変化を調べる目的で、前章の測定結果を用いて計算による空間音圧レベル差の推定を試みた。

### (1) 計算モデル

計算対象としては、遮音性能の低下に大きく影響すると考えられる要素として、ボード壁の空気層寸法の違い、および、ボード壁下地材の RC 壁への固定の有無を取り上げ、それらによる遮音性能の変化を比較できるように表-4 に示す計算モデルを設定した。

表-4 計算モデルの設定

計算モデル-1	両側、空気層寸法 55 mm、下地固定有り 周辺仕上げ有り ※実測値有り (試験体-8)
計算モデル-2	両側、空気層寸法 115 mm、下地固定有り 周辺仕上げ有り
計算モデル-3	両側、空気層寸法 55 mm、下地固定無し 周辺仕上げ有り

### (2) 計算方法

モデル-1 およびモデル-3 については試験体-1 (片側、空気層寸法 55 mm、下地固定無し、周辺仕上げ無し)、モデル-2 については試験体-4 (片側、空気層寸法 115 mm、下地固定無し、周辺仕上げ無し) の振動加速度レベルの測定結果を基データとして用い、下地材固定、他の内装仕上げ取り付け、両側設置の各影響については、空気層寸法 55 mm における試験体-1, 5, 7, 8 の各測定結果の相互関係を基に推定し計算した。

計算方法としては下式(1)より、各部位の内装仕上げ面の振動加速度レベル測定結果から、その面からの放射音による室内平均音圧レベルを算出し、それから式(2)より空間音圧レベル差を算出した。各部位の内装仕上げ面の音響放射係数が未知であるが、ここでは戸境壁、側壁、天井の各ボード面の音響放射係数がすべて等しいものと仮定して、試験体-8 における各部位の振動加速度レベルと空間音圧レベル差の実測値を式(1), (2)に代入



し、逆算によりみかけの音響放射係数（図-13）を求めた。

$$L_p = L_a - 20 \log(f) + 10 \log(S/A) + 10 \log(k) + 36 \quad \text{式(1)}$$

$L_p$  : 室内平均音圧レベル (dB)

$L_a$  : 振動加速度レベル (dB)

$f$  : 周波数(Hz),  $S$  : 放射面積 (m<sup>2</sup>)

$A$  : 室内の吸音力 (m<sup>2</sup>)

$k$  : 音響放射係数 (10log(k):音響放射率レベル)

$$D = L_s - L_p \quad \text{式(2)}$$

$D$  : 室間音圧レベル差 (dB)

$L_s$  : 音源室内平均音圧レベル (dB)

$L_p$  : 受音室内平均音圧レベル (dB)

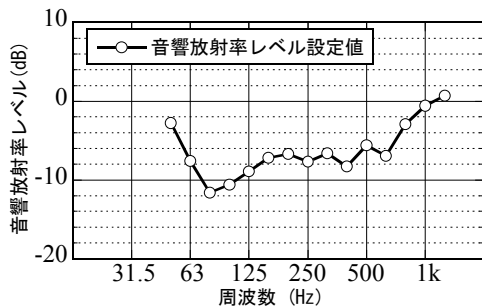


図-13 みかけの音響放射係数計算値

### (3) 計算結果

各計算モデルの計算結果を図-14 (1/3 オクターブバンド)、図-15 (1/1 オクターブバンド換算) に示す。

まず、モデル-1 の計算値と実測値の比較については、両者は各周波数帯域において傾向が一致しており、比較的良い対応が得られている。

空気層寸法 55 mm (モデル-1) と 115 mm (モデル-2) の比較については、共にボード壁の下地材固定有りという条件下において、1/1 オクターブバンドでの 125Hz 帯域での遮音性能は、115 mmの方が 55 mmよりも 3dB 程度改善する結果となっている。

また、ボード壁の下地材の固定有り (モデル-1) と固定無し (モデル-3) に比較については、共にボード壁の空気層寸法 55 mm という条件化において、1/1 オクターブバンドでの 125Hz 帯域での遮音性能は、固定無しの方が固定有りよりも 4dB 程度改善する結果となっている。

## 7. おわりに

以上、RC 戸境壁の内装仕上げとしてボード壁を設置する場合の遮音性能低下について、実験室における実験

により、どのような要因がどの程度、影響を及ぼしているのかをある程度定量的につかむことができた。ボード壁の空気層寸法および下地材の RC 壁への固定の影響が比較的大きいことが分かり、今後、実際の建物における遮音性能のさらなる改善のための具体的な仕様の検討に繋げていきたい。

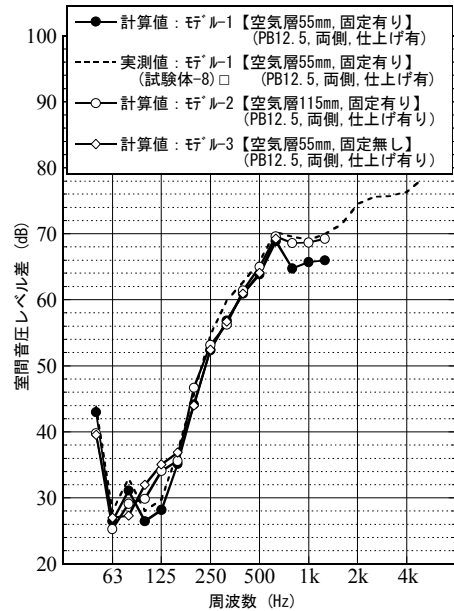


図-14 室間音圧レベル差計算結果 (1/3オクターブバンド)

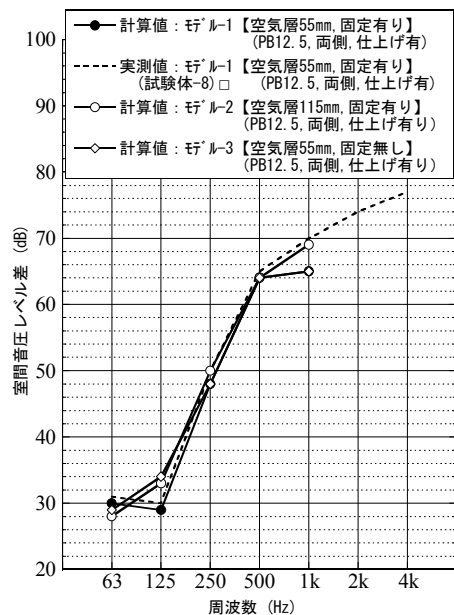


図-15 室間音圧レベル差計算結果 (1/1オクターブバンド)

# 集合住宅用可動ルーバーの実験的検討

## Experimental Study of Movable Louver for Residential Building

酒井 英二 EIZI SAKAI

作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

横浜オフィス 杉山 光宏 MITSUHIRO SUGIYAMA

設計管理部 川西 一至 KAZUSHI KAWANISHI

集合住宅において最も自然環境と密接な関係にあると考えられるバルコニーに着目し、集合住宅の建物の外観デザインを特徴づけ、かつ、季節や天候、周辺環境に応じて居住者が簡易に開閉や収納ができるバルコニー設置型の集合住宅用可動ルーバーを開発した。開発した可動ルーバーを集合住宅のバルコニーを模した実験施設に設置し、温熱環境を測定により確認した結果、①夏季日中のバルコニー空間において、グローブ温度で11～13℃、標準有効温度 SET で4～5℃の暑熱環境緩和効果を確認、②冬季の夜間、第3種機械換気などでバルコニー空間を通して室内に供給される外気の温度を1℃程度上昇させる効果があることを確認した。

**キーワード:** 集合住宅, バルコニー, 日差し, よしず, 薔戸, 可動ルーバー

The balcony of residential building has closest relation to natural environments. Movable louver for balcony of residential building which characterizes the exterior design of the building has been developed. The movable louver can be opened and closed, stored easily by residents, in response to weather and season, the surrounding environment. The results shown below was checked by measuring the thermal environment of the experimental facility which is installed with the movable louver. On the balcony in the summer daytime, the thermal environmental relaxation effect of 11 ~ 13 °C in glove temperature and 4 ~ 5 °C in Standard Effective Temperature was observed. In the room at the winter night, the effect on temperature increase of fresh air supplied to the room through the balcony space by about 1 °C was also observed.

**Key Words:** Residential Building, Balcony, Sunlight, Reed Screen, Shito-mi-do, Movable Louver

### 1. はじめに

昨今、機械設備やエネルギーに頼らず、住環境を簡易にコントロールし、自然環境と上手く付き合うという、言うなれば、上手く自然を活用していた昔ながらのライフスタイルが見直されている。つまり、多額のイニシャルコストやランニングコストを掛けずに、温熱環境を改善でき、省エネ、省CO<sub>2</sub>が可能な技術が求められている。

日本では昔から、居住者が自然環境に応じて、よしずや薔戸（しとみど）などを開閉することによって、日差しや通風、視線などの制御を行ってきた。また、よしずであれば撤去、薔戸であれば開放することにより、眺望などを楽しんできた。しかしながら、現状、集合住宅で採用できる美観や安全性を備えた、日差しや通風、視線

などを簡易に制御でき、かつ、撤去または開放（収納）も簡易にできる機能をもつ製品は見当たらない。

そこで本検討では、集合住宅において最も自然環境と密接な関係にあると考えられるバルコニーに着目し、集合住宅の建物の外観デザインを特徴づけ、かつ、季節や天候、周辺環境に応じて居住者が簡易に開閉や収納ができるバルコニー設置型の集合住宅用可動ルーバーを開発した。

開発した集合住宅用可動ルーバーを集合住宅のバルコニーを模した実験施設に設置し、バルコニー内の夏季および冬季の温熱環境を測定により確認したので報告する。

## 2. 集合住宅用可動ルーバー概要

図-1に集合住宅用可動ルーバーの概念図を示す。可動ルーバーは、手摺上部のバルコニー天井部分に固定された可動機構部分と、その可動機構部分を中心に弧を描くように可動するルーバー部分からなる。ルーバーを閉じるとは、手摺の笠木までルーバーを降下させた状態を示す。また、ルーバーを開く（収納する）とは、ルーバーをバルコニー天井部分と平行になるように上昇させた状態であり、バルコニースペース（居住域）を狭くすることなく、ルーバーがバルコニー天井部分に収納された状態を示す。

ルーバーを閉じることにより、日差しや視線を遮ることが可能であり、バルコニーのプライバシーも高まる。また、ルーバーを開く（収納する）ことにより、通常のパルコニー同様に陽光を取り入れられ、眺望を楽しむことも可能である。さらに、ルーバーを閉じた状態でもルーバーを成す格子の隙間から、常時通風可能である。これらの操作は、居住者が、季節や天候、周辺環境に応じて簡易かつ自由に行うことができる。

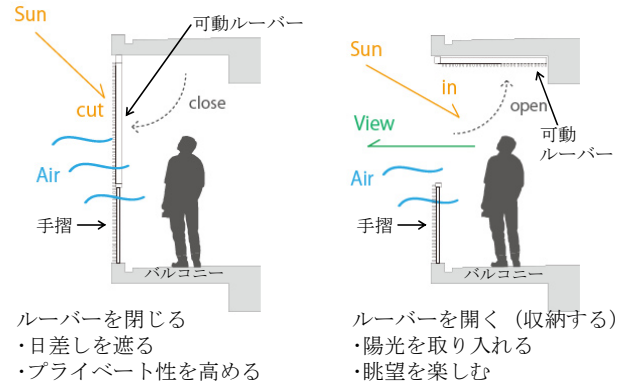


図-1 集合住宅用可動ルーバーの概念図

## 3. 温熱環境確認測定概要

測定は、千葉県流山市にある集合住宅のバルコニーを模した実験施設（南東に面している）で行った（図-2）。床面はコンクリートであるが、天井および壁は外部からの熱的影響を低減させるために厚さ100mmの断熱材（ポリスチレンフォーム）を取付けた（図-3）。測定



図-2 実験施設外観（ケース1）および外部測定項目

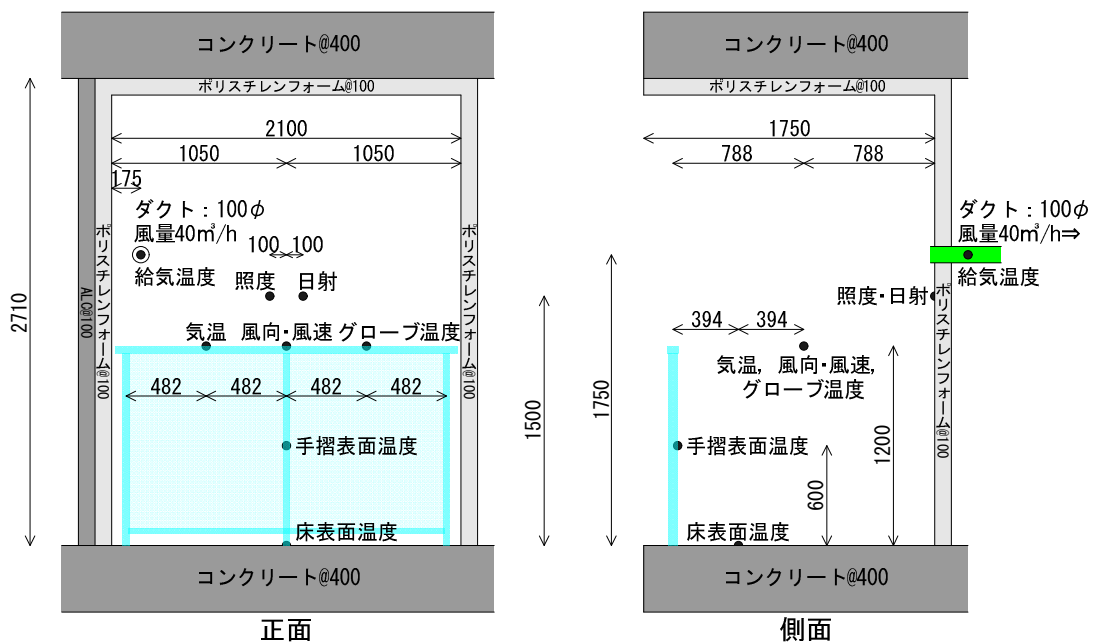


図-3 バルコニー断面図およびバルコニー内測定項目（単位：mm）

項目および測定機器を図-2,3および表-1に示す、外部6項目、バルコニー内9項目の計15項目とした。なお、図-2,3および表-1に示す給気温度は、第3種機械換気等で、外壁に設置した換気レジスターを通して室内へ給気される外気の温度確認を目的に測定を行ったもので、バルコニー奥の壁から排気(40m<sup>3</sup>/h)しているバルコニー内の空気の温度を測定したものである。

