

三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.16 2018

ごあいさつ

三井住友建設技術研究開発報告第16号の発刊にあたり、ひと言ご挨拶申し上げます。

建設業界では、技術者・技能者の減少および高齢化の進行、働き方改革による労働環境の改善と建設生産性の向上など様々な課題が顕在化しています。このような条件下であっても耐久性や耐震性等の要求性能を満足し、高品質な構造物を建設していく必要があります。すなわち、「品質確保」と「生産性向上」の双方を実現することが、持続可能な社会資本を構築するための建設業の使命と言えます。

弊社は、第5次中期経営計画（2016～2018年度）において、「生産システムの改革」と「人材確保・育成、社員活力の向上」を重点的に取り組むフォーカステーマに位置付けました。技術開発においては、「土木・建築の枠を超えた『改革』、『進化』そして『挑戦』」を基本方針とし、多様な分野に取り組んできました。本年度はその最終年度であり、当初計画に基づく成果をレビューして次期以降に繋げる節目です。

本号では、「鋼材を使用しない高耐久床版」、「短繊維補強コンクリート」、「鋼とコンクリートの複合主塔」、「プレキャスト壁高欄」、「異種強度コンクリート耐震壁」などの生産性向上技術や、「トンネル工事における低周波騒音低減」、「住戸の気密性能」、「太陽光発電所の異常検知」等の環境・エネルギー関連技術など合計12編の論文を掲載しています。

皆様におかれましては、この技術研究開発報告をご高覧いただき、今後ともご指導・ご鞭撻賜れば幸いに存じます。よろしくお願いいたします。

2018年10月

技術研究所長
谷口 秀明

三井住友建設技術研究開発報告 第16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	短繊維補強コンクリートのひび割れ間隔に関する基礎的検討	竹山 忠臣 恩田 陽介 佐々木 亘 篠崎 裕生 三上 浩	1	13
2	2枚鋼板タイプ鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造の実験的検討	野並 優二 篠崎 裕生 中積 健一	2	21
3	超高耐久床版の疲労耐久性に関する実験的検討	狩野 武 永元 直樹 三加 崇 浅井 洋	3	27
4	拡径鉄筋を接合構造に用いたプレキャスト壁高欄の開発	藤岡 泰輔 内堀 裕之 三加 崇 永元 直樹	4	35
5	衝撃弾性波速度および超音波速度とコンクリート応力の関係に関する基礎的研究	篠崎 裕生 野並 優二 玉置 一清	5	45
6	流動する液状化層上の不飽和層からの土圧に関する研究	高橋 直樹 淵山 美怜 津田 和夏希	6	51
7	異種強度コンクリートが介在するスラブ付きRC耐震壁の実験的検討	松永 健太郎 新上 浩 江頭 寛 小坂 英之 平野 秀和 松井 幸一郎 佐古 潤治	7	55
8	合成梁の耐力と塑性変形能力に関する確認実験	江頭 寛 原田 浩之 古山 由佳 小坂 英之 森岡 研三 和田 卓	8	65

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
9	冬期における脱型時期と養生シート材の使用が コンクリートの中酸化深さに与える影響	峯 竜一郎 横山 徹 松井 幸一郎 松田 拓	9	73
10	スリット型吸音装置によるトンネル発破音の低減効果に 関する研究	嶋田 泰 岩本 毅 小林 秀彰	10	77
11	新築集合住宅住戸における気密性能の検討および評価	池原 基博 酒井 英二	11	83
12	太陽光発電所でのistring監視による異常検知方法の検討	丸山 信一郎 西尾 新一	12	89

【社外発表論文一覧】

短繊維補強コンクリートのひび割れ間隔に関する基礎的検討

竹山 忠臣 恩田 陽介 佐々木 亘 篠崎 裕生 三上 浩

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

研究の目的

短繊維補強コンクリートは、コンクリート部材にひび割れ発生後の繊維の架橋効果により部材性能の向上が期待できる。短繊維補強コンクリートを用いたコンクリート部材で設計荷重レベルの作用する使用状態でひび割れ発生後の繊維の架橋効果を考慮し

た設計ができるのは、SHCCのような一部の材料のみである。

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した部材を対象とし、圧縮強度と引張軟化特性がひび割れ間隔に与える影響を検討した。

研究の概要

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した部材の両引き試験を実施した。試験パラメータは圧縮強度と引張軟化特性とし、圧縮強度は 40, 80N/mm² とし、引張軟化特性は圧縮強度が 40N/mm² の試験体は 3 水準、80N/mm² の試験体は 4 水準とした。なお、図-1 に示すように、圧縮強度が異なっても引張軟化特性は同程度になるように、予備試験練りを実施して繊維混入量を調整した。

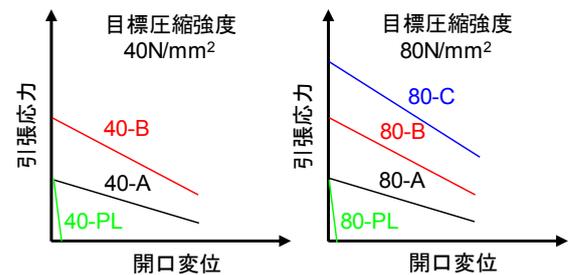


図-1 試験パラメータ（圧縮強度，引張軟化特性）

研究の成果

本報の範囲の短繊維補強コンクリートでは、圧縮強度と引張軟化特性がひび割れ状況に与える影響は小さかった。ひび割れ面における鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係には、線形的な関係があり、鉄筋ひずみに比例してひび割れ幅が増加している（図-2，図-3）。本検討範囲の短繊維補強コンクリートの引張性能であれば、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した場合、ひび割れ間隔に与える影響は小さく、普通コンクリートとほぼ同程度である。また、本検討範囲の短繊維補強コンクリートのひび割れ間隔は、普通コンクリートと同様、従来のかぶりの 4 倍に依存すると思われる。

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した場合のひび割れ間隔に関する検討を行った。しかし、本報ではコンクリートの収縮による初期応力、鉄筋比を変化させた場合などの鉄筋とコンクリートの付着特性に関する検討が不十分であるため、今後十分な検討を行っていく予定である。

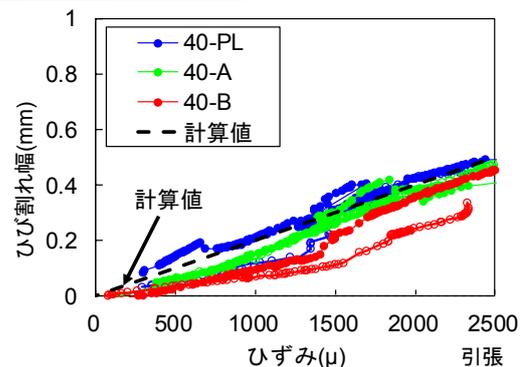


図-2 鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係（40N/mm²）

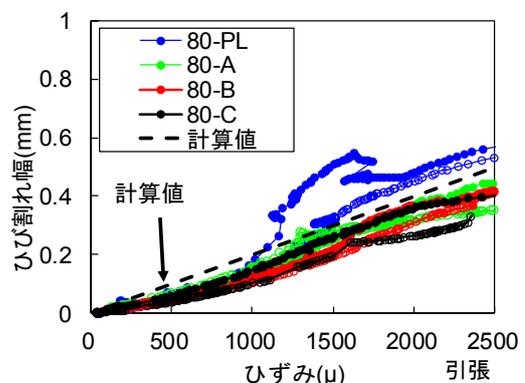


図-3 鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係（80N/mm²）

Fundamental Study on Cracking Interval of Fiber Reinforced Concrete with Reinforcing

TADAOMI TAKEYAMA YOUSUKE ONDA WATARU SASAKI HIROO SHINOZAKI

HIROSHI MIKAMI

Key Words : Fiber Reinforced Concrete, Bridging Effect, Tension Softening Property, Reinforcing Bar, Cracking Interval

2枚鋼板タイプ鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造の実験的検討

野並 優二 篠崎 裕生 中積 健一

複合構造, 鉄筋ジベル, すれ止め, 鋼板孔

研究の目的

斜張橋やエクストラードスド橋の主塔定着構造において、従来の鉄筋コンクリート構造では、斜材張力に抵抗するための、軸方向および直角方向の多くのPC鋼棒および鉄筋を配置する必要があった。そのため、コンクリート断面および重量が大きくなってしまったり施工が煩雑になるなどの課題があった。

研究の概要

試験体は、支間170m、斜材システム27S15.2の2面吊りのエクストラードスド橋を想定した。両端のコンクリートブロック(W2000×B1365×H1000mm)を厚さ40mmの2枚の鋼板で接続している。2枚の鋼板とコンクリートブロックは、鉄筋外径とほぼ同じ径の鋼板貫通孔に鉄筋を挿入・固定してジベルとして機能させた“鉄筋ジベル”で一体化した。

載荷試験は、実橋での緊張状態を想定し、0.7Pu(Puは斜材破断荷重)まで緊張後、0.6Puに除荷して荷重を5分間保持。その後Py(斜材降伏荷重)およびPuでも荷重を5分間保持した。その後、終局まで載荷を行った。

そこで、著者らは、斜材張力を鋼板で受け持つ鋼とコンクリートの複合分離定着構造を開発した。

1列の斜材張力を2枚の鋼板で受け持つ2枚鋼板タイプの主塔構造について実物大試験体により耐荷挙動の検証を行った。

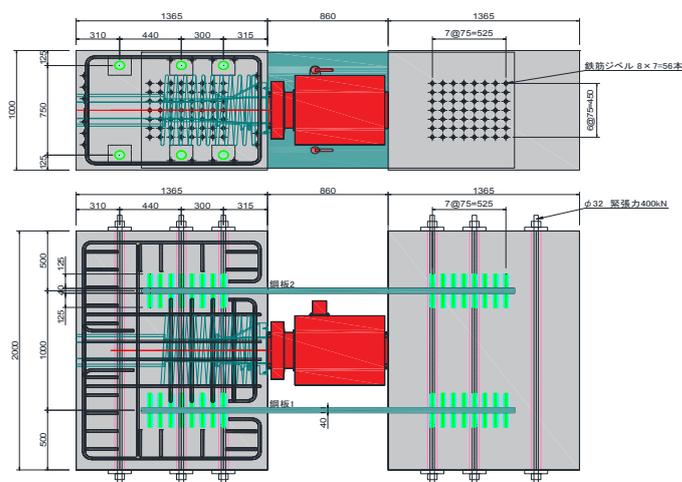


図-1 試験体概要

研究の成果

荷重とジャッキ伸びの関係を図-2に示す。0.6Puにおいて試験体にひび割れは生じておらず、また、荷重保持中のジャッキ伸びの増加は生じなかった。その後、除荷してPyまで載荷、5分荷重保持した。この時点で、コンクリート上面に数本のひび割れが生じたが、その幅は0.2mm以下であり、定着具付近の損傷やめり込みなどは生じなかった。Puにおいて荷重を5分保持した際も定着具付近の損傷やめり込みは生じていなかった。8000kNを超えると、ジャッキ伸びの増加が顕著になり、9400kNにおいて、定着具の押し抜き破壊が生じた。

あらかじめ定めた評価基準(表-1)について、実験結果は各荷重段階で満足しており、主塔定着構造として十分な性能を有していることを確認した。

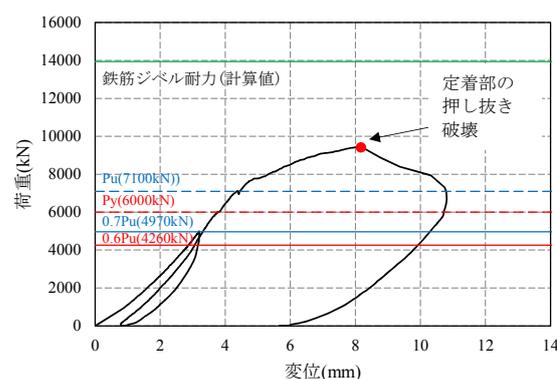


図-2 変位と荷重の関係

表-1 複合主塔構造評価基準と評価結果

荷重段階	評価基準	結果
設計荷重(0.6Pu)	躯体にひび割れが生じない	○
斜材降伏荷重(Py)	ひび割れ幅が0.2mm以下+A	○
斜材破断荷重(Pu)	5分間荷重を保持し得ること+A	○

A: 定着具に有害な変形、損傷、めり込みを生じないこと

Experimental Study on Steel-Concrete Composite Structure with Separated Two Steel Plates for Anchorage of Stay Cables in Main Towers

YUJI NONAMI HIROO SHINOZAKI KENICHI NAKATSUMI

Key Words : Composite Structure, Reinforcement Bar Dowel, Shear Connector, Steel Plate Hole

超高耐久床版の疲労耐久性に関する実験的検討

狩野 武 永元 直樹 三加 崇 浅井 洋

キーワード：超高耐久床版，高強度繊維補強コンクリート，アラミドFRP ロッド，輪荷重走行試験

研究の目的

昨今、大規模更新事業の床版取替え工事が多く取り組まれているが、将来の維持管理の負担を考慮するとできるだけ耐久性の高い床版構造が望まれる。そこで、PC 鋼材などの腐食による劣化の原因となる鋼材を一切使用しないコンクリート床版『超高耐久床版 (Dura-Slab®)』を西日本高速道路㈱と共同開発した。本床版は高強度繊維補強コンクリートを用

いて製作した水平リブ付きプレキャスト床版でプレストレスをアラミド FRP ロッドで与えている。本床版の疲労耐久性を検証するため、日本で最も重交通な東名高速道路の交通量調査をもとに算出した供用年数 100 年以上に相当する繰返し载荷に対する輪荷重走行試験を実施した。

研究の概要

超高耐久床版の概要図を図-1 に示す。試験体は、主桁間の 1 スパンを切出し、床版一般部 (リブ間、リブ上) および接合部に着目して、図-2 のステップで実物大による輪荷重走行試験によって繰返し载荷した。接合部の概要図を図-3 に示す。



図-2 輪荷重走行試験载荷ステップ

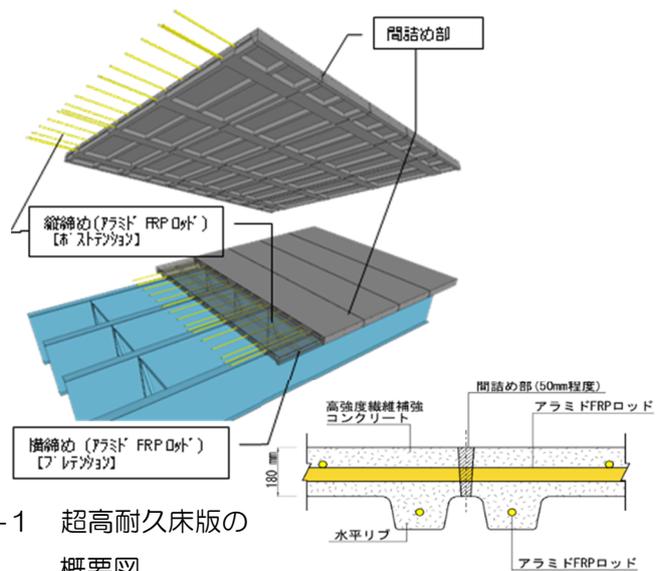


図-1 超高耐久床版の概要図

図-3 接合部の概要図

研究の成果

図-4 から、各ステップの繰返し载荷後の静的荷重 200kN のたわみ量はほとんど変化なく、疲労によるたわみ量の進展は最終ステップまでほぼなかった。また、接合部付近における橋軸直角方向および橋軸方向の床版たわみ分布も、最終ステップまで連続性のある分布を示しており、接合部付近に局所的な損傷は発生しなかった。さらに、最終ステップ後の水張り試験でも接合部から水漏れはなかった。そのため、超高耐久床版は、輪荷重走行試験結果から東名高速道路の交通量に対しても 100 年以上の疲労に対する耐久性を有することが確認でき、設計荷重 3 倍相当に対しても大きな損傷は発生せず十分な残存耐力を有することが確認できた。

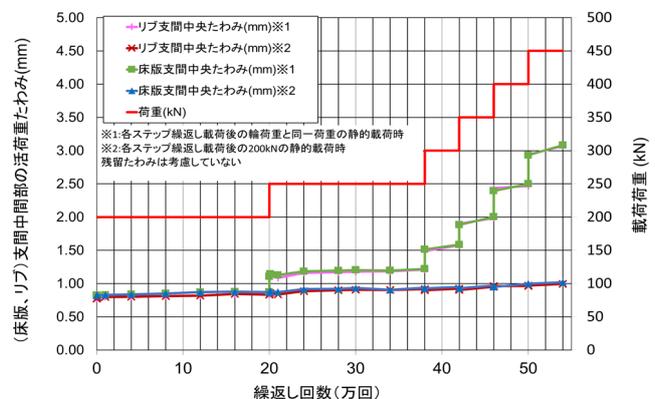


図-4 床版たわみ (活荷重たわみ) と繰返し回数の関係

Experimental Study on Fatigue Durability of Ultra High Durable Slab

TAKESHI KARINO NAOKI NAGAMOTO TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI

Key Words : Ultra High Durable Slab, High Strength Fiber Reinforced Concrete, Aramid FRP Rod,

Wheel Load Running Tests

拡径鉄筋を接合構造に用いたプレキャスト壁高欄の開発

藤岡 泰輔 内堀 裕之 三加 崇 永元 直樹

キーワード：プレキャスト壁高欄，拡径鉄筋，急速施工，耐荷性能，衝突安全性，施工性

研究の目的

高速道路リニューアル工事が本格化するなか、床版取替え工事におけるさらなる急速施工を実現する一手法として、場所打ち壁高欄のプレキャスト化が期待される。一方で、過去に開発された製品はその接合構造に鉄筋ループ継手や PC 鋼材などを採用することが多く、場所打ち壁高欄と変わらない煩雑な作業工程を解消することが課題となっていた。

このため、筆者らは「単純 (Easy)」と「急速 (Quick)」を開発コンセプトに掲げ、接合断面を最小化することを目的に機械式鉄筋定着工法の一つである拡径鉄筋「Trunc-head®」に着目した。これにより、現場において追加部材を一切配置することなく接合構造を成立させる新しいプレキャスト壁高欄「EQ-Wall」を開発した。

研究の概要

本研究で考案したプレキャスト壁高欄の構造概要を図-1 に示す。プレキャスト部材の接合方法は、プレキャスト壁高欄から突出させた拡径鉄筋を、地覆に設けた箱抜き孔や他方の部材端部に設けたスリットに収め、接合目地は無収縮モルタルを充填して定着させる構造とした。本研究では、接合構造の考案に始まり、施工法の立案や静的・動的載荷試験により開発したプレキャスト壁高欄の性能確認を行った。動的載荷試験として実施した鋼製台車による衝突試験を写真-1 に示す。

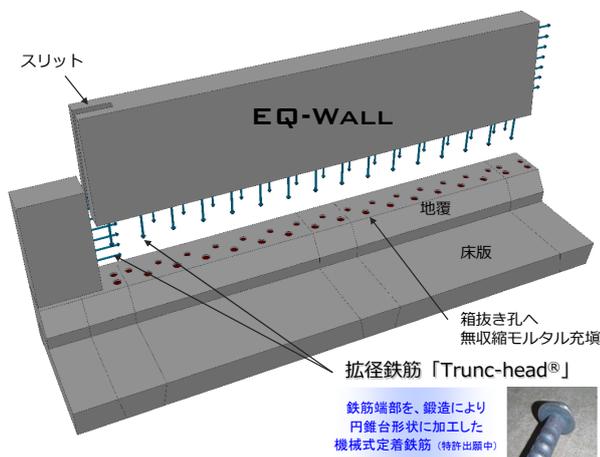


図-1 プレキャスト壁高欄の構造概要



写真-1 プレキャスト壁高欄の衝突試験

研究の成果

本研究で得られた成果を以下に示す。

- 1) 対象となる接合位置全てに対して拡径鉄筋を適用することで施工法の単純化が図れた。接合時に配力筋などの追加部材を一切配置することなく構造を成立させたため、現場作業の急速化が実現できた。
- 2) 静的・動的載荷試験の結果より、開発したプレキャスト壁高欄の耐荷性能と衝突安全性は、高速道路において要求される標準配筋の場所打ち壁高欄と同等の性能を保有していることが確認できた。
- 3) 開発したプレキャスト壁高欄を実橋へ適用した結果より (写真-2)、壁高欄の1日当たりの施工延長

は50m以上であり、床版取替え工事におけるさらなる施工の急速化が見込めた。



写真-2 実橋に適用したプレキャスト壁高欄

Development of the Precast Railing

Using Reinforcing Bar with the Expanded Diameter Head for Connection Joint

TAISUKE FUJIOKA HIROYUKI UCHIBORI TAKASHI SANGA NAOKI NAGAMOTO

Key Words : Precast Railing, Reinforcing Bar with the Expanded Diameter Head, Rapid Construction, Loading Capacity, Safety Against Collision, Workability

衝撃弾性波速度および超音波速度とコンクリート応力に関する基礎的研究

篠崎 裕生 野並 優二 玉置 一清

キーワード：衝撃弾性波速度，超音波速度，コンクリート応力，プレストレストコンクリート

研究の目的

コンクリートの残存プレストレス量は、PC 橋梁の維持管理において健全性判定の際の重要な指標である。これを非破壊で精度良く知ることができれば、合理的な橋梁の維持管理が可能となる。

コンクリートの弾性波速度は、コンクリート表面にセンサを設置し、打撃等で弾性波を生成するだけで計測できる物理量であり、コンクリート応力との

相関が確認できれば、非破壊の応力推定手法として有効な指標となり得る。

本論文では、PC 鋼棒の緊張力でプレストレス量を変化させた版試験体において、衝撃弾性波を用いた方法と、超音波を用いた方法それぞれで弾性波速度を計測し、コンクリート応力との関係を調べた。

研究の概要

衝撃弾性波の速度計測には、国土交通省の「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領（案）」に対応した、衝撃弾性波による圧縮強度測定装置（聴強器）を用いた。

超音波を用いた方法では、AE センサを 2 つ応力測定方向に並べ、一方のセンサにパルス電圧を印加することで超音波を発生させ、もう一つのセンサでその到達を検出した。

対象としたコンクリート構造物は、一般的な PC 構造物を模擬した版状の試験体で、PC 鋼棒の張力を調整することでコンクリートに作用する応力を変化させた。

弾性波あるいは超音波が到達した時間を判定する

方法として、波形勾配比法を用いた。図-1 に、その概念を示す。最初に到達した波の最大勾配を求め、その 10 分の 1 を波形立ち上がり点とした。

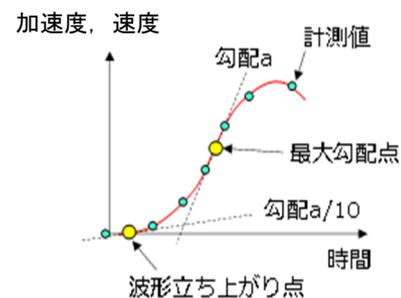


図-1 波の到達時間判定方法

研究の成果

図-2 は、コンクリート応力と衝撃弾性波速度の関係を示したものである。Line-B 以外は、コンクリート応力の増加にともない弾性波速度が増加する傾向にあることが分かった。Line-A と C は、ばらつきも少なく速度値は多少異なるものの、同様の右肩上がりの傾向であった。超音波を用いた方法においても同様にコンクリート応力と超音波速度に一定の相関が確認できた。

本実験結果では、0~7.2N/mm²の応力変化に対して衝撃弾性波速度の変化量は 18~98m/s、超音波速度の変化量は 18m/s であり、標準偏差（いずれの波も 11~15m/s）からすると、実用化には更なる精度向上が必要と思われる。また、計測値には骨材の

大きさや量、鉄筋や PC 鋼棒の位置なども影響すると考えられ、これらの検討も必要と考えられる。

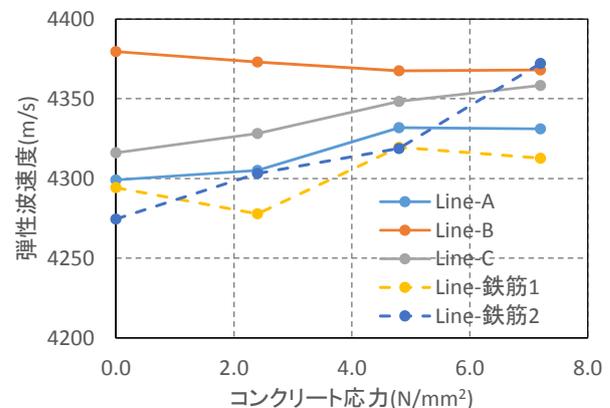


図-2 コンクリート応力と衝撃弾性波速度の関係

Fundamental Study on Correlation between Impact Elastic Wave Velocity or Ultrasonic Velocity and Concrete Stress

HIROO SHINOZAKI YUJI NONAMI KAZUKIYO TAMAKI

Key Words : Impact Elastic Wave Velocity, Ultrasonic Wave Velocity, Concrete Stress, Prestressed Concrete

流動する液状化層上の不飽和層からの土圧に関する研究

高橋 直樹 瀧山 美怜 津田 和夏希

キーワード：液状化，側方流動，土圧，遠心模型実験

研究の目的

液状化に伴う側方流動を抑制するため、筆者らは深層混合処理工法で造成した改良杭を、あらゆる方向から見て存在するように配置した流動閉塞杭と称する対策工法を提案した。流動閉塞杭は、杭頭部を浅層改良と一体化することで杭頭部の回転を拘束し、

水平力に対して抵抗する機構を採用している。その構造設計を合理的に行うためには、浅層改良と改良杭に作用する流動力を適切に評価する必要がある。本研究では、遠心模型実験を実施して液状化に伴い流動する地盤からの土圧について検討した。

研究の概要

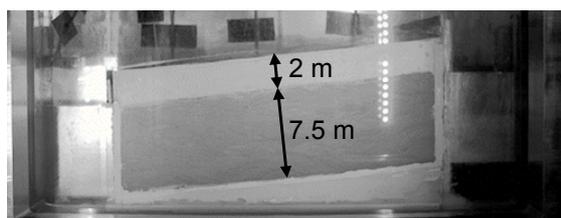


図-1 模型地盤

遠心模型実験は港湾空港技術研究所所有の遠心模型実験装置 Mark II を用いて行った。模型地盤は、図-1 に示すようにプロトタイプで 7.5m の液状化層と 2m の不飽和層の二層とした。実験模型と計測器配置を図-2 に示す。傾斜した地下水位は、上流端から所定の量の間隙流体を常に供給し、下流端に設置した越流水槽から溢れてきた間隙流体を土槽外へ排出し続けることにより実現した。不飽和層からの土圧は、一辺 50 mm の正方形の受圧板で計測した荷重から求めた。

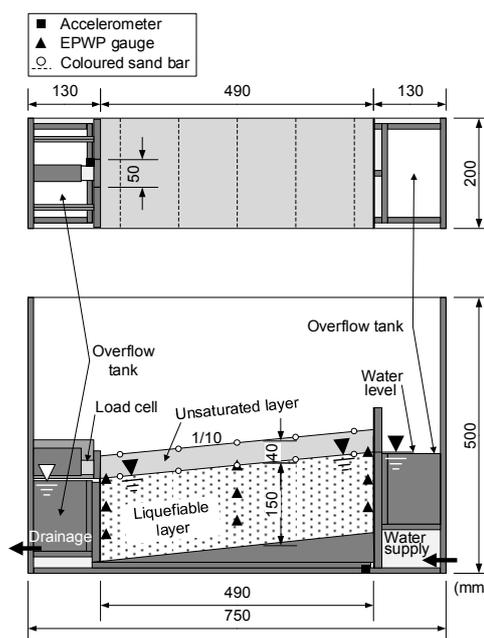


図-2 実験模型と計測器配置

研究の成果

図-3 は土圧と入力加速度の関係を示したものである。図中の○は土圧の時刻歴の最大・最小値を、●は移動平均値をそれぞれ示している。同図には、クーロンの土圧理論に基づいて算出した受働土圧も示している。

本研究で得られた知見を次にまとめる。

- ①入力加速度の増加に伴い、加振に伴う土圧の変動が大きくなり、土圧の移動平均値が多少大きくなる傾向が認められた。
- ②流動する液状化層上の不飽和層からの土圧は、クーロンの土圧論に基づいて算出した受働土圧より

も小さい値であった。

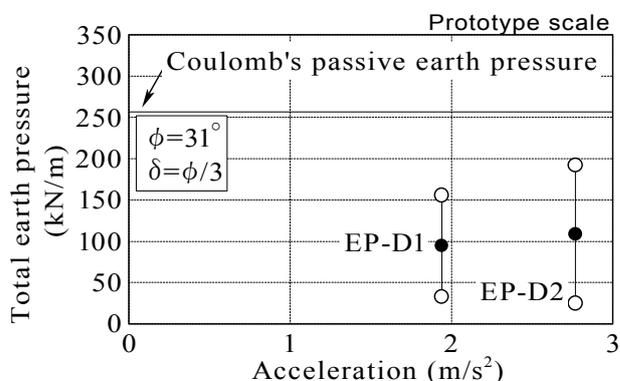


図-3 土圧と入力加速度の関係

Study on earth pressure for unsaturated surface layer
by the lateral flow due to liquefaction

NAOKI TAKAHASHI MISATO FUCHIYAMA WAKAKI TSUDA

Key Words : Liquefaction, Lateral Flow, Earth Pressure, Centrifugal Model Test

異種強度コンクリートが介在するスラブ付き RC 耐震壁の実験的検討

松永 健太郎 新上 浩 江頭 寛 小坂 英之 平野 秀和 松井 幸一郎 佐古 潤治

キーワード：耐震壁, 壁板, スラブ, 拘束, 側圧, 圧縮強度

研究の目的

壁板とスラブの交差部（付帯梁）では、型枠を設けて付帯梁とスラブを打ち分ける場合と、スラブと壁板を同時に打設する場合が一般的である。しかし、スラブの低強度コンクリートを壁板とスラブの交差部にも打設すれば、打継ぎ部の処理に関わる品質上の諸問題を回避でき、施工性が改善され、材料費も

削減することができる。

本報では、スラブの位置や低強度層の厚さを変えた壁板の水平加力実験（シリーズⅠ）と、スラブの有無を実験因子とした両側柱付き耐震壁の水平加力実験（シリーズⅡ）の実験結果と、スラブの拘束効果に関する検討結果を報告する。

研究の概要

シリーズⅠの試験体は側柱のないスラブ付き RC 壁板である。壁板下部にはスラブを設け、下スタブとスラブとの間に間隔を設けた。シリーズⅡの試験体は両側柱付き壁である。スラブのない試験体にお

いても他の試験体と同様の位置に低強度層を設けた。シリーズⅠと同様に、下スタブと低強度層の間に間隔を設けた。



写真-1 加力状況（シリーズⅠ）



写真-2 加力状況（シリーズⅡ）

研究の成果

両シリーズとも、壁板のコンクリート強度を用いて計算したせん断耐力 Q_{wp} を最大水平荷重 Q_{max} が上回った。スラブ筋に生じた引張りずみの反作用として側圧が低強度層に作用し、低強度層の見かけの

コンクリート強度（等価圧縮強度）が上昇することが考えられる。低強度層の圧縮側端部のスラブ筋に生じたひずみを用いて側圧を算出し、三軸部分圧縮時のコンクリート強度算定理論を引用して、等価圧縮強度を求めた。その結果、等価圧縮強度計算値が壁板のコンクリート強度と同程度となった。

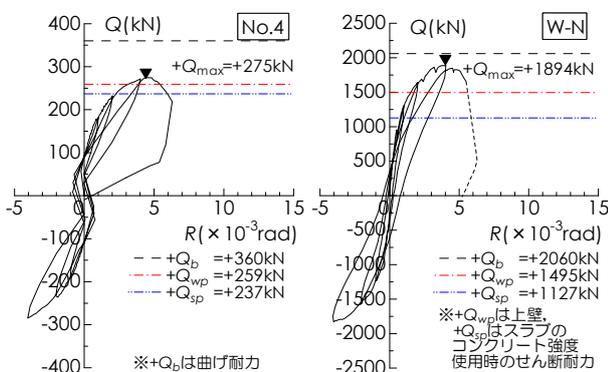


図-1 荷重 Q —変形角 R 関係

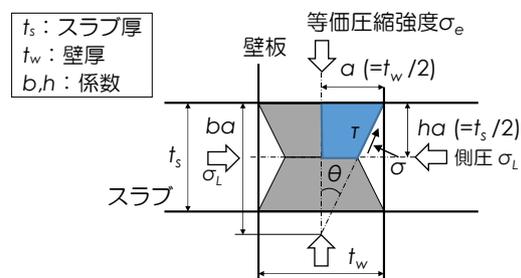


図-2 壁板—スラブ接合部の等価圧縮強度

Experimental Study of RC Shear Wall with Slab Using Different Concrete in Strength

KENTARO MATSUNAGA HIROSHI SHINJO HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA

HIDEKAZU HIRANO KOICHIRO MATSUI JUNJI SAKO

Key Words : Shear Wall, Wall Panel, Slab, Confinement, Lateral Pressure, Compressive Strength

合成梁の耐力と塑性変形能力に関する確認実験

江頭 寛 原田 浩之 古山 由佳 小坂 英之 森岡 研三 和田 卓

キーワード：合成梁, 塑性変形能力, 床スラブ, H形鋼梁, 横座屈

研究の目的

鋼構造塑性設計指針では、完全合成梁の耐力は、横補剛材が付いていない場合でも鉄骨梁の全塑性モーメントとして計算して良いことが示されている。一方で、横補剛材が付いていない合成梁の塑性変形能力については十分に解明されたとは言い難い。

本報では合成梁の耐力と塑性変形能力を確認するために実施した、床スラブの有無、床スラブの種類や配置を実験要因とした加力実験について報告する。

研究の概要

試験体は、溶接組立H形鋼とコンクリート床スラブを頭付きスタッドで結合した合成梁であり、梁の両端を角形鋼管柱に接合した部分架構の形状となっている。梁断面はBH-500x150x9x1、梁の内法長は5,650mmとした。試験体は全5体で、NSは床スラブ無しの試験体、FS2とDS2は梁の両側に、FS1とDS1は梁の片側だけに床スラブを有する試験体となっている。なお、FS1とFS2は平板床スラブ、DS2とDS1はデッキ床スラブを用いた。

加力方法は、梁に逆対称曲げモーメントを作用させる、正負交番の水平漸増加力とした。

研究の成果

本実験結果より得られた主な知見を示す。

- NSの加力終了後の損傷状況は、梁全体が大きくねじれ変形する横座屈であった。一方、FS2,FS1,DS2,DS1の横座屈の度合いはNSよりも小さく、床スラブの横補剛効果が認められた。
- 合成梁の両端部の最大曲げモーメント M_{max} は、正曲げの方が負曲げよりも大きくなった。鉄骨梁の全塑性モーメント M_p に対する耐力比 M_{max}/M_p は、FS2とFS1が1.10~1.35、DS2とDS1が1.06~1.39となった。
- 合成梁の塑性変形倍率 R は、正曲げで3.5~4、負曲げで1.5~2.5であった。



図-1 加力状況 (FS2)



図-2 最終破壊状況

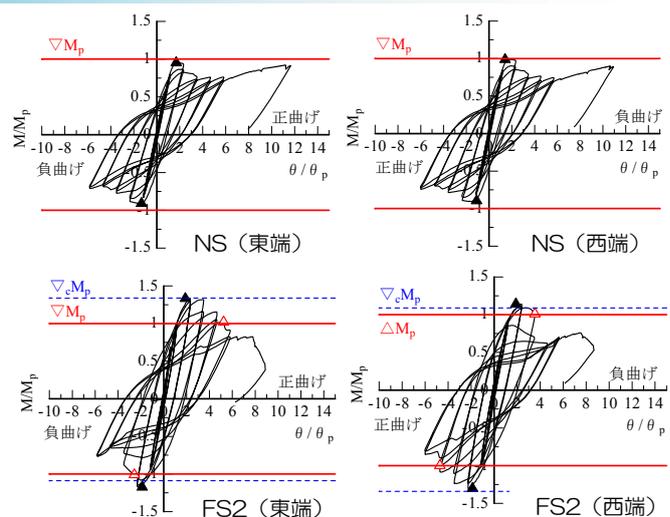


図-3 梁端の曲げモーメント-回転角関係

Experiment of Strength and Plastic Deformation Capacity
about Concrete Slab-Steel Beam Composite Member

HIROSHI EGASHIRA HIROYUKI HARADA YUKA FURUYAMA HIDEYUKI KOSAKA
KENZO MORIOKA TAKASHI WADA

Key Words : Composite Beam, Plastic Deformation Capacity, Floor Slab, Wide Flange Shapes Beam, Lateral Buckling

冬期における脱型時期と養生シート材の使用が コンクリートの中酸化深さに与える影響

峯 竜一郎 横山 徹 松井 幸一郎 松田 拓

キーワード：中酸化深さ, 脱型時期, 脱型時強度, 養生シート材

研究の目的

コンクリート打設後の湿潤養生期間は品質確保の観点から、重要な工程となる。本実験は冬期を想定した条件で、強度の異なる2種類のコンクリートを対象に、①型枠の脱型時期の違いおよび、②脱型後の養生シート材による養生が、コンクリートの中性

化深さに与える影響について検討した。

具体的には、壁部材を模擬した小型試験体を作製し、中酸化促進試験を実施することで、各条件の違いが中酸化深さに与える影響を確認した。

研究の概要

実験には W/C=50.0, 38.8%の強度の異なる2種類のコンクリートを用いた。試験体は壁部材を模擬し、打設後に横置きで養生できる形状とした。

実験水準は以下に示す2水準とした。

(1) 脱型時期

側面の鋼板を所定の強度 (5, 10, 15N/mm²) 発現確認後に取り外し、コンクリート表面を大気に解放し気中養生とし、中酸化促進試験開始まで 5℃ 40%RH 環境で気中養生とした。

(2) 養生シート材

5N/mm² 強度発現確認後に側面の鋼板を取り外し、養生シート材を取り付け、所定の強度 (10, 15, 20N/mm²) を発現するまで養生した。その後、養生シート材を取り外し、中酸化促進試験開始まで 5℃ 40%RH 環境で気中養生とした。

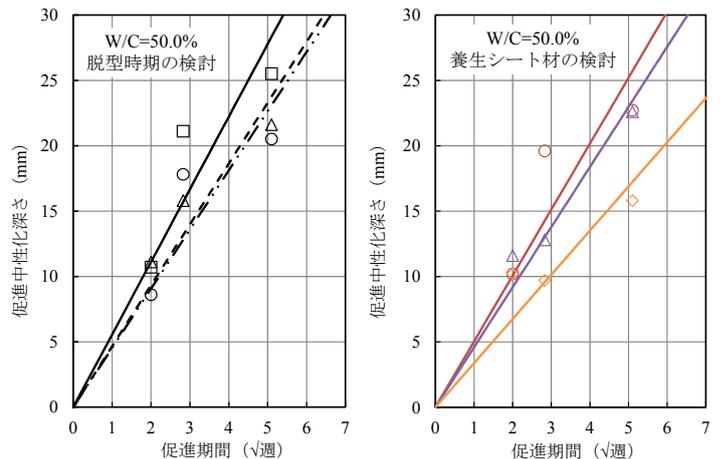
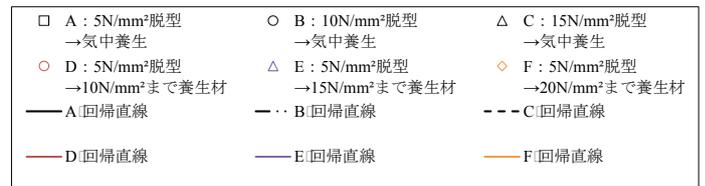


図-1 促進中酸化試験結果 (W/C=50.0%)

研究の成果

冬期における脱型時期および養生シート材の使用がコンクリートの中酸化深さに与える影響について本実験の範囲で、以下の知見を得た。

- (1) W/C が高くなると、中酸化深さは大きくなった。
- (2) W/C の違いによらず、脱型時強度が低くなると中酸化深さが大きくなる傾向を示した。
- (3) 型枠脱型後に養生シート材を用いて所定の強度まで養生することで、型枠存置と同等の湿潤養生効果が得られる可能性を得た。

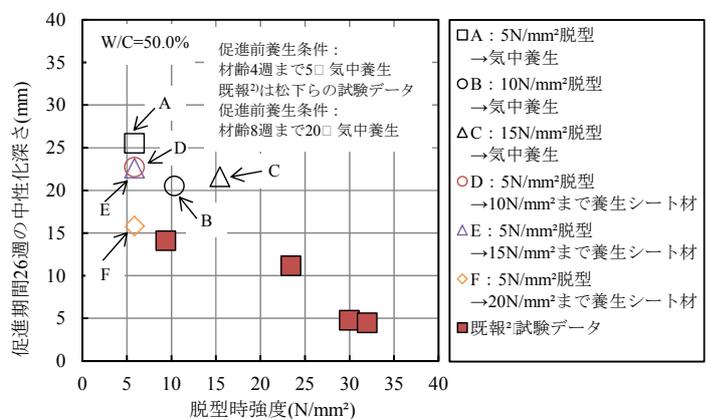


図-2 脱型時強度と促進期間 26 週の中酸化深さの関係 (W/C=50.0%)

Effect of Form Removal Time and Curing Sheet on Carbonation Depth of Concrete in Winter.