実験ケースは、表-2に示すように、通常のバルコニーを想定したケース1(図-2)と、図-4に示す可動ルーバーを設置したケース2~4の計4ケースとした。ケース2は、可動ルーバーおよび手摺がともに固定格子のタイプ(向かって左が横格子、右が縦格子)とした。ケース3,4は、可動ルーバーの格子部分が開閉できるタイプ(可動格子)とガラス手摺の組合せで、ケース3が格子を開けた状態、ケース4が格子を閉じた状態とした。なお、ガラス手摺の合わせガラスは乳白色とした。

(1) 夏季測定概要

夏季測定は、日中の日射量が多い時間帯に行った。これは、夏季における可動ルーバーに最も期待する日射遮蔽の効果を確認するためである。実験ケースは、通常のバルコニーを想定したケース1と可動ルーバーを設置したケース2~4の計4ケースとし、可動ルーバーの有無および各可動ルーバー間の比較検討を行った。測定期間は、日射量および外気温度がほぼ同じとなった2013年9月18日~21日の4日間である。実験ケースを1日ごとに変更し、4日間で計4ケースの測定を行った。

(2) 冬季測定概要

冬季測定は、夕方から朝方にかけての時間帯に行った。これは、冬季における可動ルーバーに期待する夜間放射低減の効果を確認するためである。実験ケースは、通常のバルコニーを想定したケース1と夏季の測定で日射遮蔽の効果が最も高かったケース4の計2ケースとし、可動ルーバーの有無の比較検討を行った。測定期間は、2014年2月25日~3月11日の15日間とし、実験ケースを数日ごとに変更して実験を行った。検討対象は、日中がおおむね晴れた日で、かつ、夜間放射低減効果の最も期待できる夕方から朝方にかけての時間帯が、晴れ(千葉県千葉市にある千葉特別地域気象観測所の1時間ごとの天気記号(以下、天気記号と記す)が「晴」を示した時)となった日とし、各実験ケース2日間の計4日間とした。

表-1 測定機器一覧

	測定項目	測定機器
外部	気温・相対湿度	強制通風遮光具付き温湿度計41382(英弘精機)
	風向・風速	2次元超音波風向風速計V200A(英弘精機)
	壁面照度	照度計ML-020S-0(英弘精機)
	壁面日射	日射計ML-020VM(英弘精機)
バルコニー内	気温、給気温度	T型熱電対(0.32mm)
	グローブ温度	T型熱電対(0.32mm)+75mmグローブ球
	手摺表面温度、床表面温度	T型熱電対(0.32mm)アルミテープ貼り
	風向・風速	2次元超音波風向風速計V200A(英弘精機)
	壁面照度	照度計ML-020S-0(英弘精機)
	壁面日射	日射計ML-020VM(英弘精機)

表-2 実験ケースおよび夏季・冬季の実験ケース

ケース番号	バルコニー状況	夏季	冬季
1	通常のバルコニー想定 可動ルーバー:無し/手摺:乳白色の合わせガラス	○	○
2	可動ルーバー設置バルコニー 可動ルーバー:固定格子/手摺:固定格子	○	-
3	可動ルーバー設置バルコニー 可動ルーバー:可動格子(開)/手摺:乳白色の合わせガラス	○	-
4	可動ルーバー設置バルコニー 可動ルーバー:可動格子(閉)/手摺:乳白色の合わせガラス	○	○

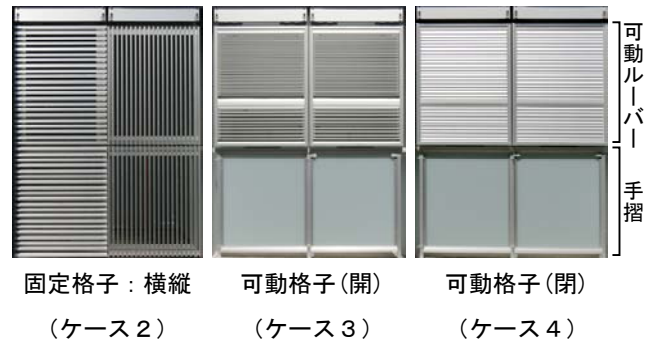


図-4 可動ルーバーの外観

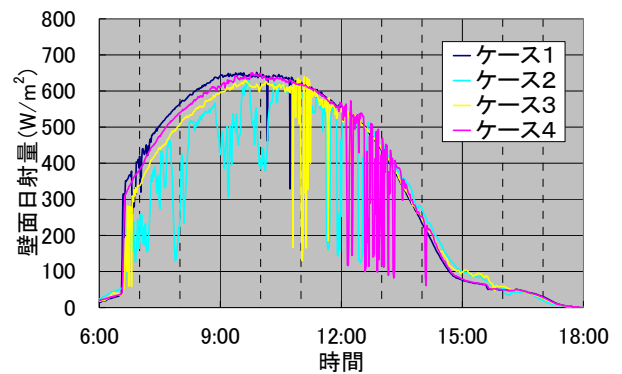


図-5 夏季外部壁面日射量



#### 4. 夏季温熱環境確認測定結果

##### (1) 測定結果

図-5に外部壁面で測定した日射量を示す。ケース2は若干、日射に陰りがある時間が午前中長いですが、どの実験日もおおむね快晴であった。図-6に外部気温を示す。午前中はどのケースも同じような温度を示したが、午後からはケース3、4が数度高い温度を示した。図-7にバルコニー内のグローブ温度を示す。通常のパルコニーを想定したケース1は、午前9時30分から午前11時の時間帯、高い温度を示している。これは、バルコニーが南東に面しているため、これ以外の時間帯は日差しが入らなかったためである。一方、ケース2～4では、その時間帯においてもグローブ温度の顕著な上昇はなく、可動ルーバーにより日射が遮られていることを確認した。

##### (2) 考察

表-3にバルコニーに日差しが入る午前9時30分から午前11時の各項目の平均値および計算で求めたバルコニー内相対湿度と標準有効温度SET\*<sup>1)</sup>を示し、表-4に通常のパルコニーを想定したケース1との差を示す。なお、バルコニー内気温測定点に、日射が直接当たっていたため、バルコニー内の気温データとして給気温度を用いた。

ケース2の外部壁面日射量は、他のケースと比べて若干差はあるものの、外部気温差は-0.3～0.4℃であり、どのケースもほぼ同じ環境でのデータ採取と考えられ、ケース間の比較は可能と考える。

通常のパルコニーを想定したケース1と比べて、可動ルーバーを取り付けたバルコニー空間(ケース2～4)は、グローブ温度で11～13℃、標準有効温度SET\*で4～5℃の日中の暑熱環境緩和効果があることを確認した。これは、可動ルーバーによって、日射が遮られた効果と考える。

#### 5. 冬季温熱環境確認測定結果

##### (1) 測定結果

図-8, 9に日中がおおむね晴れた日の夕方から朝方にかけての測定結果を示す。図-8は、通常のパルコニーを想定した可動ルーバー無し(ケース1)の外部気温および給気温度を示す。天気記号は、おおむね「晴」であったが、2月27日の2時以降は「曇」となった。天気記号「晴」の時間帯は、外部気温と給気温度に差はなく、天気記号「曇」の時間帯は、外部気温と比較して給気温度が高い値を示した。図-9は、可動ルーバー有り(ケース

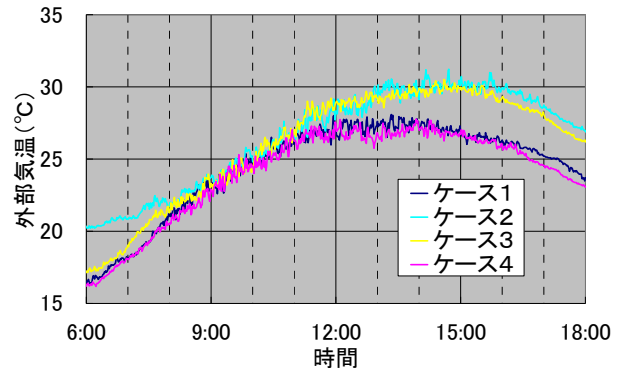


図-6 夏季外部気温

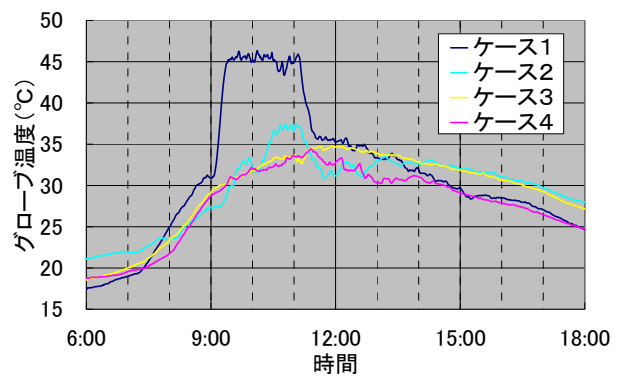


図-7 夏季バルコニー内のグローブ温度

表-3 午前9時30分～午前11時の平均値

	測定項目等	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
外部	気温(°C)	25.2	25.6	25.5	24.9
	相対湿度(%)	52.5	64.2	59.3	49.7
	壁面日射量(W/m <sup>2</sup> )	633	557	604	634
バルコニー内	給気温度(°C)	28.6	28.0	29.3	29.0
	相対湿度(%)	43.0	55.7	47.6	39.2
	風速(m/s)	0.0	0.0	0.0	0.0
	グローブ温度(°C)	45.2	34.1	32.4	32.0
	SET*(°C)	35.4	31.6	30.8	30.0

表-4 ケース1との各ケースの差

	測定項目等	ケース2	ケース3	ケース4
外部	気温(°C)	0.4	0.3	-0.3
	相対湿度(%)	11.7	6.8	-2.8
	壁面日射量(W/m <sup>2</sup> )	-76.0	-29.0	1.0
バルコニー内	給気温度(°C)	-0.6	0.7	0.4
	相対湿度(%)	12.7	4.6	-3.8
	風速(m/s)	0.0	0.0	0.0
	グローブ温度(°C)	-11.1	-12.8	-13.2
	SET*(°C)	-3.8	-4.6	-5.4

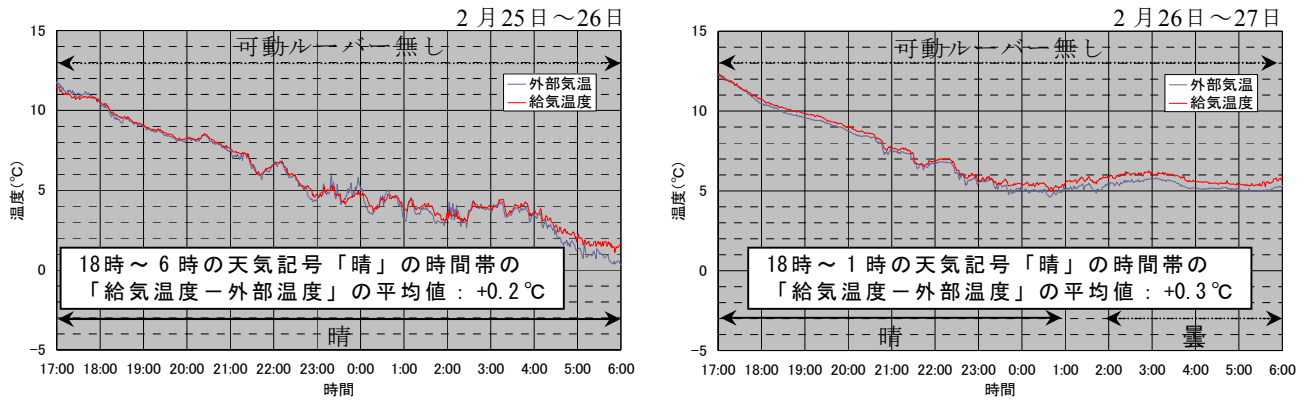


図-8 冬季可動ルーバー無し（ケース1）の温度

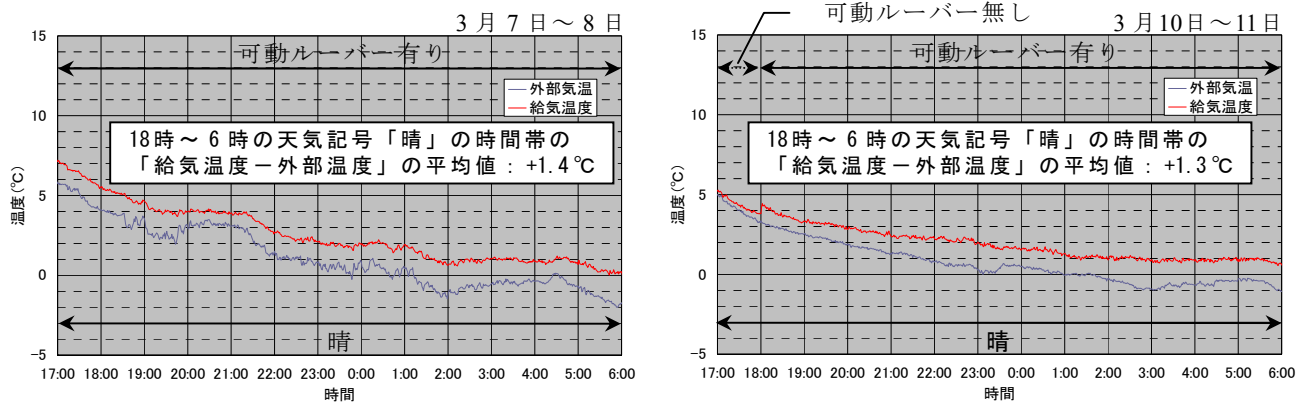


図-9 冬季可動ルーバー有り（ケース4）の温度

4) の外部気温および給気温度を示す。天気記号は、すべて「晴」であり、可動ルーバー有りの時間帯は、外部気温と比較して給気温度が高い値を示した。なお、可動ルーバー無しの状態から可動ルーバー有りの状態に変更した3月10日18時の給気温度が急に上昇しているが、これは、実験者がバルコニー内に入り、可動ルーバーを操作した際の体温などの影響も含んでいると考える。

(2) 考察

日射の影響がない18時以降6時までの天気記号が「晴」の時間帯の、可動ルーバー無し(図-8)と可動ルーバー有り(図-9)を比較すると、外部気温に対して給気温度は、平均で可動ルーバー無しが+0.2~+0.3℃、可動ルーバー有りが+1.3~+1.4℃となり、1℃程度であるが、可動ルーバーが給気温度の上昇に寄与していることを確認した。これは、可動ルーバーによって、バルコニー内の夜間放射が低減された効果と考える。

6. まとめ

今回の検討で明らかにした、集合住宅用可動ルーバーの効果をまとめると以下ようになる。

- ① 夏季日中のバルコニー空間において、グローブ温度で11~13℃、標準有効温度 SET\* で4~5℃の暑熱環境緩和効果を確認した。
  - ② 冬季の夜間、第3種機械換気等でバルコニー空間を通過して室内に供給される外気の温度を1℃程度上昇させる効果があることを確認した。
- 今後は、エネルギーやCO<sub>2</sub>の低減効果の検証を行い、また、製品としては、さらに使い易いものとなるように改良を加え、建物負荷低減技術として確立させていく予定である。

謝辞：本検討を進めるにあたり、株式会社ナルコ岩井の関係者の方々には、多大なるご協力を頂きました。深く感謝し、誌面をお借りして厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) SHASE-M 1003-2006 新版・快適な温熱環境のメカニズム 豊かな生活空間をめざして、社団法人空気調和・衛生工学会、2006年3月20日改訂2版第1刷

# 再生可能エネルギーを活用した地域活性化事業の フィージビリティスタディ

## Feasibility Study of The Power Generation by Renewable Energy for The Revitalization of Regional Economies

西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO

小林 誠 MAKOTO KOBAYASHI

事業開発推進本部 左子 斉 HITOSHI SAKO

地方自治体が自ら発電事業者となる太陽光発電の事業性評価を目的とし、特定の敷地におけるシステムの導入計画と経済性評価を実施するとともに、事業実施体制、資金調達方法、および地域活性化策について検討を実施することで、収益の確保と地域活性化の両立に資する事業スキームを立案した。本調査の結果が自治体主導による再生可能エネルギー事業の普及促進に寄与することを期待する。

**キーワード：**再生可能エネルギー、太陽光発電、地域経済の活性化

With the aim of assessing feasibility of solar power generation where a local government itself acts as a power producer, by conducting reviews on a system introduction plan and its economic assessment, business implementation structure, financing method, and local revitalization program on a certain site, the formulated business scheme will contribute to both profitability of local government-led renewable energy business and local revitalization.

**Key Words:** Renewable Energy, Solar Power Generation, Revitalization of Regional Economies

### 1. 調査の目的

2012年に施行された「電気事業者による再生可能エネルギー電気の調達に関する特別措置法」により電気事業者に対して再生可能エネルギー電気の固定価格買取りが義務付けられて以降、民間事業者による太陽光発電事業が活発化している。ただし、地方自治体が自ら発電事業を実施する事例は未だ少なく、多くは未利用地を民間発電業者に賃貸し、収入を得る方式に留まっている。

本調査は、自治体が所有する有休地を太陽光発電事業として活用する際に考える事業体制および資金調達方法などについて複数ケースのフィージビリティスタディを実施し、最適な事業スキームの提案による事業の円滑な遂行と他プロジェクトへの成果の波及を目的とする。

### 2. 調査の方法

本調査は、香川県A市が所有する遊休地を活用した太陽光発電事業を対象とし、「太陽光発電システムの基本

計画と経済性評価」、 「事業実施体制案の抽出と収益試算」、 および「資金調達方法の検討と地域活性化策の抽出」を実施した。各調査項目の調査方法を以下に示す。

#### (1) 太陽光発電システムの基本計画と経済性評価

敷地の現況（面積、形状、方位、周辺環境）を与条件として、設置する太陽光発電システムの基本計画を実施し、初期コスト、運用コスト、売電収入の推定から経済性評価を実施した。

#### (2) 事業実施体制の抽出と事業収益の試算

考える事業実施体制として以下5ケースを抽出し、それぞれについて、メリット/デメリット、および事業収益性の評価を実施した。

- ①市の単独事業（全額自己資金）
- ②市の単独事業（金融機関からの融資）
- ③GK - TK スキーム（合同会社への匿名組合出資）
- ④民間事業（株式会社）
- ⑤包括リース方式

(3) 資金調達方法の検討と地域活性化策の抽出

本事業にて考える資金調達方法を「金融機関等からの調達」と「寄付金・出資等からの調達」とに分類し、その類型化を実施した。実施の可能性が高い方法として「ふるさと納税制度を活用した寄付金」および「ミニ公募債（住民参加型市場公募債）」について詳細検討を実施し、資金調達と地域活性化を両立可能な事業スキームを提案した。

3. 太陽光発電システムの基本計画と経済性評価

(1) 対象とする敷地の現況

事業実施予定場所は、市営自動車学校跡地であり、敷地面積は約 1.7ha である。太陽光発電システムの設置に当たっては、既存建物および工作物（照明器具）などの撤去を必要とする。敷地の現況を写真-1に示す。



写真-1 対象とする敷地の現況

(2) 太陽光発電システムの基本計画

太陽電池メーカーは、A市にてすでに採用の実績があるS社のモジュールを採用し、対象敷地への配置計画を実施した。主な仕様、初期投資額は下記の通りである。

- 太陽電池モジュール（SF170-S：S社）
  - 公称最大出力：170W × 8,000 枚 = 1,360kW
  - セルタイプ：化合物（CIS）
  - 変換効率：13.8%
  - 外形寸法：1,257 × 977 × 35mm
  - 設置方位：真南
  - 傾斜角度：水平面に対し10°
- パワーコンディショナ（PVL-L：TM社）
  - 定格出力：500kW × 2台、250kW × 1台
  - 定格入力電圧：DC350V
  - 定格変換効率：97.1%（100%出力時）
  - 外形寸法：1,900 × 700 × 1,900mm

初期投資額 約 453,000 千円（333 千円/kW）

- 施設建設費：408,000 千円
- 付帯工事費：40,000 千円
- 連系負担金：5,000 千円

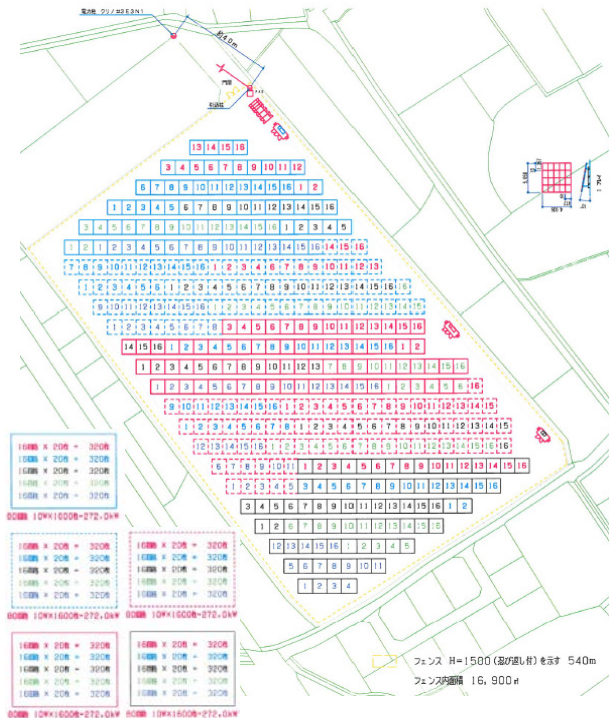


図-1 太陽電池モジュールの配置

(3) 経済性評価

基本計画内容に基づき、日本工業規格「太陽光発電システムの発電電力量推定方法（JIS C8907：2005）」によって年間発電量を推定し、事業期間全体（20年間）で期待される売電収入額を算定した。発電量（月別）の推定結果を図-2に示す。

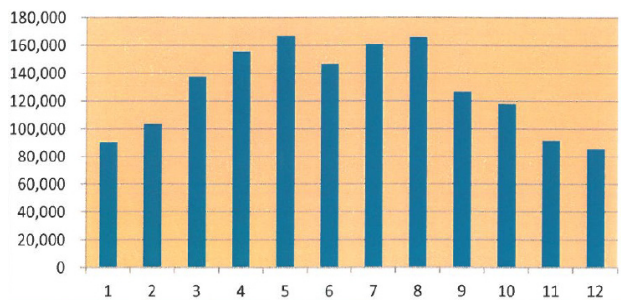


図-2 月別発電量の推定結果（単位：kWh）

また、設備の一部更新や維持費等を下記の通り想定し、事業期間（20年間）における期待収益額※を「約 567,358 千円（28,368 千円/年）」と推定した。  
 ※事業期間における期待収益額（以下、期間期待収益）  
 = 売電収入 - 初期投資額 - 設備更新費用 - 維持費



年推定発電量 約 1,548,237 kWh/年 (平均)  
 期間売電収入 約 1,117,454 千円 (55,730 千円/年)  
 初期投資額 約 453,000 千円 (333 千円/kW)  
 設備更新費用 約 31,960 千円 (23.5 千円/kW)

パワコン : 1.0 万円/kW × 1 回 /20 年  
 変圧器 : 0.4 万円/kW × 3 回 /20 年  
 計測監視装置 : 0.075 万円/kW × 2 回 /20 年

維持費 約 65,136 千円 (3,250 千円/年)  
 保守点検費 : 年間48万円  
 メンテナンス費/モニタリング費/保険料 : それぞれ投資額の 0.2 %

※土地賃借料/法人事業税/固定資産税/法人税・事業税/支払利息/アセットマネジメント委託費など、事業実施体制で差異を生じる費目を除く

期間期待収益 約 567,358 千円 (28,368 千円/年)

#### 4. 事業実施体制の抽出と期待収益の試算

##### (1) 検討対象とする事業実施体制とその特徴

###### ① 市の単独事業 (全額自己資金)

初期投資の全額を市の自己資金にて調達する。A市の財政上は非現実的だが、収益額が最も大きくなるため他方式のベンチマークとする。なお、期間期待収益は発電システムの基本計画における経済性評価で推定した額 (約 567,358 千円) に等しい。

###### ② 市の単独事業 (金融機関からの融資)

初期投資の全額を金融機関からの融資にて調達する方式であり、資金調達コストは支払金利のみであることや税金の免除のため収益性が高くなる。一方で表面上は市の財務バランスが悪化するため、議会などでの承認が必要となる。

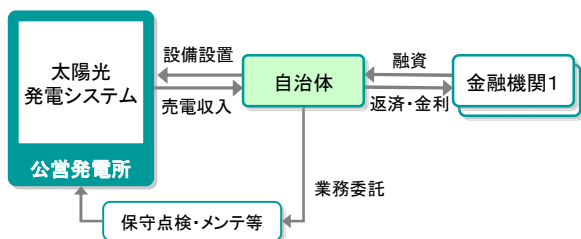


図-3 事業スキーム (ケース②)

###### ③ GK - YK スキーム (合同会社への匿名組合出資)

金融機関からの融資と匿名組合 (TK) 出資を組み合わせ合同会社 (GK) の資金を調達する。市は匿名組合投資家として出資し、配当を得る。GKは匿名組合への配当後に法人課税されるため、通常

の民間事業を比較すると節税効果がある。ただし前例がなく、市が匿名組合出資をすることについて、議会や総務省から承認が得られるか不明な点もある。

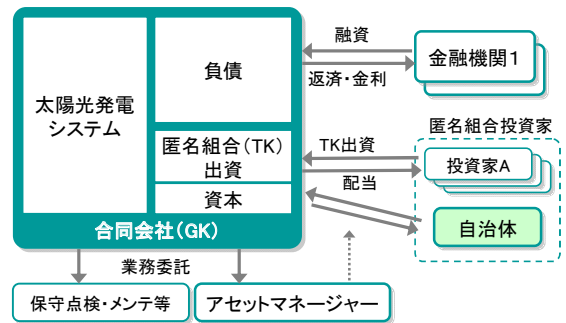


図-4 事業スキーム (ケース③)

###### ④ 民間事業 (株式会社)

市と民間が出資するSPCを設立し、市は出資比率に応じた配当を得る。初期投資は金融機関からの融資にて調達する。事業体の設置や組織設計が比較的容易であり、市民ファンドなど多様な資金調達方法への対応が可能である。一方で株主間の調整が必要であり、意思決定が煩雑になる。

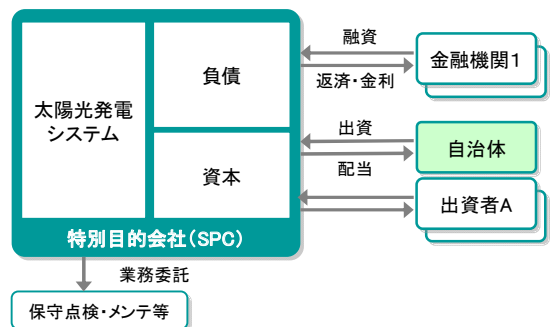


図-5 事業スキーム (ケース④)

###### ⑤ 包括リース方式

発電設備はリース会社が建設、所有、運用し、市は売電収入とリース料の差額を収益として得る。初期投資を必要せず、発電事業に関するリスクの多くを回避できるメリットがあるが、収益は限定的となる。

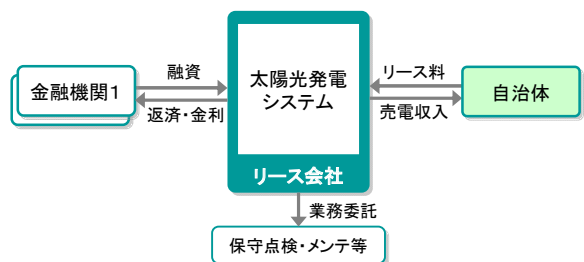


図-6 事業スキーム (ケース⑤)

(2) 事業収益の試算結果

事業実施体制別の事業収益の推定結果を表-1に示す。期間期待収益額は、ケース①を基準として差額を推定する方法で算出した。なお、ケース①の期間期待収益の根拠となる収支は、前述の通り太陽光発電システムの基本計画における経済性評価で推定した期待額（約 567,358 千円）に等しいものとした。

ケース②の期間期待収益は、①に対して金融機関への支払利息（約 94,375千円）分が減少する。なお、融資条件は香川県に本店をおく地方銀行へのヒアリングの結果、貸付期間を15年、金利は当初5年：2.5%，6～10年目：3.0%，11～15年目：3.5%と仮定した。

ケース③では、②の金融機関への支払利息に加え、法人事業税（約 14,527千円：売電収入×1.3%）、固定資産税（約 39,539千円：標準課税額×1.4%）、合同会社の営業者報酬（約 3,000千円：150千円/年）、アセットマネジメント業務委託費（約 40,000千円：2,000千円/年）が費用として加わる。なお、自治体が得る収益額は、TK 出資比率などに応じ、その他出資者への配当額を差し引いた金額となることに注意が必要である。

ケース④では③に加え、法人税、事業税（約 193,596千円：税引き前利益×40.0%）が費用に加わる。また、自治体が得る収益額は、SPC への出資比率などに応じ、その他出資者への配当額を差し引いた金額となることに注意が必要である。

ケース⑤は、太陽光発電システムの基本計画における経済性評価で推定した期間売電収入（約1,117,454千円）からリース費用（約 940,000 千円：A市における実績値から仮定）を差し引いた額を期間期待収益とした。