RYUICHIRO MINE TORU YOKOYAMA KOICHIRO MATSUI TAKU MATSUDA

Key Words : Carbonation Depth, Removal Time, Compressive at Removal Time, Curing Sheet

スリット型吸音装置によるトンネル発破音の低減効果に関する研究

嶋田 泰 岩本 毅 小林 秀彰

キーワード：発破騒音、低周波音、スリット型吸音機構、共鳴周波数

研究の目的

トンネル工事のトンネル工事の発破騒音に含まれる低周波音は、人体や周辺環境への影響が問題視されている。本研究では、発破による低周波音を効果的に低減させることを目的とし、スリットを有する隔壁をトンネル内の側壁に沿って設置するスリット型吸音装置を考案し、その低減効果についての検討を行った。まず、1/34 縮尺模型実験により吸音装置の形状と低減効果の関係について検討を行った。さらにその結果に基づき、実大の装置を現場に適用し、現場実験により低減効果の検証を行った。

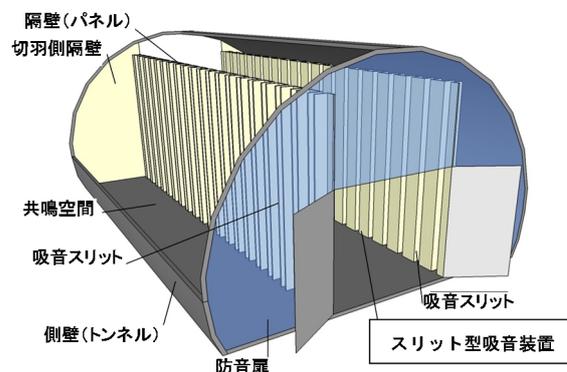


図-1 スリット型吸音装置の構造

研究の概要

模型実験では、スリット型吸音機構の各部の寸法を変えた5種類の試験体を作成し、それぞれの低減効果の違いを調べ、装置の基本形状の検討を行った。

現場実験は、模型実験の結果に基づき、実物大の装置を製作し、断面寸法の異なる2つの現場において現場実験による低減効果の検証を行った。

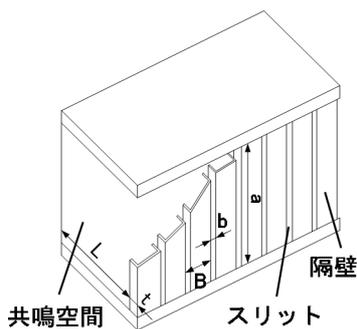


図-2 スリット型吸音機構



写真-1 吸音装置の現場設置状況

研究の成果

模型実験の結果、低減させたい周波数に合わせてスリット幅を変化させれば、隔壁の寸法(幅、厚さ)を変えなくとも、ある一定の低減効果が得られることが分かった。

現場適用では、ユニット化した隔壁を一定間隔空けて設置することで、スリット型吸音機構を構成した。実験の結果、対象とする低周波数域の音に対して最大 10dB 近い低減効果が確認できた。

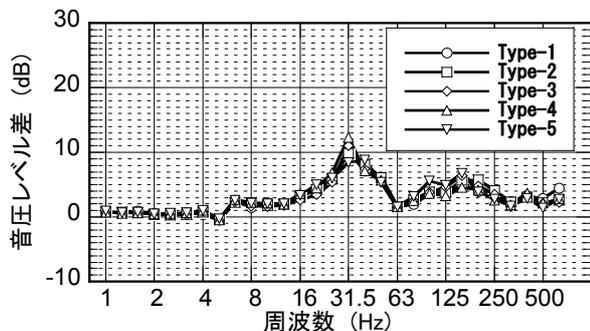


図-3 模型実験結果

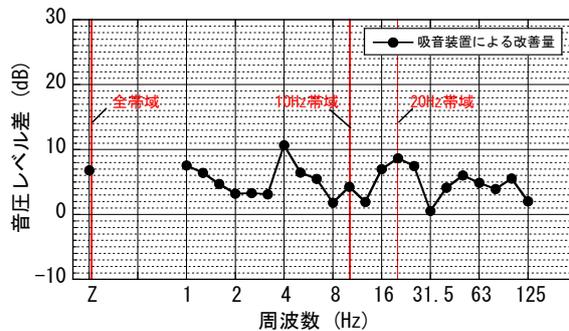


図-4 現場における低減効果

Experimental Study on Reduction of Blasting Sound in Tunnel
by Slit Type Acoustic Absorber

YASUSHI SHIMADA TAKESHI IWAMOTO HIDEAKI KOBAYASHI

Key Words : Blasting Sound, Low Frequency Sound, Slit Type Acoustic Absorber, Resonance Frequency

新築集合住宅住戸における気密性能の検討および評価

池原 基博 酒井 英二

キーワード：集合住宅, 気密性能, 相当隙間面積, 住戸専有部

研究の目的

近年、集合住宅等の高気密化が進んだ結果、室内外圧力差を原因とする問題が報告されるようになった。

換気計画を行う上では、「ファンの能力」、「建物の気密性能」、「給気口の性能」の3つを把握し、室内外圧力差が許容限度内であるか確認することが重要である。しかし、最近の集合住宅住戸専有

部の気密性能の調査事例は少ない。

本研究では、東京都内の新築集合住宅4棟の住戸専有部における気密性能の測定を実施し、C値を0.15cm²/m²程度は見込めることを示した。この成果は、より合理的な住戸の換気設計の実現に寄与できると考える。

研究の概要

気密性能の測定は、「JIS A 2201 : 2003 送風機による住宅等の気密性能試験方法」の方法で行った。写真-1に示す、送風機、流量調整器、流量測定装置、圧力差測定器、温度計が一体となった気密測定装置を設置し、送風機風量および室内外圧力差の測定を行った。

測定結果より、総相当隙間面積 αA (cm²)、相当隙間面積 C (cm²/m²)を算出し、C値の大小で気密性能を評価した。評価に当たり、JIS基準に基づく算出方法(JIS法)および既往の研究(本文の参考文献参



写真-1 気密測定装置

照)の並列結合モデルの手法に基づく算出方法(並列法)で比較を行った。

研究の成果

内部廊下型の集合住宅A、Cおよび外部廊下型の集合住宅B、Dの4物件で測定を行い、JIS法および並列法でC値を算出した。JIS法によるC値のほうが並列法によるC値よりも1割程度小さい結果となったことから、本研究では、換気設計上、負圧による問題が生じにくくなる小さいほうの値であるJIS法によるC値を用いて、4物件の気密性能を示す。図-1に相当隙間面積の95%信頼区間を示す。今回の測定結果からC値は0.16~0.38cm²/m²となり、少なくとも0.15cm²/m²程度は見込むことができると考えられる。

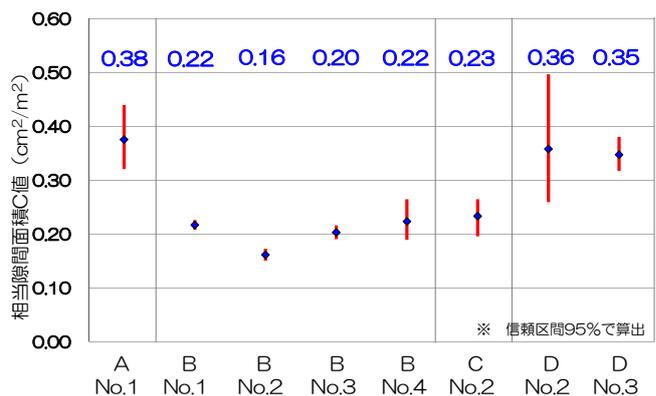


図-1 相当隙間面積の95%信頼区間

Study and Assessment on the Airtight Performance of Dwelling Units
in Newly Built Apartment Buildings

MOTOHIRO IKEHARA EIZI SAKAI

Key Words : Apartment Buildings, Airtight Performance, Equivalent Leakage Area, Dwelling Unit

太陽光発電所でのistring監視による異常検知方法の検討

丸山 信一郎 西尾 新一

キーワード：太陽光発電所, istring, 監視, 異常検知

研究の目的

太陽光発電システムにおいて、設置時の太陽電池モジュールの施工不良や経年劣化・外的要因による故障によって発生する発電量の低下や事故の防止は重要である。しかしながら、目視では数千枚～数十万枚ものモジュールで構成されるメガソーラー発電所の異常箇所の特定は困難である。そのため、istring毎に発電量を計測するistring監視を用い

て、各istringの発電量の異常による変化パターンを検出し、この変化パターンから、具体的な異常の内容や原因特定を自動的に行うことを目的とした。なお、本成果は、経済産業省の「平成29年度新エネルギー等の保安規制高度化事業（電気施設保安技術高度化の評価・検証事業）」の一部である。

研究の概要

発電所において発生する各種異常を網羅的に解析し各異常の検出手法を提案した。そして、それらがistring監視技術でどのように検出できるか実発電所で検討を行った。実施場所は、商用施設としては初となる直流電源線を通信線として利用するP L

C string監視を竣工当初より採用した三田川太陽光発電所にて実施した。istring計測監視について、約3年間で取得した各istringの電流と電圧のデータを解析し、発電電力の時間・季節的变化と経年的変化について評価した。

研究の成果

故障木解析(FTA)によって抽出した異常のパターンを用いて、三田川太陽光発電所で収集したistring監視データの変化より、以下の異常状態を検出できることを確認した。

解析により影による出力低下を検出し、現地調査より妥当性を確認した。(図-1)

①時間帯変化は、k-meansによる発電出力の波形

②経年的変化について、長期・季節的变化の正規化と線形回帰による検出より、314本のistringから、4%程度の出力の低下を確認した。

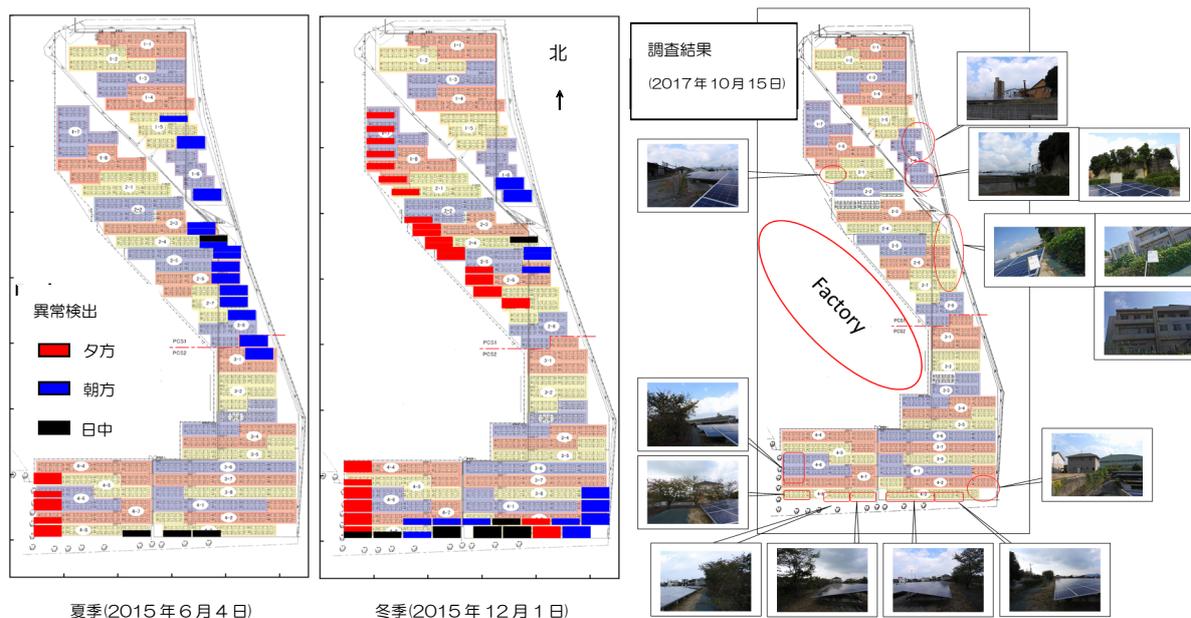


図-1 障害物などの影による時間変化異常の検出結果および現地踏査結果

Examination of the Detection Methods with String Monitoring on PV Power Plant

SHIN-ICHIRO MARUYAMA SHIN-ICHI NISHIO

Key Words : PV Power Plant, String, Monitoring, Detection Method

短繊維補強コンクリートのひび割れ間隔に関する基礎的検討

Fundamental Study on Cracking Interval of Fiber Reinforced Concrete with Reinforcing

技術研究所 竹山 忠臣 TADAOMI TAKEYAMA

技術研究所 恩田 陽介 YOSUKE ONDA

技術研究所 佐々木 亘 WATARU SASAKI

技術研究所 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

技術研究所 三上 浩 HIROSHI MIKAMI

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用し、コンクリートの圧縮強度および引張軟化特性を変化させた場合のコンクリートのひび割れ間隔を検討した。その結果、圧縮強度と引張軟化特性を変化させても、ひび割れ間隔は従来の普通コンクリートとほぼ同程度であった。また、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用する場合も普通コンクリートと同様、ひび割れ面における鉄筋ひずみを把握することで、ひび割れ幅を求めることができる。

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

This paper describes the test results of the cracking interval at the test specimens which were made from fiber reinforced concrete with reinforcing bars in various conditions. The results showed that the compressive strength and tension softening property of the concrete didn't affect to the cracking interval and that interval was similar to that of in the conventional concrete structure. Besides, the crack width in the structure with fiber reinforced concrete and reinforcing bars can be calculated by using the strain of the reinforcing bars.

Key Words: Fiber Reinforced Concrete, Bridging Effect, Tension Softening Property, Reinforcing Bar, Cracking Interval

1. はじめに

短繊維補強コンクリートは、古くから研究が実施されており、コンクリート中に短繊維を分散させることで、せん断耐力の向上、ひび割れ幅の抑制などの効果が得られる。国内で実用化されている短繊維補強コンクリートの代表的な例として、圧縮強度が 150N/mm^2 以上、鋼繊維を 2vol.%程度混入した超高強度繊維補強コンクリート¹⁾ (以下、UFC と略記) が挙げられる。

コンクリート中に混入した短繊維が効果を発揮するのは、ひび割れ発生後である。しかし、設計では短繊維補強コンクリートは SHCC²⁾ (ひずみ硬化型セメント系複合材料) のような一部の材料を除いて、設計荷重レベルの作用する使用状態でひび割れ発生後の繊維の架橋効果を考慮されていないのが現状である。そのため、ひび割れ発生後の繊維の架橋効果を考慮することができれば、より合理的な部材設計ができるものと考えられる。部材

設計をする上でひび割れ面におけるひび割れ間隔とひび割れ幅の関係を把握するのは重要となる。

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した部材を対象とし、圧縮強度と引張軟化特性をパラメータとした鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した部材の両引き試験を行うことで、ひび割れ間隔とひび割れ面における鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係を検討した。

2. 実験概要

(1) 試験体

図-1 に試験体を示す。寸法は $120 \times 120 \times 1500\text{mm}$ とし、断面中央に D19 の異形鉄筋 (竹節) を配置した。鉄筋のかぶり厚は 50mm である。D19 の両端には D25 のネジ節鉄筋をエンクローズド溶接で接合して端部鋼板にナット定着した。鉄筋の材質はいずれも SD345 とした。鉄筋応力を測定するために、鉄筋にひずみゲージを設置した。

本報では、ひずみゲージ設置による鉄筋とコンクリートの付着性能に与える影響を最小限に抑える目的で、鉄筋のひずみ計測位置は試験体中央の一箇所、表裏のみとした。ひずみゲージ設置に際し、貼付け位置の異形鉄筋の断面欠損が生じない程度に削り、リード線は縦リブに沿わせて配線し、試験体端部の上面から引き出した。

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

(2) 実験要因およびコンクリートの配合

本報では短繊維補強コンクリートの圧縮強度と引張軟

化特性を実験要因とし、試験時の圧縮強度の目標値を40, 80N/mm²とした。引張軟化特性は、目標圧縮強度40N/mm²の水準の試験体を基準としてPL, A, B (AよりもBが引張軟化特性は優れている)の3水準を設定し、目標圧縮強度80N/mm²の水準の試験体では、B水準よりも引張軟化特性が優れたC水準を追加し、PL, A, B, Cの4水準とした。表-1に使用材料、表-2にコンクリートの配合を示す。目標圧縮強度40N/mm²の試験体の水セメント比は55%、目標圧縮強度80N/mm²の試験体の水結合材比は40%とした。繊維混入量は、図-2に示すように、圧縮強度が異なっても各水準での引張軟化特性が同程度になるように決定した。なお、短繊維は外割で混入した。

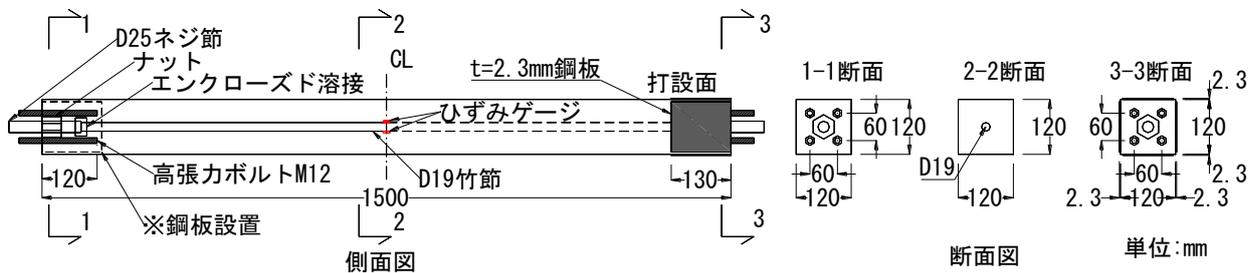


図-1 試験体

表-1 使用材料

材料	種類,物性など	
水	上水道水	
結合材	セメント	早強ポルトランドセメント,密度3.23g/cm ³
	混和材	エジプト産シリカフューム,密度2.25g/cm ³
細骨材	砕砂,栃木県産石灰砕砂,密度2.73g/cm ³	
粗骨材	砕石1505,栃木県産硬質砂岩,密度2.64g/cm ³	
短繊維	鋼繊維,密度7.85g/cm ³ ,繊維径0.62mm,繊維長30mm,引張強度1100N/mm ² ,両端フック付	
化学混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系
	消泡剤	ポリアルキレングリコール誘導体

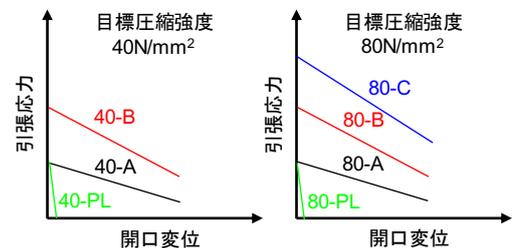


図-2 試験パラメータ (圧縮強度, 引張軟化特性)

表-2 配合表

試験体名	W/B (%) ※40-PL,A,B はW/C	s/a (%)	繊維混入量 Vf (vol.%)	単位量(kg/m ³)					
				水 W	結合材B		粗骨材 G Gmax 15mm	短繊維 Fb	
					セメント C	シリカフューム SF			細骨材 (砕砂) S
40-PL	55.0	70.5	-	175	318	0	1315	530	-
40-A			0.5						39.3
40-B			1.0						78.5
80-PL	40.0	69.0	-	175	438	44	1224	530	-
80-A			0.35						27.5
80-B			0.75						58.9
80-C			1.5						117.8

(3) 試験体の製作

コンクリートは容量 100 リットルの強制二軸ミキサーにより練混ぜ、フレッシュ性状の確認後直ちに型枠内へ打込んだ。打込みは、型枠振動機を併用して型枠端部より片押しで打込み、突き棒で締固めを行った。目標圧縮強度 40N/mm^2 の試験体は、打込み後 3 日間の湿布養生の後、脱枠を行い、試験材齢まで実験室に静置した。目標圧縮強度 80N/mm^2 の試験体は蒸気養生を行った。蒸気養生条件は、前置きが注水後 4 時間、昇温速度 15°C/hr 、最高温度 50°C 、保持時間を 56 時間、降温速度 7.5°C/hr である。蒸気養生終了後に脱枠を行い、試験材齢まで実験室に静置した。

(4) 強度試験

強度試験として圧縮強度試験、割裂引張強度試験、切欠きはりの 3 点曲げ試験を行った。割裂引張強度試験では、供試体端面に荷重方向と垂直になるようにひずみゲージを設置し、測定値が不連続になったときの荷重からひび割れ発生強度¹⁾を求めた。切欠きはりの 3 点曲げ試験は、JCI 試験方法²⁾に準じ、 $100\times 100\times 400\text{mm}$ の角柱供試体を用いた曲げ試験によって得られた荷重-開口変位曲線を逆解析することで引張軟化曲線を算出した。

(5) 事前のひび割れ導入

短繊維補強コンクリートの引張性能を検討する場合、ひび割れ発生後の繊維の架橋効果を把握する必要がある。鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した両引き試験を行う場合、ひび割れ面における鉄筋の引張力、引張荷重を計測し、引張荷重から鉄筋の引張力を差し引くことで繊維の架橋力を検討することができる。しかし、試験の前に、ひび割れ発生位置を特定することは困難である。このため、写真-1 に示すように、載荷試験前に試験体の中央のひずみゲージを設置した位置にひび割れを導入し、ひび割れ面における鉄筋の引張力を算出できるようにした。

事前のひび割れ導入には、容量 1000kN の万能試験機を用い、測定項目は、荷重、コンクリートひずみ、鉄筋ひずみ、開口幅（ひび割れ幅）とした。ひび割れ導入後、一度荷重を除荷し、鉄筋ひずみなどが安定して測定できる荷重（ 10kN 程度）まで再度加力した段階での値を両引き試験の初期値とした。なお、ひび割れ導入前から初期値測定まで、残留した鉄筋ひずみは $100\sim 400\mu$ 程度、残留ひび割れ幅は $0.005\sim 0.100\text{mm}$ （両面のパイ型変位計の平均で 0.05mm 以下）程度であった。ひび割れ導入後、ひび割れが開閉しないように、幅 38mm 、厚さ 9mm 、長さ 600mm の鋼板を試験体の両側面に設置し、万力で

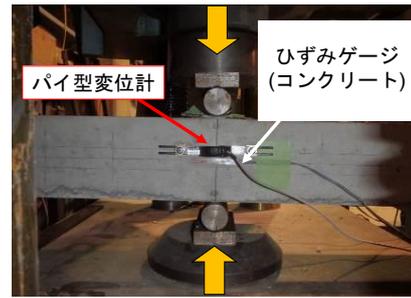


写真-1 事前ひび割れ導入状況

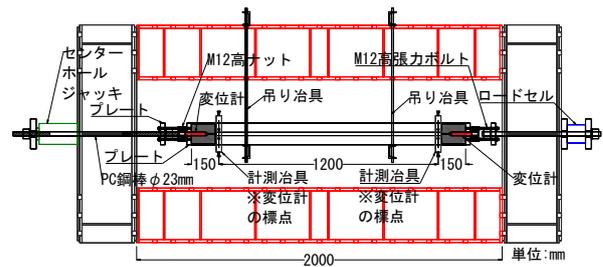


図-3 試験装置（荷重、変位測定位置図）

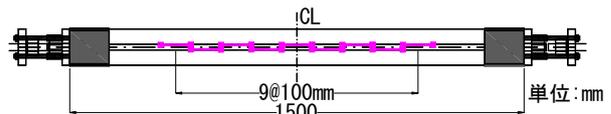


図-4 計測位置図（開口幅）

挟み込んで固定し、載荷試験まで静置した。

(6) 両引き試験

両引き試験に使用した試験装置を図-3 に示す。試験体端部に埋め込んだ全ネジボルトを高ナットで延長し、プレートを介し、 $\phi 23\text{mm}$ のPC鋼棒とセンターホールジャッキを用い、加力した。吊り治具と試験体の接する面にはテフロンシートを2重で設置し、摩擦の影響を除外した。図-3, 4 に計測位置図を示す。測定項目は、荷重、変位、鉄筋ひずみ、パイ型変位計による開口幅（ひび割れ幅）とした。荷重の検出には容量 300kN のロードセルを用いた。変位は、試験体端部より 150mm の位置に変位計を設置して測定し、試験区間は 1200mm とした。載荷側は容量 50mm 、固定側は容量 25mm の高感度変位計を用いた。開口幅は、検長 100mm 、容量 5mm のパイ型変位計を試験体側面の試験体軸方向に沿って千鳥に片面9台ずつ、計18箇所測定した。本報における開口幅（ひび割れ幅）は、検長 100mm 区間の変位である。

3. 実験結果

(1) 強度試験結果

表-3 に強度試験結果、図-5 に引張軟化曲線を示す。

表-3 強度試験結果

試験体名	圧縮強度試験結果		割裂引張強度試験結果		曲げ試験結果	
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ひび割れ発生強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	曲げタフネス T _{emod4} (N・mm)
40-PL	59.0	37.8	5.12	4.79	5.14	-
40-A	65.6	37.3	-	3.89	6.21	1.91
40-B	67.4	37.5	-	5.30	9.49	3.75
80-PL	92.6	41.9	4.77	4.49	4.72	-
80-A	91.7	41.6	-	4.98	5.46	1.63
80-B	94.0	42.0	-	4.86	7.62	2.66
80-C	94.9	44.2	-	5.74	12.99	4.69

40-PL, 40-A, 40-B の圧縮強度は、目標圧縮強度 40N/mm² に対して 20N/mm² 程度上回る結果となったが、3 水準の間で、圧縮強度はほぼ同程度であった。80-PL, 80-A, 80-B, 80-C の圧縮強度は、目標圧縮強度 80N/mm² に対して、10N/mm² 程度上回る結果となったが、ほぼ目標値の範囲内の結果であった。ひび割れ発生強度は、いずれも若干のバラつきがあるが、4.00～5.50N/mm² 程度であった。40-A, 40-B の引張軟化曲線を比較すると、同一開口変位の時、引張応力は 2 倍程度になっている。80-A, 80-B, 80-C の引張軟化曲線も同様に、同一開口変位 (0.3～0.5mm 程度) の時、引張応力は 80-B は 80-A の 2 倍程度、80-C は 80-A の 3 倍程度になっている。目標引張軟化特性が同一水準である 40-A と 80-A, 40-B と 80-B を比較すると、40-B よりも 80-B の方が、開口変位が 4mm までの曲げタフネス、同一開口変位の時の引張応力も若干低い結果となっている。しかし、ひび割れ発生後の引張応力のピークを比較すると、40-A と 80-A, 40-B と 80-B の差は 0.5N/mm² 以下であり、引張軟化特性は圧縮強度が異なっても同程度であり、当初計画を満足することができた。

(2) 両引き試験結果

本報で使用した D19 異形鉄筋 (試験区間の鉄筋) の力学特性は、鉄筋単体の引張試験から、降伏点が 389N/mm², 引張強度 573N/mm², 弾性係数 184kN/mm², 試験体端部の D25 ネジ節鉄筋は 393N/mm², 引張強度 567N/mm², 弾性係数 191N/mm² であった。

図-6 に両引き試験で得られた荷重-変位関係、図-7 に両引き試験体 2 体の内 1 体の試験終了後の試験体側面のひび割れ図を一例として示す。図-6 中には、鉄筋単体の引張試験結果より得られた荷重-ひずみ関係の平均曲線から試験区間 1200mm の変位として表した結果も併せて示す。加力は、パイ型変位計で計測された開口幅が

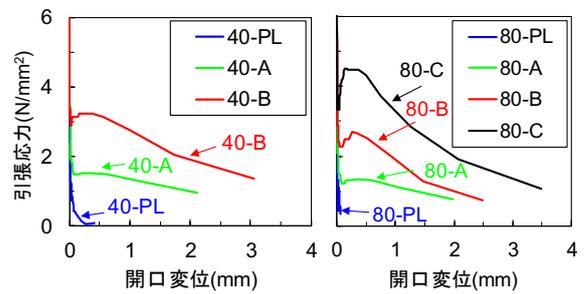
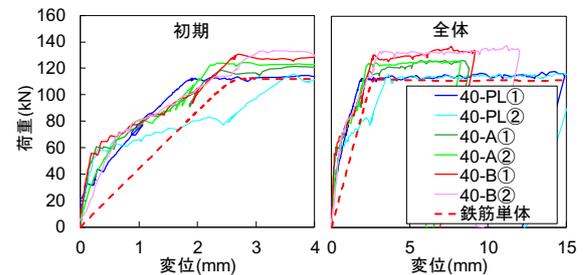
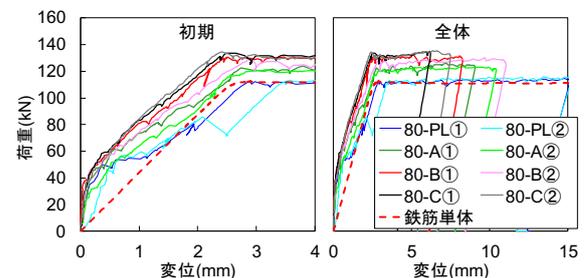


図-5 引張軟化曲線



a) 目標圧縮強度 40N/mm² の試験体



b) 目標圧縮強度 80N/mm² の試験体

図-6 両引き試験結果

4mm を超える、もしくは新たなひび割れが発生しなくなり定常状態になったと判断されるまで行った。図-7 では、試験終了後、試験体を観察し、2.0mm 以上に拡幅しているひび割れを赤色で示してある。載荷開始後、いずれも事前に導入した試験体中央のひび割れが拡大した。

新たなひび割れが発生した後は、事前に導入したひび割れを含むそれ以前に発生した全てのひび割れがほぼ均等に拡大した。40-PL と 80-PL は、鉄筋降伏後も複数のひび割れが拡大したのに対して、短繊維補強コンクリートの試験体は、鉄筋降伏後、鉄筋降伏前に発生したひび割れの一本ないし数本のみが拡大する傾向が見られた。特に引張軟化特性が高くなるにつれて、この傾向は強く見られた。40-PL と 80-PL の赤色に着色したひび割れと短繊維補強コンクリートの試験体のひび割れの発生状況を比較すると、短繊維補強コンクリートの試験体はプレーンコンクリートの赤色のひび割れとほぼ同じ位置にひび割れが発生し、そのごく近傍に複数のひび割れが発生している。ひび割れが複数発生する傾向は、引張軟化特性が高くなるにつれて強くなっているものの、複数本のひび割れを大きく 1 本のひび割れとしてまとめると、本報で実施した試験体の断面を貫通するレベルのひび割れ幅の大きいひび割れの発生位置に大きな差がないことが分かる。

既往の研究⁹⁾で、鉄筋とコンクリートの両引き試験を行う場合、コンクリートの収縮による初期応力の影響が大きいことが知られている。本報では、事前に試験体にひび割れを導入していることから、初期応力が部材性能に与える影響を考慮できていない。40-PL、80-PL の 2 体の内の 1 体は、試験体の変位を測定している計測治具の位置にひび割れが発生し、荷重-変位関係において、加力初期の領域では鉄筋単体の同一変位の荷重よりも小さくなっている領域があるが、変位が 3mm 程度を超える領域では鉄筋単体との差が小さくなっている。目標圧縮強度が 40N/mm² の試験体は、鉄筋降伏前のテンションスティフニングおよびひび割れ発生後の繊維の架橋効果に大きな差は見られなかった。これは、変位を測定していた計測治具の位置にひび割れが生じたためである。目標圧縮強度が 80N/mm² の試験体は、引張軟化特性が高くなるにつれて、テンションスティフニングと繊維の架橋効果に差が見られ、引張軟化特性が高くなるにつれて、同一変位における荷重-変位関係の荷重が高くなった。鉄筋降伏後は、目標圧縮強度が 40N/mm² と 80N/mm² の試験体ともに引張軟化特性の A, B, C の順に荷重は高くなっている。ここで、圧縮強度が異なっても、引張軟化特性が同じ水準であれば、最大荷重は同程度になっていること、ひび割れの発生状況に大きな差がないことから、本検討範囲での短繊維補強コンクリート部材の引張性能は、圧縮強度の影響は小さく、引張軟化特性に依存すると思われる。

図-8 に試験体中央で測定されたひび割れ幅と鉄筋ひずみの関係を示す。本報における開口幅（ひび割れ幅）

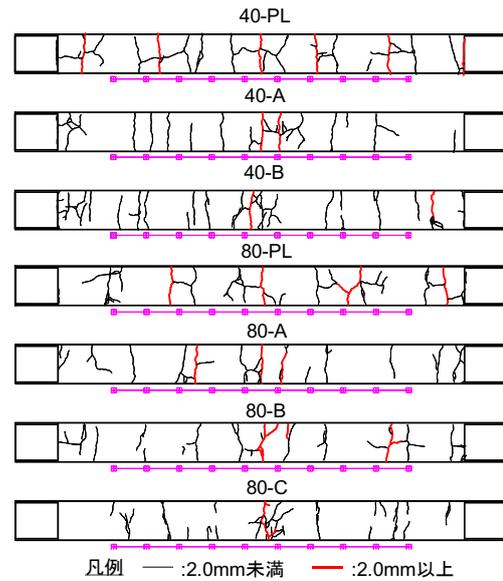
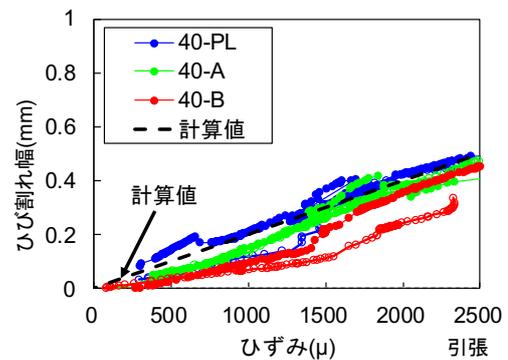
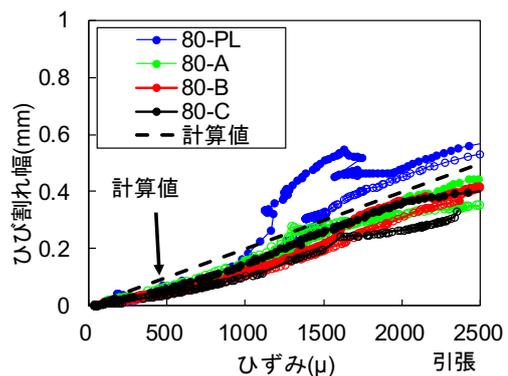


図-7 ひび割れ図（試験終了後）



a) 目標圧縮強度 40N/mm² の試験体



b) 目標圧縮強度 80N/mm² の試験体

図-8 鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係

は、検長 100mm 区間の変位である。図-7 に示したように、事前に導入した試験体中央のひび割れの近傍に新たなひび割れが発生している試験体もあるため、開口幅（ひび割れ幅）は 1 本ないし複数本のひび割れを含んだ値である。図-8 より、鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係

には線形的な関係があり、鉄筋ひずみに比例してひび割れ幅が増加している。これは、引張軟化特性が異なっても同様の傾向があることが認められる。

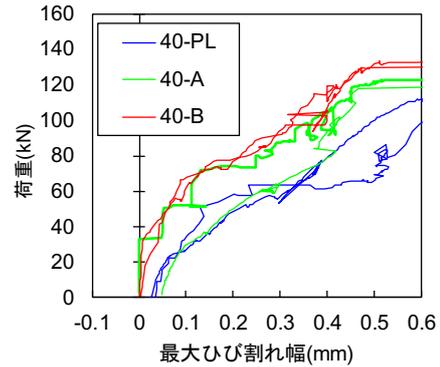
一般的に、鉄筋コンクリート部材のひび割れ幅⁴⁾は、式(1)より求めることができる。

$$w = l(\varepsilon_s - \varepsilon_c) \quad (1)$$

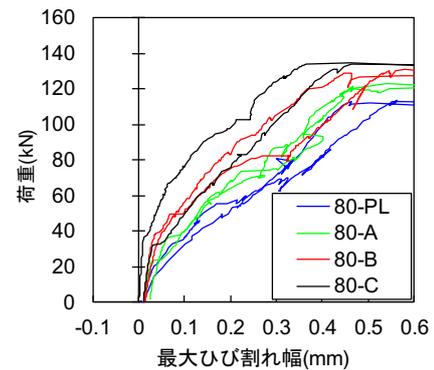
ここに、 w ：ひび割れ幅(mm)、 l ：ひび割れ間隔(mm)、 ε_s ：鉄筋の平均ひずみ、 ε_c ：コンクリート表面における平均ひずみ

図-8中に、ひび割れ間隔 l をかぶり c の4倍としてコンクリートのひずみを無視した場合の計算値⁴⁾を併せて示すが、計算値と実験値はほぼ一致していることがわかる。既往の研究⁵⁾で、鉄筋とたわみ硬化型⁶⁾の短繊維補強コンクリートを併用した場合に、ひび割れ間隔に鉄筋の平均ひずみを乗ずることで、平均ひび割れ幅を求めることができるとの知見がある。本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートの併用構造を対象としているため、主にひずみ軟化型⁶⁾の短繊維補強コンクリートを検討しているが、ひずみ軟化型の短繊維補強コンクリートでも、たわみ硬化型の短繊維補強コンクリートと同様に、ひび割れ間隔に鉄筋ひずみを乗ずることで、ひび割れ幅を求めることができると言える。また、本報の範囲の短繊維補強コンクリートでは、引張軟化特性がひび割れ間隔に与える影響は小さく、既往の研究のかぶりの4倍に依存すると思われる^{4),7)}。なお、たわみ硬化型の短繊維補強コンクリートとは、UFC¹⁾のように引張軟化曲線の引張応力のピークがマトリクスのひび割れ発生強度と同程度ないし、それ以上に上昇する短繊維補強コンクリートである。これは、ひび割れ発生後、ひび割れ面における繊維の架橋効果が高く、一定の変形量まで微細なひび割れが発生し、荷重-変位関係が増加するものである。また、ひずみ軟化型の短繊維補強コンクリートは引張軟化曲線の引張応力のピークがマトリクスのひび割れ発生強度に達することなく、荷重-変位関係が軟化していくものである。

図-9に試験体側面で測定していたパイ型変位計の最大値と荷重の関係を示す。いずれの試験体も同様に、引張軟化特性が高い水準ほど、同一荷重時の最大ひび割れ幅は小さくなっているのが分かる。特に、目標圧縮強度 80N/mm^2 の試験体は引張軟化特性が高くなるにつれて、同一荷重時の最大ひび割れ幅は顕著に小さくなっているのが分かる。これより、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用する場合、ひび割れ面における繊維の架橋効果によりコンクリート部材の最大ひび割れ幅を低減することができる。



a) 目標圧縮強度 40N/mm^2 の試験体



b) 目標圧縮強度 80N/mm^2 の試験体

図-9 最大ひび割れ幅

4. まとめ

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した構造を対象として、圧縮強度と引張軟化特性を変化させた場合に、コンクリートのひび割れ間隔を鉄筋とコンクリートの両引き試験により検討した。本報で得られた知見を以下に示す。

①鉄筋とひずみ軟化型の短繊維補強コンクリートを併用した場合、本報の範囲の短繊維補強コンクリートの圧縮強度と引張軟化特性がひび割れ間隔に与える影響は小さく、普通コンクリートと同程度である。

②鉄筋とひずみ軟化型の短繊維補強コンクリートを併用した場合、本報の範囲においては、圧縮強度がひび割れ幅に与える影響は小さいが、引張軟化特性が高くなるほど最大ひび割れ幅およびひび割れ面における鉄筋ひずみは小さくなる。

③鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した場合も普通コンクリートと同様、ひび割れ面における鉄筋ひずみを把握することができれば、ひび割れ幅の算定は可能となる。

本報では、鉄筋と短繊維補強コンクリートを併用した

場合のひび割れ間隔に関する検討を行った。しかし、コンクリートの収縮による初期応力，鉄筋比を変化させた場合などの鉄筋とコンクリートの付着特性に関する検討が不十分であるため，今後十分な検討を行っていく必要があると考えている。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー，No.113，2004
- 2) 例えば，林承燦，閑田徹志，水野勇，六郷恵哲：ひび硬化型高靱性セメント複合材料で作製した部材の引張性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1525-1530，2004
- 3) JCI 基準：切欠きはりを用いた繊維補強コンクリートの荷重－変位曲線試験方法 JCI-S-002-2003
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，2012
- 5) 例えば，塩永亮介，佐藤靖彦，Walraven,J.C.：高性能繊維補強モルタルを適用した RC 部材の一軸引張挙動に関する研究，土木学会論文集 E，Vol.66，No.4，pp.366-379，2010
- 6) 土木学会：コンクリート技術シリーズ 106，繊維補強コンクリートの構造利用研究小委員会成果報告書，2015.8
- 7) 角田与史雄：鉄筋コンクリートの最大ひび割れ幅，コンクリート・ジャーナル，Vol.8，No.9，pp1-9，Sept. 1970

2枚鋼板タイプ鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造の 実験的検討

Experimental Study on Steel-Concrete Composite Structure with Separated Two Steel Plates for the Anchorage of Stay Cables in Main Towers

技術研究所 野並 優二 YUJI NONAMI
技術研究所 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
土木設計部 中積 健一 KENICHI NAKATSUMI

斜張橋やエクストラード橋の主塔は一般的に、PC鋼材を縦横に配置したPC構造が用いられているが、施工が煩雑であることが課題であった。著者等は、これを解決する目的で斜材張力を鋼板に負担させる複合主塔分離定着構造を考案した。本論文では、1列に配置された斜材の張力を2枚の鋼板で受け持つ構造について実物大試験体の载荷により耐荷挙動を確認した。実験の結果、設計荷重時において、コンクリートにひび割れが生じないこと、斜材降伏荷重および斜材破断荷重において荷重を保持し得ることを確認した。本文では、本構造の耐荷挙動や鋼板とコンクリートの一体化で用いている鉄筋を用いたずれ止めの挙動について分析と考察を行った。

キーワード：複合構造，鉄筋ジベル，ずれ止め，鋼板孔

In general, the stay cables anchorage in the main towers are prestressed structure with reinforced by longitudinal and lateral PC tendons. But, the construction of those structures very complicated and needs to be improved. To solve this problem, the authors developed the steel-concrete composite anchorage system in which stay cable force was resisted by a pair of steel plates. The full scale test specimen was used to confirm its structural behavior. The test result showed that there was no crack on the test specimen under the load of serviceability limit state, and it was able to bear the yield force and tensile strength of stay cable. Besides, analytical studies were carried out to investigate structural behavior of that proposed structure and shear behavior of the connecting area between the steel plate and the concrete which was used reinforcement bar dowels.

Key Words: Composite Structure, Reinforcement Bar Dowel, Shear Connector, Steel Plate Hole

1. はじめに

斜張橋やエクストラード橋の主塔定着構造において、従来の分離定着方式では、斜材張力を受け持つために、軸方向および直角方向に多くのPC鋼棒および鉄筋を配置する必要がある。そのため、コンクリート断面および重量が大きくなってしまったり施工が煩雑になるなどの課題があった。そこで、筆者らは、斜材張力を鋼板で受け持つ鋼とコンクリートの複合分離定着構造を開発した。

鋼とコンクリートの接合部には、ずれ止めとして鋼板に設けた鉄筋外径よりも少し大きな径の貫通孔に、鉄筋

を挿入してエポキシ樹脂で固定したものを用いた（以下、鉄筋ジベルと呼ぶ）。スタッドのように溶接部がないため、疲労破壊の懸念がないこと、また、孔あき鋼板ジベルに比べ、鋼板孔による断面欠損が小さいことが採用の理由である。

ここでは、1列に配置された斜材の張力を2枚の鋼板で受け持つ2枚鋼板タイプ的主塔構造について実物大試験体の载荷によって耐荷挙動を検証した。そして、定着部としての性能を確認するとともに、鉄筋ジベルの挙動について分析と考察を行った。

2. 鋼・コンクリート複合主塔定着構造の概要

(1) 構造の概要

図-1 に、エクストラドロード橋の例と主塔断面の比較を示す。従来の主塔構造は、軸方向鉄筋、帯鉄筋に加え、斜材定着具設置のための鉄骨、斜材張力を受け止める PC 鋼材を縦横に配置する構造である。鋼殻を用いる方法も採用されることがあるが、コスト増となる。これに対して、鋼・コンクリート複合主塔構造は、斜材定着部を有する 2 箇所コンクリート柱を、鋼板で接合する構造である。鋼板は、鉄筋ジベルでコンクリートと一体化する。斜材張力は鋼板が負担するため橋軸方向の PC 鋼材が不要となり、施工の合理化が可能である。

(2) 定着部の設計と鉄筋ジベルの設計せん断耐力

本定着構造の設計は、①斜材引張強度時の荷重 P_u において鋼板が降伏しないこと（鉄筋ジベルによる欠損を考慮するとともに、鋼板孔間で発生するせん断力の照査含む）、②設計荷重時 ($0.7P_u$) において、後述する鉄筋ジベルの許容せん断力を超えないこと、③終局荷重時 (P_u) において、鉄筋ジベルの設計せん断耐力を超えないこと、を照査することとした。この際、鋼板面の摩擦は無視する。橋軸直角方向については、斜材張力によって生じるコンクリートブロック背面の引張力に抵抗するように、横締め PC 鋼棒を配置することとした。この

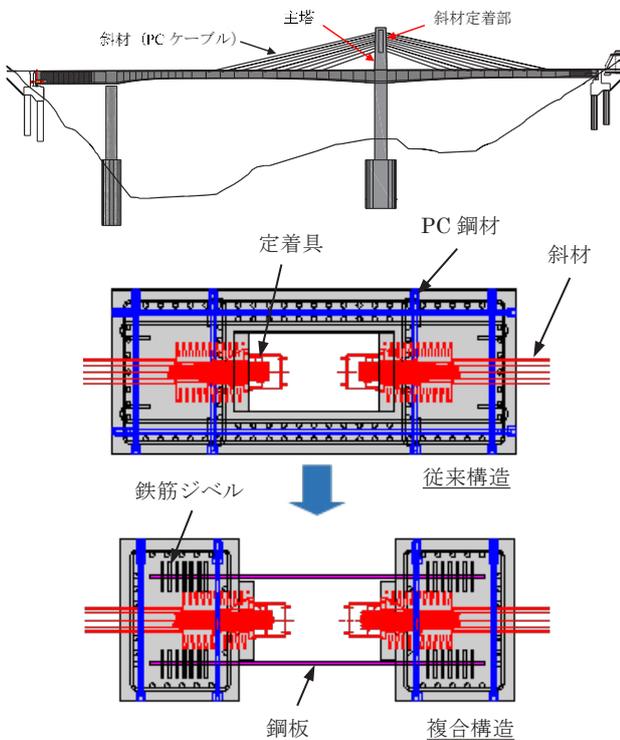


図-1 鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造

横締め PC 鋼棒は、鋼板とコンクリート間の目開きを防止する効果も期待している。

鉄筋ジベル (SD345, 降伏強度 391N/mm^2 , 引張強度 578N/mm^2) のせん断耐力は、図-2 に示す押し抜き試験で確認した²⁾。コンクリートブロックは $W500 \times B500 \times H400\text{mm}$ で、鋼板 (SM490) は 40mm 厚である。鋼板表面には、鋼板とコンクリートの付着や摩擦を低減するため、グリースを塗布した。コンクリートの圧縮強度は 65.7N/mm^2 であった。荷重は漸増繰り返し荷重とした。試験にあたり、鉄筋ジベルのひずみを計測した。押し抜き試験のずれ変位と荷重の関係を図-3 に示す。

ずれ変位 $0.5 \sim 1.0\text{mm}$ 、荷重が $200 \sim 300\text{kN}$ までほぼ線形の挙動を示しており、それ以降徐々に剛性が低下している。ずれ変位 15mm 、荷重 628kN で鉄筋が破断した。鉄筋の破断は、鋼板両面の 2 箇所生じており、最大荷重は、鉄筋の実引張強度で計算した破断荷重の 2 倍 (図中の引張破断耐力) とほぼ一致した。

以上の通り、鉄筋ジベルのせん断抵抗挙動は、十分な長さを有するスタッドが引張破断する挙動と類似していることから、スタッドの設計せん断力³⁾を参考に、鉄筋

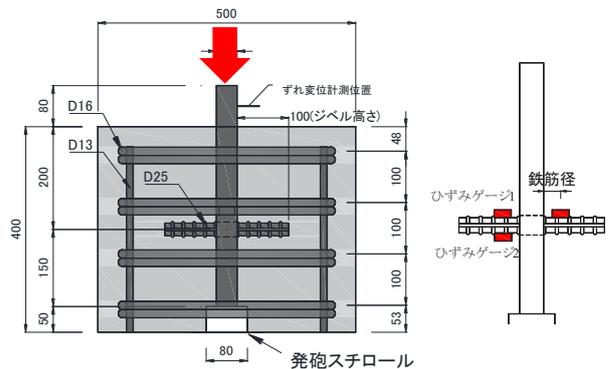


図-2 鉄筋ジベルの押し抜き試験

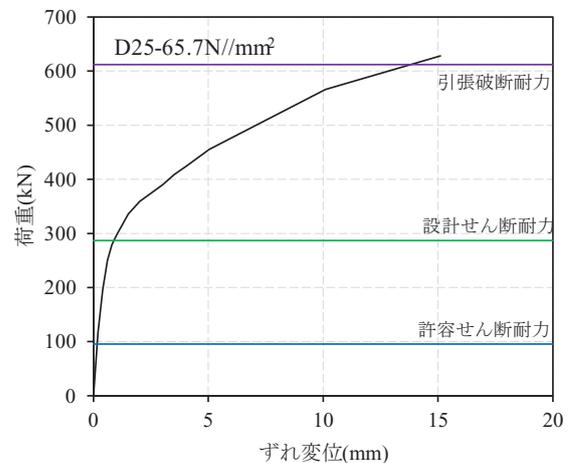


図-3 荷重とずれ変位の関係

ジベル（1面あたり）の設計せん断耐力および許容せん断耐力を以下のように設定した。

$$V_{psud} = (A_s \times \sigma_{su}) / \sqrt{3} \quad (1)$$

$$V_{ps} = V_{psud} / 3 \quad (2)$$

ここに、 V_{psud} ：鉄筋ジベルの設計せん断耐力(N)、 V_{ps} ：鉄筋ジベルの許容せん断耐力(N)、 A_s ：鉄筋の断面積(mm²)、 σ_{su} ：鉄筋の引張強度(N/mm²)

(3) 試験体の設計と諸元

試験体の形状および配筋を図-4に示す。試験体は、支間約170m、斜材システム27S15.2($P_u=7,100\text{kN}$)の2面吊りのエクストラード橋を想定し、斜材1段分を切り出したものとした。荷重は、水平分力のみを模擬した。

両端のコンクリートブロックの大きさは、 $W2,000 \times B1,365 \times H1,000\text{ mm}$ で、厚さ40mmの2枚の鋼板で接続した。コンクリートブロック間の距離は、使用するジャッキの形状から860mmとした。2枚の鋼板とコンクリートブロックは、鉄筋ジベルで一体化した。貫通孔に鉄筋をエポキシ樹脂で固定するにあたっては、図-5に示すように、鉄筋を鋼板孔壁に接触するように配置し、せん断力が鉄筋から直に鋼板に伝達されるように配慮した。なお、前項の押し抜き試験も同様の配慮をしている。

鉄筋ジベルの配置本数は、27S15.2の設計荷重 $0.7P_u(4,933\text{kN})$ および終局時($7,100\text{kN}$)に対して、それぞれ式(2)、式(1)で計算したせん断耐力を確保できるように設定した。押し抜き試験結果で示したように、鉄筋ジベルは、2面で破壊し、せん断耐力も2面分として計算することができる。しかし、本試験体の場合、斜材張力が作用するのは2枚の鋼板に挟まれた内側のコンクリート部分である。したがって、1枚の鋼板の片面の鉄筋ジベルにのみせん断力が作用するものとして設計した。実際には、コンクリートは一体となっているので、もう一方の面の鉄筋ジベルにもせん断力は作用することが考えられるが、設計上これは無視した。算定結果により、4箇所ある鋼板接合部それぞれに56本の鉄筋ジベルを配置することとした。

横締めPC鋼棒($\phi 32$, B種1号)の緊張力は、NAPP工法を用いることを想定し、1本当たり400kNとした。コンクリートは、設計強度 40N/mm^2 のものを使用し、載荷試験時の圧縮強度は 59.9N/mm^2 であった。

(4) 載荷試験の概要

載荷は、コンクリートブロック間に油圧ジャッキ(最

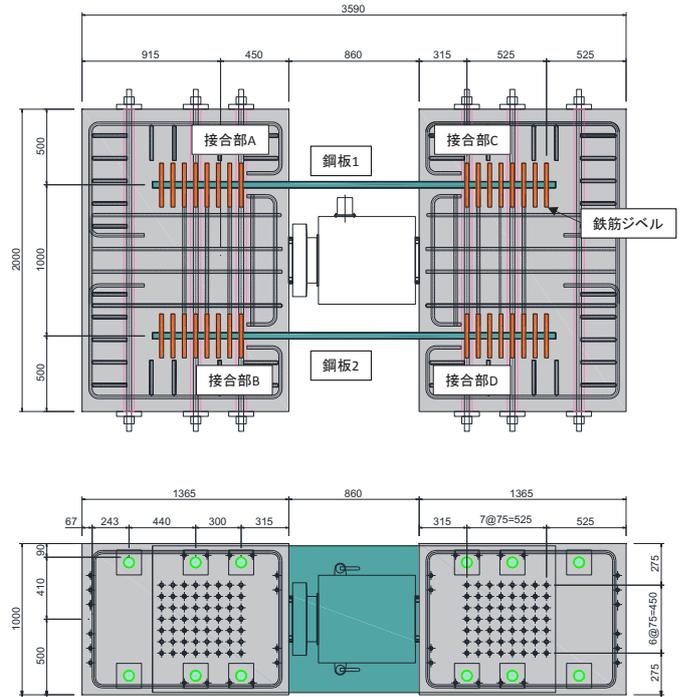


図-4 試験体形状

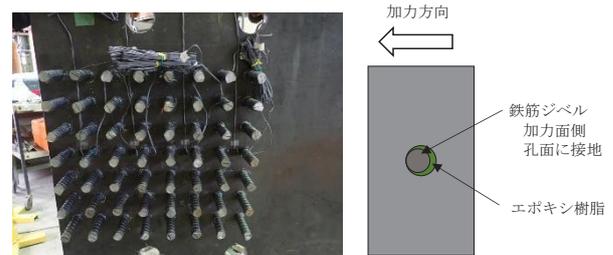


図-5 鉄筋ジベルの固定

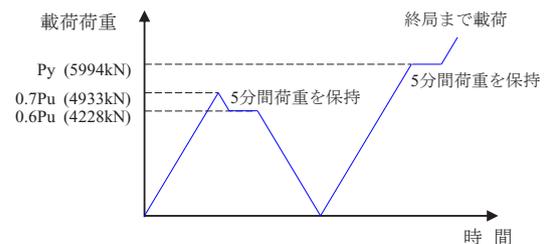


図-6 載荷荷重

大荷重 10,000kN)を配置し、押し広げることで行った。載荷時には、試験体が水平方向に滑らかに移動できるように床との間にテフロンシートを挟んだ。載荷荷重は、図-6に示すように、設計荷重である $0.7P_u(4,933\text{kN})$ まで載荷後、クリープ乾燥収縮進行後を想定した $0.6P_u(4,228\text{kN})$ まで除荷して、5分間荷重を保持した。変状のないことを確認した後、 0kN まで除荷し、 $P_y(5,994\text{kN})$ まで載荷後、再度5分間荷重を保持、その後破壊まで載荷を行った¹⁾。

表-1 複合主塔構造評価基準と評価結果

荷重段階	評価基準	結果
設計荷重(0.7P _u)	躯体にひび割れが生じない	○
斜材降伏荷重(P _y)	ひび割れ幅が0.2mm以下 定着具に有害な変形、損傷、めり込みを生じないこと	○
斜材破断荷重(P _u)	5分間荷重を保持し得ること、 定着具に有害な変形、損傷、めり込みを生じないこと	○

計測項目は、載荷荷重および鋼板と鉄筋ジベルのひずみ、さらに、試験体上面での鋼板とコンクリートのずれ変位などである。

試験結果は、文献¹⁾を参考に、各荷重段階で表-1のように基準を定め、これを確認することによって評価した。

3. 試験結果および考察

(1) 耐荷挙動および試験体破壊状況

荷重とジャッキ伸びの関係を図-7に示す。載荷試験後の試験体上面の破壊状況および定着部周辺の破壊状況を図-8に示す。図-7中の鉄筋ジベル耐力(計算値)とは、鉄筋ジベルの設計せん断耐力にジベル本数を乗じた値である。

荷重とジャッキ伸びの関係について、載荷初期はジャッキ伸びが比較的大きく増加する傾向が見られた。これは、ジャッキ頭部に組み込まれた球座の動きやジャッキと試験体の接触面での“なじみ”などが影響していると考えられる。ジャッキ伸び2~3mm以降は、ほぼ荷重に比例していた。

0.7P_uまで載荷した後、0.6P_uに荷重を落とし5分間保持した。その時点で試験体にひび割れは生じておらず、また、荷重保持中のジャッキ伸びの増加はなかった。その後、除荷してP_yまで載荷して5分間荷重保持した。この時点で、コンクリート上面に数本のひび割れが生じた(図-8の①)が、その幅は0.2mm以下であり、定着具付近の損傷やめり込みなどは生じなかった。

その後荷重を増加すると上面のひび割れ本数が増加した(図-8の②)。P_uにおいて荷重を5分間保持した際も定着具付近の損傷やめり込みは生じていなかった。8000kNを超えると、荷重の増加に対してジャッキ伸びの増加が顕著になった。そして、9427kNにおいて、②のひびわれが顕著になるとともに、荷重が低下したため載荷を終了した。最大荷重はP_uの1.32倍である。試験後に確認すると、図-8に示すように定着具のめり込みが見られた。めり込みは、図-8試験体写真の右側のブロックで最大18mmであり、リブキャストアンカー背面のコンクリートの押し抜き破壊と考えられた。

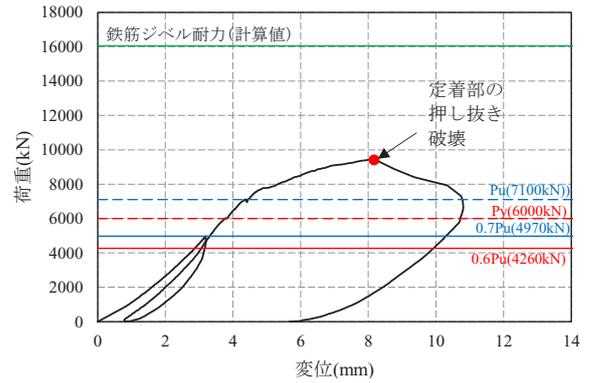
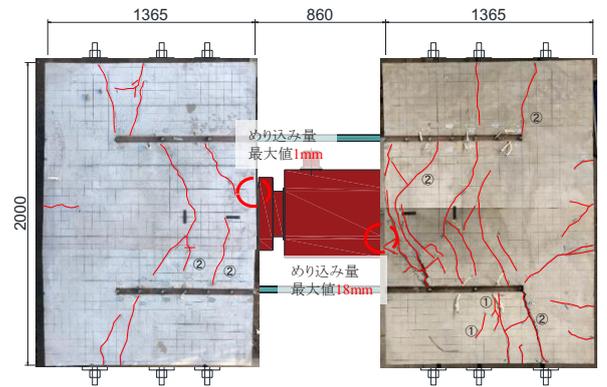


図-7 荷重とジャッキ伸びの関係



ひび割れ発生荷重
ひび割れ① 6000kN ひび割れ② 7100kN



図-8 試験体破壊状況

試験体右側

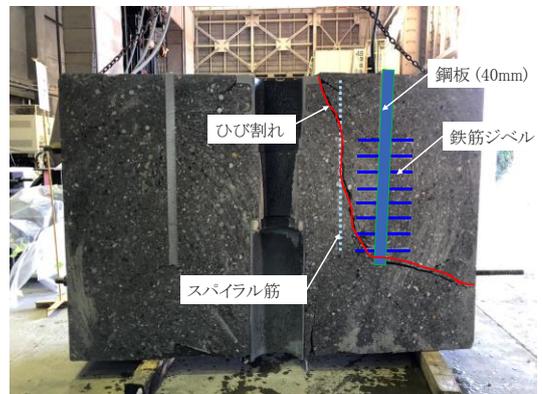


写真-1 試験体切断面の状況

写真-1は、図-8右側のコンクリートブロックを水平方向に切断した切断面の状況である。リブキャストアン

カーから生じたひび割れ（図中赤線）は、スパイラル筋位置に沿って進展し、鋼板端から外側（図右方向）のコンクリート表面に達していた。ひび割れは、鉄筋ジベルを避けるように進展していることから、鉄筋ジベルが本来有する大きなせん断抵抗力を発揮する前に、リブキャストアンカー背面のコンクリートが押し抜き破壊したものと考えられる。このことは、鉄筋ジベルのみの耐力（約 17500kN）よりかなり小さな荷重で破壊していること、また、リブキャストアンカーの押し抜き破壊耐力（土木学会の押し抜き試験方法による）は、 P_u の概ね 1.3 倍（9427kN）であることから明らかである。

以上の結果から、斜材引張強度 P_u までの挙動は表-1 の評価基準をすべて満足しており、定着部としての性能を確認することができた。

（2）鋼板のひずみ分布

図-9 に鋼板のひずみ分布を示す。図-9 左のグラフは、鋼板 1（図-4 参照）のひずみ分布を、右のグラフは鋼板 2 のひずみ分布を示している。ひずみ値は、鋼板表裏に貼ったゲージからの出力の平均値である。図には、コンクリートから露出している部分の鋼板ひずみの計算値も併記した。

鋼板中央のコンクリートから露出している部分の計測値は、計算値とほぼ一致していた。コンクリート内の鋼板ひずみは、荷重端から離れるにしたがって急激に低下

し、鋼板端部ではほぼゼロに収束していた。これは、鋼板の摩擦抵抗と鉄筋ジベルによるせん断抵抗の両者により鋼板の引張力に抵抗しているためと考えられる。

（3）鉄筋ジベルのひずみ

鉄筋ジベルのひずみを図-10 に示す。当該ひずみは、写真-1 において、リブキャストアンカーからの押し抜きのひび割れが跨いだ鋼板に設置した鉄筋ジベルのものである。荷重端に近い方から 3 本目、5 本目、7 本目となっている。

3 本目と 5 本目においては、ひずみは最大でも 1,200 μ 程度であり、10,000kN の荷重荷重においても降伏していない。7 本目においては、ジャッキ伸びが急増し始めた 8,000kN 程度から、ひずみが顕著に増加しており、この時点で、押し抜き破壊にともなうひび割れが鉄筋ジベルを跨いだことが示している。

（4）鉄筋ジベルの負担せん断力

鉄筋ジベルが負担しているせん断力の分布を図-11 に示す。部位は、接合部 A と接合部 D（図-4 参照）で、比較的密にゲージを設置した区間である。鉄筋ジベルの負担せん断力は、図-2 の鉄筋ジベルの押し抜き試験において、ジベル鉄筋に貼付したひずみゲージの挙動と、図-10 のひずみ挙動から推定した。

鉄筋ジベルの負担せん断は、ばらつきが大きいものの、

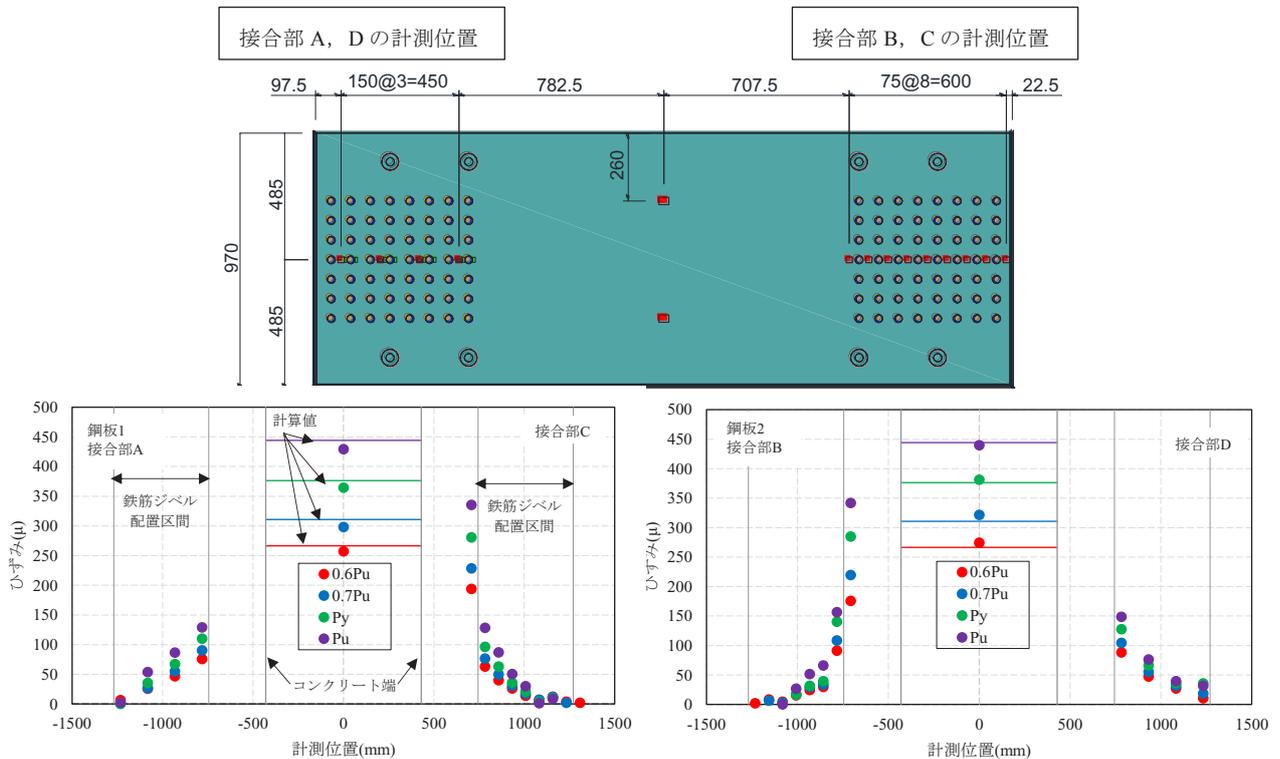


図-9 鋼板ひずみ分布

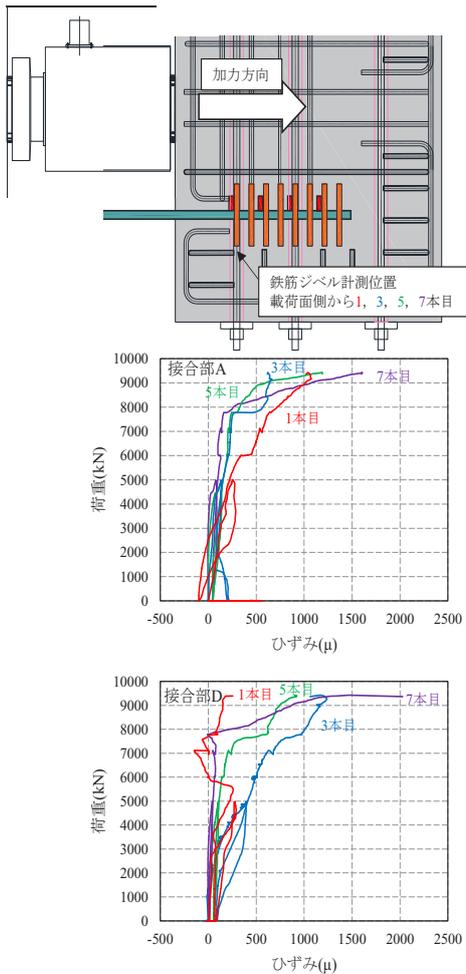


図-10 鉄筋ジベルひずみと荷重の関係

載荷端側で大きく載荷端から離れるにしたがって低下する傾向が見られた。図中赤の点線は、 $0.7P_u$ 時の鉄筋ジベルの許容せん断耐力計算値、青の点線は、設計せん断耐力計算値である。 $0.7P_u$ において、部分的に許容せん断耐力を超える部分があるが、平均的には概ね許容値と一致していた。一方、 $0.7P_u$ から P_y までの負担せん断力の増加はわずかであり、 P_y で想定していた設計せん断耐力よりもかなり小さな値であった。これは、鋼板面の摩擦の影響などが考えられる。

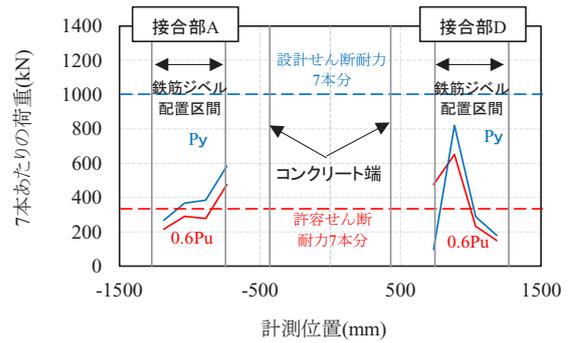


図-11 せん断力分担割合

4. まとめ

施工の省力化を目的として、2枚鋼板タイプの鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造を開発した。本構造の実物大試験体の載荷試験を実施し、以下の知見が得られた。

- 1) 本定着構造は、あらかじめ設定した評価基準（設計荷重時にひび割れが生じないこと、斜材降伏荷重時にコンクリート表面ひび割れ幅が 0.2mm 以下で定着具に有害な変形損傷めり込みがないこと、斜材破断荷重時に5分間荷重を保持し、定着具に有害な変形損傷めり込みがないこと）を満足した。
- 2) 破壊形態は、定着具の押し抜き破壊で、最大荷重は斜材破断荷重の約1.3倍であった。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説、日本建築学会、1998
- 2) 野並、篠崎、中積：鋼板孔と鉄筋からなるずれ止めせん断耐力に関する実験的研究、土木学会第73回年次学術講演会（投稿中）
- 3) 複合構造標準示方書2014年制定、日本土木学会、2014

超耐久床版の疲労耐久性に関する実験的検討

Experimental Study on Fatigue Durability of Ultra High Durable Slab

構造技術部 狩野 武 TAKESHI KARINO
 構造技術部 永元 直樹 NAOKI NAGAMOTO
 技術研究所 三加 崇 TAKASHI SANGA
 技術研究所 浅井 洋 HIROSHI ASAI

昨今、大規模更新事業の床版取替え工事が多く取り組まれているが、将来の維持管理の負担を考慮するとできるだけ耐久性の高い床版構造が望まれる。そこで、腐食による劣化の原因となる鋼材を一切使用しないコンクリート床版『超耐久床版 (Dura-Slab®)』を西日本高速道路㈱と共同開発した。本提案構造は繊維を使用した高強度繊維補強コンクリートによるリブ付き床版である。緊張力はアラミド FRP ロッドによって与えている。疲労耐久性を確かめるために、輪荷重走行試験を実施した。本実験の結果で、提案した構造が疲労耐久性に関して、日本で交通量が最も多い高速道路において 100 年以上のサービスを十分に提供できることを示した。

キーワード：超耐久床版, 高強度繊維補強コンクリート, アラミド FRP ロッド, 輪荷重走行試験

Recently, there are a lot of work of replacing slabs on the large renewal project. However, considering the burden on maintenance and management in the future, the slab structures that are as durable as possible are required. Therefore, "Ultra high durable slab (Dura-Slab®)" which is a concrete slab that does not use any steel which causes deterioration due to corrosion has been developed with West Nippon Expressway. The proposed structure is a ribbed deck slab using high strength fiber reinforced concrete. Prestressing is applied by using aramid FRP rods. The wheel load running tests was conducted to verify the fatigue durability of this structure. The results showed that the proposed structure provided adequate fatigue durability for more than 100 years of services under the heaviest highway traffic volume condition in Japan.

Key Words: Ultra High Durable Slab, High Strength Fiber Reinforced Concrete, Aramid FRP Rod, Wheel Load Running Tests

1. はじめに

近年、日本では道路橋床版の劣化が深刻な社会問題になっており、高速道路橋の大規模更新事業の床版取替え工事が多く取り組まれている。コンクリート床版の劣化の主要因のひとつは塩害であり、寒冷地や山間部における凍結防止剤散布や海岸線における飛来塩分の影響が大きい。塩害によってコンクリート床版内の鉄筋が腐食し構造的な性能が低下する事例や、鉄筋の腐食膨張によりコンクリート片が剥落し第三者が影響を受ける危険性などが報告されていることから、コンクリート床版には適切な維持管理が必要不可欠である。しかし、日本では今後ますます技術者不足や維持管理費・更新費の増加が深

刻になっていくと考えられる。そのため、将来の維持管理の負担をできるだけ小さくしていく必要があり、今後新設されるコンクリート床版はできるだけ耐久性の高い床版構造が望まれる。このような社会的な背景を鑑み、著者らは鉄筋や PC 鋼材などの腐食による劣化の原因となる鋼材を一切使用しない『超耐久床版 (Dura-Slab®)』を開発した。

なお、この超耐久床版は、西日本高速道路㈱と共同開発したものであり、平成 22 年 3 月より共同開発を進めてきた、『超耐久橋梁 (Dura-Bridge®)』の研究成果を応用した。

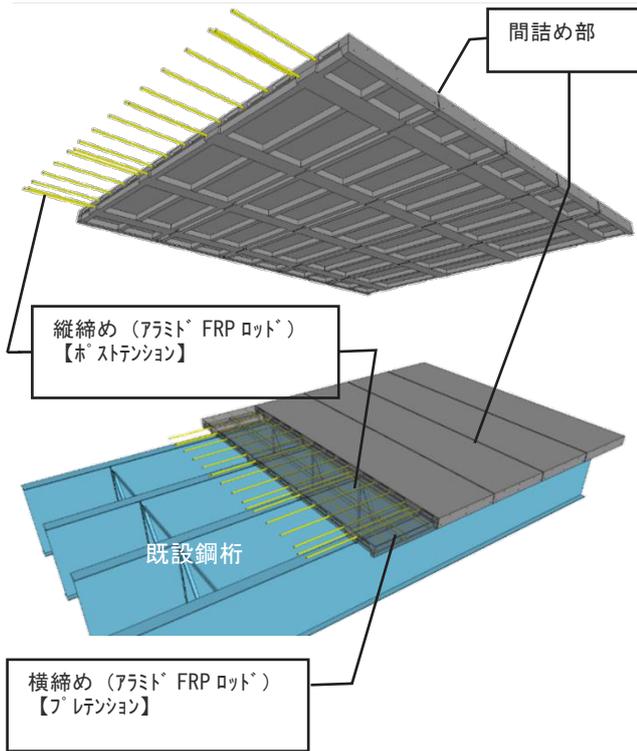


図-1a 超高耐久床版の概要図 (3次元図)

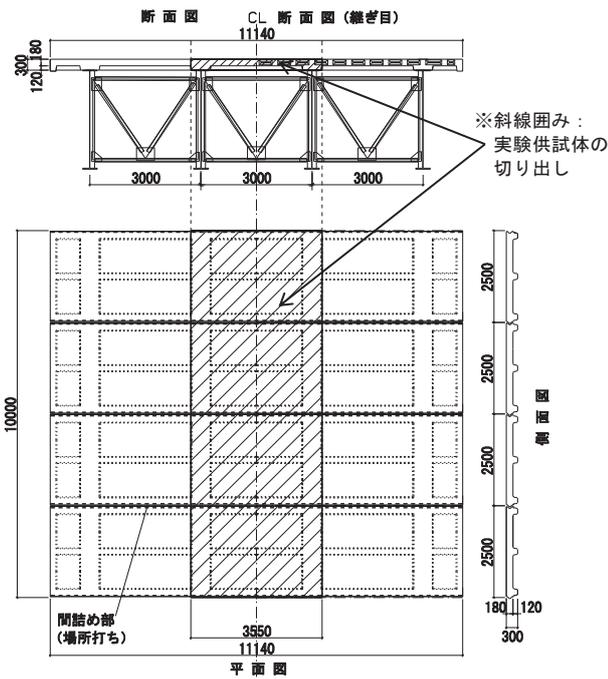


図-1b 超高耐久床版の概要図 (2次元図)

2. 超高耐久床版の概要

この超高耐久床版は、設計基準強度 80N/mm^2 の高強度繊維補強コンクリート^{1),2)}と緊張材として用いるアラミド FRP ロッド^{1),2)}のみを用い、鉄筋や PC 鋼材を一切使用していないリブ付きのプレキャスト床版構造であり、二次製品工場で作製される。構造概要を図-1a, b に示す。

アラミド FRP ロッドは既設の RC 橋脚などの耐震補強などで実績のある材料である。アラミド FRP ロッドおよび一般的な PC 鋼材の材料特性の比較を表-1 に示す。PC 鋼材と比較し、同程度の引張強度で低弾性な性質を有し、軽量である。アラミド FRP ロッドの形状を図-2 に示す。横締めのアラミド FRP ロッドは、工場にてプレテンション方式で緊張し、縦締めのアラミド FRP ロッドは、現場にてポストテンション方式で緊張し、プレキャスト床版パネルを連結する。また、コンクリート内に混入する短繊維も非鉄製のビニロン繊維としている。ビニロン繊維は剥落防止対策などで実績がある材料である。ビニロン繊維の材料特性を表-2 に示す。

表-1 アラミド FRP ロッドと PC 鋼材の材料特性比較

	アラミドFRPロッド	PC鋼材
密度	1310 kg/m ³	7850 kg/m ³
引張強度	1670 N/mm ²	1860 N/mm ²
引張ヤング係数	46 kN/mm ²	200 kN/mm ²
破断伸度	3.6%	3.5%

※引張強度、引張ヤング係数は公称断面に基づく

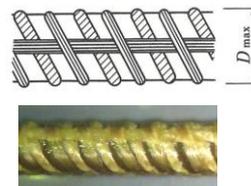


図-2 アラミド FRP ロッドの形状

表-2 ビニロン繊維の材料特性

	ビニロン繊維
繊維径 a	0.66 mm
繊維長 b	30 mm
アスペクト比 b/a	45
密度	1.3 g/cm ³
引張強度	900 N/mm ²

3. 疲労耐久性の検討

(1) 実験概要

道路橋床版は、重交通に起因する疲労による劣化が懸念される。本床版構造は水平リブを設けているが、補強鉄筋や PC 鋼材を一切配置せず、ビニロン短繊維とアラミド FRP ロッドによるプレストレスのみで補強されている床版のため、床版の疲労に対する抵抗機構が通常のコンクリート床版とは異なる。そこで、床版一般部、水平リブおよび間詰め部に着目した実物大の輪荷重走行試験により、疲労耐久性を検討した。

(2) 供試体形状

実験供試体は、図-3 に示すように図-1 の実橋モデルの斜線囲み部を切り出した形状とした。橋軸直角方向について実橋モデルは3径間連続床版であるのに対し、実験供試体のモデルは単純支持のため、図-4 のように立体 FEM 解析で検証し、表-3 のように実験供試体の発生応力度が実橋モデルより小さくならないように切り出しモデルの形状およびプレストレス量を設定した。リブ間、

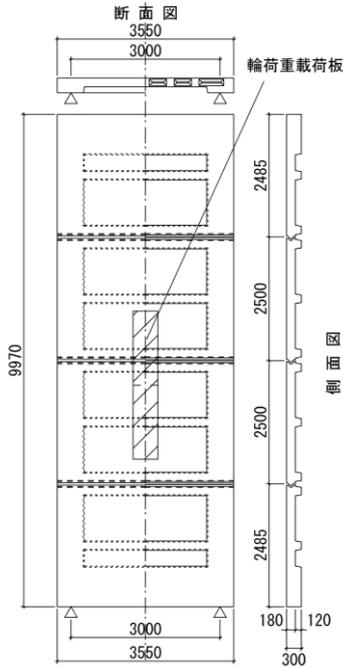


図-3 実験供試体形状

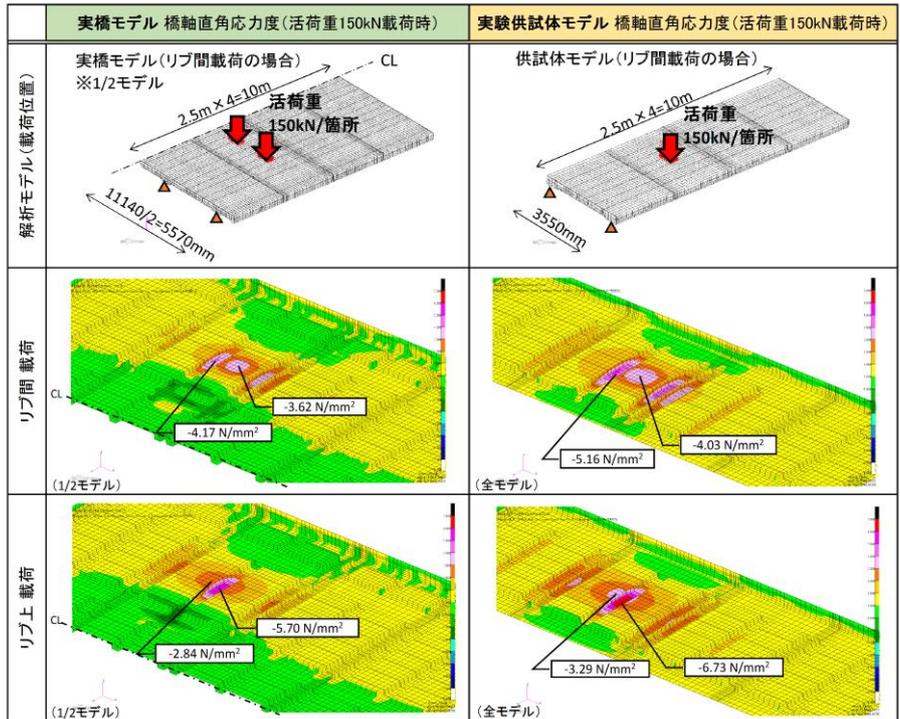


図-4 実橋モデルと実験供試体モデルの FEM 解析結果比較

表-3 実橋モデルと実験供試体モデルの応力度比較 (着目点を黄色明示)

橋軸直角方向応力 (N/mm ²)	許容値 (実橋モデル)	実橋モデル			実験供試体モデル				
		床版上縁	床版下縁	リブ下縁	応力振幅	床版上縁	床版下縁	リブ下縁	応力振幅
①死荷重時	> 0.0	0.27	2.98	4.85		-0.40	2.89	5.17	
②設計荷重時 150kN(リブ間)載荷	> -2.0	4.77	-0.64	0.68	-3.62	4.46	-1.14	0.01	-4.03
③設計荷重時 200kN(リブ間)載荷		6.27	-1.84	-0.71	-4.83	6.08	-2.48	-1.71	-5.37
④設計荷重時 250kN(リブ間)載荷		7.77	-3.05	-2.10	-6.03	7.70	-3.82	-3.43	-6.72
⑤設計荷重時 150kN(リブ上)載荷	> -2.0	4.36	0.14	-0.85	-5.70	4.26	-0.40	-1.56	-6.73
⑥設計荷重時 200kN(リブ上)載荷		5.72	-0.80	-2.75	-7.60	5.82	-1.49	-3.80	-8.97
⑦設計荷重時 250kN(リブ上)載荷		7.09	-1.75	-4.65	-9.50	7.37	-2.59	-6.05	-11.22

※リブ間載荷は床版下縁に着目し、リブ上載荷はリブ下縁に着目。応力振幅は着目部の活荷重によるものである。



写真-1 輪荷重走行試験状況

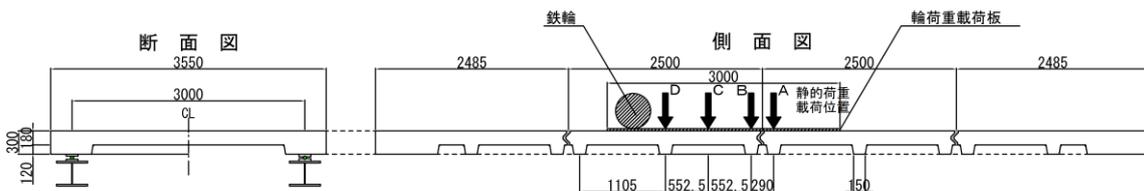


図-5 輪荷重走行試験の概要

リブ上および間詰め部に着目するために中央に配置した 2 枚のプレキャスト床版でモデル化し、その両外側にプレストレス伝達用として、各 1 枚のプレキャスト床版を設置した。その後、間詰めにはプレキャスト床版と同じ設計基準強度を有する無収縮モルタルを流し込み、硬化後に橋軸方向にアラミド FRP ロッドによってプレストレスを導入した。なお、橋軸方向のプレストレス量は、橋長 70m、支間 35m の鋼 2 径間連続非合成鉄桁橋の設計結果より、負曲げモーメントが最も大きい中間支点部に着目し、その位置における設計荷重時の上床版応力度を

再現する値とした。

(3) 試験方法

載荷方法は写真-1、図-5 のように鉄輪による 1 軸載荷とし、床版支間中央部を橋軸方向に 3.0m の往復走行をさせた。載荷板は中央の間詰め前後以外の水平リブにも荷重が載荷されるように、橋軸方向の中央から 500mm ずらしている。鉛直荷重は図-6 のように段階的に増加させた。なお、道路橋示方書における衝撃荷重を考慮した設計活荷重 150kN の 1.33 倍の 200kN×20 万回および、

設計活荷重 150kN の 1.67 倍の 250kN×10 万回の累計 30 万回の繰返し載荷（156.9kN 基準にした場合の等価繰返し回数）が、日本で最も重交通な高速道路の路線である東名高速道路の交通量調査をもとに算出した供用年数 100 年以上に相当する。

30 万回以降はさらなる疲労に対する耐久性を検証するため、載荷荷重を 450kN まで順次増加させ累計 54 万回を実施して破壊性状を確認することとした。また、図-6 のステップで、ステップ 1 と 2 では 0 回、1000 回、4 万回、以後 4 万回ごとに、ステップ 3～6 では 0 回、4 万回で静的載荷を各ステップと同一の載荷荷重で実施した。載荷位置は、図-5 に示す A 点～D 点の 4 箇所とした。

(4) 実験結果

a) 損傷概要

床版支間中央部のリブ間（図-5 C 点）およびリブ上（図-5 B 点）における各ステップの繰返し載荷後の載荷荷重と同一荷重の静的載荷時のたわみ量と載荷荷重の関係を図-7 に示す。疲労によるたわみ量の進展を評価するために、各ステップの繰返し載荷後の 200kN 静的載荷時のたわみ量も図-7 に示す。載荷荷重ごとの損傷概要を述べる。

① 載荷荷重 200kN：繰返し回数 20 万回までは、リブ間およびリブ上ともに載荷によるたわみ量の変化は小さく、疲労の影響は小さいと考えられる。また、200kN の累計 1000 回程度で B 点のリブ下面に、200kN の累計 16 万回で C 点のリブ間床版下面にそれぞれ 0.07mm 程度のひび割れが発生したが、それらが進展することはない。なお、弾性 FEM 解析による載荷荷重 200kN でのたわみ量はリブ間で 0.92mm、リブ上で 0.91mm であり、実験結果とほぼ同等であったことから上記のひび割れは剛性低下をもたらすようなひび割れではなく実験供試体全体としては弾性的な挙動をしていると考えられる。

② 載荷荷重 250kN：載荷荷重 200kN で発生したひび割れが進展したが、それ以外の損傷の進展は見られなかった。ステップ 1 の載荷荷重 200kN×20 万回繰返し載荷後の静的荷重 200kN のたわみ量に比べ、ステップ 2 の載荷荷重 250kN×18 万回繰返し載荷後の静的荷重 200kN のたわみ量はほとんど変化がなかった。

③ 載荷荷重 300kN 以降：ステップ 2 の載荷荷重 250kN×18 万回繰返し載荷後の静的荷重 200kN のたわみ量に対し、ステップが進んでも繰返し載荷後の静的荷重 200kN のたわみ量はほとんど変化がなかった。また、載荷荷重 200kN で発生したリブ間床版下面のひび



図-6 輪荷重走行試験載荷ステップ

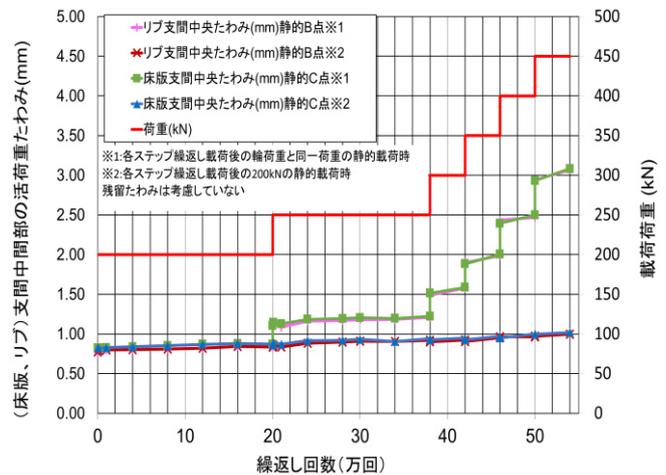


図-7 床版たわみ（活荷重たわみ）と繰返し回数の関係

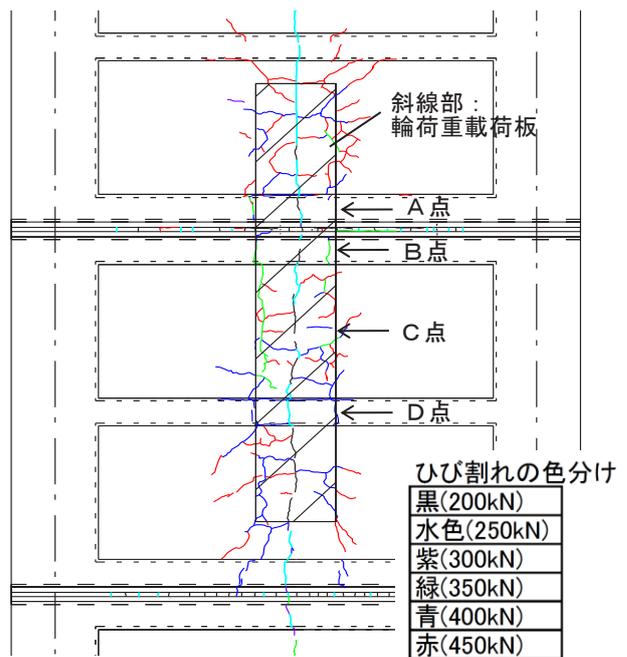


図-8 ひび割れ発生状況（累計載荷 54 万回）

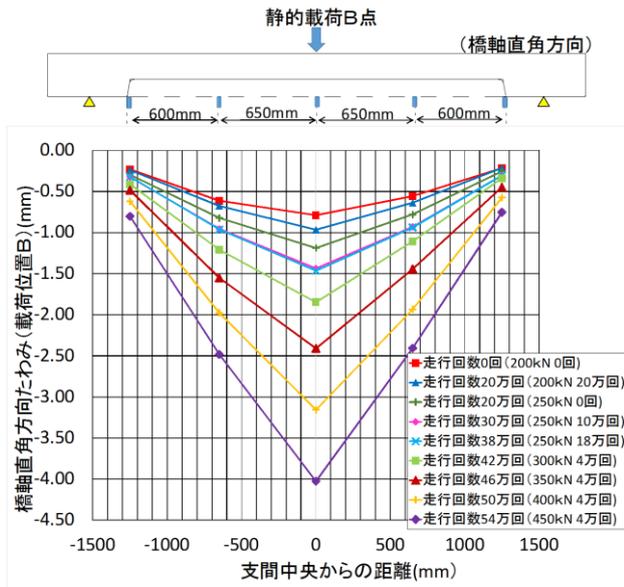


図-9a 橋軸直角方向の床版たわみ（活荷重たわみ）分布

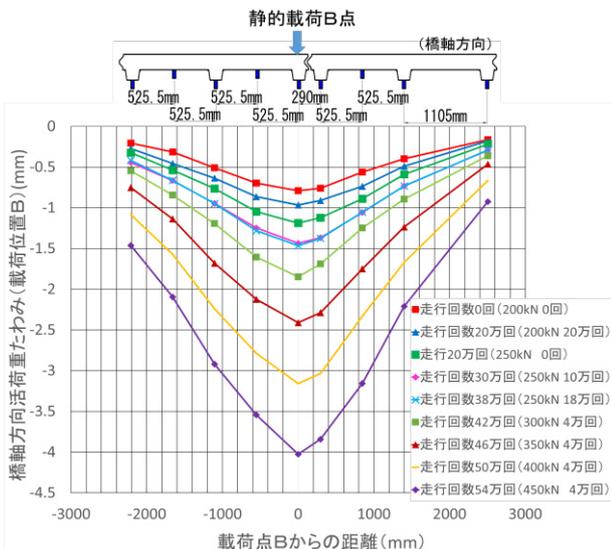


図-9b 橋軸方向の床版たわみ（活荷重たわみ）分布

割れ幅に関しては、0.04mm (200kN) →0.16mm (250kN) →0.62mm (450kN) と進展した。なお、このひび割れ幅は、ひび割れ発生後に設置したπ型変位計の計測値であり、クラックスケールを用いた計測値は、0.08mm (250kN) →0.40mm (450kN) であった。