表-1 期間期待収益の比較（単位：千円）

事業実施体制	期間期待収益	①との差額
ケース① ：市の単独事業（自己資金）	567,358 ( 28,368 /年)	0 ( 0 /年)
ケース② ：市の単独事業（金融機関からの融資）	472,983 ( 23,649 /年)	94,375 ( 4,719 /年)
ケース③ ：GK-TKスキーム	373,317 ( 18,666 /年)	194,041 ( 9,702 /年)
ケース④ ：民間事業（株式会社）	225,371 ( 11,269 /年)	341,987 ( 17,099 /年)
ケース⑤ ：包括リース方式	177,454 ( 8,873 /年)	389,904 ( 19,495 /年)

以上より、本調査ではケース②（市の単独事業：金融機関からの融資）を実現性の高い実施体制と判断し、資金調達方法および地域活性化策を検討することとした。

5. 資金調達方法の検討と地域活性化策の抽出

(1) 資金調達方法の類型化

本事業にて考える資金調達方法を「金融機関等からの調達」と「寄付金・出資等からの調達」とに分類し、その類型化を実施した。

a) 金融機関からの調達

- ① 金融機関より借り入れ  
金融機関（国民生活金融公庫や民間の銀行など）からの資金調達方法。事業者の貸し倒れのリスクにより金利が変化する。
- ② 信託会社より借り入れ  
信託会社が受託者として出資者を募る資金調達の方法。出資者の配当および信託会社への手数料が発生する。
- ③ 割賦払い方式  
リース会社が初期投資費用（設備費用）を立替支払う方法。リース会社に立て替え分を分割返済する。なお、設備に含まれない造成費用・系統連系費用は自己負担となり、別途資金調達が必要となる。
- ④ ファイナンスリース方式  
割賦方式との違いとして、設備の所有はリース会社として決められた期間リース料を支払い、契約満了に伴う無償譲渡契約を締結する場合が多い。
- ⑤ 包括リース方式  
リース会社が初期投資費用（設備費用）を立替支払う方法。事業の計画、建設、運営管理等リース会社が代行して行う。

b) 寄附金・出資などからの調達

- ① ふるさと納税制度を活用した寄附金  
納税者が税金の納付先や使い道を指定できる制度。事業主体が自治体に限定されるが継続的な資金調達が期待できる。
- ② 寄附  
活動への賛同者から寄付金を募る。順調に発電出来た場合に地産品などを贈与する。
- ③ 出資  
別会社を設立し出資を募る。
- ④ マイクロファイナンス  
個人が非常に小口で企業や事業に投資できる手法。投資を受ける事業者は事業単位で資金調達が可能。
- ⑤ ミニ公募債（住民参加型市場公募債）  
環境意識の高い消費者向けに小口のファンド券を発行し事業資金を調達するとともに、ファンド券購入者には、地元産品を定期的に届けるサービス提供

新たな販路開拓やビジネス創出が期待できる。

## (2) 地域活性化に資する調達方法の提案

事業実施体制の検討にて実現性の高いケースと判断したケース②（市の単独事業：金融機関からの融資）を前提とし、資金調達に加え、地域活性化への貢献が期待できる方策として「ふるさと納税制度を活用した寄付金」および「ミニ公募債（住民参加型市場公募地方債）」を選定し、方法と費用、期待できる効果について検討した。

### a) ふるさと納税制度を活用した寄附金

ふるさと納税制度とは、地方間格差や過疎などによる税収の減少に悩む自治体に対しての格差是正を推進するため、2008年に創設された「自治体への寄付金」制度である。制度の概要を図-7に示す。

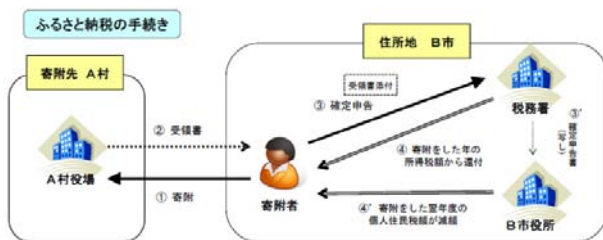


図-7 ふるさと納税制度の概要

（出典：総務省「ふるさと納税制度の概要」）

寄附者のメリットとして、寄附金のうち2千円を超える部分について一定の上限まで所得税・個人住民税から全額が控除され、収めている県民税・市民税の一部を実質的に移転することが可能である（年収700万円の給与所得者が、3万円を寄附すると、2千円を除く2万8千円が控除される）。本制度の適用により、用途を限定した募集をすることで施策PRに寄与するほか、寄附者への特典として地域産品、地元産品を届けるサービスを提供することで、新たな販路開拓やビジネス創出が期待できる。

本制度の採用に当たっては、自治体側の管理コストやPRコストの上昇が懸念されるが、本調査の対象事業では、ふるさと納税ポータルサイト「ふるさとチョイス（運営：株式会社トラストバンク）」を活用し、用途を本事業に特化した寄附を全国に呼びかける。サイト運営には、同社の寄附金額に応じた成果報酬型サービス（クラウドファンディング）の活用を想定する（初期費用：0円、手数料：寄附額の15%）。この際、寄附者への特典として寄附額の15%に相当する地域産品を贈呈し、多くの寄附を集める。寄附への期待額は、初年度：2000万円（初期費用に充当）、2～5年目：1500万円/年（維持費に充当）と仮定したが、本制度を活用している他自治体における近年の実績から判断すると、魅力的

な還元メニューの設定により十分に達成可能な期待額といえる。

### b) ミニ公募債（住民参加型市場公募地方債）

ミニ公募債（住民参加型市場公募地方債）とは、債券発行によって資金を調達する「地方債」の一種である。購入対象者の範囲については各団体の裁量で決定され、当該債券の発行団体内に居住する個人や法人に限定している銘柄が多い。近年では、毎年2,000億円程度（H24年度：78団体、2028億円）の発行があり、地方公共団体の資金調達手法として定着している。購入者に対して各種イベントのチケットや施設招待券など、特典（購入プレミアム）を付与している銘柄もあり（H24年度：81銘柄中、12銘柄で特典付与）、銘柄の商品的魅力を高めるほか、施策PRや地域活性化の手段として捉えられている。

本調査の対象事業においては、地元金融機関との協議のもと初期費用への充当を対象とする地方債を起債する（発行額1億円、償還期間5年）。利率設定は、資金調達よりも市民への還元と参加意識の高揚を優先し、個人向け国債を上回る1.0%にて仮定した。購入対象者は、地元住民への事業の周知、行政参加意識の高揚という観点から「市内に居住・通勤・勤務している個人」および「市内に拠点のある法人・団体等」に限定する。また、販売方法は、委託先金融機関の窓口販売とする。制度の実行費用としては、地方債購入者への特典として、毎年（5年間）購入額の1.0%に相当する地域産品等を贈呈するコストのほか、起債に係る手数料として、発行額の1%が見込まれる。

## (3) 資金調達と地域活性化策を加味した事業収益

事業実施体制のケース②に「ふるさと納税」と「ミニ公募債」による資金調達、および地域活性化策の費用を考慮した推進事業スキーム（ケース②'）を設定し、収益の試算を実施した。その結果、金利負担の軽減に伴いケース②'の期間事業収益額（約542,882千円）はケース②を上回る結果となり、事業採算の向上と地域活性化の両立が可能であることを示した。推進事業スキームの概念図を図-8に示す。

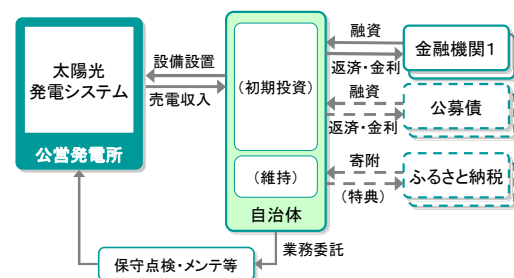


図-8 推進事業スキーム（ケース②'）

(4) その他の地域活性化策の検討

本調査にて検討対象とした香川県A市では、事業収益の一部をさらなる太陽光発電システムの導入に向けての再投資のほか、市の総合計画に示されている地域活性化に関わる4つの基本施策「農林業の振興」「商工業の振興」「観光の振興」「雇用・勤労者対策の充実」に収益を還元し、地域活性につなげることを志向している。A市における全体事業スキームの案を図-9に示す。

a) 農林業の振興

ミニ公募債（住民参加型公募地方債）の購入者やふるさと納税による寄附者への特典として地産品（ダイシモチ麦などの振興作物）を贈答することで農林業の振興に寄与する。これにより、少なくとも振興作物の出荷金額の増大（5年間で約17,000千円）が期待できるとともに、PR効果、販路拡大効果が期待できる。

b) 商工業の振興

収益の一部をプレミアム付き地域商品券のプレミアム相当額に充当し、地域における商業・サービス業の活性化につなげる。また、市が事業収益から地域商品券を購入、ボランティア活動などへの謝礼として還元することで、地域コミュニティ活動の活性化が期待できる。

c) 観光の振興

同市では、市内に多く点在する“ため池”水面を活用した水上太陽光発電事業を志向しており、先駆的取り組みのPRを目的とした他自治体や他府県からの視察の誘致と観光施設とのネットワークを図る。また、観光ボランティアガイドへの謝礼に地域商品券を活用するなど、観光と商工業が一体となった取り組みを検討する。

d) 雇用・勤労者対策の充実

太陽光発電の保守管理（パネル清掃、除草等）、および電源用地としての池の管理に関わる業務（日常の目視点検や軽微な維持保全など）を年間維持費および収益から充当することで新たな雇用創出を促進する。

また、水上太陽光発電の計画、施工、運用・管理に関わる知見を市内企業に展開し、周辺地域への波及効果の高い水上発電事業に長けた人材の育成を目指す。

6. まとめ

地方自治体主導のメガソーラー事業の多くは、自治体所有の遊休地を発電事業者へ賃貸借することにより賃貸収入を得るに留まっている事例が多い。近年では、リスクヘッジと初期費用負担の軽減を目的に「包括リース方式」により収益を確保するケースが見られるが、いずれもその収益額は限定的である。本調査では、複数の事業形態について事業評価を実施し、収益を確保と地域活性化の両立寄与する事業スキームを立案した。本調査結果が地域の力で地域経済を元気にするモデル事業として全国から注目を集め、他地域に波及することを期待している。

謝辞：本調査は、平成25年度新エネルギー等共通基盤整備促進事業（資源エネルギー庁）のうち、「再生可能エネルギー発電事業を通じた地域活性化モデル開発支援調査事業」の一環として実施した。本事業の実施にあたりご協力をいただいた関係各位に感謝いたします。

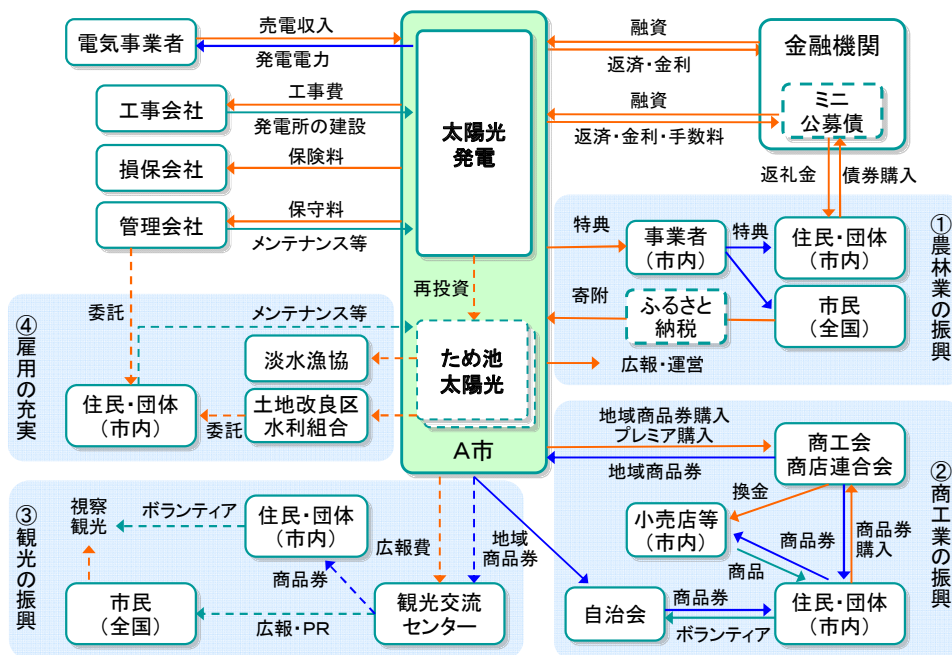


図-9 全体事業スキーム (案)



# 総合建設業の作業所における労務環境の動向と労務リスク対策

## Transition and Risk Management of Construction Workers Environment in Large-Scale Building Projects

手塚 慎一 SHINICHI TEZUKA  
 建築生産計画部 戸倉 健太郎 KENTARO TOKURA  
 建築生産計画部 深谷 学 MANABU FUKAYA  
 建築生産計画部 榎本 悠一 YUICHI ENOMOTO

本報告では、当社の建築工事作業所の労務データを用いて、時系列で年齢構成などの労務環境の動向を分析し、今後の予測を試みた。その結果、国における統計データと同様に当社内においても若手作業員の減少や高齢化の進展が見られ、今後労務起因の安全や品質に関するリスクは増加していく傾向にあることを確認した。

筆者らは、こうした労務リスクへの対応策の一つとして、人の身体に対する健康診断書のように、労務環境の電子データから労務上のリスクを事前に把握し対処する仕組みである「労務環境診断書」を提案した。さらに作業所長や管理部門担当者から意見聴取を行い、今後の作業所管理における診断書の有効性を確認した。

キーワード：労務環境、年齢構成、経験年数、技能レベル、施工体制、可視化

In this report, Time history of age composition and skills of construction workers were investigated by the workers' data on actual building projects, and future transition was predicted. As a result, it became clear that younger workers are decreasing in number and that the whole worker's average age is growing. And the result suggests that safety and quality in building projects might be spoiled year by year. As a measure against such risk, the authors devised the "construction workers environmental certificate" like as a medical certificate to man which predicts the risk of a building project by the data of workers environment. Questioners were also conducted for several building project leaders about the validity of the "construction workers environmental certificate" in order to ensure the effectiveness of the certificate.