④ 載荷終了後：載荷荷重 450kN の除荷後の残留ひび割れ幅は 0.19mm、残留たわみは 0.99mm であった。繰返し載荷の最終段階 (450kN) の後でも、立体 FEM 解析で想定される曲げひび割れ以外の発生はなく、そのひび割れ幅、ひび割れ長さの急激な進展は見られなかった。これらより、今回の繰返し載荷後も所定の残存耐力は保有していると考えられる。図-8 に載荷終了時の床版下面のひび割れ状況を示す。

b) 間詰め部付近の連続性

間詰め部付近の B 点におけるリブにおいて、橋軸直角方

向および橋軸方向の床版のたわみ分布を図-9a, b に示す。図-9a, b とも繰返し載荷の最終段階 (450kN) までたわみ分布は連続性のある分布を示しており、間詰め部付近では局所的な損傷は発生していないと考えられる。また、間詰めの目開きについては、450kN 載荷時に床版下面の最大 0.10mm (A 点載荷) であったが、荷重を除荷するとひび割れ幅はほぼ 0mm となった。また、実験終了後に間詰め部の上面で水張り試験を実施したが、写真-2, 3 に示すように水漏れは確認されなかった。そのため、目開きのひび割れは表面的なものであり、貫通には至っていないと考えられる。

c) 考察

図-7 の各ステップのあとの繰返し載荷後の静的荷重 200kN のたわみ量のグラフからわかるように、本構造は載荷荷重 200kN, 250kN ではたわみ量増加がないことから、この段階までは疲労の影響は見受けられない。また、載荷荷重 300kN 以降ではたわみ量はほとんど増加がないことから、ひび割れ以外に急激な損傷などは起こっていないため、疲労における加速期までは至っていないと考えられる。さらに、450kN の繰返し載荷終了後も弾性 FEM 解析で算出した応力に相当するひび割れ程度の損傷しか発生しておらず、疲労に対して十分な余剰耐力を有していると言える。

4. 従来のプレキャスト PC 床版に対する優位性

(1) RC ループ継手を有する従来のプレキャスト PC 床版に対する利点

従来のプレキャスト PC 床版は、図-10a に示すように 500mm 程度の現場打ち目地部を設け、そこにループ形状の鉄筋などを配置しコンクリートを打設することで一体化する構造である。一方、超高耐久床版は、図-10b に示すようにアラミド FRP ロッドにより橋軸方向にプレストレスを導入することで連結する構造である。従来のプレキャスト PC 床版に対して、超高耐久床版の構造的および維持管理の利点について以下に述べる。

a) 間詰め部

超高耐久床版では間詰め部を極限まで小さくするとともに、橋軸方向にプレストレスを導入することで引張力を制御し耐久性の向上を図っている。さらに、間詰め部では鉄筋などの鋼部材は一切配置されておらず、橋軸方向の緊張材もアラミド FRP ロッドであるため、万が一接合面から雨水などが侵入した場合でも腐食を起こさない。

b) 床版厚さ

超高耐久床版は、アラミド FRP ロッドで連結する構



写真-2 超高耐久床版の水張り試験



写真-3 水漏れなし (輪荷重走行試験後)

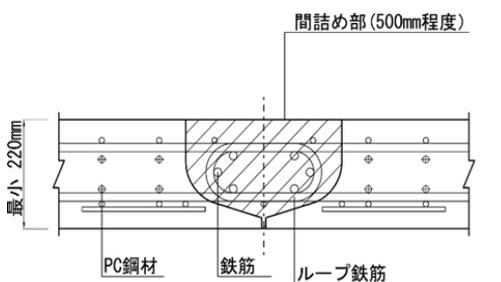


図-10a 従来のプレキャスト PC 床版の接合 (RC ループ継手)

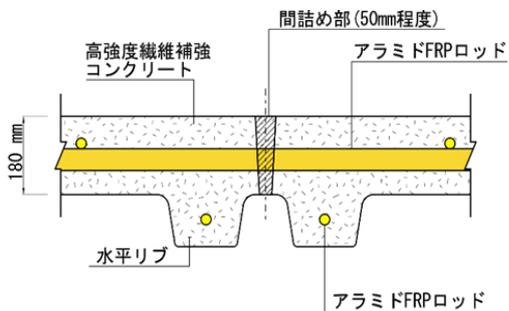


図-10b 超高耐久床版の接合 (縦締めアラミド FRP ロッド)

造のため、従来のプレキャスト PC 床版のようにループ継手鉄筋を配置する必要がないこと、高強度繊維補強コンクリートを用いていること、およびリブ付き床版構造を採用していることから、床版厚を約 2 割 (220mm→

180mm) 薄くできている。これにより、床版の軽量化を図ることができ、床版取替え後の耐震性の向上が期待できる。

C) 維持管理

超高耐久床版は鉄筋などの腐食する部材を内部に配置していないため、近年多く発生している腐食劣化によるコンクリートの浮きなどに起因するコンクリート片はく落が抑制できる。さらに 4.a),b)のように輪荷重走行に対する疲労耐久性が向上している。そのため、将来の点検などの維持管理における人的及び経済的負荷を低減することができる。

(2) 既往の論文による輪荷重走行試験の結果から考えられる利点

a) 橋軸方向のプレストレス導入およびリブの効果

今回開発した床版構造と同等の床版厚 (図-12) を有する通常の PC 床版に対する既往の研究³⁾では、プレキャスト PC 床版 (以下、PC 床版-1 とする) に対し、図-11 に示すように 157kN を初期荷重として走行回数 4 万回毎に 19.6kN ずつ荷重を増加させ、輪荷重走行試験を実施しており、載荷荷重 392kN×486,253 回で破壊に至っている。なお、PC 床版-1 は間詰め部がない一体製作の供試体である。PC 床版-1 は、橋軸方向にプレストレスを導入しておらず、輪荷重走行試験の結果において、床版下面に橋軸直角方向のひび割れが卓越して生じている。このことから、橋軸方向にアラミド FRP ロッドを配置し、プレストレスを導入している超高耐久床版は、図-8 のように床版部下面の橋軸直角方向のひび割れを抑制でき、さらにリブも床版下面の橋軸直角方向の引張応力を低減するだけでなく、橋軸方向の床版下面の引張応力も低減できる。そのため、床版部の疲労に対する耐久性が向上しているといえる。また、間詰め部においても、貫通ひび割れが発生しておらず、水の浸透による疲労劣化の進行も抑制できる。

b) 輪荷重走行試験の載荷回数について

今回提案した床版構造と、上記の PC 床版-1 における輪荷重走行試験の結果を比較する。それぞれの荷重と繰り返し回数が違うため、既往の研究より、松井の式における S-N 曲線の勾配の逆数 $m=12.76$ を用いて、マイナー則に準拠して等価繰返し回数を求め比較した⁴⁾。PC 床版の S-N 曲線は実験例が少なく明示されていないため、安全側を考慮し、一般的に寿命が PC 床版より短い RC 床版の S-N 曲線を使用した。その結果を表-4 に示す。これより、PC 床版-1 は載荷荷重 250kN の換算回数約 1450 万回相当で破壊に至っている。一方、今回提案の床版構造は換算回数で約 9200 万回相当の繰返し載荷を行った後も貫通ひび割れは発見されず、破壊にも至つ

ていない。これより、今回提案の床版構造の換算載荷回数により、PC床版-1に比べ十分な疲労に対する耐久性を有していると言える。また、表-4より、両方とも耐用年数は100年以上確保できており、輪荷重走行試験の

結果からは、超高耐久床版の寿命を考えると、交通荷重による疲労劣化は主要因とはならないといえる。

5. まとめ

本検討では、コンクリート床版の耐久性向上を目的とし、鉄筋やPC鋼材などの腐食する部材を一切用いない超高耐久床版を開発した。本構造は塩害などの腐食劣化因子に対しては高い抵抗性を有するが、鉄筋などを一切用いていないため交通荷重に対する疲労特性が通常のコンクリート床版と異なることが考えられた。そこで、輪荷重走行試験により疲労に対する耐久性を検討した。本検討で得られた結果を以下に示す。

①ビニロン繊維を用いた設計基準強度80N/mm²の高強度繊維補強コンクリートとアラミドFRPロッドのみを用いた床版を開発した。

②上記の床版に対して、実物大による輪荷重走行試験の結果、東名高速道路の交通量に対しても100年以上の疲労に対する耐久性を有していることが確認できた。

③輪荷重の載荷荷重を設計荷重の3倍に相当する荷重まで増加した繰り返し載荷後も耐力低下につながるような大きな損傷等は発生せず、十分な残存耐力を有する構造であることが確認できた。

④橋軸方向にプレストレスを導入およびリブの効果

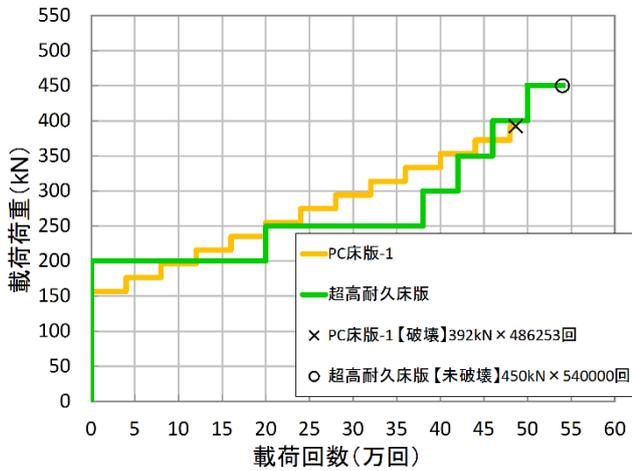


図-11 各床版の輪荷重走行試験載荷ステップ

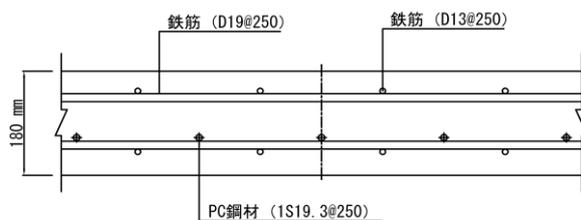


図-12 PC床版-1の床版構造

表-4 輪荷重走行試験における等価走行回数

STEP	載荷荷重	載荷荷重 (SI換算)	載荷回数	載荷回数 (累計)	基本荷重	S-N曲線 ⁵⁾ 傾きの逆数	換算走行回数 (累計)	供試体の損傷状態 (耐用年数)
	(tf)	(kN)	回	回				
PC床版-1(国総研)								
1	16.0	157	40,000	40,000	250	12.76	0	
2	18.0	177	40,000	80,000	250	12.76	0	
3	20.0	196	40,000	120,000	250	12.76	0	
4	22.0	216	40,000	160,000	250	12.76	10,000	
5	24.0	235	40,000	200,000	250	12.76	30,000	
6	26.0	255	40,000	240,000	250	12.76	80,000	
7	28.0	275	40,000	280,000	250	12.76	210,000	STEP7までで耐用年数100年以上(232年)確保
8	30.0	294	40,000	320,000	250	12.76	530,000	
9	32.0	314	40,000	360,000	250	12.76	1,250,000	
10	34.0	333	40,000	400,000	250	12.76	2,820,000	
11	36.0	353	40,000	440,000	250	12.76	6,080,000	
12	38.0	373	40,000	480,000	250	12.76	12,570,000	
13	40.0	392	6,253	486,253	250	12.76	14,530,000	破壊
超高耐久床版								
1	20.4	200	200,000	200,000	250	12.76	10,000	
2	25.5	250	100,000	300,000	250	12.76	110,000	STEP2までで耐用年数100年以上(124年)確保
3	25.5	250	80,000	380,000	250	12.76	190,000	
4	30.6	300	40,000	420,000	250	12.76	600,000	
5	35.7	350	40,000	460,000	250	12.76	3,530,000	
6	40.8	400	40,000	500,000	250	12.76	19,650,000	
7	45.9	450	40,000	540,000	250	12.76	92,120,000	(水漏れなし)貫通ひび割れなし、未破壊

で、床版部および間詰め部の橋軸方向の連続性を確保でき、既往の論文による輪荷重走行試験の結果に対しても疲労に対する耐久性が向上しているといえる。

ただし、今回の実験も既往の実験も耐用年数は100年以上確保できており、輪荷重走行試験の結果からは、超高耐久床版の寿命を考えると、交通荷重による疲労劣化は主要因とはならないといえる。

以上の結果より、今回開発した超高耐久床版は実用に十分な疲労耐久性を有すると考えられる。

謝辞：本研究は、平成26年12月からの西日本高速道路㈱と三井住友建設(株)の共同研究『新素材を採用した高耐久な橋梁構造物に関する研究』によるものであり、西日本高速道路㈱の関係者の方々から多くのご助言を頂くとともに、細部にわたりご指導戴きました。深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1)緒方辰男, 大城壮司, 永元直樹, 片健一: 超高耐久橋梁の開発と実証橋の施工, プレストレストコンクリート, pp73-80, Vol.58, No.2, Mar.2016
- 2)三加崇, 大城壮司, 松井隆行, 永元直樹: 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, pp395-400, プレストレストコンクリート工学会 第22回シンポジウム論文集(2013年10月)
- 3)国土技術総合政策研究所資料: 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 2002年3月
- 4)松井繁之: 道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究, 大阪大学学位論文, 1984

拡径鉄筋を接合構造に用いたプレキャスト壁高欄の開発

Development of the Precast Railing Using Reinforcing Bar with the Expanded Diameter Head for Connection Joint

構造技術部 藤岡 泰輔 TAISUKE FUJIOKA
 構造技術部 内堀 裕之 HIROYUKI UCHIBORI
 技術研究所 三加 崇 TAKASHI SANGA
 構造技術部 永元 直樹 NAOKI NAGAMOTO

高速道路リニューアル工事が本格化するなか、プレキャスト化による工期短縮が期待される壁高欄は、施工の急速化と相反する複雑な接合構造が少なくない。このため、筆者らは機械式鉄筋定着工法の一つである拡径鉄筋「Trunc-head[®]」¹⁾を接合構造に用いたプレキャスト壁高欄「EQ-Wall」を開発した。本稿では、開発したプレキャスト壁高欄の据付け試験やモルタル充填試験で確認された施工性を示すとともに、載荷試験で確認された耐荷性能と衝突安全性について示す。さらに、実橋へ初適用した一例について報告する。

キーワード：プレキャスト壁高欄，拡径鉄筋，急速施工，耐荷性能，衝突安全性，施工性

It is expected that the construction period of highway renewal construction can be shortened by using precast railings. However the complex joint structure is a problem in the structure. Therefore, authors developed a precast railing using reinforcing bar with the expanded diameter head for jointing to slab. In this paper, the performance of loading capacity was confirmed by the static loading test and collision test. The workability of proposed structure was confirmed by the installation test and the result of mortar injection test was described and discussed. Moreover, the first application to the actual bridge was also introduced in this paper.

Key Words: Precast Railing, Reinforcing Bar with the Expanded Diameter Head, Rapid construction, Loading Capacity, Safety against collision force, Workability

1. はじめに

床版取替え工事のさらなる急速施工を実現する一手法として、場所打ち壁高欄のプレキャスト化が期待されている。過去開発された製品は、プレキャスト壁高欄の接合構造に鉄筋ループ継手や PC 鋼材などを主に採用しているが、対象となる接合位置によって接合構造が異なることや、追加部材の配置など施工の煩雑さにおいて改善の余地があると考えられる。そこで筆者らは、「単純(Easy)」と「急速(Quick)」の二つのキーワードを掲げ、接合断面を最小化することを開発コンセプトの基軸に置き、現場において配力筋などの追加部材を一切配置することなく接合構造を成立させることを目標とした。

本稿では、開発したプレキャスト壁高欄の実物大試験体で確認した施工性について示し、静的荷重および衝撃力を与えて確認した壁高欄の耐荷性能と衝突安全性に

ついて示す。さらに、開発したプレキャスト壁高欄「EQ-Wall」を実橋に適用した一例について報告する。

2. 接合部材に適用した拡径鉄筋

拡径鉄筋「Trunc-head[®]」¹⁾とは、熱間処理により鉄筋端部を円錐台状に拡張した突起構造で、突起部と母材の一体性に優れる定着部材である(図-1)。筆者らは、接

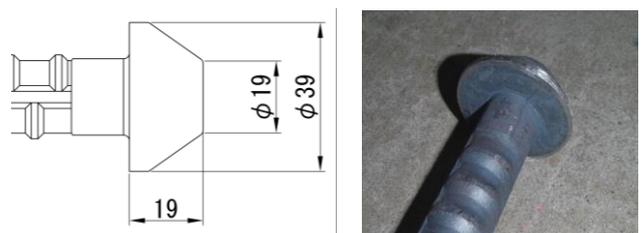


図-1 プレキャスト壁高欄に採用した拡径鉄筋

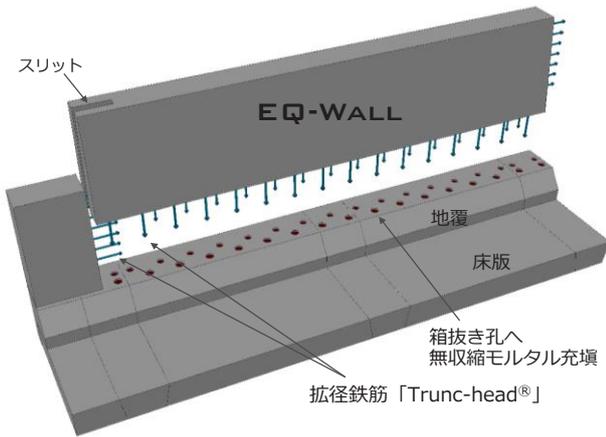


図-2 プレキャスト壁高欄の構造概要

合部の配筋作業を省力化するため、機械式鉄筋定着工法の一つであるこの拡径鉄筋をプレキャスト壁高欄の接合部に適用することを考案した。

3. プレキャスト壁高欄の構造概要

プレキャスト壁高欄の構造概要を図-2に、床版取替工事における施工手順の一例を図-3に示す。

プレキャスト壁高欄基部の接合部は、拡径鉄筋を壁高欄下面より突出させ、地覆部に設けた箱抜き孔に挿入し定着する構造とした。また、壁高欄同士の接合部においても壁高欄端部より橋軸方向に拡径鉄筋を突出させ、他方の部材に設けたスリットに収める構造とした。

拡径鉄筋は、高速道路の設計要領第二集²⁾で規定される標準配筋の場所打ち壁高欄（以下、標準壁高欄）と同等の鉄筋量を配置するため、壁高欄基部の接合部にD19@250mm、壁高欄同士の接合部にD16@100mmで配置することを基本とした。拡径鉄筋は、凍結防止剤散布などの影響による鋼材腐食の対策として、拡径部を加工した後に工場においてエポキシ樹脂塗装を施した。各部材間は、施工時の据え付け誤差を考慮し30mm程度の接合目地を設け、その箱抜き孔や接合目地に一般的な無収縮モルタルを充填することで一体化を図る構造とした。

今回提案するプレキャスト壁高欄は、壁高欄を地覆上縁で接合するタイプと地覆下縁で接合するタイプを開発したが、本稿では前者について詳述する。

4. プレキャスト壁高欄の要求性能

壁高欄に対する要求性能は、①車両の逸脱防止性能、②乗員の安全性能、③車両の誘導性能、④構成部材の飛散防止性能と規定されており、これらの性能確認試験として実車を壁高欄に衝突させる手法がある^{3),4)}。さらに、

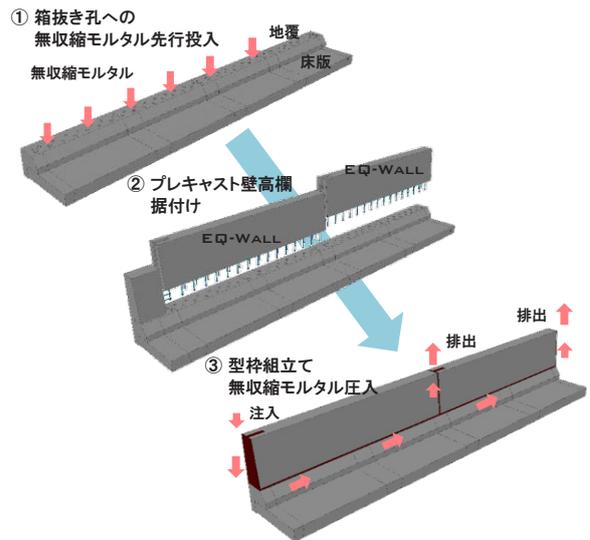


図-3 プレキャスト壁高欄の施工手順

プレキャスト壁高欄として筆者らが求めた性能としては、⑤施工の急速化を実現する施工性、⑥標準壁高欄と同程度の限界状態となる過剰荷時の耐荷性能である。すなわち、プレキャスト化に期待する施工の急速化を満足しつつ、①～④の要求性能は標準壁高欄と同程度の余裕度を持たせ、かつ車両突破による第三者被害を及ぼさないように配慮することを目指した。

プレキャスト壁高欄は、下記手順で開発を進めた。

- 手順1 模擬試験体による接合部のモルタル充填試験
- 手順2 実物大試験体による施工性確認試験
- 手順3 静的荷重による耐荷性能の確認
- 手順4 衝撃力による衝突安全性の確認

5. 模擬試験体による接合部のモルタル充填試験

提案するプレキャスト壁高欄が所要の性能を発揮するためには、拡径鉄筋が収まる箱抜き孔やスリットへの確実な定着が不可欠である。それらの間隙部への充填材は無収縮モルタルを採用しており、その品質基準は表-1に示すNEXCO試験法312⁵⁾に従った。

プレキャスト壁高欄の設置手順は図-3に示すとおり、

表-1 無収縮モルタルの品質基準（NEXCO試験法312）

試験項目	規定値
コンシステンシー	流下時間 セメント系 8±2秒
ブリーディング	練混ぜて2時間後：2%以下
膨張収縮	材齢7日で収縮を示してはならない
凝結	開始1時間以上、終結10時間以内
圧縮強度	材齢3日：25N/mm ² 以上
	材齢28日：45N/mm ² 以上
付着強度	材齢28日：3N/mm ² 以上

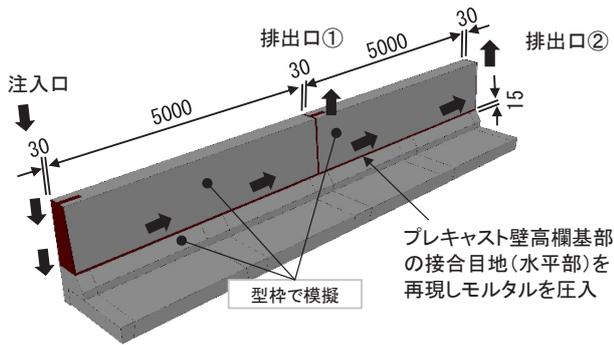


図-4 模擬試験体による接合部のモルタル充填試験



写真-3 壁高欄のプレファブ鉄筋組立



写真-1 無収縮モルタルの充填状況



写真-4 実物大試験体の施工性確認試験



写真-2 壁高欄基部のモルタル充填状況

基部に配置した拡径鉄筋を確実に箱抜き孔へモルタル定着させるため、壁高欄を据え付ける直前に箱抜き孔にモルタルを先行投入する。この作業手順により、不可視部分となる壁高欄基部の拡径鉄筋は確実に地覆部に定着される。一方、接合目地へのモルタル充填作業では確立された注入法がなく、この充填性の程度が耐荷性能へ与える影響も大きいと考えられた。このため、実物大を模擬した型枠試験体を用いて無収縮モルタルの充填試験を行った。模擬試験体による接合部のモルタル充填試験の概要を図-4に、無収縮モルタルの充填状況を写真-1および写真-2に示す。本試験の注入・排出口は、プレキャスト壁高欄同士の接合目地を利用した。モルタルは、注

入口一箇所から 10ℓ/min 程度の速度でモルタルポンプにより圧入した。本試験においては、水平部分の接合目地幅を 15mm に設定してモルタルの圧入作業を行ったが、注入口 1 箇所から延長 10m の区間を充填できた。

無収縮モルタル硬化後、プレキャスト壁高欄の下面となるモルタル上面の空隙発生状況を観察し、空隙面積を 1m 区間ごとに集計した。その結果、空隙面積は区間ごとの面積比で 2%程度と非常に小さく、この空隙が接合構造の耐荷性能に影響がないことを確認した。

6. 実物大試験体による施工性確認試験

(1) プレキャスト壁高欄の製作

開発したプレキャスト壁高欄は、拡径鉄筋と箱抜き孔の設置精度が施工性を左右する。そのため、プレキャスト壁高欄の鉄筋は編成台においてプレファブ化し、拡径鉄筋の平面位置を治具にて固定しコンクリートを打設し製作した(写真-3)。また、地覆部の拡径鉄筋を挿入する箱抜き孔は、鋼製スパイラルシースで形成し、このシースを治具により固定して平面位置と勾配を調整した。鋼製スパイラルシースは、構造物の腐食劣化の要因となることからコンクリートが硬化した後に撤去した。

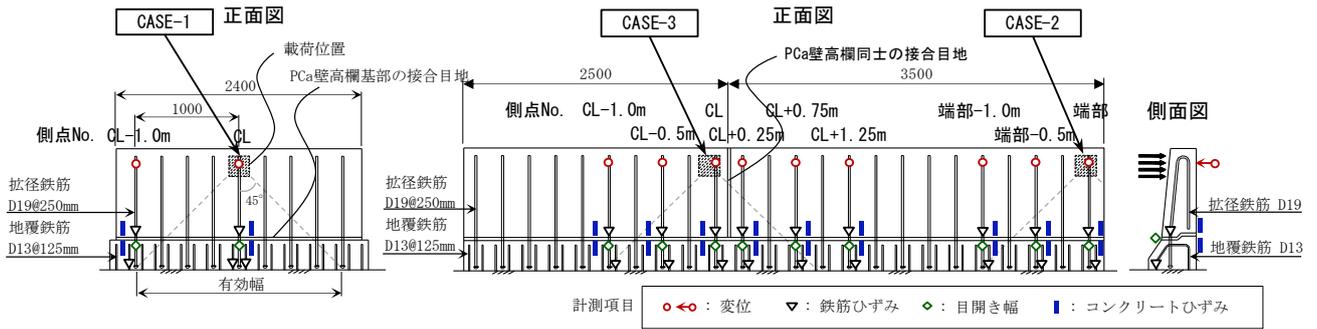


図-5 静的荷重試験の試験体と計測項目および位置図

(2) プレキャスト壁高欄の組立て

プレキャスト壁高欄の実物大試験体の施工性確認試験状況を写真-4 に示す。プレキャスト壁高欄の組立て作業は、プレキャスト壁高欄を仮支持するボルトの高さ調整→モルタルの練混ぜ→箱抜き孔へのモルタル投入→プレキャスト壁高欄の据付け・位置調整→仮固定の手順とした。隣接するプレキャスト壁高欄も同様の施工手順で組立て作業を行った。今回の施工性確認試験では、作業員4名を一班で構成し作業を行った。その結果、全作業工程を30分以内の施工速度で実施した。したがって、実施工においては班数を増やし合理的に施工を分担することにより、さらなる施工の急速化が見込めた。

7. 静的荷重による耐荷性能の確認

(1) 試験概要

静的荷重試験では、実車衝突試験の結果より静的荷重に換算された荷重⁶⁾を基準とする設計荷重載荷時におけるプレキャスト壁高欄の耐荷性能と過載荷時における破壊性状を確認した。対象のプレキャスト壁高欄は、車両用防護柵の種別SS種(衝突荷重138kN)に対して設計を行い、本試験を実施した。

静的荷重試験の試験体を図-5 および表-2 に示す。CASE-1 では、有効幅と同程度の試験体の中央に荷重を載荷し、荷重点より45度分布の有効幅内にある壁高欄基部の拡張鉄筋の挙動と接合構造の耐荷力に着眼した。CASE-2 では、壁高欄端部に荷重を載荷し端部における変形性能と拡張鉄筋が負担する有効幅について着眼した。CASE-3 では、壁高欄同士の接合目地近傍に荷重を載荷し、橋軸方向に配置した拡張鉄筋の有効性と壁高欄の連続性、および壁高欄の長さ効果について着眼した。

(2) 静的荷重の載荷方法

静的荷重試験の設備概要を図-6 に示す。試験体は反

表-2 耐荷性能試験の試験体一覧

種別	試験体の長さ	載荷位置	照査荷重
CASE-1	2.4m	試験体の中央	設計荷重 破壊荷重
CASE-2	2.5m+3.5m	試験体の端部	設計荷重
CASE-3	2.5m+3.5m	壁高欄同士の接合目地近傍	設計荷重 破壊荷重

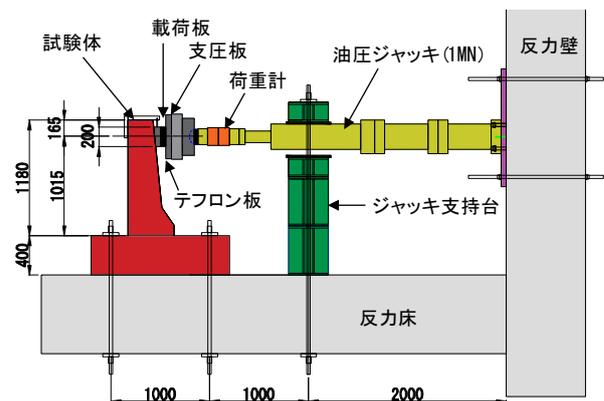


図-6 静的荷重試験の設備概要(側面図)

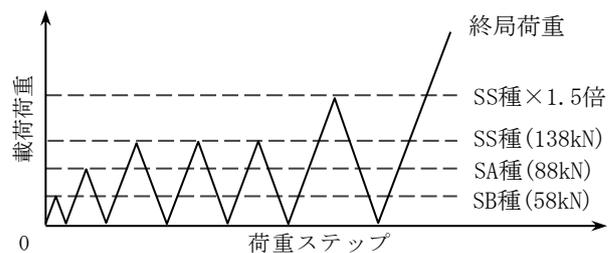


図-7 荷重載荷ステップ (CASE-1 および CASE-3)

力床にPC鋼材で固定し、反力壁に載荷能力1MNの油圧ジャッキを設置して水平に荷重を載荷した。静的荷重のプレキャスト壁高欄への載荷面には、「高速化対応型コンクリート製防護柵に関する共同研究報告書」⁴⁾を参考にして、□200mm×200mmの鋼製の載荷板を設置した。なお、油圧ジャッキ先端の支圧板と載荷板との間にはテフロン板を挟み、壁高欄の変形が進んでも床版から

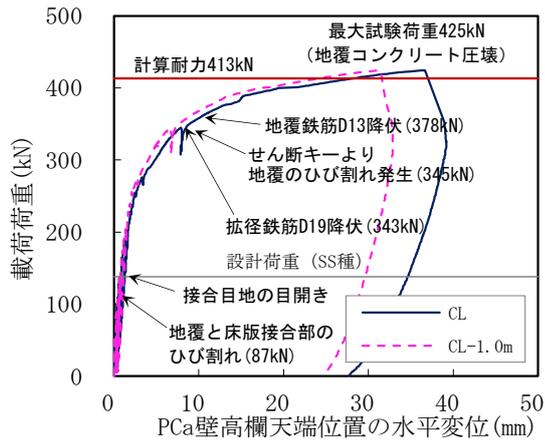


図-8 荷重-変位曲線 (CASE-1)

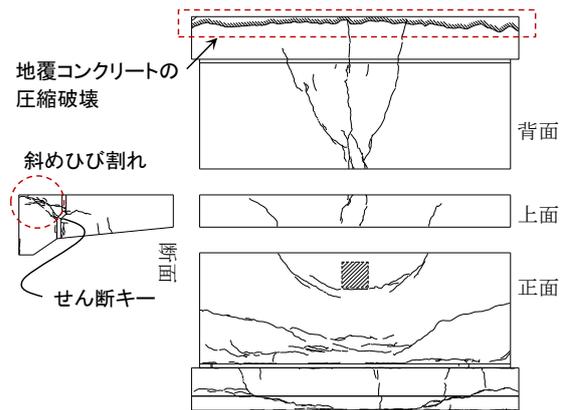


図-9 終局時のひび割れ展開図 (CASE-1)

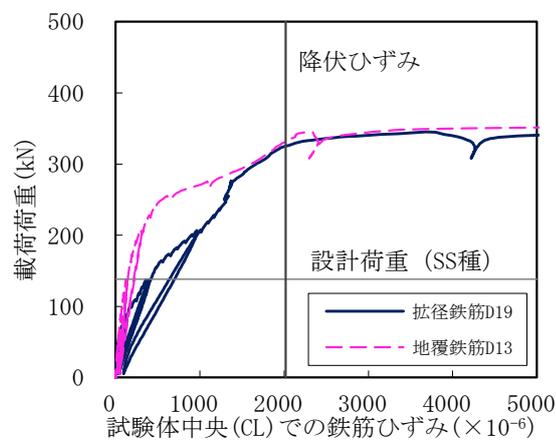


図-10 荷重-ひずみ曲線 (CASE-1)

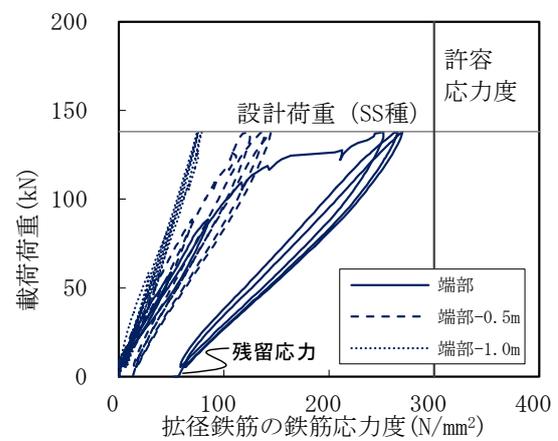


図-11 荷重-応力曲線 (CASE-2)

の高さが一定の位置に荷重が載荷されるように配慮した。

CASE-1 および CASE-3 の荷重ステップを図-7 に示す。CASE-2 については、SS 種の設計荷重載荷ステップまでとし挙動を確認した。

(3) 試験結果および考察

a) CASE-1 (試験体 L=2.4m, 中央載荷)

CASE-1 のプレキャスト壁高欄天端位置における荷重変位曲線を図-8 に示す。プレキャスト壁高欄中央 (CL) と (CL-1.0m) 位置の水平変位は、同一曲線の軌跡を示し、試験体が全体で静的荷重に抵抗している挙動がわかる。ひび割れは、SA 種相当の荷重を載荷した際に場所打ちの地覆と床版との境界部において確認された。SS 種相当の設計荷重載荷時、プレキャスト壁高欄基部の接合目地においてモルタルの目開きが発生したが、鉄筋引張応力は 77N/mm^2 程度と許容値に対して十分小さく、載荷と除荷を 3 回繰り返した後の残留目開き平均 0.06mm と小さかった。また、壁高欄基部におけるコンクリートの圧縮ひずみも 245μ と非常に小さかった。

その後、設計荷重の 1.5 倍程度まで弾性的な挙動を示し、設計荷重の 2.5 倍程度の載荷荷重 (343kN) で拡径

鉄筋が降伏した後、プレキャスト壁高欄と地覆接合部のせん断キリーより斜め方向に地覆コンクリートにひび割れが発生した。最大試験荷重は 425kN で、場所打ちの地覆と床版との境界部近傍において地覆コンクリートの背面側が圧縮破壊し終局に至った。計算耐力は 413kN で、計算値と試験値は概ね一致した。また、拡径鉄筋の定着部の抜出しやコーン破壊については、荷重変位曲線や破壊状況からは認められなかった。終局時の試験体のひび割れ展開図を図-9 に示す。

次に、試験体中央位置 (CL) における拡径鉄筋と地覆鉄筋の荷重ひずみ曲線を図-10 に示す。プレキャスト壁高欄基部において接合目地の目開きが進んだため、拡径鉄筋のひずみ増加が先行した。拡径鉄筋のひずみが 1200μ 程度に達すると、地覆鉄筋のひずみが著しく増加した。その後、両者はほぼ同一のひずみ履歴を示し、降伏に至った。このため、拡径鉄筋が負担した引張力は、その定着部を介して地覆鉄筋に伝達されており、接合構造の一体性が保持されていることがわかる。

以上より、本接合構造は設計荷重載荷時において RC 部材として要求される耐荷性能を有していること、また

限界状態においても本接合構造の安全性が十分に高いことが確認できた。

b) CASE-2 (試験体 L=6.0m, 端部載荷)

CASE-2 における拡張鉄筋の荷重応力曲線を図-11 に示す。載荷荷重 120kN 程度以降よりプレキャスト壁高欄端部が水平および鉛直に曲がるような斜め 45 度方向のひび割れが発生した。設計荷重載荷時において、コンクリートと鉄筋の発生応力度は許容応力度以下であったが、設計荷重の載荷と除荷を 3 回繰返した後は、端部の拡張鉄筋には 52N/mm² 応力が残留し、プレキャスト壁高欄基部の残留目開きは最大 0.13mm であった。

標準壁高欄の端部における鉄筋量は、標準配筋の約 2 倍の鉄筋量を配置するように仕様規定化されている。しかし、今回は本構造の基本性能を調査するため、端部における鉄筋量を標準部と同じ条件で試験を実施した。試験結果より、開発したプレキャスト壁高欄端部の鉄筋量を増やさずとも構造上の許容応力度を満足することはできるが、局所的な残留ひずみが生じるため鉄筋径のランクアップなどにより補強することが望ましいと判断する。

c) CASE-3 (試験体 L=6.0m, 接合目地近傍の載荷)

CASE-3 のプレキャスト壁高欄天端位置における荷重変位曲線を図-12 に示す。壁高欄基部の接合目地におけるモルタルの目開きは、CASE-1 と同様で設計荷重載荷時に確認された。一方、壁高欄同士の接合目地の目開きは、設計荷重の 1.5 倍 (207kN) まで載荷して初めて目視確認された。設計荷重の載荷と除荷を 3 回繰返した後の壁高欄同士の接合目地における目開きは最大 0.04mm であり、壁高欄同士のずれせん断変位は発生しなかった。

その後、荷重を増加させると載荷点より 45 度分布範囲の壁高欄基部に配置された拡張鉄筋と地覆鉄筋が降伏に達し、載荷点からの押抜きせん断破壊による局部破壊で終局に至った。最大荷重は 513kN に達したが、橋軸方向接合部の拡張鉄筋は降伏には至らなかった。また、CASE-1 の試験結果と異なり、地覆背面側のコンクリートは圧縮破壊が生じない局所的な破壊性状であった。

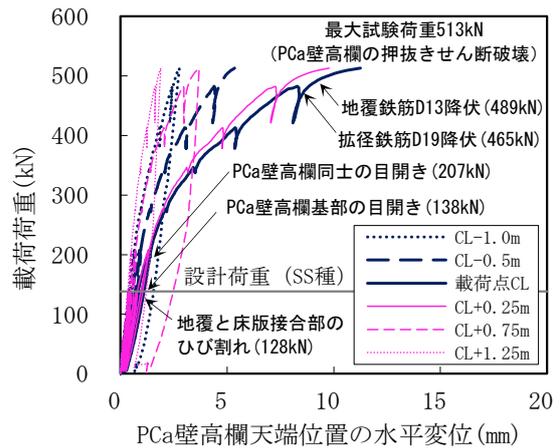


図-12 荷重-変位曲線 (CASE-3)

以上より、本接合構造をプレキャスト壁高欄同士の接合構造に適用することで、隣接する壁高欄の連続性が確保され、設計荷重載荷時および限界状態において、十分な耐荷性能と安全性を有していることが確認できた。

8. 衝撃力による衝突安全性の確認

(1) 試験概要

前述したとおり、壁高欄の衝突安全性を確認する手法として実車を壁高欄に衝突させる動的載荷試験がある。一方、プレキャスト壁高欄の試験法は、実車衝突試験により既に確認されたフロリダ形状の壁高欄を前提とした試験法が提案されている。その試験法に準じ衝撃体に剛性の高い鋼製台車を用い、任意に衝突条件を設定できる試験設備を使用しプレキャスト壁高欄の衝突安全性を確認した。台車による衝突試験状況を写真-5 に、設備概要を図-13 に示す。

プレキャスト壁高欄の長さは 4m を標準とし、反力路盤に堅固に固定した。衝撃体は、総重量 69kN の台車を用い、試験体への進入角度は 90 度とした。衝突位置は、試験体天端から 300mm 下がりの位置とし、衝突面には



写真-5 台車による衝突試験

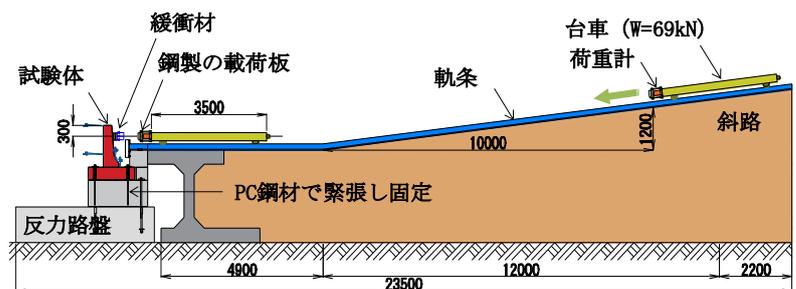


図-13 台車衝突試験の設備概要

表-3 高速道路におけるプレキャスト壁高欄の要求性能

衝突条件	衝撃度	照査内容
設計荷重相当 種別：SS種	6.5kJ	①有害なひび割れ(目安：0.2mm)が発生しないこと ②構成部材が飛散しないこと ③壁高欄および接合部に残留ひずみが発生しないこと
標準配筋の 耐力相当*	28kJ	①壁高欄基部の背面側のかぶりコンクリートに はく離が生じないこと ②接合部の引張部材に破断や抜けが生じないこと

*設計要領第二集で規定する標準配筋の場所打ち壁高欄

鋼製の載荷板(□200mm×200mm)と緩衝材(ゴム硬度30, 厚さ215mm)を設置した。台車先端の荷重計や台車の衝突速度, 試験体の変位とひずみは, サンプリング速度2kHzで動的測定を行った。

(2) 性能確認と衝突条件

現在の高速道路におけるプレキャスト壁高欄に対する要求性能を表-3に示す。その要求性能を確認する試験法では, 標準壁高欄と同程度の性能を有することを確認する必要性が示されている。具体的には, 標準壁高欄の耐力相当を確認する衝突条件で, 車両突破による第三者被害を及ぼすことがないように配慮されている。

これらの与条件より, 当該プレキャスト壁高欄の衝突試験においては, 段階的に衝撃度を引上げ繰返し衝突させ, 壁高欄が破壊に至るまでの過程を把握することとした。当該試験の衝突条件を表-4に示す。

(3) 試験結果および考察

a) 衝撃力と壁高欄の損傷状況

衝撃力の時刻歴応答値を図-14に, 損傷状況を図-15に示す。衝撃力は, 試験体と台車間に緩衝材を設置しているため, 衝突速度の上昇とともに衝撃力の増加勾配が急激に増大した。STEP-02(設計荷重相当6.5kJ)のときは, 最大衝撃力が94kNで損傷は発生しなかった。STEP-04(耐力相当28kJ)のときは, 最大衝撃力が743kNを示し, 接合部の0.25mm程度の目開きと橋軸方向の全体曲げにより衝突位置背面側に鉛直方向のひび割れが発生した。STEP-05の最大衝撃力は862kNに達したが, 構成部材の飛散は確認されなかった。STEP-06の最大衝撃力は931kNで, 载荷位置を中心とする同心円状のひび割れが顕著となり, 表層剥離が一部確認された。STEP-07では, 衝突位置からの押し抜きせん断破壊で局部破壊に至ったが, 接合部の拡径鉄筋は破断せず, 車両は突破しなかった。

b) 壁高欄の水平変位とひずみ履歴

衝突位置におけるプレキャスト壁高欄の水平変位を図-16に示す。壁高欄の水平変位は, STEP-03まで弾性挙動を示した。STEP-04では壁高欄上端の水平変位の残留が3mm程度発生し, 衝撃度の増大に伴い残留変位も

表-4 当該試験の衝突条件

試験体の種類 载荷位置	衝突STEP	衝撃度
	STEP-01	3.0 kJ
	STEP-02	6.5 kJ
L=4m一般部 (種別：SS種)	STEP-03	20 kJ
	STEP-04	28 kJ
試験体中央	STEP-05	34 kJ
	STEP-06	42 kJ
	STEP-07	65 kJ