**Key Words:** Construction Workers Environment, Age Composition, Years of Experience Skill Level, Construction Organization, Visualization

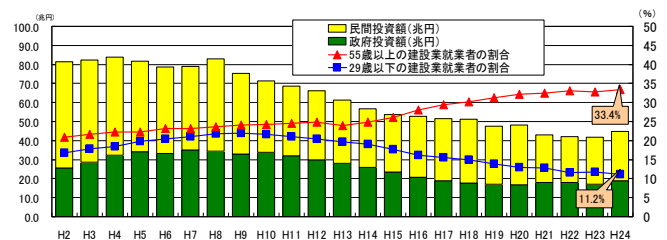
### 1. はじめに

建設市場の縮小に伴い、今後の建設業を担う若手の減少や高齢化<sup>1)</sup>が進展している(図-1)。これは労働集約型産業である建設業にとって大きな課題であり、国や業界団体では、社会保険未加入問題への対処や優良技能者認定制度の導入など、建設技能者の処遇改善に向けた取り組みが実施され始めている。

このような中で当社では、専門工事会社の施工体制や、そこに所属する作業員の技能などの、作業所内の労務に関する環境(以下労務環境)を掌握する仕組みとして既報<sup>2)</sup>で報告した施工管理プラットフォーム

「Foreman.net(フォアマン・ドット・ネット)」を開発し、作業所での運用を続けてきた。本報告では、

「Foreman.net」の運用を通して蓄積された労務データを基に、建築工事の作業所における過去6年間の労務環境の動向と今後の予測について示す。また、今後の労務環境変化への対応策として、専門工事会社の施工体制としての技能レベルの可視化手法である「技能ポイント」を紹介し、労務上のリスクを事前に把握し対処する仕組みである「労務環境診断書」についての概要を示す。



※国交省「建設投資見通し」・総務省「労働力調査」より作成

図-1 建設投資と建設業就業者の年齢構成比率の推移

## 2. 労務環境の変化と今後の予測

### (1) 分析対象の労務環境データ

表-1に今回の分析で対象とした作業所の概要を示す。いずれも東京・神奈川のH20.3からH25.12の約6年間に竣工した計20件の作業所である。集計対象としたデータは、「Foreman.net」により各作業所に提出された安全関係書類の作業員名簿に記載された全作業員である。なお分析に用いたデータは、当社の作業所のものであるため、必ずしも建設業全体の動向を表しているものではないが、実作業所のデータを用いており、より施工現場の実態に即した傾向が現れるものと考えている。

### (2) 年齢構成の変化

図-2は、労務環境の変化を時系列にみるため、各作業所の竣工月時点での平均年齢と29歳以下および60歳以上の構成比率の推移を示したものである。平均年齢のグラフをみると作業所によってばらつきはあるが、6年間で3歳程度平均年齢が上昇している。年齢構成比率のグラフをみると図-1と同様に、29歳以下の若手が減少し、60歳以上の高齢者が増加する傾向が確認できる。特に29歳以下の若手は、6年間で約8%も減少しており年齢構成において全体の15%まで減少している。

図-3は、5年間の年齢構成の変化をみるため、作業所AのH20.3時点と作業所Q・RのH25.3時点で算出した作業員の年齢構成を示したものである。ここで作業所Q・Rの作業員は、双方の名簿の作業員から重複分を除いて合算したデータを用いている。図-3よりH20.3時点で20代と30代にピークのあった作業員が、5年後には30代と40代にシフトしている状況が確認できる。近年、作業所では労務不足が深刻化しているが、H25.3時点のグラフより主力年齢層は技能・体力ともに充実した30・40代が主体となっているため、労務不足を作業員の「質」が補い、何とか安全と品質の確保が成り立っている状況と推察することができる。

### (3) 経験年数構成の変化と入職年齢分布

図-4は、各作業所の竣工月時点での、現職種に対する平均経験年数と経験年数5年未満の構成比率の推移を示したものである。平均経験年数のグラフをみると、平均年齢と同様に6年間で2年ほど上昇しており、年齢構成の影響で経験年数も増加したとみることができる。

経験年数5年未満の構成比率のグラフをみると、5年未満の作業員が全体に占める割合は、減少傾向にあることが分かる。ここでいう経験年数5年未満とは、一部離職者も含まれるが、各作業所の竣工月から過去5年間に

表-1 分析対象作業所の概要

作業所名	述べ床面積	地上階	地下階	住戸数	工期	着工	竣工	作業員数	備考
作業所A	191,397 m <sup>2</sup>	52階	1階	1,481戸	36ヶ月	H17.04	H20.03	8,947人	超高層住宅2棟
作業所B	126,145 m <sup>2</sup>	33階	1階	1,081戸	26ヶ月	H19.01	H21.03	7,280人	超高層住宅1棟
作業所C	48,614 m <sup>2</sup>	38階	2階	365戸	27ヶ月	H18.10	H21.03	2,437人	超高層住宅1棟
作業所D	48,615 m <sup>2</sup>	14階	1階	393戸	29ヶ月	H19.05	H21.09	2,925人	板状住宅5棟
作業所E	27,242 m <sup>2</sup>	8階	1階	-	19ヶ月	H20.07	H22.01	4,197人	事務所
作業所F	77,491 m <sup>2</sup>	31階	3階	570戸	30ヶ月	H19.10	H22.03	6,550人	超高層住宅2棟
作業所G	23,768 m <sup>2</sup>	9階	1階	278戸	30ヶ月	H20.02	H22.07	2,009人	板状住宅6棟
作業所H	38,832 m <sup>2</sup>	35階	1階	378戸	31ヶ月	H20.07	H23.01	3,566人	超高層住宅1棟
作業所I	4,484 m <sup>2</sup>	5階	0階	63戸	16ヶ月	H21.11	H23.02	1,858人	板状住宅1棟
作業所J	25,660 m <sup>2</sup>	14階	1階	265戸	23ヶ月	H21.04	H23.02	1,634人	板状住宅4棟
作業所L	15,282 m <sup>2</sup>	10階	1階	128戸	25ヶ月	H20.12	H23.03	2,926人	板状住宅3棟
作業所M	127,793 m <sup>2</sup>	33階	1階	1,089戸	30ヶ月	H20.09	H23.03	6,776人	超高層住宅1棟
作業所N	34,257 m <sup>2</sup>	11階	1階	339戸	21ヶ月	H21.08	H23.04	3,459人	板状住宅4棟
作業所O	4,721 m <sup>2</sup>	8階	0階	57戸	17ヶ月	H22.11	H24.02	894人	板状住宅1棟
作業所P	4,661 m <sup>2</sup>	6階	1階	60戸	18ヶ月	H22.09	H24.03	850人	板状住宅1棟
作業所Q	31,076 m <sup>2</sup>	7階	1階	278戸	16ヶ月	H23.07	H24.11	4,072人	板状住宅2棟
作業所R	6,747 m <sup>2</sup>	11階	0階	80戸	18ヶ月	H23.06	H24.12	1,747人	板状住宅1棟
作業所S	52,374 m <sup>2</sup>	5階	0階	-	10ヶ月	H24.05	H25.03	1,952人	物流倉庫
作業所T	124,878 m <sup>2</sup>	14階	1階	1,249戸	28ヶ月	H23.07	H25.10	5,202人	板状住宅7棟
作業所U	13,651 m <sup>2</sup>	12階	0階	181戸	19ヶ月	H24.06	H25.12	1,057人	板状住宅3棟

※主要構造は住宅がRC造、作業所EがCFT造、作業所SがS造。施工場所は東京都または神奈川県。

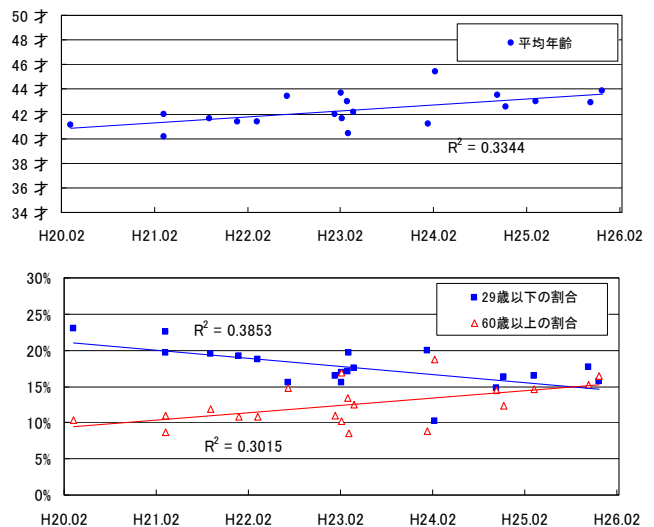


図-2 作業員の平均年齢と年齢構成比率の推移

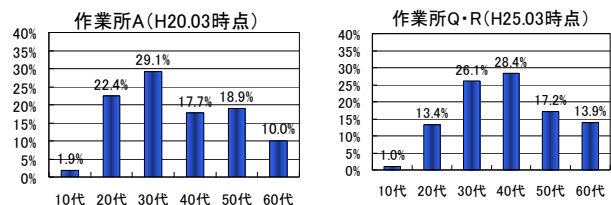


図-3 過去5年間の年齢構成の変化

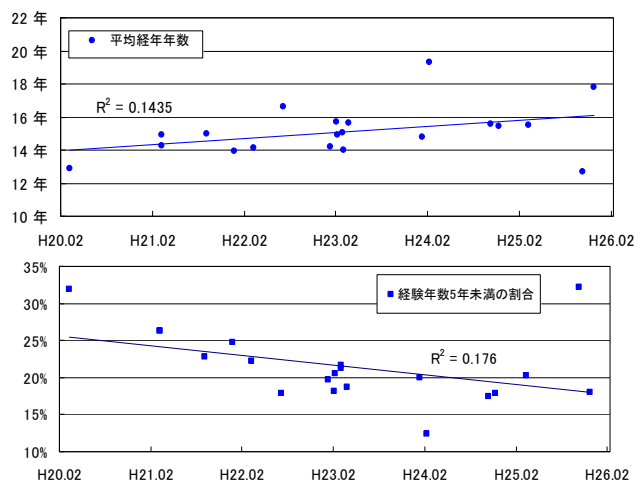


図-4 作業員の平均経験年数と経験年数構成比率の推移

入職したものとみなすことができるため、この変化には入職率の低下の影響が少なからず含まれている。

図-5は、図-3と同様に過去5年間の経験年数構成の変化を示したものである。これより経験年数5年未満の作業員が減少する一方で、経験年数10年以上の熟練作業員の割合が増加していることが分かる。

図-6は、図-5における経験年数5年未満の作業員の入職年齢分布である。H20.3時点、H25.3時点のいずれも幅広い年齢層の入職があり、中途入職者を受け入れる建設業の特性が現れている。また、図-5より5年間で、経験5年未満の作業員の割合は減っているが、入職年齢分布にはそれほど違いがみられなかった。若年層年齢分布に着目すると18歳をピークに、若年層の入職割合はほかの世代に比べて多いが、全体に占める割合が顕著に多いわけではない。

(4) 今後の中長期的な年齢構成の予測

図-3の H25.3 時点の作業員データを基に、10年後・20年後の年齢構成を予測した。ここで予測値は、5年単位で経過に応じた年齢を加算し、70歳で離職する想定とし、そこに5年ごとに図-6に示す過去5年間に入職した経験5年未満の作業員を年齢分布に応じて加えて算出している。なお今回の予測は、中途離職者の影響を見込んでいないほか、入職年齢分布も一定の値を用いるなど、限られたデータによるものであり、あくまで参考として捉えていただきたい。

図-7に結果を示すが、図-3の H25.3 時点に比べて10年後には40代・50代中心、20年後には50代・60代中心となり高齢化はますます進展している。この予測では、特に体力が必要な職種から支障をきたし、いずれ建設業自体が成り立たなくなってしまう。すでに国や業界団体が主導して若者の入職を促すための対策を進めているが、それに加えて各企業においても、さらなる技術革新や高齢者対応など、技術や管理面での戦略が必要と考える。

3. 施工体制の技能レベルの数値化

(1) 技能レベルの可視化手法

既報<sup>3)4)</sup>では、専門工事会社が組む施工体制の技能レベルを可視化する手法として、個々の作業員の「年齢」と「職種の経験年数」が技能レベルと関係すると位置づけ、その分布特性より図-8に示す4つの型に分類した。

このグラフが表現する施工体制の技能レベルを1つの数値に変換することができれば、作業所横断的な分析など多くの施工体制の技能レベルの比較や職種別の平均的な技能レベルをベンチマークとした管理が容易になる。

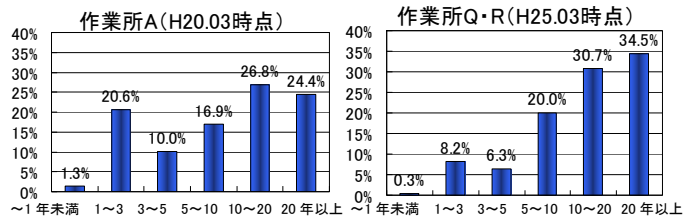


図-5 過去5年間の経験年数構成の変化

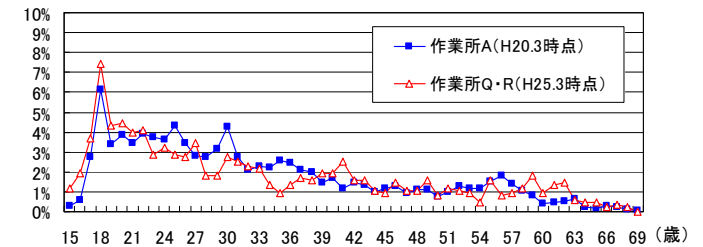


図-6 経験年数5年未満の作業員の入職年齢分布

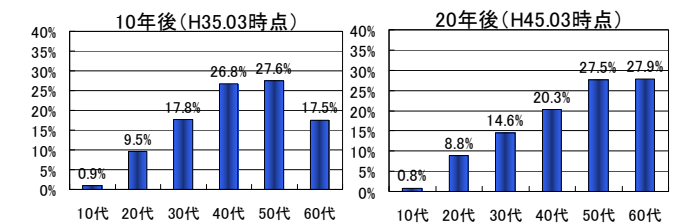


図-7 経験年数5年未満の作業員の入職年齢分布

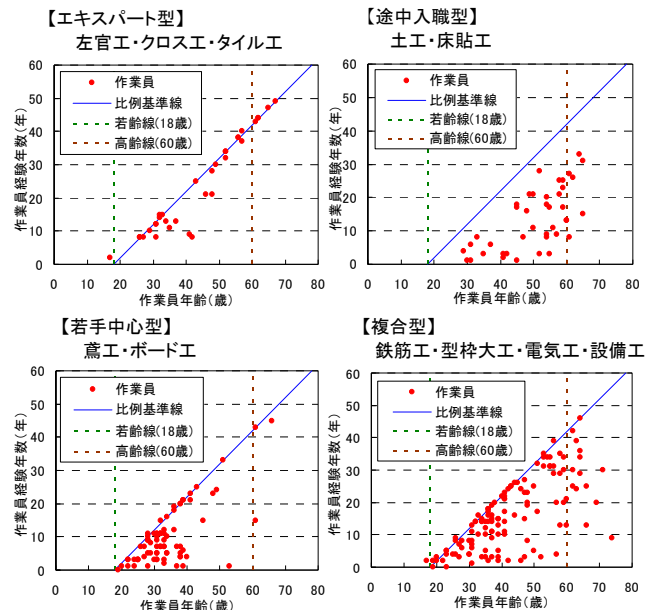


図-8 技能レベルの可視化 (年齢と経験年数の関係)