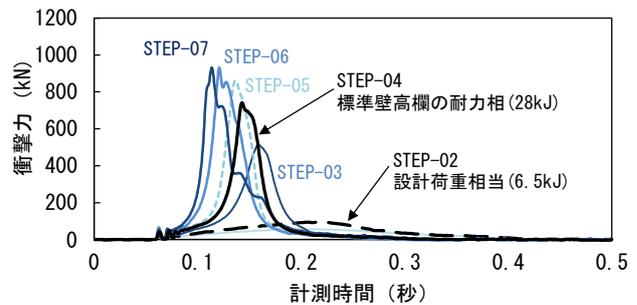


図-14 衝撃力の時刻歴応答値

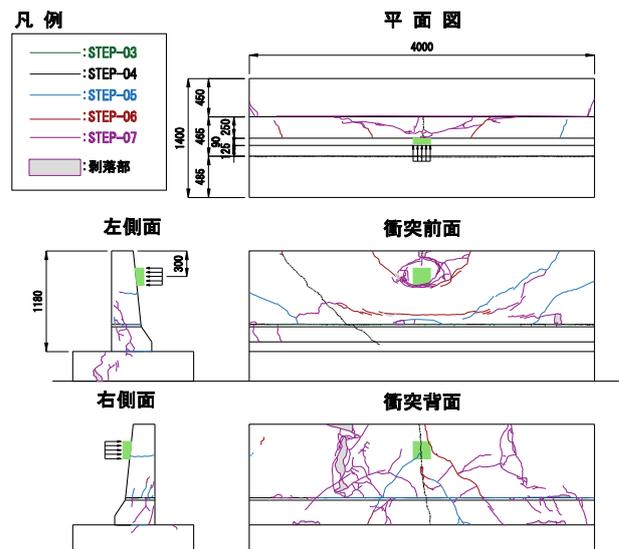


図-15 壁高欄の損傷状況

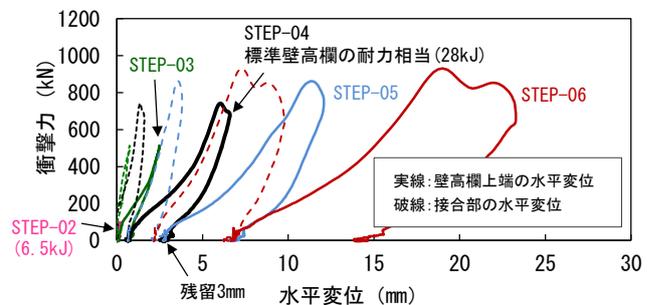


図-16 壁高欄の水平変位

顕著となった。

接合部の拡径鉄筋と床版位置における地覆鉄筋のひずみ履歴を図-17に示す。STEP-03では拡径鉄筋と地覆

鉄筋ともに残留ひずみが最大 300 μ 程度であった。STEP-04 では地覆鉄筋のひずみ増加が先行し、拡径鉄筋ともに降伏に至った。その後、衝撃度の増大とともに最大ひずみと残留ひずみが増加した。

c) 破壊性状に対する考察

同一形状の試験体で静的荷重および衝撃力を与えた際の破壊状況を写真-6 に示す。いずれの破壊性状においても載荷位置からの押し抜きせん断破壊で終局に至ったが、静的荷重では鉄筋が降伏に至った範囲が載荷位置から 45 度分布の範囲内にあるのに対し、衝突試験では広範囲にわたって鉄筋が降伏した。また、衝突試験では衝撃力の増加とともに、徐々に台車先端が壁高欄に貫入する現象が確認された。しかし、両試験の耐力相当の荷重条件では、拡径鉄筋の破断や抜け出しは生じなかった。これらより、当該プレキャスト壁高欄は標準壁高欄と同等の性能を有し、十分な余剰耐力と第三者に対する安全性が確認されたといえる。

(4) 最大衝撃力の時刻歴応答値の算定

今回の衝突試験では 2kHz の動的計測を行っているためサンプリング数が多く高精度であり、荷重の時刻歴推定精度も高い。そのため、壁高欄に伝達されるエネルギーも精緻に求めることができる。そこで、衝突試験で得られたプレキャスト壁高欄と緩衝材のバネ定数を算定し、その荷重変位曲線から時刻歴応答値を算出した。ここでは、衝撃力の実測値の一例と台車重量を変化させた計算結果を示す(図-18)。使用した台車重量は 69kN であり、計算値が実測値に概ね一致していることが検証できた。なお、各台車重量の計算値は、衝突速度を調整し衝突エネルギーを一定とした算定結果であるが、最大衝撃力に達するまでの力積が異なる結果となる(表-5)。

車両が衝突する現象は、衝突体の変形を伴う作用時間の比較的長い衝撃作用特性(ソフトな衝撃)として取り扱われるため、静的荷重による破壊性状とさほど変わらないとの報告もある。しかし、衝撃作用に対するひずみ速度や荷重速度、および衝突体と被衝突体の質量比によって破壊挙動が静的荷重の作用と異なることも知られている。よって、このような衝突実験においては、衝突体の重量と緩衝材を一定とした衝突試験により標準的な構造と性能を相対比較する手法や、力積と最大衝撃力などを考慮したより精緻な評価方法の検討が必要であると考えられる。

9. プレキャスト壁高欄の実橋への適用例

今回提案するプレキャスト壁高欄は、壁高欄を地覆

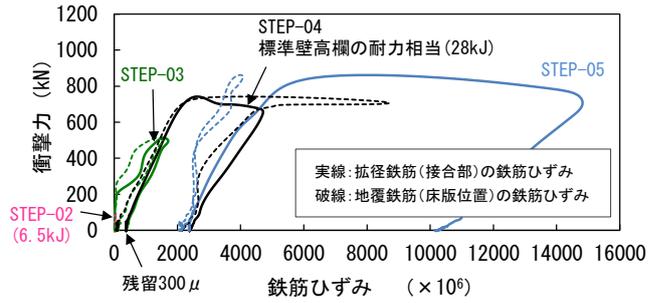


図-17 拡径鉄筋と地覆鉄筋のひずみ



a) 静的荷重による破壊性状



b) 衝撃力による破壊性状

写真-6 試験体の破壊性状の違い

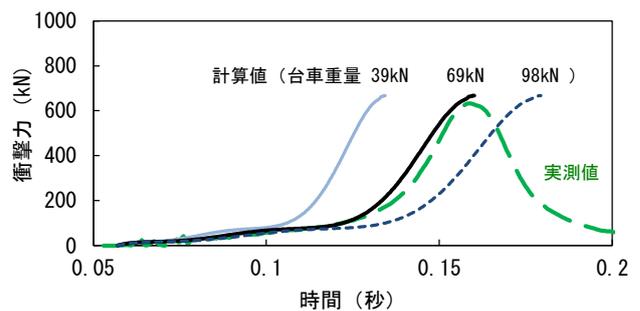


図-18 衝撃力の時刻歴応答値の算定結果

表-5 衝撃エネルギーと力積との関係

台車重量 (kN)	39	69	98
衝突速度 (m/s)	3.20	2.41	2.02
衝撃エネルギー (kJ)	20.4	20.4	20.4
力積 (kNs)	12.8	17.0	20.2

上縁で接合するタイプと地覆下縁で接合するタイプを開発した。実橋においては、後者のプレキャスト壁高欄を

採用した。静的および動的試験にくわえ、壁高欄の据付け試験や接合断面へのモルタル充填試験を実施し施工性についても確認を行った。その結果を踏まえ、施工法をマニュアルとして定め運用した。

実橋におけるプレキャスト壁高欄の設置状況を、写真-6 に示す。プレキャスト壁高欄から突出させた拡径鉄筋と床版に設けた箱抜き孔との接合部に充填する無収縮モルタルは、プレキャスト壁高欄を設置する直前に箱抜き孔に投入し、不可視部分に充填不良が生じない手順で接合作業を行った。箱抜き孔へのモルタル投入後、プレキャスト壁高欄を据え付け、床版および壁高欄同士の接合断面の型枠を組み立て、モルタルポンプを用いて無収縮モルタルを注入した。実橋における実工程から、プレキャスト壁高欄の1日当たりの施工延長は50m以上であり、作業の習熟とともにさらなる施工の急速化が見込めることが確認できた。

10. まとめ

開発したプレキャスト壁高欄の各種性能試験と実橋への適用で得られた知見を以下に示す。

- 1) 対象となる接合位置全てに拡径鉄筋を適用し統一化したため、接合時に配力筋などの追加部材を一切配置することなく現場作業の無駄を省けた。このため、開発したプレキャスト壁高欄の接合構造は、従来製品よりも施工の急速化を図ることが期待できる。
- 2) 静的載荷試験の結果より、開発したプレキャスト壁高欄は、車両用防護柵として要求される耐荷性能を十分満足していることが確認できた。プレキャスト壁高欄同士の接合部においても連続版としての挙動を示した。
- 3) 開発したプレキャスト壁高欄の標準配筋で端部に静的荷重を載荷した結果より、コンクリートおよび鉄筋の発生応力は許容応力度以下であった。しかし、今後は本構造の端部への採用に向け、拡径鉄筋の径をラックアップするなど施工性を配慮した対策を講じ、その挙動を確認する必要がある。
- 4) 開発したプレキャスト壁高欄の台車による衝突試験の結果より、高速道路の設計要領第二集で規定する標準配筋の場所打ち壁高欄と同等の耐荷性能および衝突安全性を有することが確認できた。
- 5) 標準壁高欄の耐力相当の荷重条件における衝突試験では、拡径鉄筋の破断や抜け出しは生じず、過載荷時においても接合構造の靱性や堅牢性が高いことが確認できた。なお、過載荷による壁高欄の衝撃破壊モードは、橋軸方向の全体曲げが先行した後、衝突位置から押し抜きせん断破壊で終局に至った。

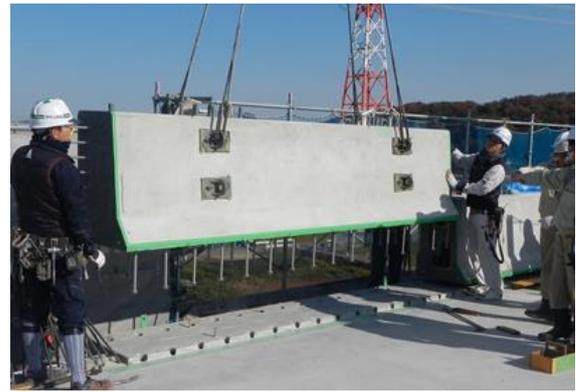


写真-6 実橋におけるプレキャスト壁高欄の施工

- 6) 開発したプレキャスト壁高欄は、接合構造の単純化と施工の急速化の両立を実現できた。このため、壁高欄の1日当たりの施工延長は50m以上であり、床版取替え工事におけるさらなる施工の急速化が見込める。

本開発では、従来煩雑な作業を伴っていたプレキャスト壁高欄の接合構造の課題を刷新するため、筆者らは「単純(Easy)」と「急速(Quick)」の二つのキーワードを掲げ、新たな接合構造の考案に始まり施工法の立案や種々の構造実験を行ってきた。本稿では開発プロセスの一部を取りまとめ報告を行ったが、全ての接合構造を拡径鉄筋と無収縮モルタルで定着する手法に統一化したことが開発の大きな成果となった。

今後、本格化する高速道路リニューアル工事に開発したプレキャスト壁高欄を展開し、交通規制の短縮による社会経済損失を低減するとともに、生産性向上に資するプレキャスト技術として貢献できれば幸いである。

参考文献

- 1) 三加崇, 竹山忠臣, 有川直貴, 篠崎裕生: 端部拡径鉄筋の定着性能に関する検討, 三井住友建設技術研究開発報告 No.14, pp.39-42, 2016
- 2) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社: 設計要領第二集橋梁建設編, 平成28年8月
- 3) 社団法人日本道路協会: 防護柵の設置基準・同解説, 平成28年12月
- 4) 建設省土木研究所道路部, 日本道路公団試験研究所, (社)セメント協会ほか: 高速化対応型コンクリート製防護柵に関する共同研究報告書, 共同研究報告書第207号, 1998年6月
- 5) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社: 構造物施工管理要領, 平成29年7月
- 6) 社団法人日本道路協会: 車両用防護柵標準仕様・同解説, 平成16年3月
- 7) 公益社団法人土木学会: 構造工学シリーズ6「構造物の衝撃挙動と設計法」, 1994年1月

衝撃弾性波速度および超音波速度と コンクリート応力に関する基礎的研究

Fundamental Study on Correlation between Impact Elastic Wave Velocity or Ultrasonic Velocity and Concrete Stress

技術研究所 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

技術研究所 野並 優二 YUJI NONAMI

環境・リニューアル技術部 玉置 一清 KAZUKIYO TAMAKI

既設 PC 橋のコンクリートに作用している応力を非破壊で調査する手法を検討する目的で、衝撃弾性波と超音波に着目し、コンクリート応力との関係を調べた。衝撃弾性波による方法は、圧縮強度測定装置（聴強器）を改良したものを用いた。PC 鋼棒によりコンクリートにプレストレスを与えた版試験体の計測を行い、コンクリート応力とこれら速度との間には一定の相関があることを確認した。いずれの波を用いてもばらつきは同程度であるが、実用に供するためには更なる精度改善が必要であることが分かった。

キーワード：衝撃弾性波，超音波，コンクリート応力，プレストレストコンクリート

In this paper, the nondestructive tests were studied to evaluate the concrete stress of existing PC bridges. Focusing on impact elastic wave and ultrasonic wave, relation between the concrete stress and those waves were investigated. In the case of using the impact elastic wave, an apparatus for measuring the compression strength (named CHOKYOKI) was improved to apply this experiment. The concrete slabs those were prestressed with PC steel bars were used as the test specimens. The test results showed that there was a certain correlation between concrete stress and the velocity of each wave. The variation of those two waves' velocities is about the same and it is necessary to improve accuracy furthermore for the practical use.

Key Words: Impact Elastic Wave, Ultrasonic, Concrete Stress, Prestressed Concrete

1. はじめに

コンクリートの残存プレストレス量は、PC 橋梁の維持管理において健全性判定の際の重要な指標である。これを非破壊で精度良く知ることができれば、合理的な橋梁の維持管理が可能となる。

コンクリートの弾性波速度は、コンクリート表面にセンサを設置し、打撃等で弾性波を生成するだけで計測できる物理量であり、コンクリート応力との相関が確認できれば、非破壊の応力推定手法として有効な指標となり得る。コンクリートの弾性波速度を用いた圧縮強度の推定については、すでに実用的な方法が提案されており、計測装置が市販されている。一方、弾性波速度とコンクリート応力に関する研究は極めて少ない。骨材にガラス球を用いて弾性波の伝搬速度を調べた岩波ら¹⁾

の研究において、骨材界面の性状変化が弾性波の伝搬挙動に大きく影響することが言及されているが、コンクリート応力との関係については明らかにされていない。

本論文では、PC 鋼棒の緊張力でプレストレス量を変化させた版試験体の弾性波速度を、衝撃弾性波と超音波を用いて計測し、コンクリート応力との関係を調べた。

衝撃弾性波を用いた計測は、測定装置として国土交通省の「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領(案)」に対応した、衝撃弾性波による圧縮強度測定装置（聴強器）を用いた。ここでは、弾性波速度をより精度良く測定するために、装置とソフトウェアの一部改良を実施した。

超音波を用いた計測は、AE センサを 2 つ応力測定方向に並べ、一方のセンサにパルス電圧を印加することで超音波を発生させ、もう一つのセンサでその到達を検出

するものである。

弾性波速度の計測においては、センサに波形が到達した時刻を正確に知ることが重要である。本論文では、両波の到達時刻判定に波形勾配比法²⁾を用いた。この方法は、聴強器で採用されている方法である。

2. 装置の概要

(1) 衝撃弾性波による方法

図-1 に聴強器の外観を示す。2つの圧電型振動センサを組み込んだ振動検出器をコンクリート表面に接触させ、その近傍をハンマで打撃して衝撃弾性波を発生させる。弾性波速度は、振動センサ間の波動伝播時間差と測定距離から算定される。今回の測定では、コンクリートの不均質さが計測結果に与える影響をなるべく小さくすることを目的として、振動センサ間距離を従来の30cmから50cmに伸ばした。また、振動検出器や振動計へ浸入するノイズの抑制、波動到達時間の判定に用いている波形勾配比法の比率を修正したものを用いた。

ここでは、コンクリート表面での計測に加え、コンクリート内部の鉄筋を伝播する衝撃弾性波の速度も計測した。コンクリートよりも均質な材料である鉄筋を媒体とすることで、ばらつきが低減できるのではないかと考えた。計測は各応力段階で50回行った。

(2) 超音波による方法

図-2 に超音波による方法の概要を示す。超音波はファンクションジェネレータにて振幅値を15V、継続時間 $10\mu\text{s}$ とした矩形波をAEセンサに作用させ、信号入力を各応力段階で20回行った。使用したAEセンサは、60kHz共振型である。AEセンサにより検出した超音波は、プリアンプにて40dB増幅した後、サンプリング周波数1MHz（サンプリング時間間隔 $1\mu\text{s}$ ）、8192個の振幅値データとして記録した。

ここでは、応力作用方向の計測に加えて、直角方向の計測も行った。直角方向は応力変化がないため超音波速度も変化しないことが予想されるが、それを検証するためである。

(3) 弾性波および超音波の到達判定方法

弾性波あるいは超音波が到達した時間を判定する方法として、波形勾配比法²⁾を用いた。これは、聴強器において弾性波の到達時間を決定する方法として用いているものである。図-3 に、その概念を示す。

最初に到達した波の最大勾配を求め、その1/10を波形立ち上がり点とした。聴強器の標準では、1/15を波



図-1 装置の概要（衝撃弾性波）

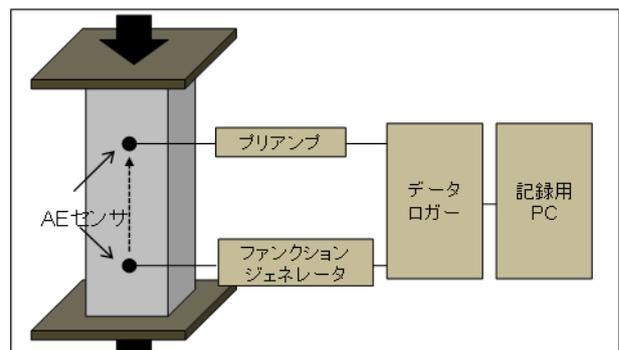


図-2 装置の概要（超音波）

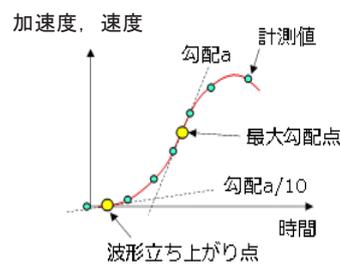


図-3 弾性波および超音波の到達判定方法

形立ち上がり点（到達時点）としているが、今回の試験体を用いてばらつき（標準偏差）を検証したところ、1/10で良い結果が得られたためである。

3. 実験の概要

PC鋼棒でプレストレスを導入した、幅500mm、長さ

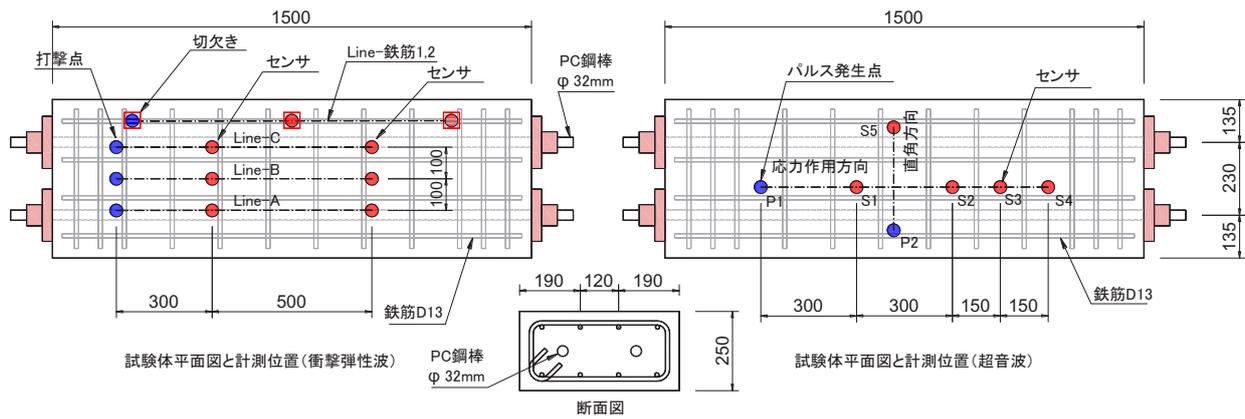


図-4 試験体と測定位置

1,500mm, 厚さ 250mm の試験体 (図-4) を製作した。PC 鋼棒はφ32mm を 2 本配置した。試験体は、衝撃弾性波による方法と超音波による方法でそれぞれ用意した。コンクリートの圧縮強度は衝撃弾性波用の試験体は 51.4N/mm², 超音波用の試験体は 42.2N/mm² であった。

衝撃弾性波による方法では、試験体表面の長手方向 3 ライン (A,B,C) と、鉄筋 1,2 ラインで計測を行った。鉄筋 1,2 ラインでは、鉄筋中を伝播する衝撃弾性波の速度を計測する。そのため、3 か所で約 5×5cm の大きさのかぶりコンクリートを除去して鉄筋を露出させた。鉄筋 1 ラインは図左端の切欠き部で鉄筋を打撃し、中央および右端の切欠き部へ設置したセンサで弾性波速度を計測する。鉄筋 2 ラインは、その逆方向で計測を行った。

PC 鋼棒緊張力は、コンクリート応力で 0~7.2N/mm² の間を 4 段階で上昇させた。計測は各荷重 1 ラインで 50 回実施し、平均値をその代表値とした。

超音波による方法では、図-4 右の平面図に示すように、センサ間隔を、応力作用方向では、入力センサ位置 (P1) から 300, 600, 750, 900mm (S1~S4) とし、直角方向では、325mm (P2→S5) とした。しかしながらセンサ間隔が 600mm 以上になると、到達波形が明瞭さを失い、波形勾配比法の適用ができないことが判明した。そのため、4 章の実験結果では、センサ間隔 300mm と直角方向のみを示した。

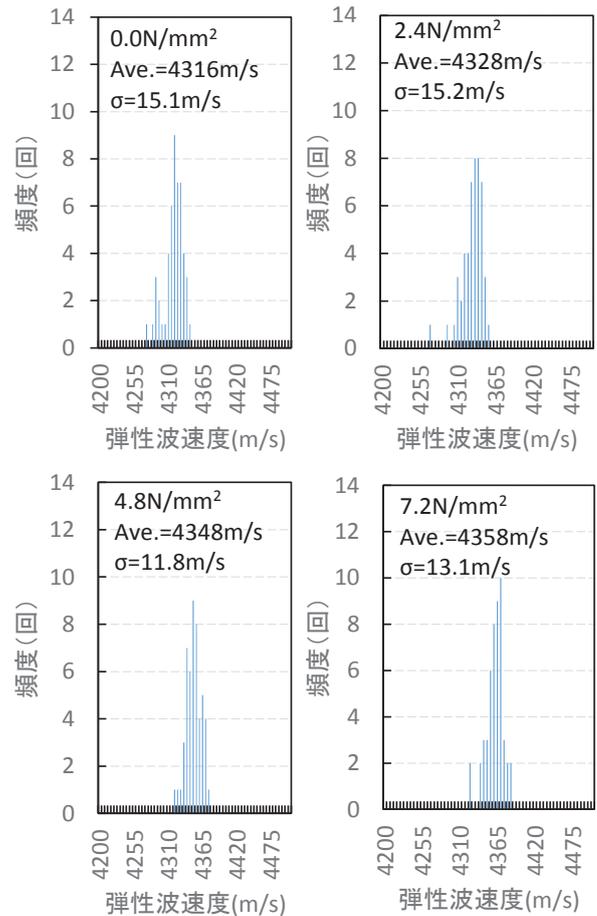


図-5 計測値頻度分布 (衝撃弾性波)

4. 実験結果

(1) 衝撃弾性波による方法

図-5 は、Line-C の計測値の頻度分布である。50 回の計測値は、概ね正規分布している。その標準偏差は、11~15m/s であった。これ以外の Line-A,C や鉄筋を打撃したケースについても同様の正規分布を示した。

図-6 は、各 50 回の計測値の標準偏差を示したものである。概ね 10~30m/s の値となった。鉄筋を打撃したケ

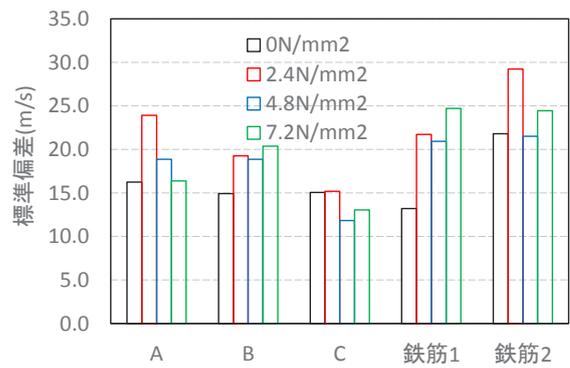


図-6 標準偏差 (衝撃弾性波)

ースにおいても、概ね同様の標準偏差が得られたが、コンクリートを打撃したケースよりも若干劣るようである。

図-7 は、コンクリート応力と弾性波速度の関係を示したものである。Line-B 以外は、コンクリート応力の増加にともない弾性波速度が増加する傾向にあることが分かる。Line-A と C は、ばらつきも少なく速度値は多少異なるものの、同様の右肩上がりの傾向であった。

鉄筋を打撃したケースについても、ばらつきは大きいものの、同様の増加傾向を示しているとともに、速度値もコンクリート面打撃・計測と同様であることが分かった。鉄筋中を伝わる弾性波の速度は、5200m/s 程度²⁾と言われているが、本実験では、コンクリートの弾性波速度と同等の値となった。これは、入力された弾性波は鉄筋とコンクリートの両者に伝播するが、鉄筋中を伝播する波はエネルギー損失ですぐに減衰してしまうのに対し、コンクリートを介した弾性波のエネルギーが卓越するため、これをセンサで検出するためと考えられる。したがって、鉄筋打撃においてもコンクリート応力の増加に応じて弾性波速度が増加していた。

今回の結果では、0~7.2N/mm² の応力変化に対して弾性波速度の変化量が 18~98m/s と、計測位置や打撃対象の違いの影響が大きいことと、標準偏差の値からすると、実用化には更なる精度向上が必要と思われる。また、計測値には、骨材量や配筋状況なども影響すると考えられ、これらの検討も必要である。

(2) 超音波による方法

図-8 に計測値の頻度分布を示す。1 段階あたりの計測回数が 20 回と少ないが、標準偏差は概ね衝撃弾性波の場合と同等であった。供試体コンクリートの圧縮強度が異なるため、計測値は衝撃弾性波による値と比較して 1 割程度小さな値となった。

図-9 は、コンクリート応力と超音波速度の関係を示したものである。各応力段階の 20 回計測値の平均値をプロットした。応力作用方向（軸方向）の超音波速度は、コンクリート応力 0~7.2N/mm² の変化に対して 18m/s 比例的に増加する傾向が見られた。一方、直角方向の超音波速度に明瞭な傾向は見られなかった。また、直角方向の超音波速度は軸方向と比較して 50m/s 程度大きい値となった。これは、計測点間の距離の誤差や、コンクリート内部の異物（鉄筋や PC 鋼棒など）の影響と考えられる。軸方向の超音波速度とコンクリート応力の関係は、衝撃弾性波で得られた傾きよりも若干小さめとなった。

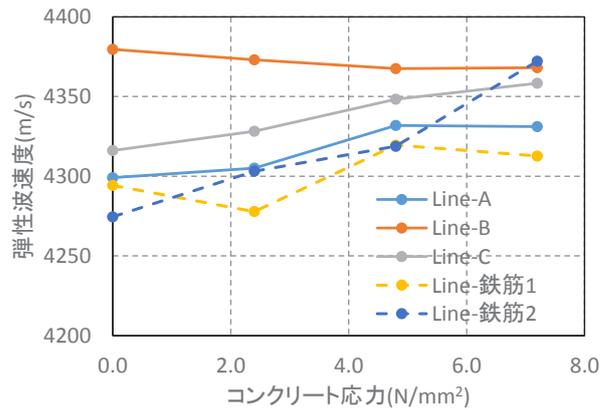


図-7 コンクリート応力と弾性波速度の関係 (衝撃弾性波)

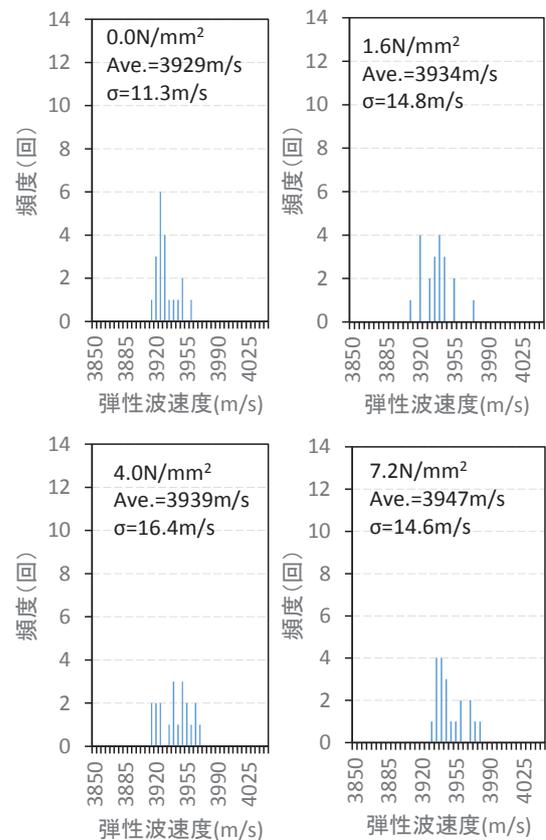


図-8 計測値頻度分布 (超音波法)

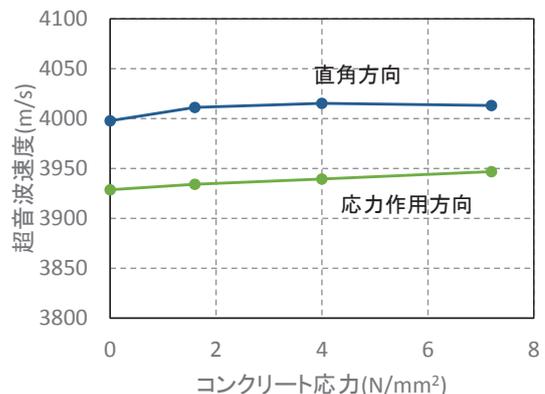


図-9 コンクリート応力と超音波速度の関係

5. まとめ

衝撃弾性波と超音波がコンクリート内を伝播する速度を計測した。波が到達した時間の判定方法は、両波で同じ方法を用いた。これにより以下が明らかとなった。

- (1) いずれの波を用いても、コンクリート応力の増加にともない速度が増加する傾向が確認できた。
- (2) コンクリート内の鉄筋を伝播する衝撃弾性波の速度も、コンクリート表面で計測した場合と同様に応力との相関が見られた。
- (3) 1 応力段階あたり、衝撃弾性波 50 回、超音波 20 回の計測を実施して、標準偏差がほぼ同等であることを確認した。

謝辞：超音波の計測は、首都大学東京都市環境科学研究科 大野健太郎助教に、聴強器による衝撃弾性波の計測は、(株)コスモブラニング・テクノソリューション部 立見栄司氏のご指導を賜りました。また、データ分析においてお二人に多くの御助言をいただいたことをこの場を借りて御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 岩波, 大即, 二羽, 鎌田, 長瀧: コンクリート中における弾性波伝播挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.627/V-44, 223-238, 1999.8
- 2) 立見: コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発, 三井住友建設技術研究所報告第 3 号, pp.133-141, 2005

流動する液状化層上の不飽和層からの土圧に関する研究

Study on earth pressure for unsaturated surface layer by the lateral flow due to liquefaction

技術研究所 高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
 技術研究所 湊山 美怜 MISATO FUCHIYAMA
 土木設計部 津田 和夏希 WAKAKI TSUDA

液状化に伴う側方流動を抑制するため、筆者らは深層混合処理工法で造成した改良杭を、あらゆる方向から見て存在するように配置した流動閉塞杭と称する対策工法を提案した。流動閉塞杭は、杭頭部を浅層改良と一体化することで杭頭部の回転を拘束し、水平力に対して抵抗する機構を採用している。その構造設計を合理的に行うためには、浅層改良と改良杭に作用する流動力を適切に評価する必要がある。現実的には、液状化層の上に不飽和層が存在することが多く、道路橋示方書・同解説V耐震設計編では、兵庫県南部地震での被災事例の解析結果をもとに、この不飽和層からの土圧を常時の受働土圧で算定することになっている。しかしながら、これを実際に評価した研究例は見当たらない。そこで今回、遠心模型実験を実施してこの土圧について検討した。その結果、流動する液状化層上の不飽和層からの土圧は、受働土圧よりも小さいことを確認した。

キーワード：液状化，側方流動，土圧，遠心模型実験

In this research, the authors proposed the irregularly displaced DM piles to prevent lateral flow in various directions. The design method of this structure proposed that the pile head of DM piles were fixed to the shallow mixing layer. In order to design that structure reasonably, appropriate evaluation of the lateral load acting on the piles and the shallow mixing caused by lateral flow is required. It is prescribed by Specifications for Highway Bridges -Part V Seismic Design- that the earth pressure of the unsaturated layer around the ground surface shall be considered equal to passive earth pressure when lateral flow due to liquefaction occurred. This is based on the results of the analysis against the damage of the bridge on the coastal landfill ground due to the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. In this present study, centrifuge model tests were conducted to investigate the earth pressure of the unsaturated layer caused by lateral flow due to liquefaction. The results of the model tests indicated that its earth pressure was smaller than the passive earth pressure.

Key Words: Liquefaction, Lateral Flow, Earth Pressure, Centrifuge Model Test

1. はじめに

液状化に伴う側方流動を防止する根本的な方法は、液状化の発生を防止することである。しかし、対策範囲が広域に及ぶ場合にはその対策に大きな費用が必要となるため、筆者らは側方流動を抑制する合理的な対策方法が必要と考えている。

このような対策方法として、筆者らは深層混合処理工法で造成した改良杭を、あらゆる方向から見て存在するように配置した流動閉塞杭^{1,2)}と称する対策工法を提案した。流動閉塞杭は、構造的には改良杭下端を非液状化層に杭径程度以上根入れさせ、杭頭部は表層改良と一体

化させることでその回転を拘束し、水平力に抵抗する機構を採用している。したがって、その構造設計を合理的に行うためには、浅層改良と改良杭に作用する流動力を適切に評価する必要がある。実際の地盤では、液状化層の上に非液状化層である不飽和層が存在することが多い。道路橋示方書・同解説V耐震設計編³⁾では、流動する液状化層上に非液状化層がある場合、この土層からの土圧は常時の受働土圧で算定することになっている。これは、平成7年兵庫県南部地震の際、臨海埋立地盤上の橋の被災事例に関する解析結果等を基に決められたものである。しかし、この不飽和層からの土圧を実際に評価した研究例は見当たらない。そこで今回、この不飽和層

からの土圧について遠心模型実験を実施して検討した。

2. 遠心模型実験の概要

(1) 実験装置と実験ケース

実験は、港湾空港技術研究所所有の遠心模型実験装置⁴⁾を用い、50 gの遠心加速度で実物との縮尺比を1/50として実施した。

図-1は、実験模型の概略を示したものである。図-1(a)に示す動的載荷実験は、側方流動に伴う液状化層上の不飽和層からの土圧を評価することを目的としたものである。模型地盤の上流端と下流端の越流水槽は、地下水位に合わせて所定の高さに設置されている。本実験は、最大入力加速度の違いにより2ケース（実物スケール EP-D1: 1.94 m/s^2 , EP-D2: 2.77 m/s^2 ）実施した。一方、図-1(b)に示す静的載荷実験は、この不飽和層の受働土圧を評価することを目的としたものであり、同一条件で2ケース（EP-S1, EP-S2）実施した。

(2) 模型地盤の作製方法及び地下水位の調整方法

動的載荷実験については、地盤の勾配は1/10であり、液状化により不飽和層が下流側に流動するようにした。傾斜した地下水位は、上流端から所定の量の間隙流体を常に供給し、下流端に設置した越流水槽から溢れてきた間隙流体を土槽外へ排出し続けることにより実現した。一般に、遠心模型実験では遠心加速度に応じて粘度を調整した溶液を間隙流体として用いることが多い。本実験では模型地盤の流動性を高めるため、間隙流体に脱気水を用いた。その代わりに、地盤の透水性を下げ水圧の消散を遅らせる方法⁵⁾を採用した。目標相対密度を50%として空中落下法で作製した模型地盤の材料には、相馬硅砂5号 ($D_{50}=0.35 \text{ mm}$, $U_c=1.6$) に非塑性のシリカパウダー ($D_{50}=0.05 \text{ mm}$) を重量比で7:3となるように混ぜた試料を用いた。

一方、静的載荷実験の地盤材料および模型地盤の勾配は動的載荷実験と同一であり、模型地盤の奥行も同様に200 mmである。

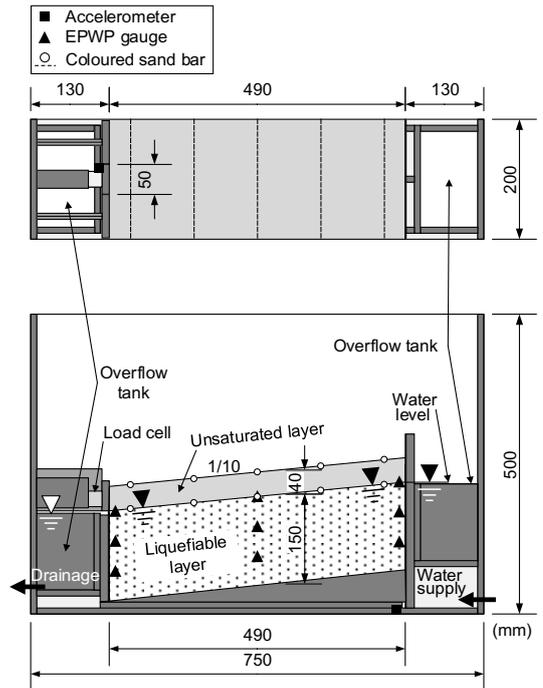
(3) 計測項目

動的載荷実験については、間隙水圧計を用いて水圧を計測するとともに、地表ならびに液状化層と不飽和層との境界に色砂を配置して地盤の変位を計測した。不飽和層からの土圧は、一辺50 mmの正方形の受圧板で計測した荷重から求めた。

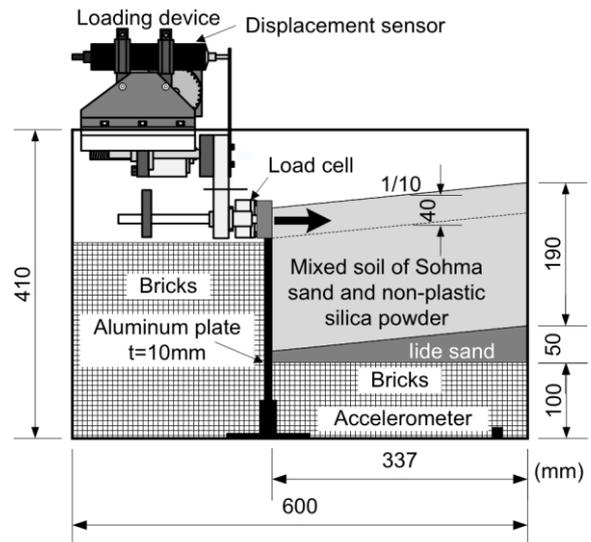
一方、静的載荷実験の計測項目は、載荷板の水平変位と荷重である。

(4) 載荷方法

動的載荷実験の入力波は図-2に示す正弦波であり、実



(a) 動的載荷実験 (EP-D1, EP-D2)



(b) 静的載荷実験 (EP-S1, EP-S2)

図-1 模型概略図 (模型スケール)

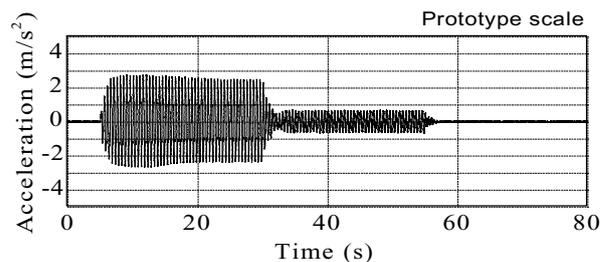


図-2 入力波 (EP-D2)

物スケールで周波数が2Hz、最大振幅での継続時間が25秒である。なお、側方流動を持続させるために最大振幅での加振の後、振幅を最大値の1/3にして25秒間さらに加振を継続した。

一方、静的載荷実験は3.54 mm/minの変位制御で行い、載荷開始時に地表面から深度40 mmまでの模型地盤を高さ50 mmの載荷板で水平に押し始めた。

3. 遠心模型実験の結果

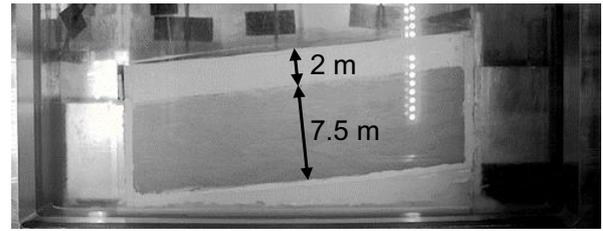
本章では、動的載荷実験および静的載荷実験の結果を示す。実験結果の数値は、実物スケールである。

(1) 動的載荷実験結果

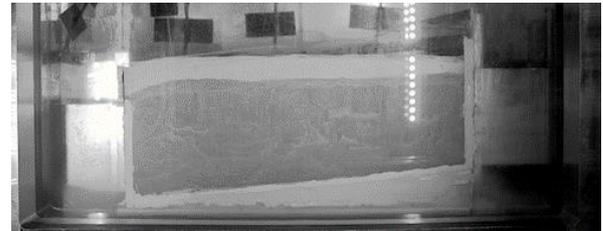
図-3は、EP-D2における加振前後の模型地盤を示したものである。加振前の地下水位が1/10の勾配で傾斜しており、地層構成は層厚7.5 mの液状化層とその上の層厚2 mの不飽和層であることが確認できる。加振後の模型地盤をみると、流動した不飽和層が下流側の壁でせき止められ、地表面が高さ2.5mの受圧板の上端と同じになるまで隆起している。一方、上流側の地表面は、上流からの地盤材料の供給がないため沈下している。色砂で計測した平均側方流動量を図-4に示す。液状化層上部の側方流動量は、地盤の中間付近において最大値を示す分布となっている。一方、地表面のそれは、上流に向かって小さくなっている。両者の分布の違いから、液状化層が不飽和層の下を滑るように流動していることがわかる。なお、地盤中間部よりも上流側の地表面の側方流動量が負値となっているのは、前述した下流端・上流端の境界条件に起因して地盤が反時計周りに移動したためである。

模型地盤の中央付近に埋設した間隙水圧計の計測結果から求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を図-5に示す。なお、過剰間隙水圧比が1を超えているのは、水圧計の沈下や地盤の変状に伴う土被りの変化は考慮せず、過剰間隙水圧を初期の有効土被り圧で除して算出したためである。過剰間隙水圧比が加振開始後およそ7秒で1を超えて変曲点に達し、地盤は完全液状化に至ったと考えられる。その後、過剰間隙水圧は加振中に消散していないことから、前述した地盤の変状は液状化に伴う側方流動によるものといえる。

EP-D2における不飽和層からの土圧合力（Total earth pressure：以降、土圧と称す）の時刻歴を移動平均の結果と併せて図-6に示す。前述したように、下流端の地表面が受圧板の上端まで隆起していた。そこで、土圧は受圧板で計測した荷重をもとに、実スケールにおいて高さ2.5 m、単位幅あたりの面に作用する荷重を算定したものととした。加振前の土圧は遠心載荷に伴う静止土圧であ



(a) 加振前



(b) 加振後

図-3 模型地盤の状況（EP-D2）

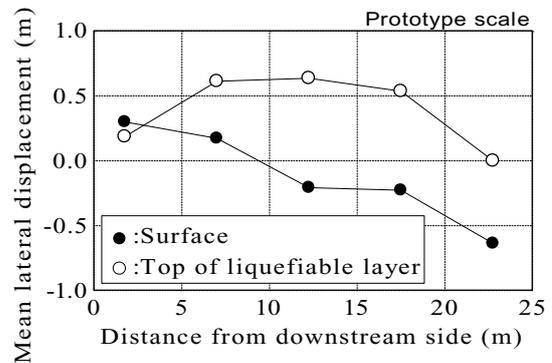


図-4 平均側方流動量（EP-D2）

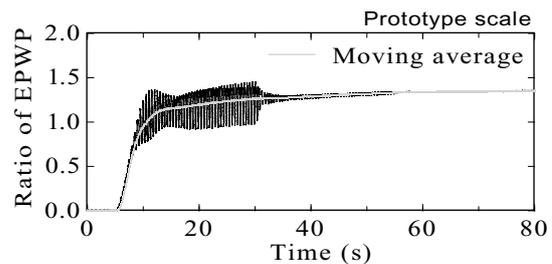


図-5 過剰間隙水圧比の時刻歴（EP-D2）

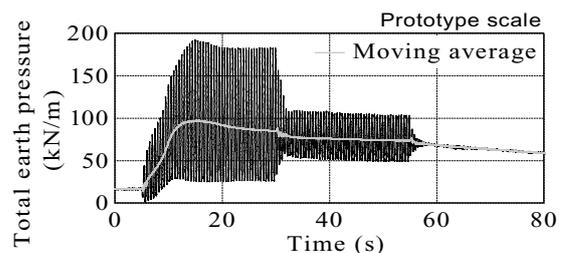


図-6 土圧の時刻歴（EP-D2）

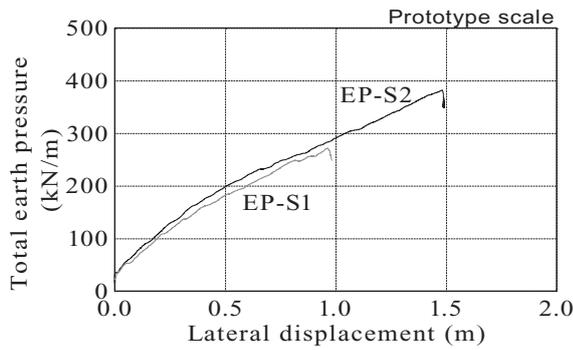


図-7 土圧と載荷板の変位の関係

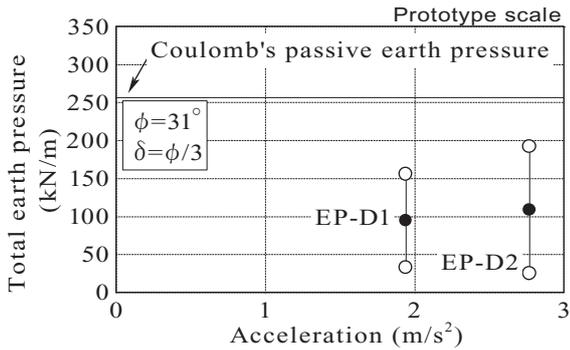


図-8 土圧と入力加速度の関係

り、その値は 16 kN/m であった。移動平均の結果をみると、加振時の土圧が最大となった時刻は、地盤が完全液化に至った時刻よりもわずかに遅く、加振開始後10秒程度である。不飽和層からの土圧は、液化化により側方流動量が增大する過程で最大値に至ったと推察される。

(2) 静的載荷実験の結果

図-7は、静的載荷実験から得られた土圧と載荷板の変位の関係を示したものである。なお、EP-S1 では載荷装置の不具合により、水平変位が約 1 m で載荷を終了した。混合試料の圧縮性が高いため、局所的な圧縮破壊が進行して明確な受働破壊が生じなかった。

4. 考察

図-6に示した土圧の時刻歴の結果から、不飽和層からの土圧の最大・最小値 (○) および移動平均値 (●) を求めて、入力加速度との関係を示したものが図-8である。入力加速度の増加に伴い、加振に伴う土圧の変動が大きくなり、土圧の移動平均値が多少大きくなる傾向が認められた。加振時の土圧の最大値は 192kN/m であった。図-7に示した静的載荷実験の結果では、200kN/m よりも大きな領域で変位の増大に伴い線形的に増加していることがわかる。したがって、受働土圧に相当する値は、少なくとも加振時の土圧の最大値よりも大きいものと考えられる。

前述したように、道路橋示方書・同解説V耐震設計編³⁾では、液状化層上の不飽和層からの土圧は常時の受働土圧で算定することになっている。図-8にはクーロンの土圧理論に基づいて算出した受働土圧も示している。内部摩擦角は混合試料を用いて実施した三軸圧縮試験 (CD 試験) から求め、壁面摩擦角 δ は $\phi/3$ とした。実験値は、クーロンの土圧論に基づいて算出した受働土圧よりも小さい値であるといえる。

5. まとめ

本研究では、液状化に伴い流動する表層付近の不飽和層からの土圧を評価することを目的として遠心模型実験を実施した。

以下に、得られた知見をまとめる。

- ① 入力加速度の増加に伴い、加振に伴う土圧の変動が大きくなり、土圧の移動平均値が多少大きくなる傾向が認められた。
- ② 流動する液状化層上の不飽和層からの土圧は、クーロンの土圧論に基づいて算出した受働土圧よりも小さい値であった。

謝辞：本研究は、平成27年から実施中の（国研）港湾空港技術研究所と三井住友建設（株）による共同研究として実施しました。東京大学名誉教授東畑郁生先生には多くのご助言を戴くとともに、細部にわたりご指導戴きました。共同研究者のみならず、多くの関係各位にご助力頂きましたことを深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Takahashi, H., Takahashi, N., Morikawa, Y., Towhata, I. and Takano, D. : Efficacy of pile-type improvement against lateral flow of liquefied ground, Geotechnique, Vol. 66, Issue 8, pp. 617-626, 2016.
- 2) 森川嘉之, 高橋英紀, 津田和夏希, 高橋直樹, 戸村豪治, 東畑郁生 : 杭式改良体による液状化地盤の側方流動抑制工法の開発, 港湾空港技術研究所資料, No.1326, 2016.
- 3) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2017.
- 4) 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.
- 5) Takahashi, H., Sassa, S. and Morikawa, Y. : Centrifuge modelling of earthquake-induced submarine landslide and its gravity flow transition, Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Perth, pp.1009-1015, 2014.

異種強度コンクリートが介在する スラブ付き RC 耐震壁の実験的検討

Experimental Study of RC Shear Wall with Slab Using Different Concrete in Strength

技術研究所	松永 健太郎	KENTARO MATSUNAGA
技術研究所	新上 浩	HIROSHI SHINJO
技術研究所	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
技術企画部	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
建築生産計画部	平野 秀和	HIDEKAZU HIRANO
建築生産計画部	松井 幸一郎	KOICHIRO MATSUI
建築生産計画部	佐古 潤治	JUNJI SAKO

壁板とスラブの交差部にもスラブと同じ低強度のコンクリートを打設した RC 耐震壁の水平加力実験を 2 シリーズ実施した。シリーズ I ではスラブの位置、スラブ筋量および低強度層の厚さを、シリーズ II ではスラブの有無をパラメータとした。スラブのある低強度層の破壊は見られず、壁板のコンクリート強度を用いて計算したせん断耐力を最大水平荷重が上回った。低強度層の圧縮側端部のスラブ筋に生じたひずみを用いて側圧を算出し、三軸部分圧縮時のコンクリート強度算定理論から低強度層の等価圧縮強度を算定した。その結果、等価圧縮強度計算値が壁板のコンクリート強度と同程度となった。

キーワード：耐震壁、壁板、スラブ、拘束、側圧、圧縮強度

Shear loading tests of wall panel having wall-slab panel joint region whose concrete strength was the same as slab were conducted. The test parameters of series 1 were the height and reinforcement quantity of slab, and the thickness of wall-slab panel joint, and those of series 2 were the presence or absence of the slab. Any damage was not observed at the wall-slab panel joints. The maximum loads exceeded the ultimate shear strength calculated using the compressive strength of wall panel. The equivalent compressive strength was calculated by the lateral pressure which were calculated by strain of the slab reinforcements arranged at the end of the wall panel under the theory of triaxial partial compressive strength. In consequence, the calculated equivalent compressive strength was nearly equal to the compressive strength of wall panel.

Key Words: Shear Wall, Wall Panel, Slab, Confinement, Lateral Pressure, Compressive Strength

1. はじめに

壁板とスラブの交差部におけるコンクリートの打設方法として、図-1(1)のように型枠を設けて付帯梁とスラブを打ち分ける方法と、同図(2)のようにスラブと壁板を同時に打設する方法が一般的である。しかし、同図(3)のようにスラブのコンクリートを壁板とスラブの交差部にも打設すれば、打継ぎ部の処理に関わる品質上の諸問題を回避でき、施工性が改善され、材料費も削減することができる。本報ではこの部分を低強度層と称す。

同図(3)の方法（本工法）の可能性を検討するため、

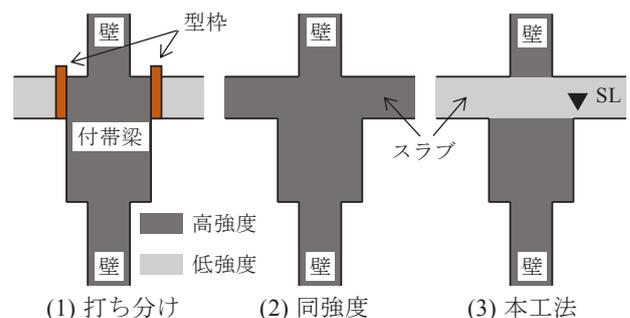


図-1 壁板-スラブ接合部の断面例

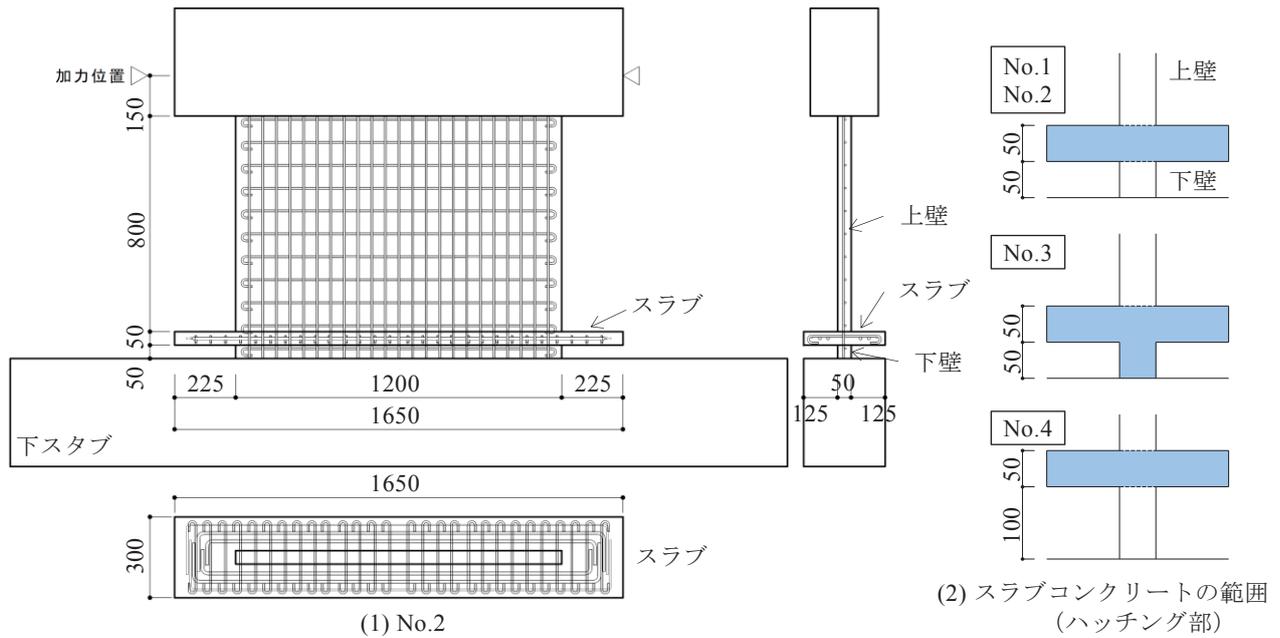


図-2 試験体の形状と配筋

表-1 試験体一覧

試験体	壁厚 t_w (計画:50mm)		スラブ位置 ^{※1} (mm)	スラブ筋量	低強度層厚 t_s (mm)	横筋	縦筋
	上壁実測 (mm)	下壁実測 (mm)					
No.1	52.8	51.0	50	D6@100	50	D6 @85	D6 @50
No.2	50.4	49.8		D6@50			
No.3	53.3	52.9		D6@100	100		
No.4	57.4	50.5		100	50		

※1: 下スタブ上面からスラブ下面までの距離

表-2 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

試験体	壁				スラブ	
	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)		ヤング係数 (N/mm ²)		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
	上壁	下壁	上壁	下壁		
No.1	33.1	40.5	25600	27800	26.7	23900
No.2	34.5	42.6	27100	28500	27.1	24200
No.3	33.3	(26.2)	24900	(23200)	26.2	23200
No.4	32.1	44.2	25100	30200	26.3	24100
モルタル	34.2		-		-	-

No.3の下壁のコンクリートはスラブと同じ

表-3 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	適用部位
D19	380	553	25	下スタブ・加力梁主筋
D10	392	575	24	下スタブ・加力梁主筋
D6	361	508	25	壁筋・スラブ筋

壁脚部に薄い低強度コンクリート層を有するスラブなし壁板試験体およびスラブ付き壁板試験体の水平加力実験を実施し、各試験体の最大せん断力が試験体の大部分を占める壁板部の高いほうのコンクリート強度を用いたせん断耐力計算値を上回ることを確認したり。ここではスラブの有無と低強度層内に配置したU字拘束筋の拘束効果に着目した試験体だけであった。

そこで、スラブの位置や低強度層の厚さを変えた壁板の水平加力実験（シリーズⅠ）と、スラブの有無を実験因子とした両側柱付き耐震壁の水平加力実験（シリーズⅡ）を実施した。本報では、低強度層の影響と低強度層に対するスラブの拘束効果に関する検討結果を報告する。

2. 実験概要（シリーズⅠ）

(1) 試験体

試験体形状寸法を図-2に、試験体一覧を表-1に示す。試験体は縮尺約1/4の側柱のないスラブ付きRC壁板であり、壁板の形状および配筋を既報りと同一とした。壁板下部にはスラブを設け、壁板とスラブの接合部（低強度層）にはスラブと同じコンクリートを一体に打設した。

壁厚およびスラブ厚を50mmとした。既報りの試験体では下スタブ上面にビニールを敷いた後にスラブを打設

したが、本実験の試験体では下スタブとスラブとの間に間隔（スラブ位置）を設けた。低強度層より上部の壁板を上壁、下部の壁板を下壁と称す。

試験体 No.1 の下スタブ上面とスラブ下面との間隔を50mmとし、壁に直交するスラブ筋（D6）を100mm間隔で配筋した。No.1が基準試験体であり、No.2はスラブ筋量を増加（D6@50mm）させた試験体、No.3は下壁の部分にもスラブのコンクリートを打設して低強度層を厚くした試験体、No.4はスラブ位置をNo.1よりも50mm高くした試験体である。なお、壁厚を50mmで計画したが、各試験体の上壁および下壁の各々の平均壁厚の実測値は表-1に示す通りとなった。各試験体の上壁の下部に打設不良が見られたため、モルタルで補修した。試験体に使用したコンクリート、モルタルおよび鉄筋の材料試験結果を表-2、表-3にそれぞれ示す。

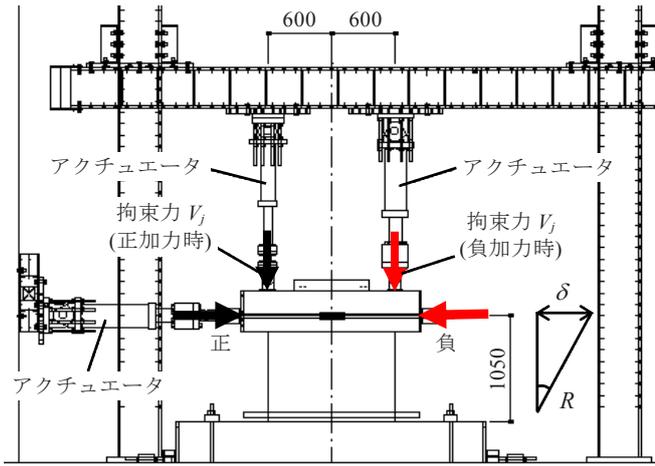
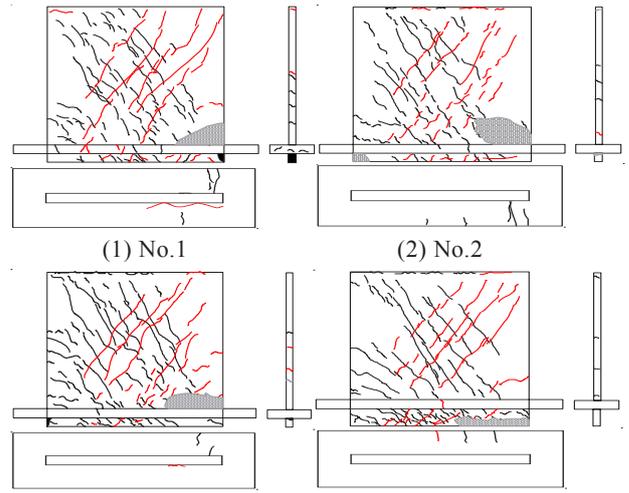


図-3 加力方法



(1) No.1 (2) No.2 (3) No.3 (4) No.4

図-4 ひび割れ状況 (黒：正加力, 赤：負加力)

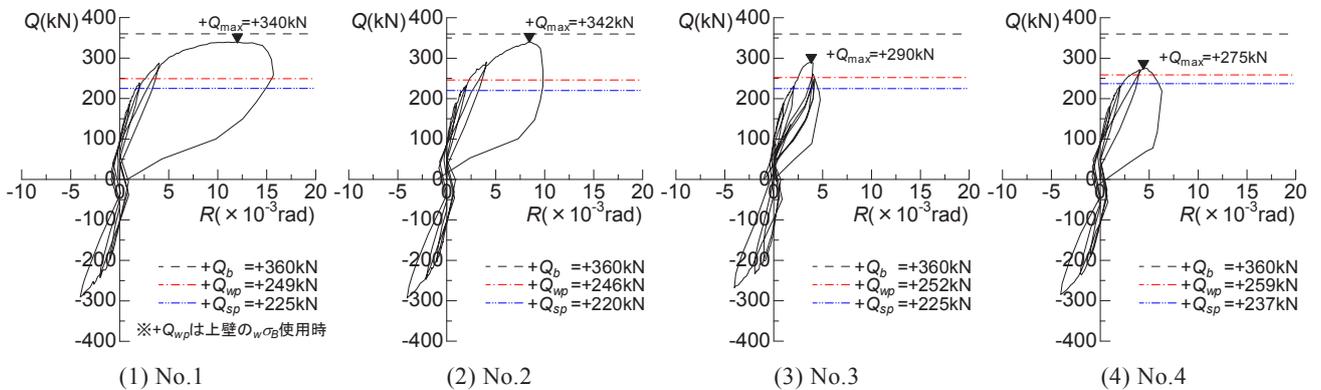


図-5 荷重 Q —変形角 R 関係

(2) 加力方法

加力方法は既報¹⁾と同様であり、図-3に示す加力装置を用いて試験体上部に拘束力 V_j (200kN) を加えながら、水平力 Q を载荷した。水平力は変位漸増の正負繰返し加力とし、各サイクルの部材角 R は 1000 分の 1, 2, 4, 6rad を基本とした。拘束力 V_j は、加力方向に対して曲げ引張側のみ加えるため、各サイクルの正負の移行時 ($R=0$) に図-3のように所定の側に切り替えた。

3. 実験結果 (シリーズ I)

(1) ひび割れ状況

各試験体の加力後のひび割れ状況を図-4に示す。いずれの試験体も上壁の斜めひび割れの発生が顕著であり、低強度層の破壊は確認されなかった。壁脚の曲げ圧縮域でのコンクリートの圧壊・剥離は、No.1~No.3では上壁で、スラブ位置の高い No.4では下壁で見られた。低強度層の厚い No.3では、No.1やNo.2に比べて下壁のひび割れが多く発生したが、上壁の斜めひび割れが下壁まで貫通することはなかった。No.4では上壁の斜めひび

割れは No.1 に比べてやや少なく、下壁には細かい斜めひび割れや水平ひび割れが多数発生した。

スラブには主に曲げ圧縮側で壁板に直交する方向のひび割れが若干発生したものの、ひび割れの拡大・伸展は顕著ではなかった。スラブの損傷状況は、既報¹⁾の試験体(スラブ筋を下スタブに定着)よりも軽微であり、スラブと下スタブの間に間隔を設けた本実験の試験体では、スラブの抵抗機構が既報の場合と異なっていることが分かる。

(2) 荷重—変形関係

各試験体の荷重 Q と変形角 R の関係を図-5に、各種耐力の実験値と計算値の一覧を表-4に示す。 Q_b は同表脚注に示す曲げ強度式 M_u のせん断力換算値である。 Q_{wp} は壁板部分の高強度コンクリートの圧縮強度 $w\sigma_B$ を用いて算定した壁板耐力であり、 Q_{sp} はスラブ部分の低強度層のコンクリートの圧縮強度 $s\sigma_B$ を用いて計算した壁板耐力である。本壁板耐力算定式²⁾は、壁縦筋を考慮したトラスアーチ機構に基づくものであり、コンクリートの 45° 方向圧縮応力度が有効強度 $v\sigma_B$ (v : 有効係数、

表-4 最大荷重実験値と耐力計算値一覧

試験体	曲げ耐力 計算値 $Q_b^{※1}$ (kN)	壁板耐力計算値						最大荷重時実験値			破壊形式
		$w\sigma_B$ 使用時				$s\sigma_B$ 使用時		荷重 Q_{max} (kN)	せん断応力度 τ_{max} (N/mm ²)	部材角 R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad)	
		Q_{wp} (kN)		Q_{max}/Q_{wp}		Q_{sp} (kN)	Q_{max}/Q_{sp}				
		上壁	下壁	上壁	下壁						
No.1	360	249	263	1.36	1.29	225	1.51	340	5.36	12.0	せん断破壊
No.2	360	246	265	1.39	1.29	220	1.55	342	5.65	8.43	せん断破壊
No.3	360	252	213	1.15	1.36	225	1.29	290	4.53	3.84	せん断破壊
No.4	360	259	260	1.06	1.06	237	1.16	275	3.99	4.41	せん断破壊

※1 $Q_b = M_u/h$, $M_u = 0.5p_{sv}t_w l_w' \sigma_{sy} l + 0.5Nl + M$, $l = 0.9l_w'$, h : 加力高さ, l_w' : 壁板長さ, p_{sv} : 壁縦筋比, t_w : 壁厚, σ_{sy} : 壁縦筋の降伏強度, N : 軸力 ($=V_j$), M : 拘束力 V_j による曲げ戻しモーメント

表-5 試験体一覧

試験体	壁				柱			スラブ				梁				コンクリート強度 (N/mm ²)				
	厚さ t_w (mm)	高さ h_w (mm)	長さ l_w' (mm)	縦筋	横筋	断面 (mm)	主筋	帯筋	厚さ t_s (mm)	張り出し 長さ (mm)	主筋	配力筋	断面 (mm)	直交梁		拘束梁		上壁 下壁 柱	スラブ 低強度層 梁	
														主筋	肋筋	断面 (mm)	主筋			肋筋
W-N		上壁																		
W-1S	100	1390	2025	1-D10 @140	1-D10 @140	225 × 225	10-D13	2-D6 @100	100	250 (片側)	1-D10 @100	1-D10 @100	225 × 140	2-D13	2-D6 @50	125 × 130	2-D13	2-D6 @100	60	30
W-2S		下壁 50								250 (両側)										

σ_B : コンクリート圧縮強度) に達する場合はせん断耐力を, $v\sigma_B$ 未満で壁縦筋が全降伏する場合は曲げ耐力 (Q_b に一致) を与える。各試験体の破壊形式はいずれも壁板部のせん断破壊であり, 最大荷重 Q_{max} は Q_b を下回っている。最大荷重時の部材角 R_{max} は, No.1 が $R_{max} = 12.0 \times 10^{-3}$ rad, No.2 が $R_{max} = 8.4 \times 10^{-3}$ rad, No.3 が $R_{max} = 3.8 \times 10^{-3}$ rad, No.4 が $R_{max} = 4.4 \times 10^{-3}$ rad であった。

Q_{max}/Q_{wp} の比率は 1.06~1.39 となっており, 最大荷重 Q_{max} はいずれの試験体も高強度のコンクリート強度 $w\sigma_B$ を用いて算定した壁板耐力計算値 Q_{wp} を上回っている。スラブ筋量の異なる No.1 と No.2 の Q_{max} は同程度であり, スラブ筋量による影響は見られない。低強度層の厚い No.3 とスラブ位置の高い No.4 の Q_{max} は No.1 の Q_{max} に比べて低くなっており, 低強度コンクリートの壁板を拘束する程度に差異が見られる。No.3, No.4 の Q_{max} も Q_{wp} を上回り, 低強度のコンクリートの部分での破壊が支配的でなかったことから, スラブおよび下スタブの近傍では拘束の影響が及んでいたものと考えられる。

4. 実験概要 (シリーズII)

(1) 試験体

試験体一覧を表-5 に, 試験体図を図-6 に示す。試験体はせん断破壊を想定した縮尺約 1/2 の両側柱付き壁 3 体であり, そのうちの 2 体には下部にスラブ (W-1S: 片側スラブ, W-2S: 両側スラブ) を設けた。コンクリート強度の目標値を, 壁板および柱は 60N/mm², スラブは 30N/mm² とした。スラブが交差する壁板部分にもスラブと同じコンクリートを打設しているため, W-1S,

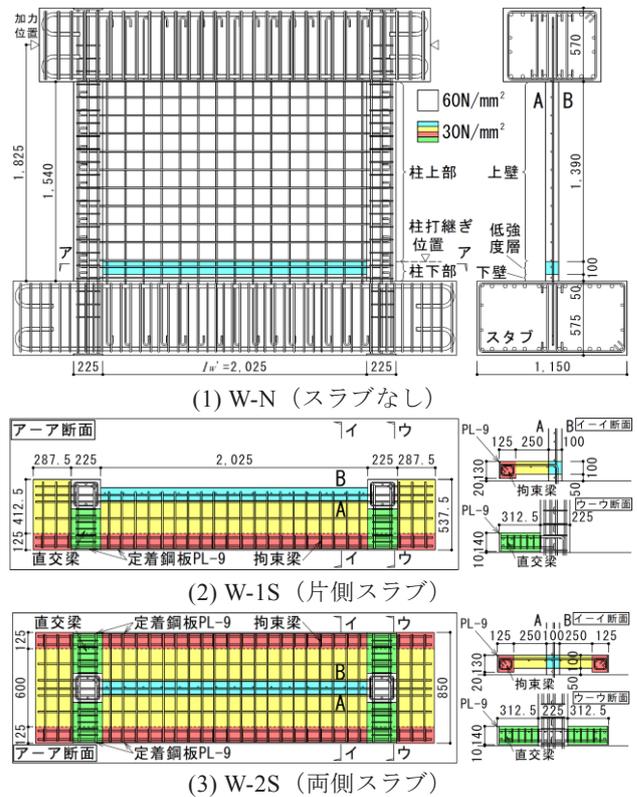


図-6 試験体

W-2S の壁板脚部にはスラブと同じ 100mm 厚の低強度層がある。スラブのない W-N においても他の 2 体と同じ位置に同じ厚さの低強度層を設けた。下スタブが壁板を拘束する影響を緩和するために, 低強度層の下部には高さ 50mm の壁板 (下壁) を設けた。

柱をスラブ上面高さで一旦打ち継ぎ, 柱下部はスタブおよび下壁と一体となっている。各打ち継ぎ面には 2~3mm 程度の凹凸を設けた。柱下部には柱打ち継ぎ位置を

表-6 鉄筋の材料試験結果

使用部位	サイズ	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
縦筋・横筋・スラブ筋	D10	SD295A	348	190700	496	26
柱主筋	D13	SD345	382	189400	583	22
帯筋	D6	SD295A	363	193400	523	27
梁主筋	D13	SD295A	350	188600	493	26
肋筋	D6	SD295A	363	191200	525	26

表-7 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
W-N	上壁・柱上部	60	36200	4.3
	低強度層・梁	32	28600	2.6
	下壁・柱下部	47	31500	3.0
W-1S	上壁・柱上部	64	34600	4.2
	スラブ・低強度層・梁	35	29200	2.8
W-2S	上壁・柱上部	65	34100	3.5
	スラブ・低強度層・梁	34	28200	2.9
	下壁・柱下部	50	29700	3.3

梁上面とするスラブを支持する直交梁を設け、その先端には壁板と平行に梁（拘束梁）を設けた。実際の建物では隣り合うスパンのスラブによって低強度層が拘束されると考え、本試験体では直交梁、スラブおよび拘束梁の面内曲げ剛性分で低強度層を拘束するメカニズムを想定した。低強度層を直交梁、スラブおよび拘束梁と一体に打設し、上壁、柱上部および上スタブを一体に打設した。スラブおよび直交梁の先端には鋼板（PL-9）を配置し、スラブ筋および直交梁主筋を溶接した。

試験体に使用した鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-6、表-7にそれぞれ示す。

(2) 加力方法

加力方法を図-7に示す。下スタブを反力床に固定し、試験体上部から柱位置に片側 1000kN ずつ、一定軸力 ($N_1=2000kN$) を加えながら、ジャッキで上スタブに水平力 Q を与えた。W-N は図-7の左側ジャッキ 1 台で加力した。加力は変位制御とし、変形角 R を $\pm 1, 2, 4, 6/1000rad$ (各 1 回) を基本とした。 $R=\pm 6/1000rad$ 終了時においてもせん断破壊が確認できない場合には、軸力を $N_2=2500kN$ に変更して Q を与え、せん断強度を確認した。

5. 実験結果 (シリーズ II)

(1) ひび割れ状況

$R=\pm 6/1000rad$ 加力後 (W-N は $R=+5.5/1000rad$ 加力後)

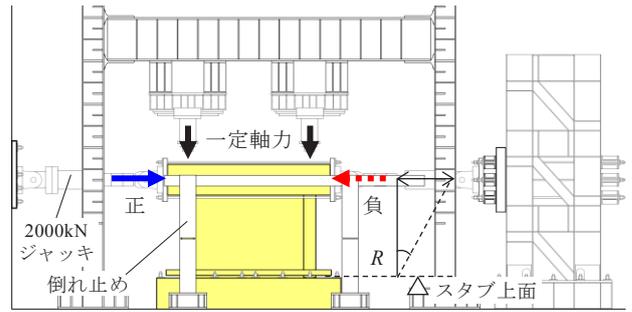


図-7 加力方法

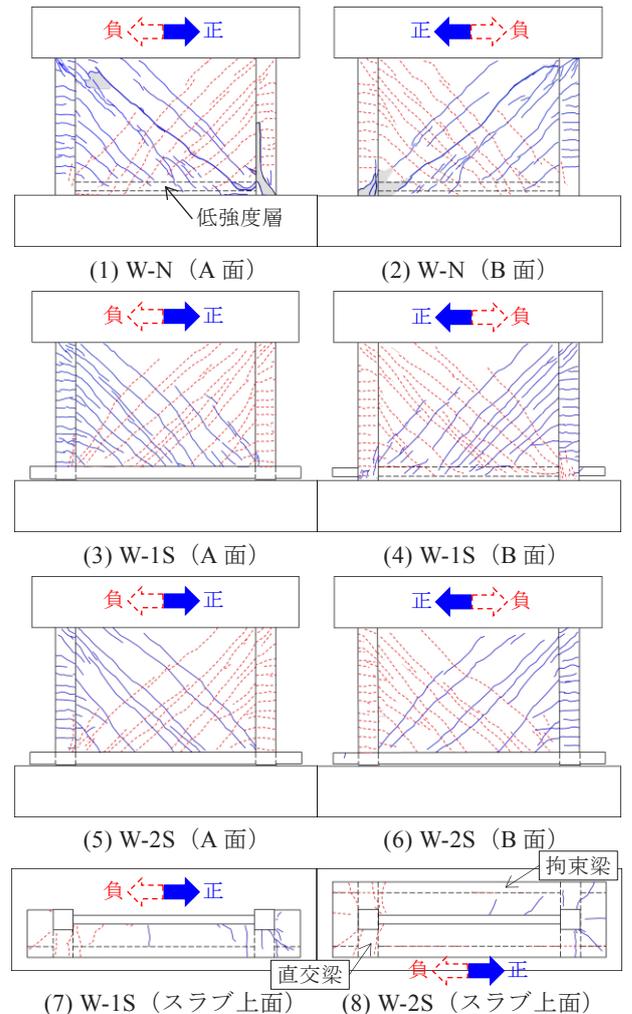


図-8 ひび割れ状況 (青実線：正, 赤破線：負)

のひび割れ状況を図-8に示す。壁板は加力方向に対して図-6のように面 A・B を定義し、W-1S ではスラブのある面を A 面とした。3 体とも $R=1/1000rad$ までに壁板にせん断ひび割れ、柱に曲げひび割れが発生した。W-N では壁板のせん断ひび割れが低強度層まで達しているものの、圧縮端から $(1/4)l_w'$ (l_w' : 壁板長さ) 程度の位置における低強度層のひび割れ幅は、 $R=+4/1000rad$ 時で 0.10mm、その除荷時に 0.05mm 程度であった。その後、圧縮柱に斜めひび割れが貫通し、柱の出隅部のコンクリートが剥落した。W-1S のスラブの取り付けしていない B

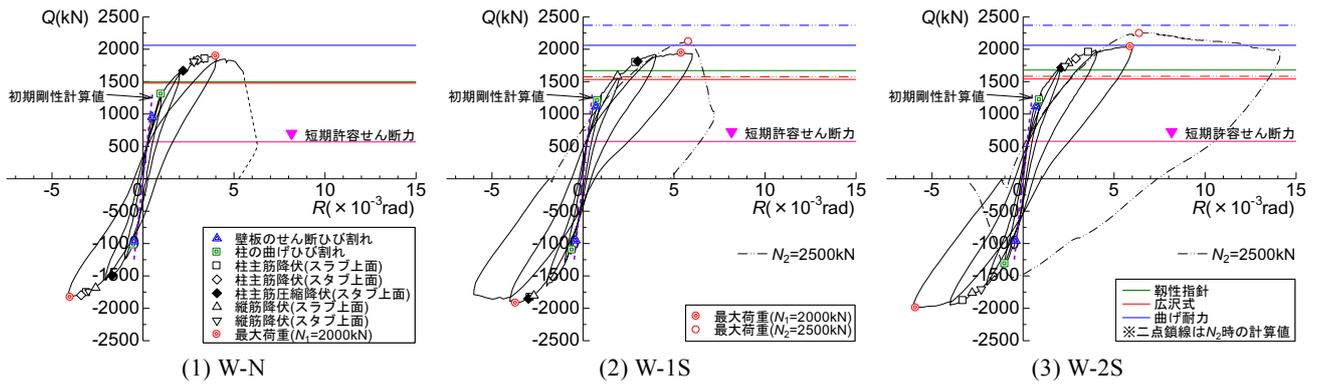


図-9 荷重 Q -変形角 R 関係

表-8 最大荷重実験値と耐力計算値一覧

試験体名	コンクリート強度	$N_1=2000\text{kN}$ の場合 ^{※1}			$N_2=2500\text{kN}$ の場合 ^{※1}			最大荷重時 ^{※3}	
		せん断耐力(kN)		曲げ耐力 ⁴⁾ (kN)	せん断耐力(kN)		曲げ耐力 ⁴⁾ (kN)	荷重 Q_{\max} (kN)	変形角 R_{\max} ($\times 10^{-3}\text{rad}$)
		靱性指針 ³⁾	広沢式 ⁴⁾		靱性指針 ^{3)※2}	広沢式 ⁴⁾			
W-N	上壁	1495 (1.27)	1476 (1.28)	2060 (0.92)	-	-	-	+1894 -1830	+4.0 -4.0
	低強度層	1127 (1.68)	1095 (1.73)		-	-	-		
	下壁(柱下部)	1382 (1.37)	1304 (1.45)		-	-	-		
	平均強度 ^{※4}	1226 (1.54)	1165 (1.63)		-	-	-		
W-1S	上壁	1670 (1.16)	1533 (1.27)	2060 (0.94)	1670 (1.27)	1575 (1.34)	2369 (0.89)	+1940 [+2117] -1920	+5.4 [+5.8] -3.7
	低強度層	1186 (1.64)	1135 (1.71)		1186 (1.78)	1177 (1.80)			
	下壁(柱下部)	1415 (1.37)	1343 (1.44)		1415 (1.50)	1385 (1.53)			
	平均強度 ^{※4}	1277 (1.52)	1205 (1.61)		1277 (1.66)	1246 (1.70)			
W-2S	上壁	1678 (1.21)	1540 (1.32)	2060 (0.99)	1678 (1.34)	1582 (1.42)	2369 (0.95)	+2038 [+2243] -1993	+5.9 [+6.4] -5.9
	低強度層	1179 (1.73)	1130 (1.80)		1179 (1.90)	1172 (1.91)			
	下壁(柱下部)	1412 (1.44)	1339 (1.52)		1412 (1.59)	1381 (1.62)			
	平均強度 ^{※4}	1271 (1.60)	1200 (1.70)		1271 (1.77)	1241 (1.81)			

※1: ()内は最大荷重と計算値の比, ※2: 壁アーチ機構による側柱の作用せん断力がせん断強度を超えるため, 壁板の有効長さの増分を 0 とした, ※3: []内は $N_2=2500\text{kN}$ の場合, ※4: 柱下部の強度と低強度の断面積割合で均した強度で, W-N は 36.8N/mm^2 , W-1S は 39.7N/mm^2 , W-2S は 39.4N/mm^2

面における低強度層のひび割れ幅は, 圧縮端から $(1/6)l_w$ 程度の位置で, $R=+4/1000\text{rad}$ 時に 0.10mm , その除荷時で 0.05mm 以下となり W-N のひび割れ幅と差異は見られなかったが, $R=\pm 6/1000\text{rad}$ 加力後においても W-N ほどの柱の損傷は見られなかった。また, 壁板高さ中央部のせん断ひび割れの幅については 3 体とも同程度で最大 1.60mm であった。W-1S および W-2S は曲げ圧縮側の柱の下スタブ上面位置で圧壊が見られた。W-1S, W-2S とともにスラブには柱近傍から放射状のひび割れが発生したものの, そのひび割れ幅は微小 (0.05mm 程度以下) であった。

(2) 荷重 - 変形関係

荷重 Q と変形角 R の関係を図-9 に, 各種耐力の実験値と計算値の一覧を表-8 に示す。各試験体とも壁板のせん断ひび割れ, 柱の曲げひび割れの順に発生し, $R=+4.0\sim 6.4/1000\text{rad}$ で最大荷重に達した。W-N は $R=+5.5/1000\text{rad}$ で, W-1S は $N_2=2500\text{kN}$ の場合の $R=+5.8/1000\text{rad}$ でせん断破壊した。W-2S は $N_2=2500\text{kN}$ に軸力を大きくしてもせん断破壊が見られないまま変形が

大きくなり, $R=+14/1000\text{rad}$ で折り返して, $R=-0.6/1000\text{rad}$ で荷重が低下した。

靱性指針式³⁾等を用いて側柱のない壁板のせん断耐力を算定することはできないためシリーズ I では文献 2 の算定式を用いたが, シリーズ II では靱性指針式と広沢式⁴⁾の 2 通りとし, 式中のコンクリート強度に上壁, 低強度層, 下壁の各々のコンクリート強度を用いた場合と, 低強度層と柱下部のコンクリート強度を各々の断面積比で均した平均コンクリート強度を用いた場合の計 4 通りで計算した。せん断耐力計算値に対する最大荷重の比率は, 平均強度による場合で $1.52\sim 1.81$, 上壁の強度による場合で $1.16\sim 1.42$ となり, 全ての試験体で最大荷重はせん断耐力計算値を上回る一方で, 曲げ耐力計算値には到達していない。スラブのない W-N においても上壁, 下壁の高強度コンクリートによる場合の計算値を超える最大荷重を示したことより, 下スタブによる拘束や側柱の影響が低強度層に及んでいたものと思われる。

各試験体における上壁のコンクリート強度で算出した初期剛性の計算値を図-9 の原点付近に示す。初期剛性の計算値は実験での初期剛性に概ね一致した。

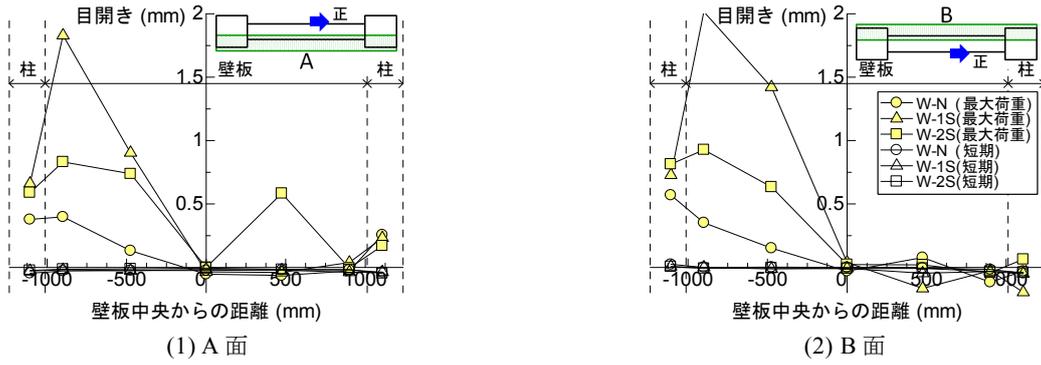


図-10 上壁と低強度層間の目開き分布

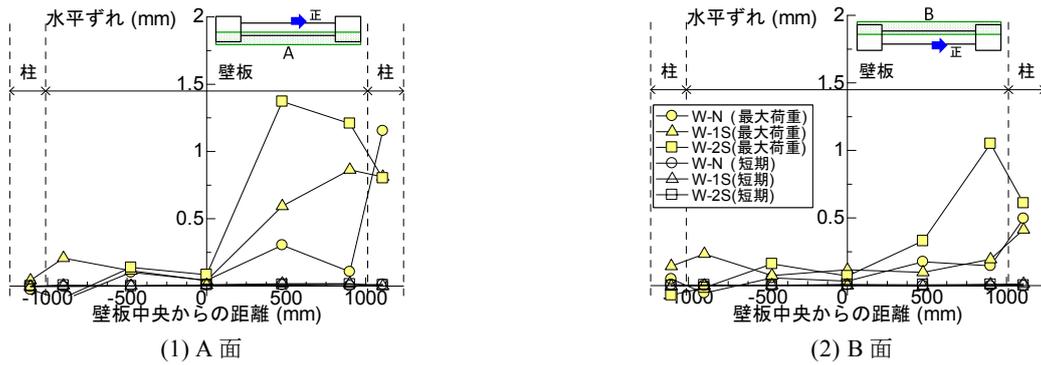


図-11 上壁と低強度層間の水平ずれ分布

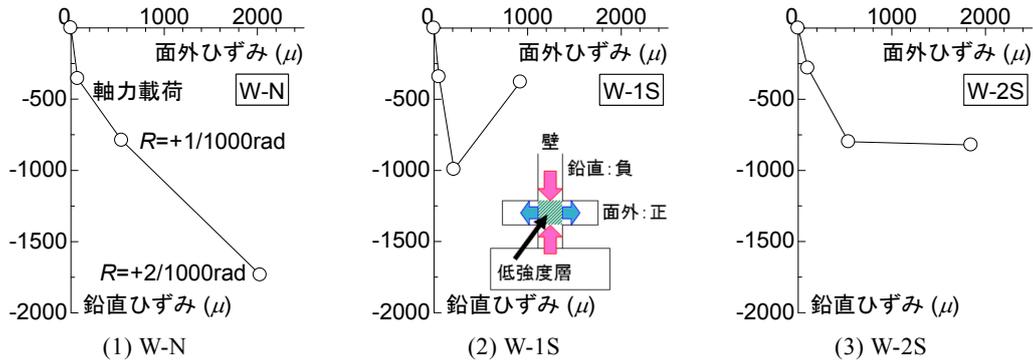


図-12 低強度層内部の鉛直ひずみと面外方向ひずみの関係 (シリーズII)

(3) 低強度層における目開きと水平ずれ

最大荷重 (正加力) 時における上壁と低強度層間の目開き分布を図-10に、水平ずれ分布を図-11に示す。以後、図-12と図-13を除く図-10~図-15では $N_1=2000\text{kN}$ の場合の最大荷重時の結果を示す。水平ずれは上壁が低強度層よりも正加力方向に相対的にずれる場合を正とする。W-1SおよびW-2Sでは、壁面から面外方向に25mm離れた位置のスラブ上面と上壁のずれを計測した。曲げ引張側の目開きは片側スラブのW-1Sに比べて両側スラブのW-2Sの方が小さくなった。最大荷重時の変形角が小さいため、W-Nの目開きが3体のうち最も小さくなっている。

曲げ引張側では目開きが生じているものの、水平ずれは小さいことが確認できる。曲げ圧縮側では、複数の斜

めひび割れ幅の累積によるものと思われる水平ずれが1~1.5mm程度生じているが、上壁-低強度層間の層全体の水平ずれは確認されなかった。短期許容せん断力相当時(図-9参照)においては目開き・水平ずれともにほとんど生じていなかった。なお、下壁と低強度層間のスパン中央位置での最大荷重時の水平ずれは、W-Nでは約0.05mm、W-1Sでは約0.2mmであり、低強度層の下面でも層全体の水平ずれは生じなかった。

6. スラブによる拘束効果の検討

(1) 低強度層のひずみと変位

モールドゲージで計測した低強度層圧縮側内部の鉛直ひずみと壁板の面外方向のひずみの関係 (シリーズII)