そこで本章では、施工体制がもつ技能レベルを「技能ポイント」として数値化する手法<sup>5)</sup>を提案し、その検証と活用方法についてまとめる。

(2) 施工体制の技能レベルの技能ポイントへの変換

職種によって必要とされる技能レベルは異なるものの、いずれの職種においても図-8におけるエキスパート型は、その他の型に比べて熟練した作業員が相対的に多いため、作業員の入れ替わりなどに伴う品質や安全面の

リスクが小さい。これを踏まえて、以下のように施工体制の技能ポイントを算出した。図-9に施工体制の技能ポイント算出式を示す。

- ① 施工体制の技能ポイントに図-8における作業員分布の違いを反映させるため、作業員の年齢と経験年数によって値が変化する「個々の作業員の技能ポイント」を算出する。
- ② 個々の作業員の技能ポイントは、以下に述べる  $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma$  の3つの技能変数を設定し、 $\alpha$  から  $\beta$  と  $\gamma$  を引いた値（ただし 0pt 以上）とする。
- ③ 経験年数に基づく技能変数  $\alpha$ ：経験年数とともに技能レベルが上がると想定し、基幹技能者の資格要件となる経験年数10年を上限として、値が増えるようにした変数。
- ④ 年齢に基づく技能低減変数  $\beta$ ：ある一定年齢以上に高齢化が進むと徐々に技能レベルが低下すると想定し、高齢者とされる60歳を境に値が大きくなるように設定した変数。
- ⑤ 入職年齢に基づく技能低減変数  $\gamma$ ：若い頃から同一職種に定着しているエキスパートな作業員集団の技能レベルを高く評価するため、およそ大卒の25歳から高齢の60歳を最大として、入職年齢が高齢になるにつれて値が大きくなるようにした変数。
- ⑥ ②～⑤より技能レベルの可視化グラフ上に、個々の作業員の技能ポイントを算出すると、図-10に示すように、最高 100pt、最低 0pt として、エキスパートな 100pt エリアを中心に、経験が浅く、高齢な作業員ほどポイントが下がる分布となる。
- ⑦ 施工体制全体の技能ポイントは、個々の作業員の技能ポイントの平均値として算出する。

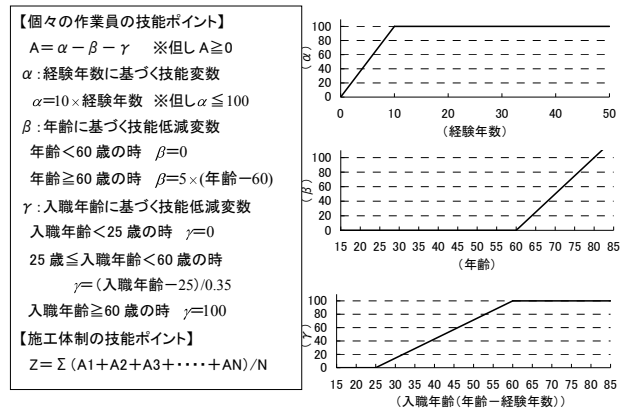


図-9 施工体制の技能ポイントの算出式

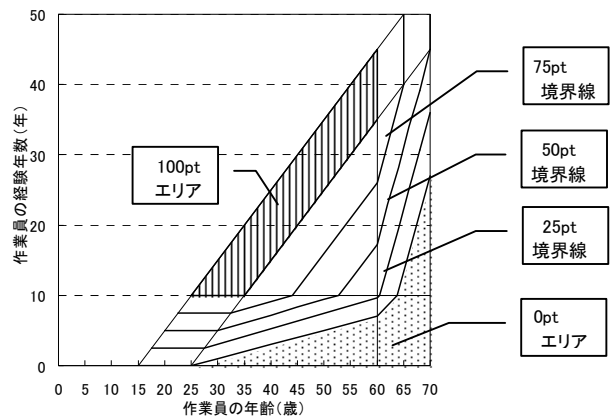


図-10 個々の作業員の技能ポイントの分布

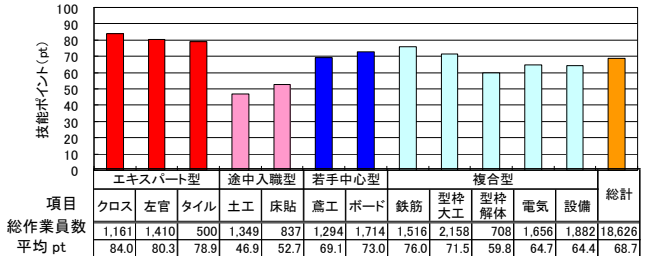


図-11 職種別の技能ポイントの比較

(3) 職種別の技能ポイントの検証

図-11は、表-1の一部の作業所の作業員を対象に、職種別に技能ポイントを算出して比較したものである。図-11より、図-8でエキスパート型とされる職種が約80ptとなり一番ポイントが高く、60pt～75ptに若手中心型や複合型が位置し、途中入職型の職種が約50ptで一番ポイントが低い結果となった。このように図-8において職種に含まれる作業員全員の傾向をマクロにみた場合、経験が浅く、高齢の作業員が多い型ほど技能ポイントが低くなり、可視化した技能レベルの型の違いを技能ポイントの差として表すことができた。

(4) 技能ポイントの活用例

図-12に設備工の施工体制別の技能ポイント比較を示す。グラフ中で英字が同じ記号の施工体制は、一次会社

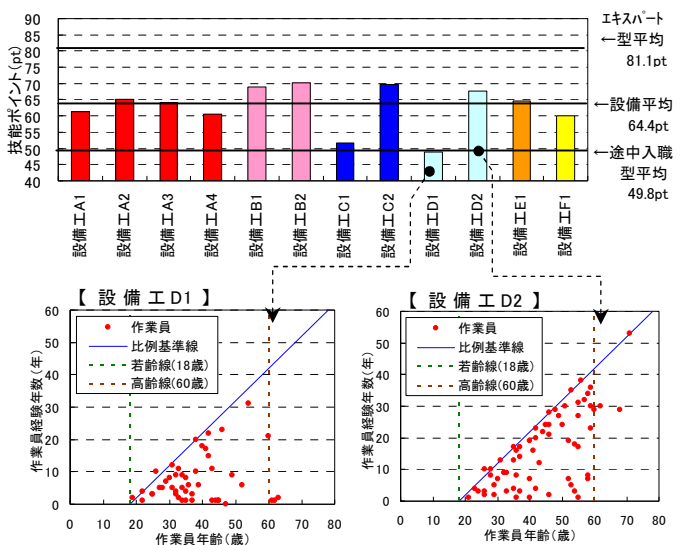


図-12 施工体制別の技能ポイントの比較 (設備工)



が同一であることを表している。図より、技能ポイントは施工体制ごとに49pt～70ptの範囲でばらついていることが分かる。また、同じ一次会社内で比較すると設備工AやBは作業所によって技能ポイントに大差がないのに対し、設備工CやDは大きく異なっていることが分かる。図中に、技能ポイントの大きく異なる設備工D1（49pt）と設備工D2（68pt）の技能レベルのグラフも示したが、経験年数10年以上の作業員の割合がポイントに影響している状況を確認できる。このように、技能ポイントを施工体制単位で算出した場合は、施工体制ごとの特性がポイントの高低となって表れるため、複数の施工体制を横断的に比較する場合に有効である。

また図中には、図-11で算出したエキスパート型、途中入職型、設備工の技能ポイントの平均値を示した。これらの技能レベルの型や職種別の技能ポイントをベンチマークとすることで、各々の作業所で専門工事が組む施工体制の技能レベルの良否を容易に判断することが可能となる。

#### 4. 労務環境診断書による労務リスク対策

##### (1) 労務環境診断書構成

2章で示したように、労務環境の悪化に伴い、今後労務起因の安全や品質に関するリスクは、増加していく傾向にあると考えられる。そこで本章では、労務上のリスクを事前に把握し対処する仕組みとして構築した「労務環境診断書」について、その概要と作業所における効果の検証結果をまとめる。

人の身体に対する健康診断では、身体測定や血液などの検査結果を基に、病気（リスク）の可能性を受診者に通知する。これと同様に「労務環境診断書」では、施工体制台帳や作業員名簿といった労務環境の電子データを基に、通常の紙ベースの管理では把握が難しかった労務上のリスクの可能性を自動的に集計・可視化し、作業所または本支店管理部門へ通知することで、事故や瑕疵などを事前に「予防する」体制を構築することを目指している。本報告では、協力会社の技能の状況を可視化した「技能編」と、保険加入状況を可視化した「保険編」についてまとめる。

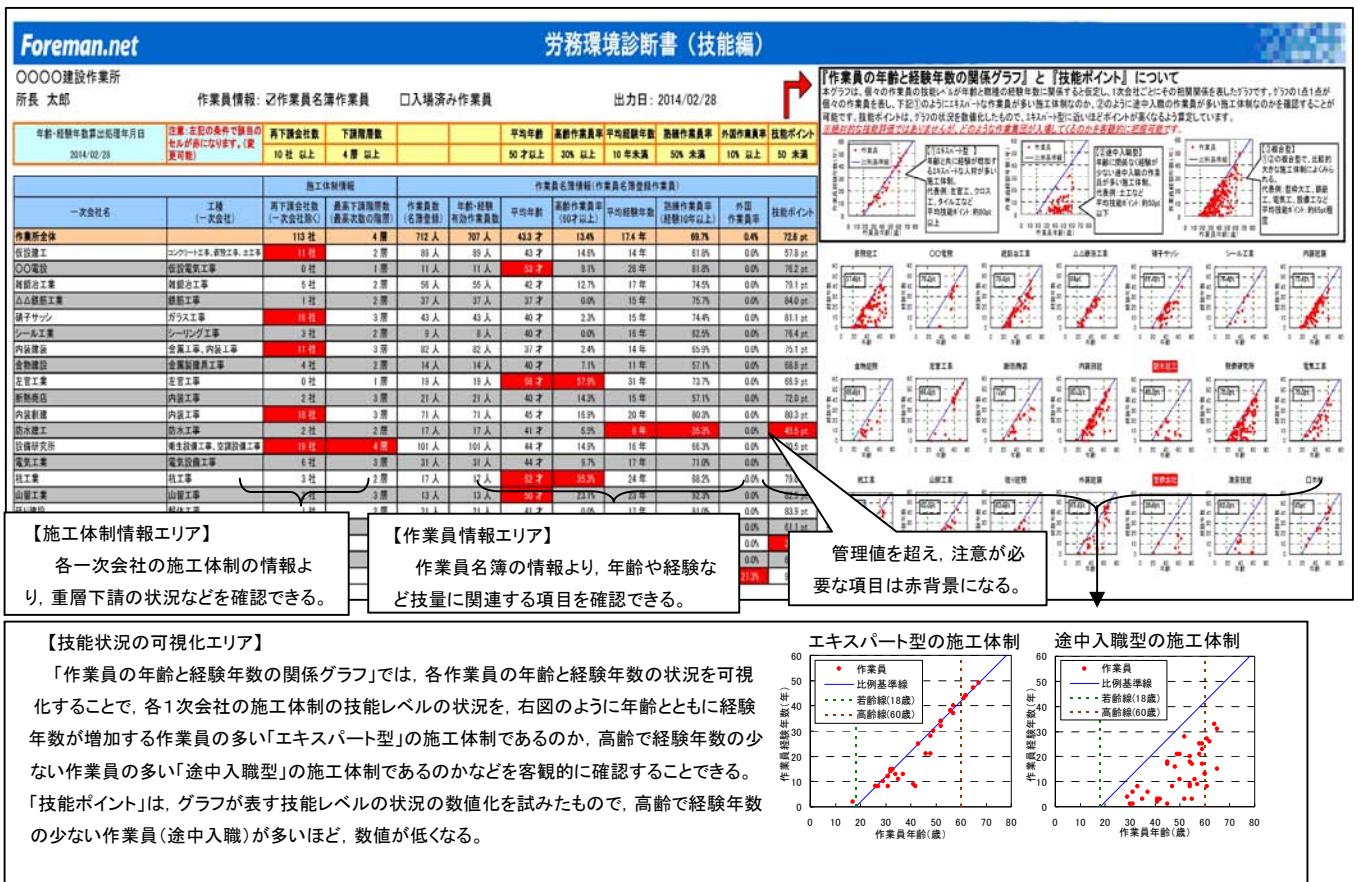


図-13 労務環境診断書（技能編）の概要

(2) 労務環境診断書（技能編）の概要

図-13に示す技能編の診断書では、作業所に提出された安全書類の情報を基に、各1次下請会社の施工体制としての技能に関する情報を集計・可視化している。

「施工体制情報エリア」では、再下請会社数や最高下請回数によって、各社の重層下請の状況を確認できる。

「作業員情報エリア」では、平均年齢や60歳以上の高齢作業員の割合といった年齢に関する項目や、平均経過年数や経験10年以上の熟練作業員の割合といった職種の経験年数に関する項目に加え、今後増加が見込まれる外国作業員の割合を確認できる。また、診断書には表-2に示す管理値を設け、注意が必要な部分を赤背景にして作業所担当者の目に留まるように配慮した。

診断書の右側の「技能状況の可視化エリア」では、3章で示した技能レベルの可視化グラフ（作業員の年齢と経験年数の関係）と、技能レベルの数値化である「技能ポイント」を掲載している。

把握するための情報として、診断書が有効である可能性を確認することができた。特に支店管理部門は、保険編への関心が高く、元請責任としての下請への保険加入指導への活用に期待する声が上記以外にもあった。一方で、労務不足を背景に、現状では協力会社の選定に関する厳しい状況が伺えるが、今後、総合建設業としては中長期的な視点で適切に技能者の能力を判断し、処遇改善に繋げていくことが重要であると考えている。

表-2 労務環境診断書（技能編）の管理項目と管理値

	管理項目	管理項目の内容	管理値
施工体制情報	再下請会社数	1次配下の下請会社数	10社以上
	最高下請階層数	最高次数の下請階層数	4層以上
	平均年齢	作業員の平均年齢	50歳以上
作業員情報	高齢作業員率	60歳以上の高齢者の割合	30%以上
	平均経過年数	作業員の平均経過年数	10年未満
	熟練作業員率	経験年数10年以上の作業員の割合	50%未満
	外国作業員率	外国作業員の割合	10%以上
	技能ポイント	技能レベルの状況の数値化 (エキスパート型:約80pt、途中入職型:約50pt)	50pt未満