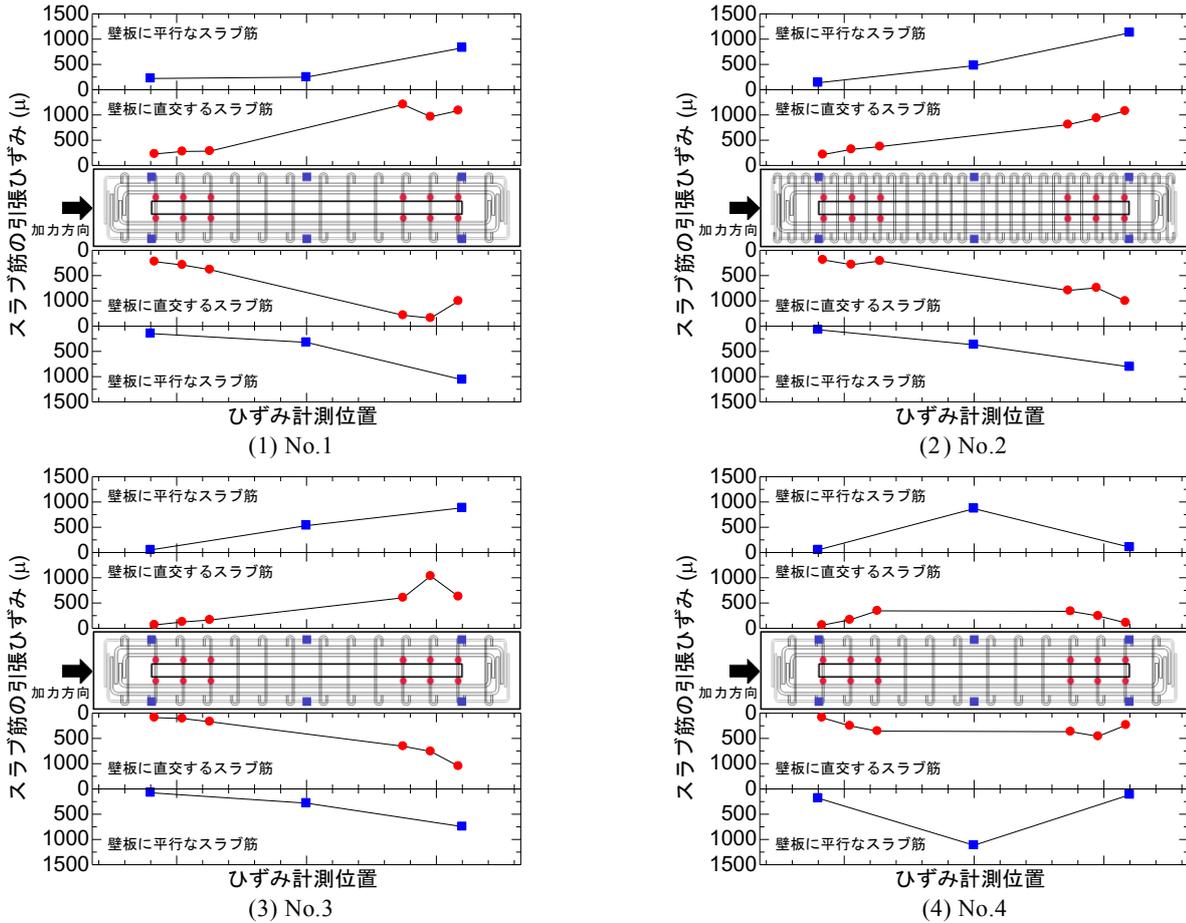


図-13 スラブ筋のひずみ分布 (シリーズ I)

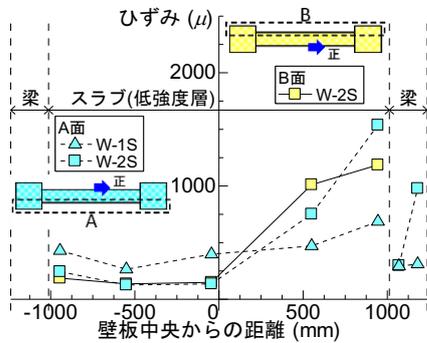


図-14 スラブ筋および直交梁主筋のひずみ分布 (シリーズ II)

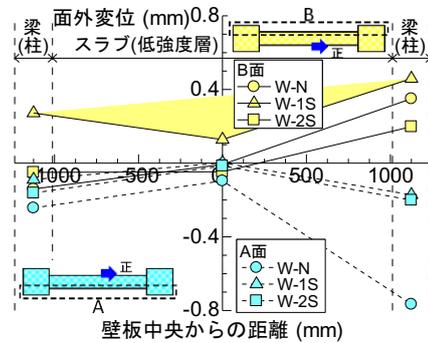


図-15 低強度層の面外変位分布

を図-12 に示す。ひずみの計測位置は壁板端部から 150 mm 内側の壁芯位置である。軸力荷重時、 $R=+1/1000\text{rad}$ 時および $R=+2/1000\text{rad}$ 時の関係を示した。スラブのない W-N では、荷重に伴い鉛直ひずみと面外ひずみの双方が大きくなっているのに対し、スラブのある 2 体では $R=+2/1000\text{rad}$ 時には鉛直ひずみが W-N に比べて小さくなり、面外ひずみのみが大きくなっている。

シリーズ I の試験体の最大荷重時のスラブ筋のひずみ分布を図-13 に、シリーズ II の試験体のスラブ筋と直交梁主筋のひずみ分布を図-14 に示す。図-14 のひずみは、壁面位置の壁板に直交するスラブ筋と柱面位置の梁主筋のひずみである。壁板に直交するスラブ筋には、いずれ

の試験体も曲げ圧縮域では引張ひずみ（壁板の面外方向に横ひずみ ϵ_t ）を生じている。一方、壁板に平行なスラブ両端のスラブ筋（シリーズ I）は引張ひずみとなり、低強度層の横ひずみを抑制するようにスラブの面内剛性が抵抗していることを示している。なお、スラブ位置の高い No.4 で横ひずみ ϵ_t が小さいのは、圧縮束と計測位置が他の試験体より離れていること、および下壁のコンクリートで圧壊したことによるものと考えられる。

最大荷重（正加力）時の低強度層の高さ中央位置における面外変位分布（シリーズ II）を図-15 に示す。曲げ圧縮側では低強度層の面外方向の変形が大きくなっている。

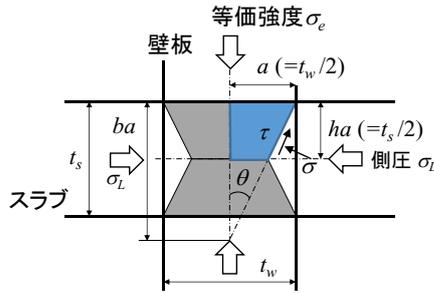


図-16 壁板-スラブ接合部の等価圧縮強度

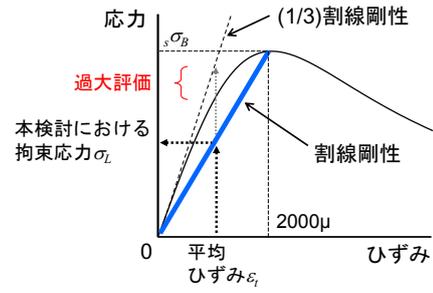


図-17 コンクリートの応力-ひずみ曲線

表-9 低強度層の側圧と等価強度計算値

シリーズ	試験体	壁板端部のスラブ筋のひずみ ϵ_i (μ)	コンクリート		側圧 0 時の等価圧縮強度計算値 (N/mm^2)	側圧推定値 σ_L (N/mm^2)	等価圧縮強度計算値 σ_e (N/mm^2)	拘束係数 K^{**2}
			圧縮強度 $s\sigma_B$ (N/mm^2)	割裂引張強度 $c\sigma_t^{(6)}$ (N/mm^2)				
I	No.1	978	26.7	2.3	18.7	14	46.4	1.5
	No.2	817	27.1	2.4	18.8	12	43.0	1.4
	No.3	825	26.2	2.3	18.4	10	42.0	1.5
	No.4	314	26.3	2.3	18.5	4	28.8	0.6
II	W-1S	687	34.6	2.8	22.2	12	48.5	1.2
	W-2S	1362 ^{**1}	34.2	2.8	22.0	23	68.2	1.5

※1: 両側の壁面の平均ひずみ, ※2: $\sigma_e = s\sigma_B + K \cdot \sigma_L$ から算出

(2) 低強度層の等価圧縮強度の推定

スラブ筋に生じた引張ひずみの反作用として側圧が低強度層に作用し、低強度層の見かけのコンクリート強度（以下、等価圧縮強度）が上昇することが考えられる。文献5の三軸部分圧縮時のコンクリート強度算定理論を引用し、壁長さ方向にくさび状の崩壊面が形成される（図-16）として算定式を誘導すると低強度層の等価圧縮強度 σ_e は式(1)～式(13)のように表される。同理論は、低強度層内部に生じるくさびの形成条件に Griffith の破壊基準を導入し、コンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ によって圧縮強度を算定するものである。くさび角度 θ （係数 b ）を仮定して、式(1)、式(2)よりくさび面のせん断応力度 τ および垂直応力度 σ を求め、これらを式(3)に代入して圧縮強度を計算し、それが最小値となる θ （係数 b ）の場合の計算値が等価圧縮強度 σ_e となる。コンクリートの引張強度には式(4)⁶を用いた。

$$\tau^2 = 4 \cdot c\sigma_t \cdot (\sigma + c\sigma_t) \tag{1}$$

$$G \cdot \sigma + H \cdot \tau + I = 0 \tag{2}$$

$$\sigma_e = \frac{C \cdot E - F \cdot A}{B \cdot F - C \cdot D} (\sigma \sin\theta + \tau \cos\theta) \tag{3}$$

$$c\sigma_t = 4 \cdot \left(\frac{s\sigma_B}{60} \right)^{2/3} \tag{4}$$

ここで、

$$A = - \frac{a^2 \{ b^2 - (b-h)^2 \}}{2b \cos\theta} \tag{5}$$

$$B = \frac{a^2}{2} \tag{6}$$

$$C = - \frac{a^2 (b-h)^2}{2b^2} \tag{7}$$

$$D = -a \tag{8}$$

$$E = \frac{ha}{\cos\theta} \tag{9}$$

$$F = \frac{a(b-h)}{b} \tag{10}$$

$$G = ha \tag{11}$$

$$H = -h \tan\theta \tag{12}$$

$$I = -ha\sigma_L \tag{13}$$

低強度層に作用する側圧 σ_L は、過大評価しないようコンクリートの応力-ひずみ曲線（図-17）の原点と圧縮強度点（ひずみは 2000 μ とした）を結ぶ割線剛性（ $= s\sigma_B / 2000 \times 10^{-6}$ ）にスラブ筋のひずみを乗じて算出した。シリーズ I では横ひずみが最大となった加力サイクルの平均ひずみを、シリーズ II では最大荷重時のひずみを用いた。

側圧 σ_L の推定値と等価圧縮強度 σ_e の計算値を表-9 に示す。No.1～No.3 の σ_L は 10～14N/mm²、 σ_L を用いて計算した等価圧縮強度 σ_e は 42～46N/mm² となり、下壁のコンクリート強度と同程度と算定されている。また、W-1S の σ_L は 12N/mm²、W-2S では 23N/mm²、W-1S の σ_e は下壁のコンクリート強度と、W-2S は上壁のコンクリート強度と同程度と算定された。等価圧縮強度 σ_e のコンクリート圧縮強度 $s\sigma_B$ からの増分を側圧 σ_L で除した拘束係数 K は、No.1～No.3 の平均値で 1.5 程度、W-1S および W-2S では 1.2～1.5 となった。なお、前述のようにスラブ位置が高く、計測位置の横ひずみが小さくなった No.4 では σ_L は 4N/mm²、 K は 0.6 となっていた。

7. まとめ

壁脚部にスラブ厚分の低強度コンクリート層を有するスラブ付き RC 耐震壁の実験を実施した。本報では、スラブの位置や低強度層の厚さを変えた壁板の水平加力実験（シリーズⅠ）とスラブの有無を実験因子とした両側柱付き耐震壁の水平加力実験（シリーズⅡ）の実験結果を報告した。スラブのある低強度層の破壊は見られず、最大せん断力は壁板の大部分を占める高強度コンクリートの圧縮強度を用いて計算したせん断耐力を上回った。低強度層の圧縮側端部のスラブ筋に生じたひずみを用いて側圧を算出し、三軸部分圧縮時のコンクリート強度算定理論から低強度層の等価圧縮強度を算定した。その結果、等価圧縮強度計算値が壁板のコンクリート強度と同程度となった。

謝辞：本実験のシリーズⅠは室蘭工業大学構造物水平加力試験室で実施されたものである。実験の実施にあたり同大学大学院教授 溝口光男博士、同准教授 高瀬裕也博士ならびに溝口・高瀬研究室の大学院生・学部生の皆様

より多大なるご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松永，磯崎，溝口，小坂：異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討（その 1）（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.165-168，2016.8
- 2) 小坂，溝口，荒井：鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法，日本建築学会構造系論文集，pp.129-136，2014.1
- 3) 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
- 4) 建築行政情報センター・日本建築防災協会：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 5) 徳富：三軸部分圧縮強度試験におけるコンクリートの強度，日本建築学会構造系論文集，第 499 号，pp.23-30，1997.9
- 6) 野口，友澤：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集，pp.11-16，1995.6

合成梁の耐力と塑性変形能力に関する確認実験

Experiment of Strength and Plastic Deformation Capacity about Concrete Slab-Steel Beam Composite Member

技術研究所	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
技術研究所	原田 浩之	HIROYUKI HARADA
構造技術部	古山 由佳	YUKA FURUYAMA
技術企画部	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
建築技術部	森岡 研三	KENZO MORIOKA
構造設計ディビジョン	和田 卓	TAKASHI WADA

コンクリート床スラブと H 形鋼梁で構成される合成梁の耐力と塑性変形能力を確認するために、床スラブの有無、および床スラブの種類や配置を実験要因とした部分架構試験体の加力実験を行った。その結果、全ての合成梁端部の最大曲げモーメントは、H 形鋼梁単体の全塑性モーメントより大きく、完全合成梁の全塑性モーメントにほぼ等しい値となった。また、合成梁端部の塑性変形倍率は、正曲げ時で 3.5~4、負曲げ時で 1.5~2 となった。

キーワード：合成梁、塑性変形能力、床スラブ、H 形鋼梁、横座屈

To evaluate the strength and plastic deformation capacity of concrete slab and steel beam composite member, the loading tests of the steel beam with composite beam were conducted. The test parameters are existence and arrangement of shear connectors of the concrete floor slab. It was confirmed that maximum moments in edge of all types of composite beams were larger than full plastic moments of steel beam itself and nearly equal to those of complete composite beams. Plastic deformation ratios of composite beam end were 3.5 to 4 in positive bending and 1.5 to 2 in negative bending.

Key Words: Composite beam, Plastic deformation capacity, Floor slab, Wide flange shapes beam, Lateral buckling

1. はじめに

コンクリート床スラブと鉄骨梁で構成される合成梁は、床スラブの補剛効果によって横座屈が抑制されることが既往の研究^{1)~5)}で確認されており、鋼構造塑性設計指針⁶⁾では、完全合成梁の耐力は、横補剛材が付いていない場合でも鉄骨梁の全塑性モーメントとして計算して良いことが示されている。一方、横補剛材が付いていない合成梁の塑性変形能力については十分に解明されたとは言えず、床スラブの仕様との関係を含め不明な点が多い。

本報では、合成梁の耐力と塑性変形能力を確認するために実施した、床スラブの有無、床スラブの種類や配置などの基本的な仕様を実験要因とした部分架構試験体の加力実験について報告する。

2. 実験計画

(1) 試験体

表-1に試験体の一覧を、図-1に試験体図を示す。試験体は、溶接組立 H 形鋼とコンクリート床スラブを頭付きスタッドで結合した合成梁であり、梁の両端を角形鋼管柱に接合した部分架構の形状をしている。試験体の縮尺は実大の 1/2 を想定し、鉄骨梁断面は BH-500x150x9x12 (SN490B)、梁の内法長は $L_0=5,650\text{mm}$ とした。鉄骨梁の幅厚比は、フランジが 6.25、ウェブが 52.9 であり、弱軸方向の細長比は $\lambda_y=193$ である。鋼構造限界状態設計指針⁷⁾による鉄骨梁の横座屈細長比は $\lambda_b=1.08$ で、細長比区分は L-III である。

試験体は全 5 体で、床スラブの有無、床スラブの配置(両側・片側)、床スラブの種類(平板・デッキ)を実

表-1 試験体の一覧

試験体	H形鋼梁 (溶接組立)							コンクリート床スラブ					合成率	床厚 梁せい比 t/D	梁せい スパン比 D/L _o	
	断面 (強度種別)	幅厚比		内法長 L _o (mm)	弱軸 細長比 λ _y	横座 屈細長比 λ _b	細長 比 区分	有 無	F _c (N/mm ²)	種類	配置	厚さ (mm)				幅 (mm)
		フランジ ^a	ウェブ ^b													
NS	BH-500x150 x9x12 (SN490B)	6.25 (FA)	52.9 (FB)	5,650	193	1.08	L-III	無	-	-	-	-	-	-	-	
FS2								有	21	平床	両側	75	1,350	0.88	0.15	0.09
FS1											片側		850	0.93		
DS2								有	21	デッキ 床	両側	65 (山上40)	1,350	1.47	0.13	
DS1											片側		850	1.65		

表-2 鋼材の材料試験結果

部位	厚さ (mm)	強度種別	降伏点 (N/mm ²)	降伏歪 (×10 ⁻⁶)	弾性率 (N/mm ²)	引張強度 ^a (N/mm ²)	伸び (%)
梁	フランジ	12	SN490B	401	1,900	549	37
	ウェブ	9	SN490B	391	1,890	551	36
	その他	9	SN490B	395	1,890	549	36
柱	16	STKR490	500*	4,540*	197,000	544	37
ダイヤフラム	19	SM490	374	1,890	204,000	538	46
スラブ筋 (φ5)		SWM-P	509*	4,480*	205,000	601	-

*0.2%オフセット値

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性率 (N/mm ²)
FS2	21.5	2.17	23,500
FS1	21.6	2.09	24,400
DS2	21.0	1.86	22,300
DS1	20.8	2.13	24,000

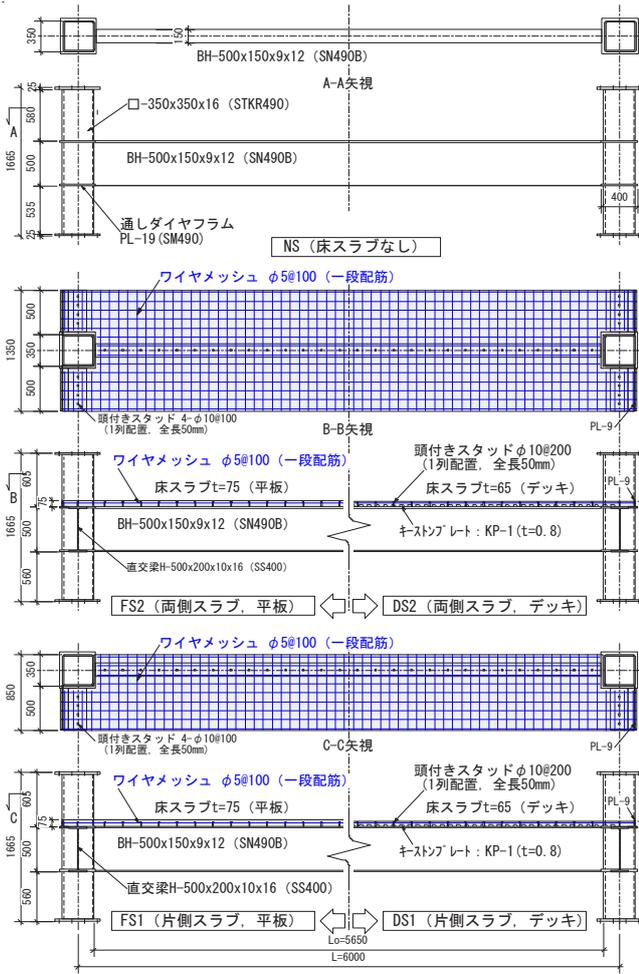


図-1 試験体図

験要因とした。NSは床スラブ無し、FS2とDS2は梁の両側に床スラブを有する（以下、両側スラブ付）試験体、FS1とDS1は建物の外周部の鉄骨梁を想定し、梁の片側のみに床スラブを有する（以下、片側スラブ付）試験体とした。なお、FS2とFS1は平板床スラブ（以下、平床タイプ）、DS2とDS1はデッキ床スラブ（以下、デッキ床タイプ）を用いた試験体である。

床厚 t は、平床タイプのFS2とFS1が t=75mm、デッキ床タイプのDS2とDS1が t=65mm（山上40mm）であり、床厚 t の鉄骨梁せい D に対する比 t/D は、平床タイ



写真-1 加力状況 (FS2)

プが0.15、デッキ床タイプが0.13（山上0.08）となっている。床スラブの幅は、鉄骨梁と床スラブが一体した合成梁として取り扱うために、各種合成構造設計指針⁸⁾に基づき計算した床スラブの有効幅とした。床スラブ筋は、φ5@100の溶接金網を用いた一段配筋とし、スラブ筋の両端は直交梁(H-500x200x10x6)の上フランジに固定した平鋼(PL-9)に溶接した。

床スラブと鉄骨梁はφ10、全長50mmの頭付きスタッドで結合した。頭付きスタッドの本数は、平床タイプの合成率（使用した頭付きスタッドの本数/完全合成梁として必要な頭付きスタッドの本数⁸⁾）が1程度となるように28本とし、配列は一列配置の200mmピッチとした。床スラブの種類の違いが及ぼす影響を明確にするために、デッキ床タイプの頭付きスタッドの本数と配列もこれに

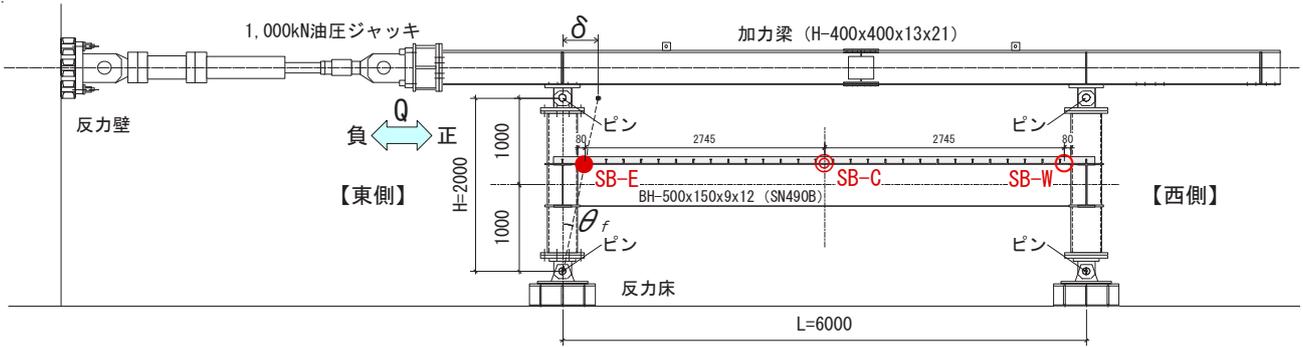


図-2 加力図



(1) NS



(2) FS2



(3) FS1



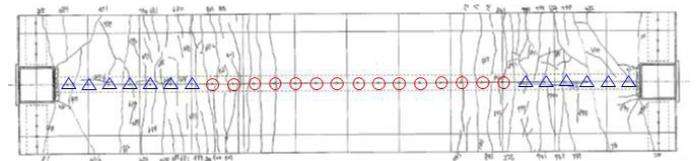
(4) DS2



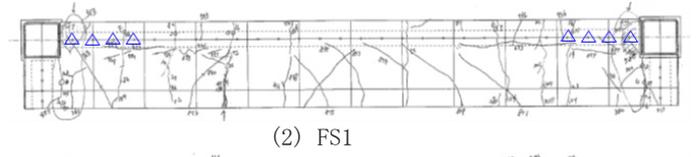
(5) DS1

写真-2 最終破壊状況

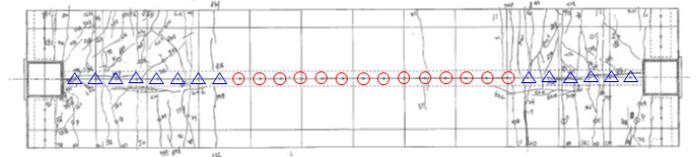
合わせた。このため、床スラブと鉄骨梁の合成率は、平床タイプのFS2とFS1がそれぞれ0.88と0.93、デッキ床タイプのDS2とDS1がそれぞれ1.47と1.65となった。



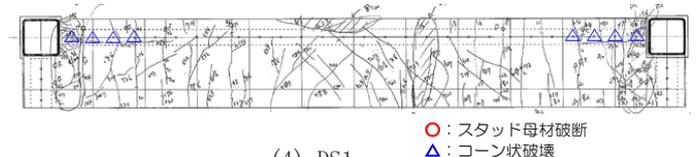
(1) FS2



(2) FS1



(3) DS2



(4) DS1

○：スタッド母材破断
△：コーン状破壊

図-3 床スラブのひび割れ状況

表-2と表-3に使用した鋼材とコンクリートの材料試験結果をそれぞれ示す。

(2) 加力および計測方法

写真-1に加力状況を、図-2に加力図を示す。試験体の柱脚と反力床、柱頭と加力梁をそれぞれピン結合し、反力壁に固定した1,000kN油圧ジャッキで水平方向に加力した。加力方法は、梁に逆対称曲げモーメントを作用させる正負交番の漸増加力とした。加力スケジュールは、柱上下のピン間の変形角 $\theta_f (= \delta / H)$ で規定し、 $\theta_f = \pm 5/1000, \pm 10/1000, \pm 20/1000, \pm 30/1000, \pm 40/1000, \pm 50/1000$ radまでを各2サイクル加力した後、最後に最大+100/1000radまで片押し加力することとした。

ジャッキ先端のロードセル、および各部に配置した変位計、ワイヤストレインゲージにより、試験体の耐力と

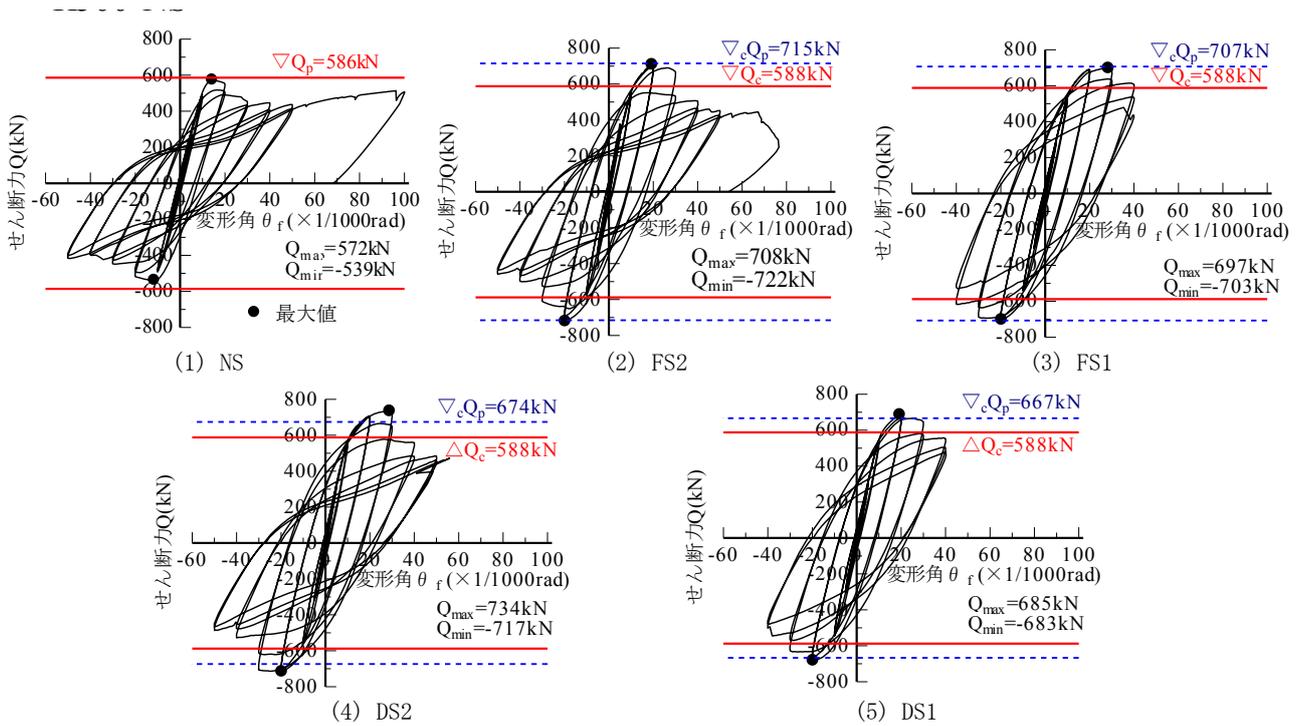


図-4 架構のせん断力と変形角の関係

変形、ひずみを計測した。

3. 実験結果

(1) 加力終了後の損傷状況

写真-2に、加力終了後における各試験体の損傷状況を、図-3に床スラブのひび割れ状況を示す。図-3には頭付きスタッドの損傷状況も併記した。

写真-2(1)に示す床スラブのないNSは、梁全体が大きくねじり変形する横座屈を生じた。床スラブを有する残り4体もNSと同様に横座屈を生じたが、床スラブが上フランジの面外変形を拘束したため、横座屈の度合いはNSよりも小さかった。

図-3に示す床スラブのひび割れ状況と頭付きスタッドの損傷状況は、両側スラブ付と片側スラブ付で異なる傾向を示した。両側スラブ付のFS2とDS2は、両柱芯から4D～5Dまでの範囲に曲げひび割れが集中した。一方、片側スラブ付のFS1とDS1は、両側スラブ付きのFS2やDS2と同様な曲げひび割れも生じたが、床スラブ中央部には梁の材軸に対し約45°方向のねじりひび割れが生じた。このねじりひび割れは、FS1よりも床スラブの薄いDS1の方が顕著であった。また、全ての床スラブの両柱面近傍において、コンクリートの圧壊が確認された。

両側スラブ付は、梁中間部の頭付きスタッドの破断により、当該領域での鉄骨梁の横座屈が進行し、これに抵抗した梁端部の頭付きスタッドが、最終的にコーン状破壊する破壊状況が観測された。両側スラブ付の加力終了

後の頭付きスタッドの損傷状況は、両柱芯から約3Dの範囲内ではコーン状破壊(△印)、3Dを超える中間部では母材破断(○印)であった。一方、片側スラブ付の頭付きスタッドの損傷状況は、両柱芯から2Dの範囲内でのコーン状破壊のみであり、梁中間部でのコーン状破壊や頭付きスタッドの母材破断は生じなかった。

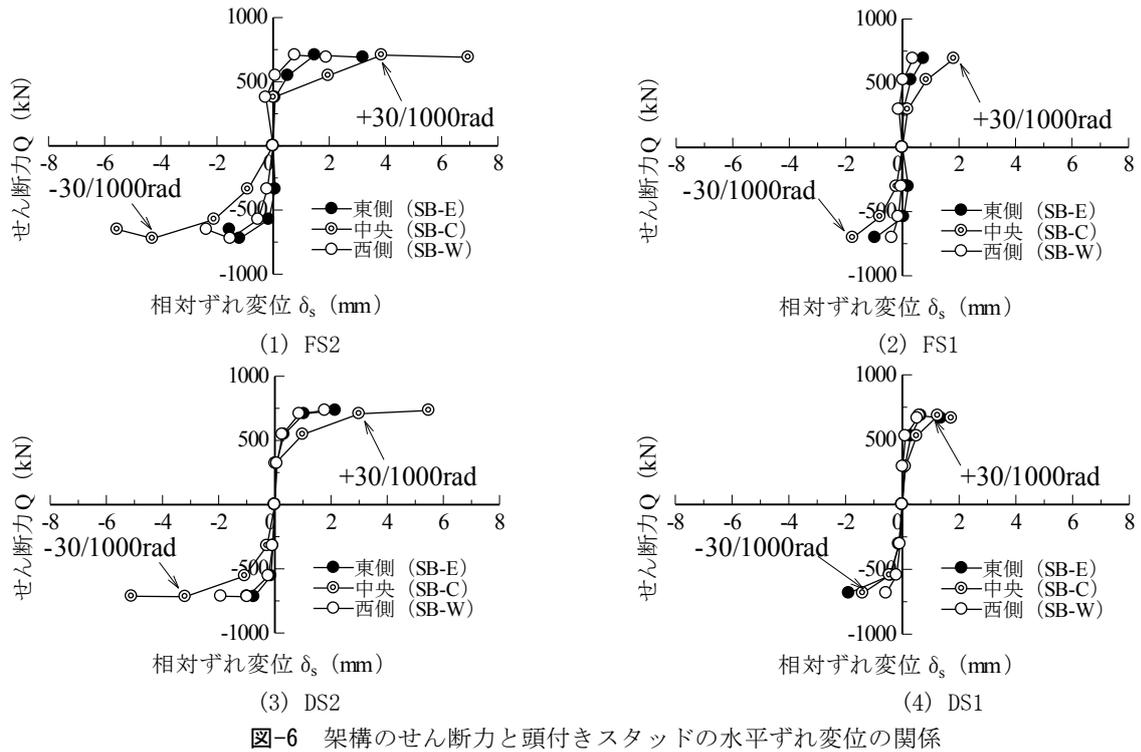
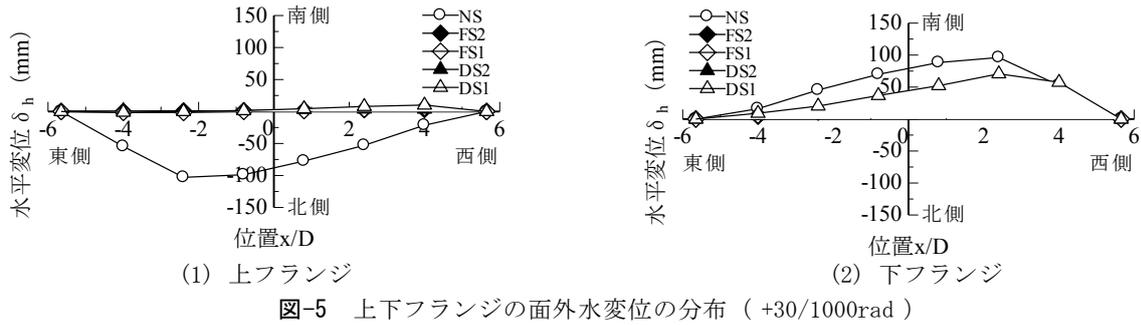
(2) 架構のせん断力と変形角の関係

図-4に各試験体の架構のせん断力と変形角の関係をそれぞれ示す。ここで、同図の縦軸は油圧ジャッキのせん断力Q、横軸は柱の変形角 θ_f である。なお、これらの各図には、梁単体の全塑性モーメント M_p^0 と完全合成梁の全塑性モーメント ${}_cM_p^0$ のせん断力換算値 Q_p 、 ${}_cQ_p$ を併記した。

全ての試験体は10/1000radまでの変形領域では線形弾性の挙動を示し、それ以上の変形領域では剛性が低下する傾向を示した。以下、正加力に着目して考察する。

図-4(1)に示したNSは、+15/1000rad付近で横座屈が生じ、せん断力が頭打ちとなった。このときの最大せん断力は $Q_{max}=572kN$ であり $Q_p=586kN$ に近い値であったが、その後の横座屈の伸展とともに耐力は低下し+30/1000rad近傍で約450kNとなった。

同図(2)に示すFS2は+20/1000radで ${}_cQ_p=715kN$ とほぼ等しい $Q_{max}=708kN$ に達した。+30/1000radの変形領域までおおむね耐力を維持したものの、横座屈の伸展とともに床スラブとの合成効果を喪失し耐力が低下した。



同図 (3) に示す FS1 は +30/1000rad で $Q_p=707\text{kN}$ にほぼ等しい $Q_{\max}=697\text{kN}$ に達した。最大せん断力に至るまでのせん断力 - 変形角曲線は、FS2 と同様な傾向を示したが、最大せん断力到達後の耐力低下は FS2 よりやや緩やかであった。一方、床スラブの損傷は FS2 よりも大きく、+40/1000rad から +50/1000rad に向かう加力の直前で床スラブが大きく損傷したため、それ以降の加力は中止した。

同図 (4),(5) に示すデッキ床タイプの DS2 と DS1 は、それぞれ平床タイプの FS2、FS1 と同様なせん断力 - 変形角曲線を示した。DS2 は +30/1000rad で $Q_{\max}=734\text{kN}$ 、DS1 は +20/1000rad で $Q_{\max}=685\text{kN}$ を示し、両者ともに Q_p よりやや大きめの値であった。

(3) 梁の面外変位

図-5(1),(2) に、+30/1000rad の 1 回目ピーク時におけ

る鉄骨梁上下フランジの面外水平変位の分布をそれぞれ示す。同図の横軸は、梁の中央から測定位置までの距離を鉄骨梁せい D で無次元化している。床スラブのない NS の面外変位は上下フランジともに大きく、それぞれの最大変位はともに約 100mm であった。また、NS の上下フランジの変位分布は、上フランジが東側梁端から約 3D、下フランジが西側から約 3D の位置で最大となる逆対称の形状を示した。一方、合成梁である残り 4 体の面外変位は、上フランジがほぼ零、下フランジも、NS と同様な変位分布を示すものの、変位量は NS の半分程度であり、床スラブによる横補剛効果が確認された。なお、合成梁である FS2、FS1、DS2、DS1 の面外変位は、同様な分布形状を示したが、変位量は片側スラブ付の FS1、FS2 のほうが、両側スラブ付の FS2、DS2 よりもやや大きい値を示した。

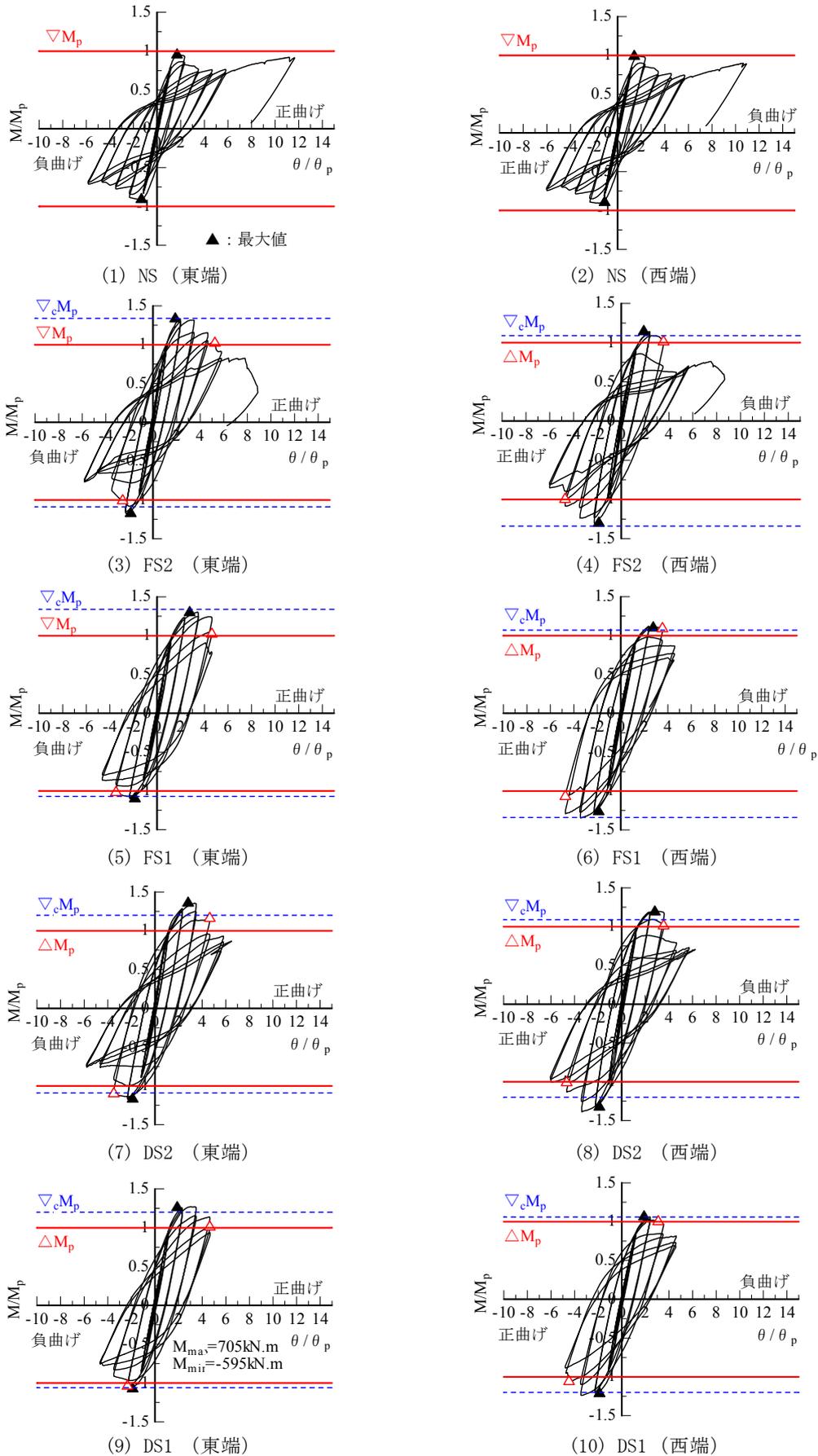


図-7 梁端部の曲げモーメントと回転角の関係

表-4 最大耐力の実験値と計算値の比較

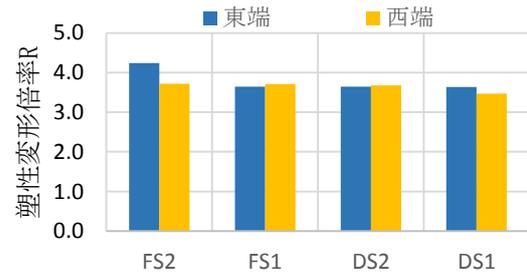
試験体	梁端方向	曲げ方向	実験値	計算値(全塑性モーメント)			
			最大値	梁単体	合成梁	耐力比	
			M_{max} kN.m	M_p kN.m	cM_p kN.m	M_{max}/M_p	M_{max}/cM_p
NS	東端	正	527	552	-	0.95	-
		負	504		-	0.91	-
	西端	正	500		-	0.91	-
		負	546		-	0.99	-
FS2	東端	正	740	554	742	1.34	1.00
		負	651		605	1.18	1.08
	西端	正	722		742	1.30	0.97
		負	632		605	1.14	1.04
FS1	東端	正	723	554	743	1.31	0.97
		負	610		592	1.10	1.03
	西端	正	746		743	1.35	1.00
		負	620		592	1.12	1.05
DS2	東端	正	751	554	666	1.36	1.13
		負	649		603	1.17	1.08
	西端	正	769		666	1.39	1.15
		負	665		603	1.20	1.10
DS1	東端	正	705	554	665	1.27	1.06
		負	595		590	1.07	1.01
	西端	正	686		665	1.24	1.03
		負	588		590	1.06	1.00

(4) 頭付きスタッドの水平ずれ変位

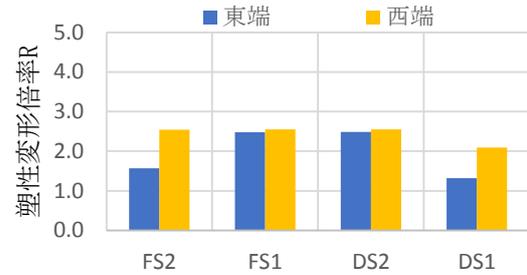
図-6に、合成梁架構のせん断力Qと頭付きスタッドの水平ずれ変位 δ_s の関係を示す。ここで、 δ_s は、図-2に示す東側梁端(●印)、梁中央(◎印)、西側梁端(○印)位置での上フランジと床スラブ下面間の梁材軸方向の相対水平ずれ変位である。また、図-6中のプロットは、各加力サイクルの1回目ピーク時の値を示している。これらの試験体の δ_s は、同一サイクル時で比較した場合、せん断力の増加に伴い中央部の方が端部よりも大きくなる傾向を示した。また、両側スラブ付のFS2、DS2と片側スラブ付のFS1、DS1を比較した場合、梁中央部の δ_s は両側スラブ付の方が大きく、 $\pm 30/1000rad$ 変形時における δ_s は、FS2が約4mm、DS2が約3mm、FS1とDS1が約2mmであった。なお、 $\pm 30/1000rad$ 変形時において、FS2とDS2の梁中間部の頭付スタッドの母材破断を複数箇所確認した。一方、FS1とDS1に関しては、頭付スタッドの母材破断が確認されなかったことから、FS2とDS2の梁中央部の δ_s は、頭付きスタッドの母材破断に伴って大きくなったと考えられる。