(3) 労務環境診断書（保険編）の概要

図-14に示す保険編の診断書（1次会社部分のみ抜粋）では、社会保険3項目（健康保険・厚生年金保険・雇用保険）の未記入を含む保険加入状況の概略を、1次会社・1次を除く再下請会社・全下請に含まれる作業員に分けて集計している。さらに、作業所担当者が保険の状況をすばやく判断できるように○△×の3段階で示すなど表示に配慮した。

1次会社名		保険状況	保険営業所名	健康保険			厚生年金保険		雇用保険	
				健康保険加入状況	事業所整理番号	組合名	厚生年金保険加入状況	事業所整理番号	雇用保険加入状況	事業所整理番号
A社	○	A社	加入	05-74714			加入	55-745475	加入	4201-008723-1
B社	○	B社	加入	41-14712052	全国健康保険協会		加入	56-1512052	加入	40301125368
C社	△	D営業所	加入				加入		未加入	
D社	×		未入力				未入力		未入力	

図-14 労務環境診断書（保険編）の概要（1次会社部分）

(4) 労務環境診断書の効果の検証

労務環境診断書の効果把握のため、「Foreman.net」の運用経験のある作業所長10名と支店管理部門の4名に対し関連する作業所の診断書を配布し、診断書の意見聴取を行った。得られた診断書の効果に関する参考意見を以下にまとめる。

- ① 協力会社の各社の特性を知り、きめ細かな指導と管理をする上で、重要な情報と考える。（現場監督は、協力会社を横並びで見る時間がない。）
  - ② 特に注意が必要な高齢作業員、外国人労働者などの管理には便利かと思う。
  - ③ 協力会社の「質」がある程度判断できる。
  - ④ 社会情勢の流れから「保険編」は是非必要である。
  - ⑤ 現状の労務事情では、協力会社の選別が難しく、このデータベースを元に取捨選択する余裕がない。一方、調達管理資料としては一定の判断材料になる。
  - ⑥ 鉄筋工などでは応援が常態化しており、協力会社選定の判断材料とすることは難しい。
- 上記より、協力会社の労務環境を客観的かつ横断的に

(5) 労務環境診断書の今後の展開

今後の本運用では、多くの作業所の診断を継続的に実施することになるため、自動的に診断書を配布する機能や、健康診断と同様に診断結果のコメントを自動生成する機能など、システム改善が必要になる。またユーザーの利便性向上のためには、「資格編」や「応援編」などの診断書の種類拡張や、日々の労務環境の変化を確認できるように、新たに入場した会社や前回の診断書との差分を把握しやすいようにする必要がある。さらに運用面における対策としては、労務環境診断書がこれまでに無い新しい仕組みであるため、診断書の運用方法をしっかり制度化して推進していくことが重要であると考えている。

5. おわりに

本報告で示した知見を以下にまとめる。

- ① 当社作業所の過去数年間の労務環境の動向として、若手作業員の減少や高齢化の進展を確認し、今後高齢

化のさらなる進展によって労務起因の安全・品質に関するリスクが増加していく傾向があることを確認した。

- ② 労務環境を把握する方法として、施工体制が持つ技能レベルを1つの数値として表す手法（技能ポイント）を示し、多くの施工体制の横断的な比較など労務リスク管理に活用できることを示した。
- ③ 今後の労務環境悪化への対応策として、労務上のリスクを事前に把握する仕組みである「労務環境診断書」を提案し、作業所管理における診断書の有効性を確認した。

**謝辞**：本研究を行うに当たり芝浦工業大学蟹澤宏剛教授に貴重なアドバイスをいただきました。ここに感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 蟹澤宏剛, 秋山哲一, 岩松準: 技能労働者の処遇に関する研究, 日本建築学会計画系論文集, Vol.74, No.640, pp.1419-1424, 2009.7
- 2) 大鐘大介, 手塚慎一, 戸倉健太郎 ほか: 施工管理プラットフォーム「Foreman.net」の開発, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.6, pp.179-184, 2008.11
- 3) 手塚慎一, 蓮尾孝一, 戸倉健太郎 ほか: 品質や安全面のリスク低減を目的とした労務環境の可視化・分析, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.10, pp.115-120, 2012.11
- 4) 手塚慎一, 蟹澤宏剛, 戸倉健太郎 ほか: 総合建設業の建築工事作業所における労務環境に関する研究 作業員個人の集合体として捉えた労務環境の可視化と分析, 建築生産シンポジウム, Vol.27, pp.85-92, 2011.7
- 5) 手塚慎一, 蟹澤宏剛, 戸倉健太郎 ほか: 総合建設業の建築工事作業所における労務環境に関する研究 その2: 工法, 工程による労務環境への影響, 建築生産シンポジウム, Vol.28, pp.103-108, 2012.7

## 社外発表論文一覧【土木】 平成25年度(2013/04/01~2014/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
<b>論文(査読付き)</b>					
1	True triaxial tests using permeability and extensional stress parameters to simulate geological history in rocks	Manabu Takahashi Hyuck Park Naoki Takahashi Yukiyasu Fujii	産業技術総合研究所 産業技術総合研究所 当社 深田地質研究所	The Korean Society for Geosystem Engineering Journal of Geosystem Engineering	2013/3/25
2	AFRPシートで曲げ補強されたRC梁の衝撃応答解析	田士大輔 小室 雅人 今野 久志 三上 浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 寒地土木研究所 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
3	AFRP 板水中接着曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼすせん断キー配置間隔の影響	栗橋祐介 三上浩 鹿嶋辰紀 岸徳光	室蘭工大大学院 当社 北海道開発局 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
4	AFRP 板水中巻付け補強によるコンクリート円柱の耐荷性能向上効果	河本幸子 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
5	AFRP シート緊張接着曲げ補強RC梁の静的耐荷性状に関する数値解析手法の妥当性検討	池田翔哉 小室雅人 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
6	AFRPシートと鋼板のせん断付着性状に関する実験的研究	小崎大樹 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
7	ごみ熔融スラグ細骨材を用いた超高強度プレレストレストコンクリートはりのせん断特性	浅井洋 太田誠二 佐藤良一 鈴木雅博	当社 防衛省 広島大 ピーエス三菱	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
8	モルタル充填鋼管ジベルによるコンクリート部材の接合に関する実験的研究	篠崎裕生 芦塚憲一郎 中稔健一 三加崇	当社 西日本高速道路 当社 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
9	高強度コンクリートの力学特性に与える鋼繊維の影響	佐々木亘, 谷口秀明 芦塚憲一郎 出口宗浩	当社 西日本高速道路 西日本高速道路	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
10	Mechanical Properties of Prestressed Ultra High Strength Concrete beam with a Molten Slag as Fine Aggregate	浅井洋 太田誠二 佐藤良一 鈴木雅博	当社 防衛省 広島大 ピーエス三菱	International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies (SCMT3論文集)	2013/08
11	Characteristics of Concrete Using Ground Granulated Blast-furnace Slag	谷口秀明 渡辺博志 手塚正道 藤田学	当社 土木研究所 オリエンタル白石 (PC建協として発表) 当社	International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies (SCMT3論文集)	2013/08
12	Development of High-Strength Fiber Reinforced Concrete for Highly Durable Bridge Structures	佐々木亘 芦塚憲一郎 出口宗浩 谷口秀明	当社 西日本高速道路 西日本高速道路 当社	International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies (SCMT3論文集)	2013/08
13	Development of Low-Elasticity High-Ductility Fiber-Reinforced Cementitious Composite for Use in PC Girder Connecting Slabs	大八木亮 谷口秀明, 佐々木亘 樋口正典, 椎名教之 大城壮司	当社 当社 当社 西日本高速道路	International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies (SCMT3論文集)	2013/08
14	Structural Safety Assessment with Dynamic Characteristics of Prestressed Concrete Structures	栗原勇樹 北野勇一, 谷口秀明 花井拓 木村嘉富	日本ピーエス 川田建設, 当社 本四高速 土木研究所 (PC建協として発表)	International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies (SCMT3論文集)	2013/08
15	Study on grout filling condition of the existing prestressed concrete bridges	小林崇 北野勇一, 谷口秀明 國富康志 花井拓 木村嘉富	IHIインフラ建設 川田建設, 当社 阿部日鋼工業 本四高速 土木研究所 (PC建協として発表)	International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies (SCMT3論文集)	2013/08



No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
16	Shaking model tests on mitigation of liquefaction-induced ground flow by new configuration of embedded columns	高橋直樹 Ali DERAKHSHANI Rouzbeh RASOULI 東畑郁生 山田 卓	当社 東京大 東京大 東京大 大阪市立大	第18回国際地盤工学会議 The 18th ICSMGE Paris 2013	2013/09/02 ~09/06
17	Dynamic Fracture in Concrete Generated by Impulsive Electric Discharge	上西幸司 山地宏志 山上敬祥 櫻井春輔	東京大 当社 東京大 神戸大	The 6th Kumamoto International Workshop on Fracture, Accoustic Emission, and NDE in Concrete KIFA-6	2013/9/17
18	小断面トンネル補修工法開発の現状と今後の課題	山地宏志	当社	土地改良建設協会 土地改良 平成25年10月号(第283号)	2013/10/1
19	高強度繊維補強コンクリートとAFRP緊張材のPC床版の疲労特性に関する研究	三加崇, 永元直樹 大城社司 松井隆行	当社 西日本高速道路 西日本高速道路	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文 集Vol.22nd	2013/10/15
20	持続荷重を受ける直列配置された各種ずれ止めのせん断力負担分布について	有川直貴, 篠崎裕生 三加崇, 浅井洋	当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文 集Vol.22nd	2013/10/15
21	早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートに関する実験的研究	斯波明宏 谷口秀明 樋口正典	当社 当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文 集Vol.22nd	2013/10/15
22	種々の短繊維を用いた早強コンクリートの力学的特性	佐々木亘 谷口秀明 樋口正典 宮川豊章	当社 当社 当社 京都大大学院	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Vol.22nd	2013/10/15
23	鋼板孔を利用した円柱部材によるずれ止めの実験的研究	篠崎裕生 浅井洋 牧剛史, 睦好宏史	当社 当社 埼玉大大学院	土木学会論文集A1(構造・ 地震工学) Vol.69, No.3	2013
24	短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響	佐々木亘, 谷口秀明 樋口正典 宮川豊章	当社 当社 京都大大学院	日本材料学会 コンクリート構造物の補修, 補 強, アップグレード論文報告 集Vol.13	2013/11/8
25	橋梁桁端部を対象とした電気防食工法の研究開発	梅津健司 佐々木亘 山本誠, 鹿島篤志	当社 当社 住友大阪セメント	北陸橋梁保全会議 第1回北陸橋梁保全会議	2013/11
26	新潟沿岸部での暴露試験によるコンクリートの塩分浸透性の評価	谷口秀明 渡辺博志, 中村英佑 手塚正道 藤田学 鈴木雅博	当社 土木研究所 オリエンタル白石 当社 ピーエス三菱 (PC建協として発表)	北陸橋梁保全会議 第1回北陸橋梁保全会議	2013/11
27	A scaling relationship between AE and natural earthquakes	Nana Yoshimitsu Hironori Kawakata Naoki Takahashi	東京大 立命館大 当社	American Geophysical Union's 46th annual Fall Meeting	2013/12/9
28	AFRPシート曲げ補強RC梁の耐衝撃性能に関する実験的検討	栗橋祐介 今野久志 三上浩 岸徳光	室蘭工科大学 寒地土木研究所 当社 釧路工高専	構造工学論文集Vol.60A	2014/3/1
29	FRP板水中接着曲げ補強RC梁の耐荷性能に及ぼす補強量の影響	三上浩 栗橋祐介 小室雅人 岸徳光	当社 室蘭工科大学 室蘭工科大学 釧路工高専	構造工学論文集Vol.60A	2014/3/1
30	調和解析法と選点法からなる併用法による多層版の数値解析	三上浩 高島輝雄 廣瀬清康 堀川都志雄	当社 大成ロテック 井沢設計 大阪工業大	構造工学論文集Vol.60A	2014/3/1
31	RGB単色光と陰影を利用したトンネルコンクリート壁面のひび割れ検知に関する研究	石森章之, 佐田達典 石坂哲宏 塩崎正人	日本大 日本大 当社	土木学会論文集F3特集号	2014/3/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
<b>論文</b>					
1	精緻な車両挙動と道路形状を用いた車線逸脱危険性の評価に関する研究	竹下裕貴 千葉史隆 佐田達典, 石坂哲宏	日本大大学院 当社 日本大	土木計画学研究・講演集 (CD-ROM)Vol.47	2013/6/1
2	建物外構部の液状化被害低減方法に関する振動台実験(その2:ドレーン長さをパラメータとした実験)	高岡雄二, 高橋直樹 平田裕一 鈴木亮彦, 吉富宏紀 東畑郁生	当社 当社 不動産テラ 東京大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表 梗概集(CD-ROM)	2013/7/20
3	新たな改良杭配置による杭式深層混合処理改良地盤の側方流動対策効果に関する遠心模型実験 その1 改良杭の配置形状が対策効果に与える影響について	高橋直樹 津田和夏希 東畑郁生 森川嘉之, 小濱英司 高橋英紀	当社 当社 東京大 港湾空港技術研 港湾空港技術研	第48回地盤工学研究発表会	2013/7/25
4	新たな改良杭配置による杭式深層混合処理改良地盤の側方流動対策効果に関する遠心模型実験 その2 改良杭頭の境界条件が対策効果に与える影響について	津田和夏希 高橋直樹 東畑郁生 森川嘉之, 小濱英司 高橋英紀	当社 当社 東京大 港湾空港技術研 港湾空港技術研	第48回地盤工学研究発表会	2013/7/25
5	着部にせん断キーを配置した場合におけるAFRP板水中接着曲げ補強RC梁の曲げ耐荷性状	栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
6	AFRPシート接着時における鋼板の表面処理深さによるせん断付着性状への影響	小崎大樹, 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
7	AFRP板水中接着曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼす補強量の影響	鹿嶋辰紀 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	国交省北海道開発局 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
8	断面寸法が異なるAFRPシート緊張接着RC梁の三次元弾塑性解析	池田翔哉, 小室雅人 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
9	AFRP板水中巻付け補強したコンクリート円柱の圧縮耐荷性状に及ぼす補強量の影響	河本幸子, 栗橋祐介 三上浩 岸徳光	室蘭工大大学院 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
10	AFRPシート曲げ補強によるRC梁の耐衝撃性向上効果	中野雄哉 栗橋祐介 今野久志 三上浩 岸徳光	鉄道・運輸機構 室蘭工大大学院 寒地土木研究所 当社 釧路工高専	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
11	調和解析法と選点法からなら併用法の多層版解析への適用	三上浩 高島輝雄 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック 井沢設計	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
12	アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの強度発現に与える促進養生方法の影響	佐々木亘, 谷口秀明 樋口正典 宮川豊章	当社 当社 京大大学院	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
13	RGB単色光による既設トンネルコンクリート壁面のひび割れ検知に関する研究	石森章之, 佐田達典 石坂哲宏 塩崎正人	日本大 日本大 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
14	高精度衛星測位による車両挙動と道路形状を用いた車線逸脱危険性の評価	竹下裕貴, 佐田達典 石坂哲宏 千葉史隆	日本大 日本大 当社	土木学会年次学術講演会講 演概要集(CD- ROM)Vol.68th	2013/8/1
15	RGB単色光を用いた既設トンネルコンクリート壁面のひび割れ検知に関する研究	石森章之, 佐田達典 石坂哲宏 塩崎正人	日本大 日本大 当社	土木情報学シンポジウム講 演集 Vol.38	2013/9/17
16	遠心模型実験による新たな配置の杭式深層混合処理改良地盤の側方流動対策	高橋直樹, 須川智久 森川嘉之, 小濱英司 佐々真志, 高橋英紀 東畑郁生	当社 港湾空港技術研 港湾空港技術研 東京大	地盤工学会 Geokanto2013	2013/10/4
17	RGB単色光と明度を利用したトンネル壁面のひび割れ検知に関する研究	石森章之, 佐田達典 石坂哲宏 塩崎正人	日本大 日本大 当社	日本写真測量学会学術講演 会発表論文集 Vol.2013, 秋季	2013/11/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
<b>報文など</b>					
1	鉄道構造物の三次元出来形管理 =三次元レーザースキャナをスノーシェルタ 出来形管理へ適用=	塩崎正人	当社	建設機械 Vol.49, No.4	2013/4/1
2	暑中コンクリート/1.暑中コンクリートに関する 諸規定の変遷 土木学会コンクリート標準示 方書[施工編]における暑中コンクリートのあり 方	谷口秀明 坂田昇 河野広隆	当社 鹿島建設 京大大学院	コンクリート工学 Vol.51, No.5	2013/5/1
3	土木学会2012年制定「コンクリート標準示方 書[施工編]」の改訂について	河野広隆 坂田昇 岸利治 佐伯竜彦 谷口秀明 片平博 近松竜一	京大大学院 鹿島建設 東京大生産技研 新潟大 当社 土研 つくば中研 大林組	コンクリート工学 Vol.51, No.6	2013/6/1
4	道路橋のメンテナンスー臨床からの戦略ー 振動計測、撤去桁、グラウト充填調査、載荷 試験ー	木村嘉富, 本間英貴 谷口秀明 北野勇一 小林崇	土木研究所 当社 川田建設 IHIインフラ建設 (PC建協として発表)	プレストレストコンクリート工 学会第41回PC技術講習会 第41回プレストレストコンク リート技術講習会ー防災・減 災・強靱化に対するPC構造 物の取組みー	2013/6-7
5	小断面トンネル補修工法開発の現状と今後 の課題	山地宏志	当社	土地改良建設協会 土地改良 平成25年10月号(第283号)	2013/10/1
6	FRP板水中補強したRC梁の曲げ耐荷性状 に及ぼすせん断キー間隔の影響	三上浩 栗橋祐介, 小室雅人 岸徳光	当社 室蘭工科大学 釧路工高専	室蘭工業大学地域共同研究 開発センター研究報告 No.24	2014/2

## 社外発表論文一覧【建築】 平成25年度(2013/04/01~2014/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
<b>論文(査読付き)</b>					
1	コア採取がコンクリート強度試験結果に与える影響	蓮尾孝一 松田拓	当社 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
2	横筋非定着型プレキャストRC耐震壁のせん断強度の検討	小坂英之 松永健太郎 荒井康幸, 溝口光男	当社 当社 室蘭工大大学院	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.35	2013/6/15
3	液状化被害低減工法における沈下量に関する研究	平田裕一 高橋直樹, 宮田勝利 高岡雄二 東畑郁生 原田健二	当社 当社 当社 東京大 不動テトラ	第48回地盤工学研究発表会	2013/07
4	鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法	小坂英之 溝口光男, 荒井康幸	当社 室蘭工大大学院	日本建築学会構造系論文集 No.695	2014/1/30
<b>論文</b>					
1	外装材の部材耐力に基づいた強風災害リスク評価	野田博 作田美知子 佐々木亮治 山岸邦彰	近畿大 当社 風工学研究所 金沢工大	日本風工学会誌 No.135	2013/4/30
2	超高強度コンクリートの自己収縮特性評価手法に関する検討 その1 実験概要および一軸拘束試験の有効性	加納嘉 松田拓 蓮尾孝一	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
3	超高強度コンクリートの自己収縮特性評価手法に関する検討 その2 温度履歴条件での試験結果	蓮尾孝一 松田拓 加納嘉	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
4	低環境負荷型超高強度コンクリートに関する検討 その1 フレッシュ性状および強度発現特性	松田拓, 蓮尾孝一 高田葵, 小出貴夫 野口貴文	当社 住友大阪セメント 東京大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
5	低環境負荷型超高強度コンクリートに関する検討 その2 副産物の置換率と加熱条件の影響およびCO2排出量	高田葵, 小出貴夫 松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文	住友大阪セメント 当社 東京大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
6	外装材の部材耐力に基づいた強風災害リスク評価 その1リスク評価手順	佐々木亮治 野田博 作田美知子 山岸邦彰	風工学研究所 近畿大 当社 金沢工大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
7	外装材の部材耐力に基づいた強風災害リスク評価 その2物流倉庫を対象としたリスク評価事例	作田美知子 野田博 佐々木亮治 山岸邦彰	当社 近畿大 風工学研究所 金沢工大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
8	材端に腰壁の付く鉄筋コンクリート造梁部材の加力実験(その3)腰壁の配筋と補強筋の引張力の検討	小坂英之 松永健太郎 新上浩, 小田稔	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
9	集合住宅における生活行為に伴って発生する音の現状について	岩本毅 濱田幸雄	当社 日本大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
10	浮遊式ネットを用いた石油タンクの液面揺動制御装置の開発(その5)40m級タンクにおける2方向地震動解析	鈴木亨 野田博	当社 近畿大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
11	アンボンドPC圧着梁のせん断耐力確認実験(その1 実験結果概要)	江頭寛 藤井睦 樋渡健 岡安隆史 五十嵐泉, 島崎和司	当社 鴻池組 東亜建設工業 鹿島建設 神奈川大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
12	アンボンドPC圧着梁のせん断耐力確認実験(その2 実験結果概要)	山中健次, 佐藤宏貴 島崎和司 江頭寛 藤井睦 樋渡健	神奈川大 神奈川大 当社 鴻池組 東亜建設工業	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
13	レディーミストコンクリート工場を対象としたアンケート調査(その1 アンケート調査の概要)	田村友法 柳田淳一 河野政典, 竹内博幸 若林信太郎 加藤淳司 松田拓	東亜建設工業 大木建設 奥村組, 五洋建設 銭高組 飛鳥建設 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20



No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
14	PCa柱の埋込み部に関する実験的研究 その1 工法の概要と付着実験	徳武茂隆 平田裕一 伊藤彰, 江頭寛 西成田由, 牧田瑞記	当社 当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
15	PCa柱の埋込み部に関する実験的研究 その2 鉛直載荷実験	平田裕一 徳武茂隆, 伊藤彰 江頭寛 西成田由, 牧田瑞記	当社 当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
16	建物外構部の液状化被害低減方法に関する 振動台実験(その2:ドレーン長さをパラメータ とした実験)	高岡雄二, 高橋直樹 平田裕一 鈴木亮彦, 吉富宏紀 東畑郁生	当社 当社 不動テトラ 東京大大学院	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
17	遺伝的アルゴリズムによる建築構造物のライ フサイクルデザインに関する研究(その10:設 計内容と修繕シナリオの提案)	XU Peng, 金子侑樹 大森博司 平田裕一	名古屋大大学院 名古屋大大学院 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
18	遺伝的アルゴリズムによる建築構造物のライ フサイクルデザインに関する研究(その10:提 案される解構造の分析)	金子侑樹, XU Peng 大森博司 平田裕一	名古屋大大学院 名古屋大大学院 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
19	コンクリートブレーカーの低騒音対策に関す る評価実験 その1 低騒音対策の概要と発生 騒音の分析	日高晶, 吉岡清 駒田修 濱崎仁, 武藤正樹 萩原信彦 蓮尾孝一	佐藤工業 佐藤工業 建築研究所 東亜建設工業 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
20	コンクリートブレーカーの低騒音対策に関す る評価実験 その2 騒音低減効果の評価	濱崎仁, 武藤正樹 日高晶, 吉岡清 駒田修 萩原信彦 蓮尾孝一	建築研究所 佐藤工業 佐藤工業 東亜建設工業 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
21	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保 に向けた労務環境の実態に関する研究 その 5 施工体制の技能レベルの数値化とその 活用方法	手塚慎一 戸倉健太郎 榎本悠一 蟹澤宏剛	当社 当社 当社 芝浦工大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
22	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保 に向けた労務環境の実態に関する研究 その 6	戸倉健太郎 手塚慎一 榎本悠一 蟹澤宏剛	当社 当社 当社 芝浦工大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
23	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保 に向けた労務環境の実態に関する研究 その 7	榎本悠一 戸倉健太郎 手塚慎一 蟹澤宏剛	当社 当社 当社 芝浦工大	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
24	耐圧版とPCa束(グリッドポスト:G.P)による合理 化基礎の耐力評価	門馬寛之, 手塚純一 手塚慎一 安藤直人	J建築システム 当社 東京大大学院	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
25	コンクリート表面含浸材に関する現状調査(そ の4 含浸深さ,透湿度,中性化深さ,塩化物イ オン浸透深さ試験結果)	唐沢智之, 川又篤 田村友法 古川雄太, 安田正雪 井戸康浩, 中瀬博一 岩野秀之, 手塚慎一	鉄建建設 東亜建設工業 東急建設, 東洋建設 戸田建設, ビーエス三菱 当社	日本建築学会大会学術講演 梗概集・建築デザイン発表梗 概集(CD-ROM)	2013/7/20
26	ロボット技術・情報通信技術の運用空間指針 の提案 その1 概要	赤尾伸一 川瀬隆治 泉敬介, 土田崇 大川慶直	当社 東急建設 関電工 元日本原子力研究開発機構	日本ロボット学会学術講演会 予稿集 (CD-ROM)Vol.31st	2013/9/4
27	ロボット技術・情報通信技術の運用空間指針 の提案 その2 放射無線周波電磁界の電磁 環境基準とその必要性	川瀬隆治, 泉敬介 赤尾伸一 大川慶直 鍛冶良作, 神徳徹雄	東急建設, 関電工 当社 元日本原子力研究開発機構 産業技術総合研究所	日本ロボット学会学術講演会 予稿集 (CD-ROM)Vol.31st	2013/9/4
28	ロボット技術・情報通信技術の運用空間指針 の提案 その3 鉄骨鉄筋の電磁的問題点及 び雷対策	泉敬介, 赤尾伸一 川瀬隆治 大川慶直 泉敬介	関電工, 当社 東急建設 元日本原子力研究開発機構 産業技術総合研究所	日本ロボット学会学術講演会 予稿集 (CD-ROM)Vol.31st	2013/9/4
29	高度電子社会における安心安全について	大川慶直 川瀬隆治, 泉敬介 赤尾伸一 鍛冶良作, 神徳徹雄	元日本原子力研究開発機構 東急建設, 関電工 当社 産業技術総合研究所	日本ロボット学会学術講演会 予稿集 (CD-ROM)Vol.31st	2013/9/4
30	空圧式コンクリートブレーカーの発生音の分 析と低騒音対策の効果に関する比較実験	萩原伸彦 濱崎仁, 武藤正樹 日高晶, 吉岡清 駒田修, 蓮尾孝一	東亜建設工業 建築研 佐藤工業 佐藤工業, 当社	日本騒音制御工学会研究発 表会講演論文集 Vol.2013, 秋季	2013/9/5

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
31	ロボット技術・情報通信技術の運用空間に関する検討 悪意無き電磁環境汚染による情報収集システムの誤動作実験	鍛冶良作, 神徳徹雄 谷川民生, 関山守 村上青児, 川瀬隆治 泉敬介, 赤尾伸一 大川慶直	産業技術総合研究所 産業技術総合研究所 筑波大, 東急建設 関電工, 当社 元日本原子力研究開発機構	横幹連合コンファレンス (CD-ROM)Vol.5th	2013/12/21
32	ロボット技術・情報通信技術の運用空間に関する検討 その1 提案指針の概要	赤尾伸一 川瀬隆治, 泉敬介 大川慶直 鍛冶良作, 神徳徹雄	当社, 東急建設, 関電工 元日本原子力研究開発機構 産業技術総合研究所	横幹連合コンファレンス (CD-ROM)Vol.5th	2013/12/21
33	ロボット技術・情報通信技術の運用空間に関する検討 その2 放射無線周波電磁界の実測結果と基準の提案	川瀬隆治, 泉敬介 赤尾伸一 大川慶直 鍛冶良作, 神徳徹雄	東急建設, 関電工 当社 元日本原子力研究開発機構 産業技術総合研究所	横幹連合コンファレンス (CD-ROM)Vol.5th	2013/12/21
34	ロボット技術・情報通信技術の運用空間に関する検討 その3 鉄筋鉄骨の電磁的問題点とノイズ対策提案	泉敬介, 赤尾伸一 川瀬隆治 大川慶直 鍛冶良作, 神徳徹雄	関電工, 当社 東急建設 元日本原子力研究開発機構 産業技術総合研究所	横幹連合コンファレンス (CD-ROM)Vol.5th	2013/12/21
35	ロボット技術・情報通信技術の運用空間に関する検討～ロボット化へ突き進む社会インフラストラクチャの課題～	大川慶直 泉敬介, 赤尾伸一 川瀬隆治 鍛冶良作, 神徳徹雄	元日本原子力研究開発機構 関電工, 当社 東急建設 産業技術総合研究所	横幹連合コンファレンス (CD-ROM)Vol.5th	2013/12/21

## 報文など

1	建築 ハイブリッド中間階免震改修の施工 Hy-Retro構法	鈴木亨	当社	日本建設機械施工協会誌 Vol.65	2013/11/25
2	空圧式コンクリートブレーカーの低騒音対策の評価に関する実験的検討	濱崎仁, 武藤正樹 萩原伸彦 吉岡清, 日高晶 駒田修 蓮尾孝一	建築研究所 東亜建設工業 佐藤工業 佐藤工業 当社	建築の自動化技術シンポジウム予稿集 Vol.20th	2014/1
3	フローティングネットによる地震時液面揺動制御システム—浮遊式減衰ネットを用いた制震装置—	津田和夏希 武富幸郎 鈴木亨	当社 当社 当社	電力土木 No.370	2014/3/5