(5) 梁の曲げ耐力と塑性変形能力

図-7に各試験体の東西梁端部の曲げモーメントと回転角の関係を、表-4に最大耐力の実験値と計算値の比較を示す。ここで、図-7の縦軸は梁端の曲げモーメントMを鉄骨梁単体の全塑性モーメント M_p で無次元化した



(1) 正曲げ



(2) 負曲げ

図-8 合成梁の塑性変形倍率

M/M_p ，横軸は柱の変形角 θ_r と等しいとみなした梁端回転角 θ を M_p 時の弾性回転角 θ_p で無次元化した θ/θ_p である。なお、図-7の各図中には、正曲げおよび負曲げにおける完全合成梁の全塑性モーメント cM_p を併記した。

床スラブのないNSの最大曲げモーメント M_{max} は、 M_p に達するまでに横座屈を生じたため、 M_p 以下となった。一方、床スラブを有するFS2、FS1、DS2、DS1の M_{max} は、梁端部の下フランジが引張となる正曲げの方が負曲げよりも大きな値を示し、正負とも cM_p とほぼ等しい値となった。 M_p に対する耐力比 M_{max}/M_p は、FS2とFS1が1.10~1.35、DS2とDS1が1.06~1.39であり、合成梁の最大荷重は、 M_p 以上の値となった。

図-8に、図-7より求めた合成梁の塑性変形倍率Rを示す。ここでRは、Mが M_p を超えて最大値(図-7中▲印)に達し、再び M_p まで低下した時の回転角(図-7中△印)を限界回転角 θ_u とし、式(1),(2)⁹⁾で計算した。

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_p} \tag{1}$$

$$R = \mu - 1 \tag{2}$$

図-8(1),(2)に示したRは、正曲げの方が負曲げよりも大きな値となった。同図(1)に示した正曲げのRは、試験体によらず、東端・西端ともにほぼ同じ値となったが、同図(2)の負曲げではややばらつき、FS2とDS1の東端のRが他よりもやや小さな値となった。このように、今回の実験の範囲では、床スラブの仕様とRとの間に相関は認められなかったが、正曲げ時のRは3.5~4、負曲

げ時のRは1.5～2.5であった。

4. まとめ

合成梁の耐力と塑性変形能力を確認するために部分架構実験を行い、以下の知見を得た。

- ①床スラブのないNSの加力終了後の損傷状況は、梁全体が大きくねじり変形する横座屈であった。床スラブを有するFS2, FS1, DS2, DS1も加力終了後には同様の横座屈を生じていたが、その度合いはNSよりも小さく、床スラブによる横補剛効果が認められた。
- ②FS2とDS2の床スラブの曲げひび割れは、両柱芯から4D～5Dまでの範囲に集中した。FS1とDS1にも同様な曲げひび割れ生じたが、床スラブ中央部にも梁の材軸に対し約45°方向のねじりひび割れが生じた。このねじりひび割れの発生はFS1よりもDS1の方が顕著であった。
- ③FS2とDS2の頭付きスタッドの損傷は、両柱芯から約3Dの範囲内においてコーン状破壊、3Dを超える中間部において母材破断であった。一方、FS1とDS1の頭付きスタッドの損傷は、両柱芯から2Dの範囲内でのコーン状破壊のみであった。
- ④NSは15/1000rad付近で横座屈が生じ、最大耐力は鉄骨梁単体の全塑性耐力 Q_p に達しなかった。一方、FS2, FS1, DS2, DS1の最大せん断力は Q_p 以上となり、合成梁の全塑性耐力 αQ_p とほぼ等しい値となった。なお、FS2とDS2、FS1とDS1のせん断力-変形角曲線はそれぞれ同様の形状であった。
- ⑤合成梁の頭付きスタッドの水平ずれ変位は、せん断力の増加に伴って梁中央部の方が梁端部よりも大きくなる傾向を示した。この傾向はFS2、DS2のほうがFS1、DS1より顕著であった。
- ⑥合成梁の両端部の最大曲げモーメント M_{max} は、正曲げの方が負曲げよりも大きな値となり、正負とも αM_p とほぼ等しい値となった。鉄骨梁単体の全塑性

モーメント M_p に対する耐力比 M_{max}/M_p は、FS2とFS1が1.10～1.35、DS2とDS1が1.06～1.39であり、合成梁の最大荷重は、 M_p 以上の値となった。

- ⑦本実験の範囲においては、床スラブの仕様と合成梁の塑性変形倍率Rとの間に相関は認められず、合成梁のRは正曲げで3.5～4、負曲げで1.5～2.5であった。

参考文献

- 1) 日建築学会：鋼構造物の座屈に関する諸問題2013, 2013.6
- 2) 伊賀はるな, 聲高裕治, 金尾伊織：横座屈によって終局状態を迎えるH形断面梁の実験データに基づく最大耐力と塑性変形能力の評価, 構造工学論文集, Vol.61 B, pp.185-198, 2015.3
- 3) 原田浩之, 松永健太郎, 江頭寛, 小坂英之, 森岡研三, 浅川拓哉：不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験その1 実験概要と梁の損傷状況, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1039-1040, 2017.8
- 4) 江頭寛, 松永健太郎, 原田浩之, 小坂英之, 森岡研三, 宮口大：不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験その2 実験結果と梁の塑性変形能力, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1041-1042, 2017.8
- 5) 江頭寛, 原田浩之, 松永健太郎, 小坂英之, 森岡研三, 浅川拓哉：不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験, 三井住友建設技術研究開発報告第15号, pp.87-92, 2017.10
- 6) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針, 2017.2
- 7) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2013.3
- 8) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 9) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針, 2018.2

冬期における脱型時期と養生シート材の使用が コンクリートの中性化深さに与える影響

Effect of Form Removal Time and Curing Sheet on Carbonation Depth of Concrete in Winter

技術研究所 峯 竜一郎 RYUICHIRO MINE
建築技術部 横山 徹 TORU YOKOYAMA
建築生産計画部 松井 幸一郎 KOICHIRO MATSUI
技術研究所 松田 拓 TAKU MATSUDA

冬期条件における、①脱型時期とコンクリートの中性化深さの関係と、②脱型後に養生シート材を使用することによる中性化抵抗性の改善効果について、促進中性化試験により検討した。試験体は、5℃環境において封かんされた円柱供試体の両端面を所定の圧縮強度で解放することで、冬期における壁部材の施工を模擬した。その際一部の供試体において、解放された面に湿潤養生効果の期待できる養生シート材を所定の強度が発現するまで設置した。その結果、中性化深さは脱型時の圧縮強度が低いと大きくなること、脱型後のコンクリート表面に養生シート材を設置することで、型枠を存置した場合と同等の湿潤養生効果を得られる可能性が示された。

キーワード：中性化深さ，脱型時期，脱型時強度，養生シート材

Regarding environmental conditions in winter, (1) relationship between formwork existing period and carbonation depth and (2) effect of improving carbonation resistance by using curing sheet were investigated through the accelerated carbonation tests. Simulating actual construction of wall in winter, both end faces of sealed cylindrical specimens were stripped when the predetermined compressive strength was obtained under 5℃ environment. Furthermore, curing sheet was attached on the stripped concrete surface of some specimens until a predetermined strength was obtained. As a result, wet curing effect equivalent to the formwork existing could be available by attaching the curing sheet on concrete surface after demolding.

Key Words: Carbonation Depth, Removal Time, Compressive Strength at Removal, Curing Sheet

1. はじめに

コンクリート打設後の湿潤養生期間は品質を確保するため、重要な工程となる。実際の施工においては、壁や柱などの鉛直部材の型枠を取り外した後の湿潤養生は所定の期間もしくは強度が発現するまで型枠を存置する事で行われる場合が多い。

本実験は、強度発現が遅くなる冬期を想定し、強度レベルの異なる2種類のコンクリートに対して、①型枠の脱型時期の違いおよび、②脱型後に養生シート材を使用した場合にコンクリートの中性化深さに与える影響を確認することを目的とした。

また、型枠脱型後にコンクリートに取り付けることで

湿潤養生効果が期待できる養生シート材の性能を実験により確認した。

2. 実験概要

(1) 使用材料と試験体作製方法

使用材料を表-1に、調合条件を表-2に示す。水セメント比(W/C)は普通強度を想定した50.0%と高強度を想定した38.8%の2種類とした。

コンクリートの練混ぜ手順は、セメントと細骨材をミキサ内に投入し、30秒間空練りした。その後、水と化学混和剤を投入し60秒間練混ぜた。最後に粗骨材を投入し、90秒間練混ぜ、コンクリートを作製した。なお、練混ぜ

の実施は冬期を想定し 5℃ 40%RH 環境で実施した。

試験体は和泉らの研究を参考に、厚さ200mmの壁部材の条件を模擬した形状である。具体的には、内径100mmの硬質ポリ塩化ビニル管（以下、塩ビ管と略す。）を高さ200mmに切断した中にコンクリートを打設し、その両端（壁面を想定）にラップフィルム+鋼板を配置したものである。

試験体の製造時は、鋼板にラップフィルムを敷いた上に塩ビ管を立てて、コンクリートを打設した。コンクリートの打設後、打設面に速やかにラップフィルムを取付けてビニルテープで固定後に、鋼板を設置し、両端の鋼板を全ネジ鉄筋と蝶ネジにより締め付けた。その後、試験体を速やかに横向きに寝かせて養生した。

(2) 中性化促進開始までの養生方法

試験体作製後、図-2に示す水準で中性化促進試験開始まで養生した。脱型時期が水準のものは、同様に養生した円柱供試体で所定の圧縮強度を確認した後に試験体側面の鋼板を取り外し、材齢4週まで 5℃ 40%RH の環境で気中養生とした。養生シート材を水準としたものは、圧縮強度が 5N/mm² 以上発現したことを確認後、側面の鋼板を取り外し、養生シート材を取り付け、封かん養生とした。その後、所定の圧縮強度を確認した後、側面の養生シート材を取り外し、材齢4週まで 5℃ 40%RH の環境で気中養生とした。中性化促進試験条件は温度 20±2℃、相対湿度 60±5%RH、CO₂ 濃度 5±0.2% とし、中性化深さの測定は 4、8、26週とした。

(3) 養生シート材の湿潤養生効果

養生シート材は、本実験に先立ち、湿潤養生効果を確認した。W/C=53.0%のコンクリートをブリキ製の容器（115×115×45mm）に打設し、上面にラップをかけた封かん養生としたものを、18h後に気中に解放させたものと、18h後に上面のラップフィルムを外して養生シート材を取り付けたものの質量減少率を比較した。図-3

に示すように、養生シート材を使用したコンクリートの質量減少率は、乾燥開始から7日後においてもほとんど変化していない。すなわち、養生シート材は水分の逸散を防ぐことができ、湿潤養生効果があると推察される。なお、コンクリートへの付着性も良好であり、壁や柱などの鉛直部材への取り付けが可能であった。

表-1 使用材料

記号	名称	種類	物性等
W	水	上水道水	密度：1.00g/m ³
C	セメント	普通ポルトランドセメント	密度：3.16g/cm ³ 比表面積：3290cm ² /g
S	細骨材	硬質砂岩砕砂	密度：2.62g/m ³ 吸水率：1.24%
G	粗骨材	碎石2005(硬質砂岩)	密度：2.62g/m ³ 実積率：62.1%
AE	化学混和剤	AE減水剤 ^{※1}	ポリカルボン酸系
		高性能AE減水剤 ^{※2}	

※1：W/C=50.0%に使用 ※2：W/C=38.8%に使用

表-2 コンクリートの調査条件

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				スラン プ (cm)	目標 空気量 (%)
		W	C	S	G		
50.0	45.7	185	370	778	956	18	4.5
38.8	44.7	185	477	723	923	21	

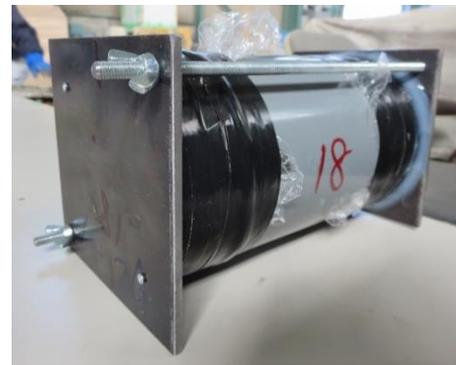
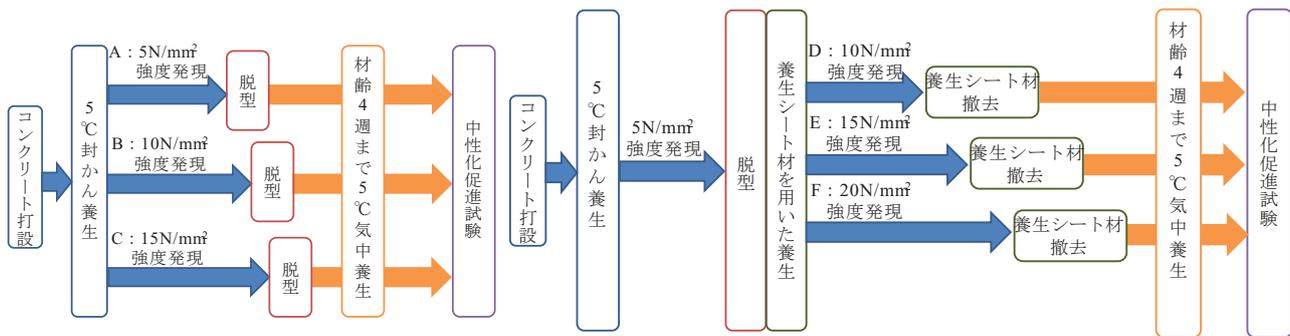


図-1 試験体概要



(1) 脱型時期が水準の場合

(2) 養生シート材が水準の場合

図-2 中性化促進試験開始までの試験体の養生方法

3. 実験結果

型枠脱型時および材齢28日の圧縮強度を図-4に示す。
 W/C=50.0%は概ね所定の強度で脱型，養生を実施できたが，W/C=38.8%は所定の強度よりも若干高い強度での脱型，養生となった。促進中性化試験結果を図-5に示す。
 図中には次に示す(1)式を用いて測定結果を回帰した結果も併せて示した。

$$X = a\sqrt{t}$$

ここに、X：中性化深さ (mm)

a：中性化速度係数 (mm/√週)

t：促進試験期間 (週)

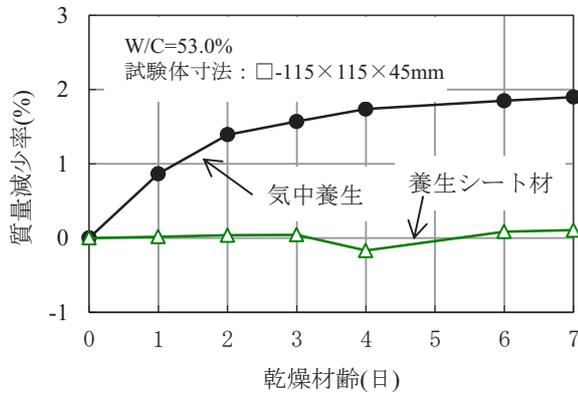


図-3 乾燥材齢と質量減少率の関係

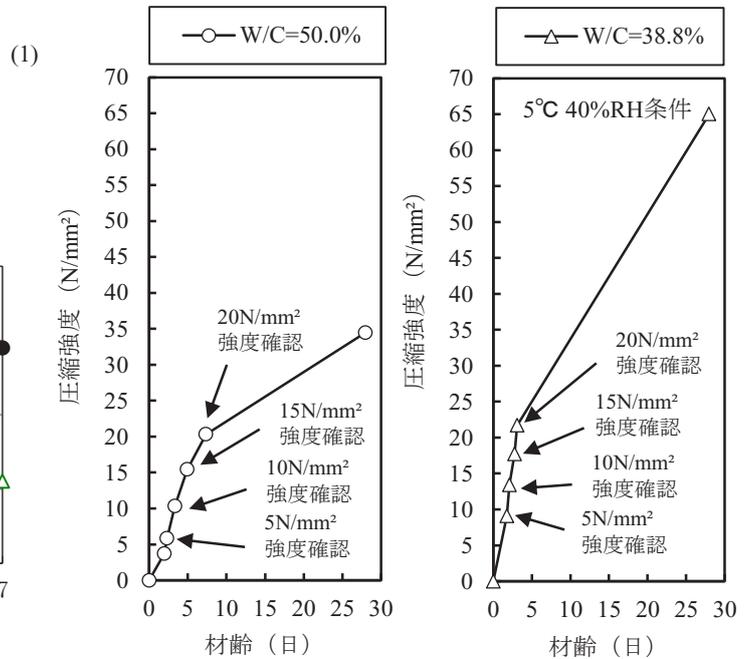


図-4 材齢と圧縮強度の関係

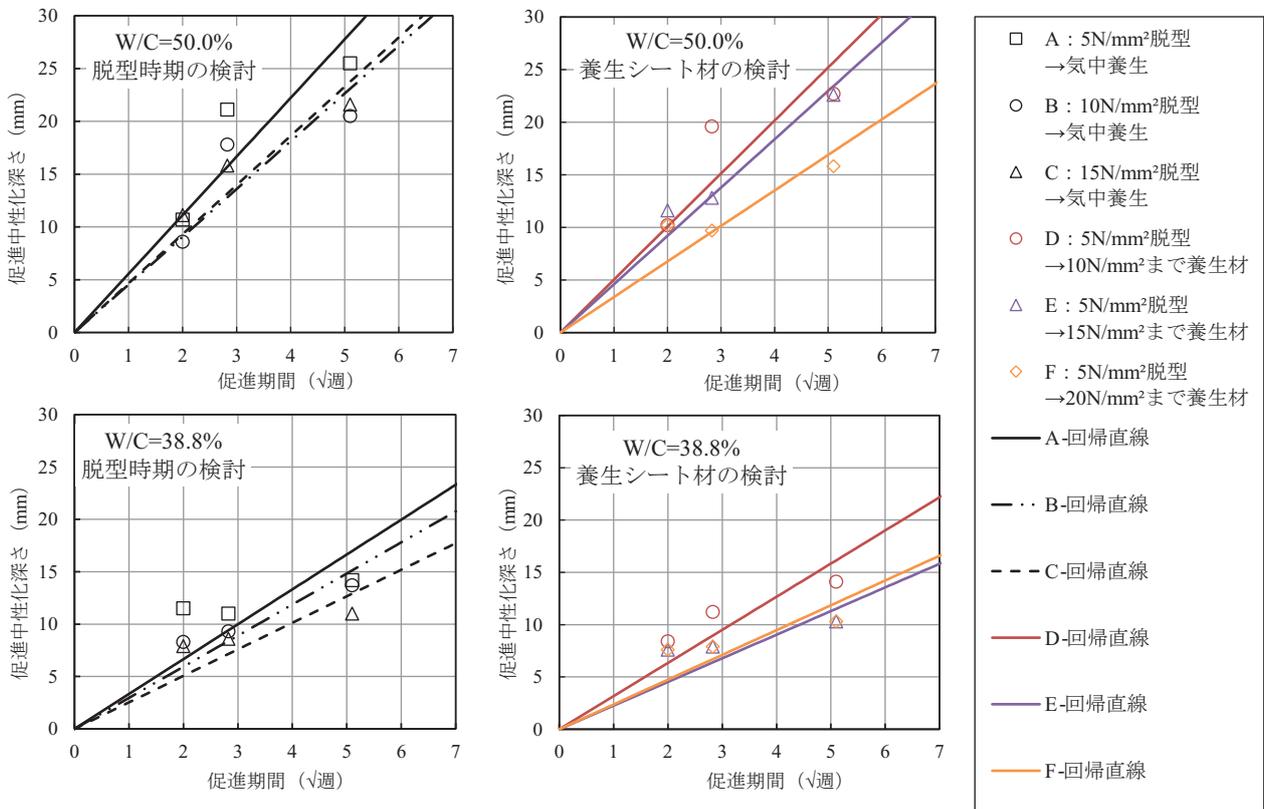


図-5 中性化促進試験結果

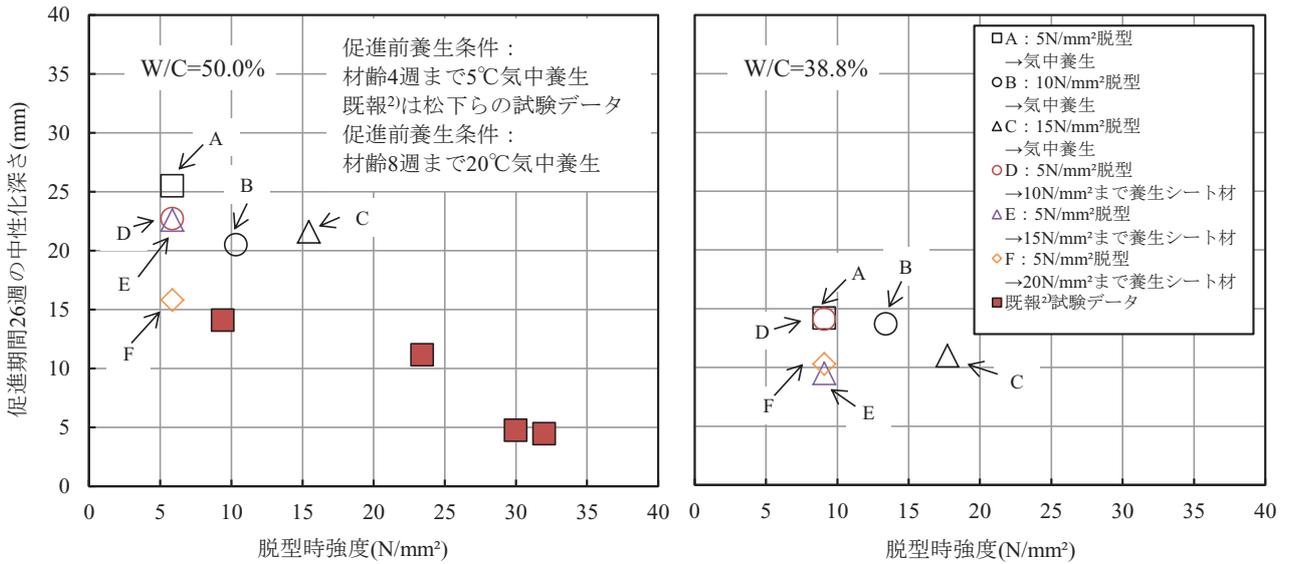


図-6 脱型時強度と促進期間26週の中性化深さの関係

脱型時強度と促進期間26週の中性化深さの関係を図-6に示す。図中には松下ら²⁾の試験データ（促進前養生条件：材齢56日まで20℃ 60%RH 環境で養生後、促進中性化試験）も併せてプロットした。W/C=50.0%を見ると、脱型時強度が高くなるほど、中性化深さは小さくなる傾向が見られた。脱型時強度が同等であるBとN-50²⁾を比較すると、Bの中性化深さが大きくなった。文献²⁾において、W/C=50, 55, 60%のコンクリートについて中性化促進試験までの養生環境を①5℃ 40%RH, ②20℃ 60%RH, ③30℃ 70%RHの3水準とし中性化深さが確認されている。中性化深さはW/Cの違いによらず①>②>③の順に大きくなる結果となっている。このことから、BとN-50²⁾の中性化深さの違いは促進中性化試験前の養生環境の違いによるものと推察される。

養生シート材を用いた試験体（D, E, F）については、5N/mm²で脱型し、気中養生としたAよりも中性化深さは小さくなった。また、養生シート材を取り付ける期間が長いほど中性化深さは小さくなり、20N/mm²まで養生シート材を用いたFの中性化深さは15N/mm²で脱型し気中養生としたCの中性化深さより明らかに小さくなった。

W/C=38.8%を見ると、W/C=50.0%と同様に、脱型時強度が高くなるほど中性化深さが小さくなる傾向が見られた。15N/mm²で脱型したCと15N/mm²まで養生シート材を用いたE、20N/mm²まで養生シート材を用いたFを比較すると、中性化深さは同程度となった。W/Cの違いによらず、養生シート材を所定の強度まで取り付けることで、型枠存置と同等の湿潤養生効果が得られる可能性を得た。

4. まとめ

冬期における脱型時期および養生シート材の使用がコンクリートの中性化深さに与える影響について本実験の範囲で、以下の知見を得た。

- (1) W/Cが高くなると、中性化深さは大きくなった。
- (2) W/Cの違いによらず、脱型時強度が低くなると中性化深さが大きくなる傾向を示した。
- (3) 型枠脱型後に養生シート材を用いて所定の強度まで養生することで、型枠存置と同等の湿潤養生効果が得られる可能性を得た。

参考文献

- 1) 和泉ほか：せき板の存置期間および初期養生が構造体コンクリートの品質に及ぼす影響に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.449,pp.35-45, 1993.7
- 2) 松下ほか：高炉スラグ高含有セメントを用いたコンクリートの脱型時期が中性化抵抗性に及ぼす影響，日本建築学会梗概集（近畿），pp.335-336,2014.9

スリット型吸音装置によるトンネル発破音の低減効果に関する研究

Experimental Study on Reduction of Blasting Sound in Tunnel by Slit Type Acoustic Absorber

技術研究所 嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA
 技術研究所 岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO
 技術研究所 小林 秀彰 HIDEAKI KOBAYASHI

トンネル工事の発破騒音に含まれる低周波音は、人体や周辺環境への影響が問題視されている。従来の坑口に防音扉を設置する対策では、比較的高周波数域での低減効果は得られるが、低周波数域での効果は少なく、その有効な対策が望まれる。そこで、本研究では、発破による低周波音を効果的に低減させる方法として、スリット型吸音装置を考案し、その低減効果に関して検討を行った。まず模型実験により装置の基本形状の検討を行い、次にその結果を現場に適用し、効果の検証を行った。その結果、対象周波数帯域において最大 10dB 近い低減効果が確認できた。

キーワード：発破騒音，低周波音，スリット型吸音機構，共鳴周波数

Low-frequency blasting sound in tunnel has been regarded as a problem. Conventional sound insulation door is effective for reducing high frequency noise, but effect on low frequency noise is fewer. To reduce low frequency noise of blasting sound in tunnel, an experimental study on the developed slit type acoustic absorber was executed by scale-model experiment for study on the standard shapes and by field experiment for the evaluation of the effect of noise reduction. As a result, noise reduction performance of 10dB at the designated frequency was observed.

Key Words: Blasting Sound, Low Frequency Sound, Slit Type Acoustic Absorber, Resonance Frequency

1. はじめに

トンネル工事の爆破掘削に伴い発生するいわゆる発破騒音は、低周波音を含んでいるため、人体や周辺環境への影響が問題視されることが多い。そのため、通常はトンネルの坑口に防音扉の設置などの対策が取られるが、低周波音に対しては十分な効果が得られないことが多い。

そこで、本研究では発破による低周波音を効果的に低減させるための方法として、スリット型吸音装置（以下、吸音装置）を考案し、その低減効果に関する検討を行った。本報では、装置の基本形状を検討するための模型実験および現場での低減効果を検証するための現場実験の結果について述べる。

2. スリット型吸音装置の原理

吸音装置の構造を図-1 に示す。トンネル坑口からトンネルの両側の側壁に沿ってスリットを有する隔壁を設置し、その切羽（掘削面）側の妻面の開口を妻隔壁で塞

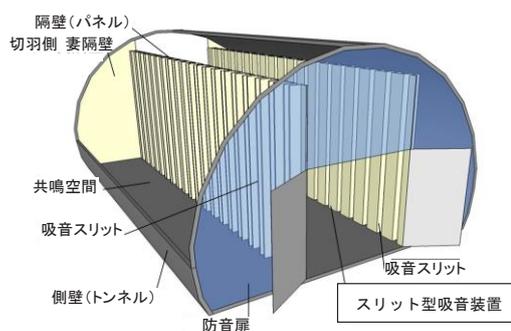


図-1 吸音装置の構造

ぐことで、スリットの背後に共鳴空間を構成する。これにより、スリットと共鳴空間とによるスリット型吸音機構が形成され、ある共鳴周波数の音に対して低減効果が得られる。なお、共鳴空間は工事中の歩行通路として利用することができる。

トンネル発破音は対象とする岩盤、使用する火薬、発破方法によって卓越する周波数成分が異なるため、現場毎に効果的に発破音を低減させるためには現場条件に合わせて共鳴周波数を調整する必要がある。スリット型の

吸音機構の共鳴周波数は、図-2 に示すようにスリットの高さを a 、幅を b 、間隔を B 、厚さを t 、共鳴空間の幅を L 、スリットの開口率を $P(=b/B)$ 、音速を c とすると、式(1)で求められる。

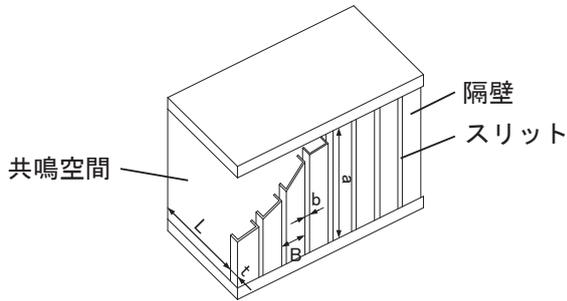


図-2 スリット型吸音機構

$$f_r = \frac{c}{2\pi} \sqrt{\frac{p}{(t + \delta)L}} \quad (1)$$

式(1)中の開口端補正值 δ はスリット幅 b の関数であり、 K は式(2), (3)で与えられる。

$$\delta = Kb \quad (2)$$

$$K = \frac{1}{\pi} + \frac{2}{\pi} \log_e \left(\frac{2a}{b} \right) \quad (3)$$

式(1)の関係より、原理的には、トンネル断面の大きさ(共鳴空間の大きさ)に応じて吸音装置のスリット幅を適宜変更すれば、共鳴周波数を自由にコントロールできることになる。

3. 模型実験による検討

吸音装置の形状と低減効果の関係について検討するため、模型実験を行った。

(1) 実験方法

模型は幅 12m 程度の道路トンネルを想定し、1/34 縮尺とした。トンネル本体は図-3 に示すように塩ビ管(VU管 350A)を利用し、管内空間の下部に平らな道路路面を想定した塩ビの仕切り板を設置し(図-4 参照)、その上部をトンネル形状に見立てて実験を行った。

吸音装置は図-3 に示すように、全長約 158m(実物換算)のトンネルの途中で 20m の長さで設置した。図-4、図-5 に吸音装置の概略を示す。吸音装置の試験体としては、表-1 に示すように各部の寸法を変えた Type1~5 の 5 種類を製作した。5 種類とも共鳴周波数が 24Hz とするように各部の寸法関係を設定した。

音源はトンネルの切羽側の端部に設置したスピーカ

ーからピンクノイズを発生させた。受信点はもう一方の坑口側端部の中央 1 点とし、音圧レベル(1/3 オクターブバンド)を測定した。

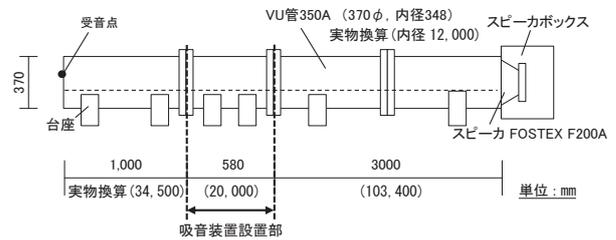


図-3 トンネル模型



写真-1 トンネル模型

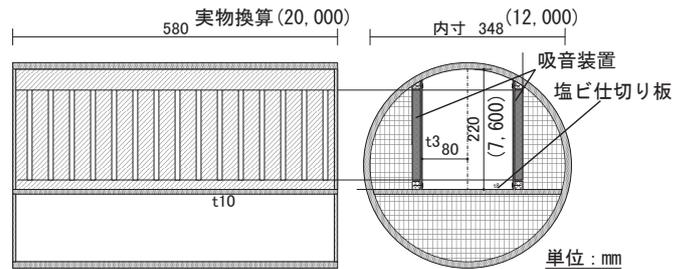


図-4 吸音装置設置部

表-1 吸音装置の試験体仕様

※寸法は実物換算

	スリット幅 b (m)	隔壁厚 t (m)	隔壁幅 $B-b$ (m)	共鳴空間幅 L (m)	共鳴周波数 f_r (Hz)
Type-1	0.3	0.5	1.0	2.0	24
Type-2	0.15	0.5	0.55	2.0	24
Type-3	0.6	0.5	1.73	2.0	24
Type-4	0.15	0.265	1.0	2.0	24
Type-5	0.6	0.855	1.0	2.0	24

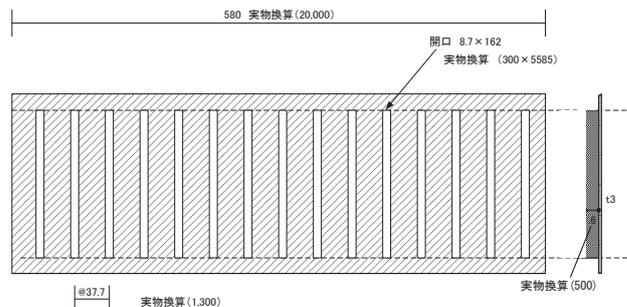


図-5 吸音装置の試験体 (Type-1)

(2) 実験結果

吸音装置無しの状態の音圧レベルを基準とし、吸音装置有り (Type-1~5) の場合の音圧レベルとの差 (低減量) を求めた結果を図-6 に示す。

細かな違いはあるものの各試験体とも概ね同様の傾向を示し、31.5Hz 帯域を中心に 10dB 程度の一定の低減効果がみられる。このことから、隔壁部の形状 (厚さと幅の寸法関係) の違いによる低減効果の差はほとんど無いことが分かる。つまり、隔壁部の形状を一定として、スリットの幅を調整すれば、任意の周波数で一定の低減効果が得られることが示唆される。なお、63Hz 以上の帯域でも 1~5dB の低減効果がみられるが、これは隔壁の板材の板振動による吸音効果と考えられる。

さらに、装置のスリット開口の背面側に吸音材 (グラスウール) を設置した場合の実験も行った。その結果の例として Type-1 の装置の場合の結果を図-7 に示す。吸音材設置により上記の 31.5Hz 帯域を中心とした低減効果がさらに 5dB 程度向上する傾向がみられる。他の装置 (Type-2~5) についても同様の傾向となった。

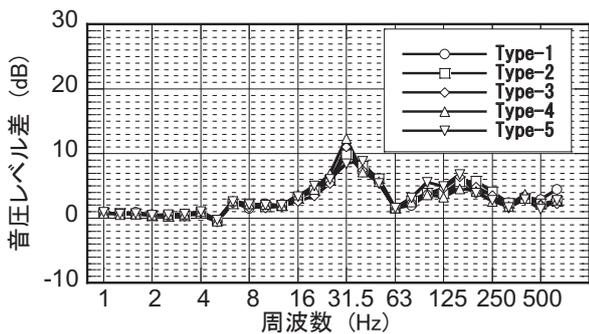


図-6 スリット型吸音装置による低減効果

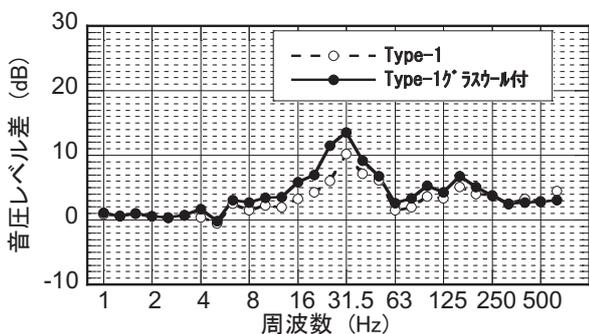


図-7 吸音材付加の効果

4. 現場実験による検証

現場において実大装置での低減効果の検証を行った。実験現場は、比較的小断面のトンネルと比較的大断面の

トンネルの 2 現場とし、前者は吸音装置を片側のみに設置、後者は両側に設置する条件とした。

(1) 現場-1 (小断面、片側設置)

a) 吸音装置の設置条件

図-8 に吸音装置の設置条件を示す。トンネル幅は約 9.2m である。装置の仕様は既成の工事仮囲いのフラットパネル (鋼板 t-1.2 mm 厚) をコの字型に組み合わせた隔壁ユニットを互いに 0.15m の離隔 (スリット) を設けて並べる仕様とした。計算上の共鳴周波数は約 20Hz である。設置長さは坑口の防音扉から約 23m とした。吸音装置の切羽側の妻側にてできる隙間は既成の防音バルーンにて塞いだ。隔壁の上部にてできた隙間は工事用防音シートにて塞いだ。

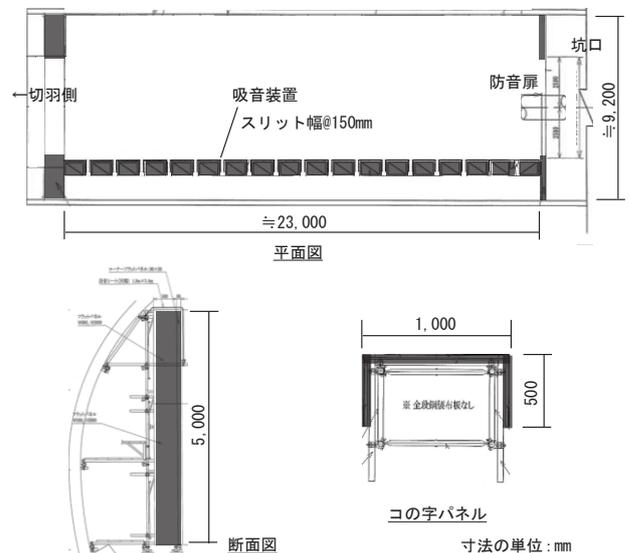


図-8 吸音装置の設置条件

b) 測定方法

音源は実際の発破騒音を用いた。受音点は図-9 に示すように、坑内は吸音装置の切羽側の端部から 20m の点 (高さ 1.2m) とし、坑外は坑口から 10m の点 (高さ 1.2m) の 2 点とした。各受音点において音圧レベル (1/3 オクターブバンド) を測定した。測定は吸音装置無し (防音扉のみ設置の状態) と、有りの状態 (防音扉+吸音装置を設置) において行った。

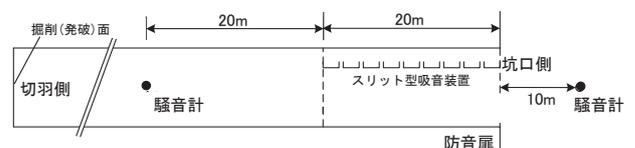


図-9 測定点位置

c) 実験結果

吸音装置を設置無しの状態（防音扉のみ設置の状態）と、有りの状態（防音扉+吸音装置を設置）における坑内・外の音圧レベルをそれぞれ図-10、図-11 に示す。坑内-坑外の音圧レベル差をそれぞれ求め、さらに両者の差をとることで吸音装置による低減量を算出した結果を図-12 に示す。吸音装置有りの状態では、無しの状態と比べ 20Hz 前後の周波数帯域で 1~5dB の低減量がみられる。40Hz 帯域付近で低減量がマイナスになっているのは、爆風による防音扉のバタつき等、変則的な発生音の影響と考えられる。前記の模型実験に比べ低減量が少ないのは、本現場ではトンネル内径が小さく吸音装置を片側のみの設置としたためと考えられる。

(2) 現場-2 (大断面、両側設置)

a) 吸音装置の設置条件

図-13 に吸音装置の設置条件を示す。トンネル幅は約 13m である。装置の仕様は鋼板 (t-1.2 mm厚) 製のボックス状の隔壁ユニットを一定の離隔 (スリット) を設けて並べる仕様とした。坑口から見て左側はスリット幅 0.3m, 高さ 5m, 共鳴周波数 20Hz の設定とし、右側はスリット幅 0.1m, 高さ 3m, 共鳴周波数 10Hz の設定とした。左側に比べ右側の設置高さが低いのは坑内排気用の風管を避けるためである。設置長さは坑口の防音扉から約 20m とした。吸音装置の切羽側の妻側にできる隙間は防音扉用の周辺鋼製パネル (扉は付いていない) にて塞ぎ、その他の装置周辺の隙間は工事中用防音シートにて塞いだ。

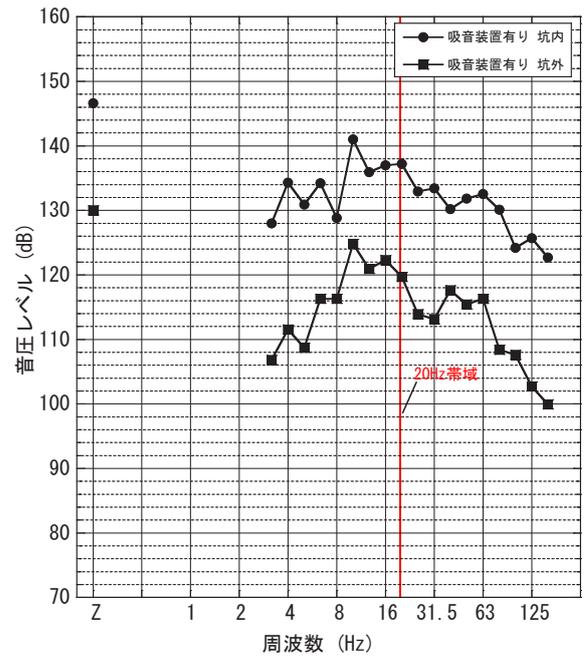


図-11 坑内外の音圧レベル測定結果 (吸音装置有り)

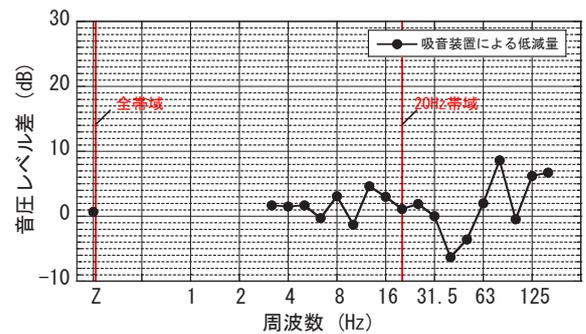


図-12 吸音装置の低減効果

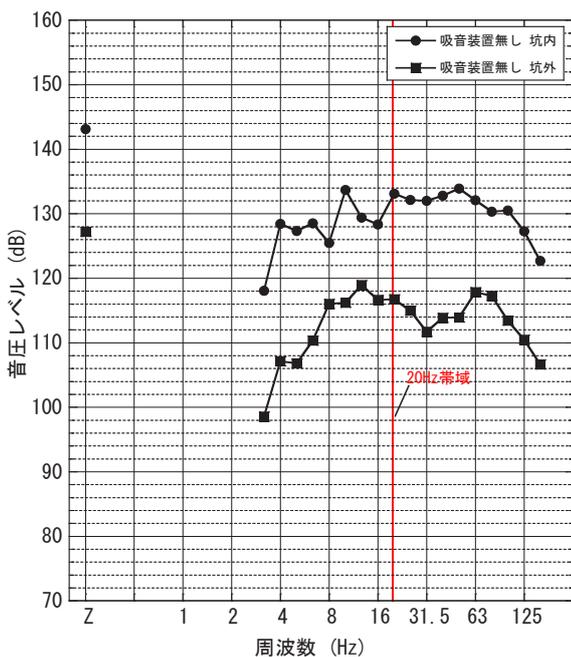


図-10 坑内外の音圧レベル測定結果 (吸音装置無し)

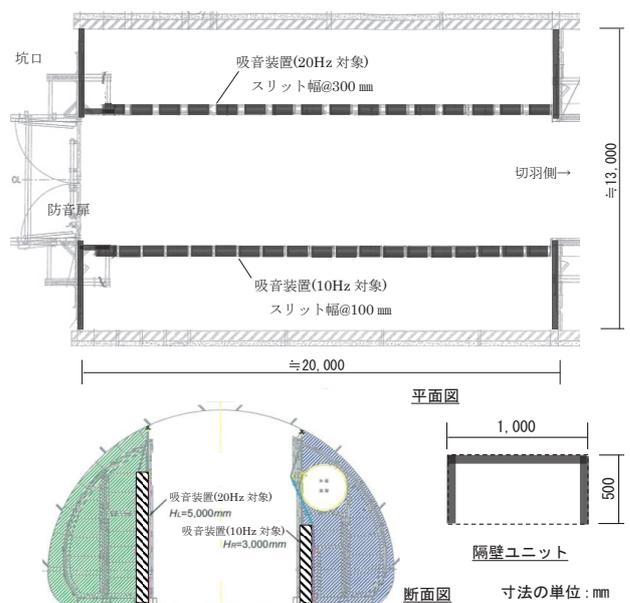


図-13 吸音装置の設置条件



写真-2 吸音装置設置状況

b) 測定方法

音源は、実際の発破騒音を用いた。受音点は、図-14に示すように、坑内は吸音装置の切羽側の端部から10mの点(高さ1.2m)とし、坑外は坑口から10mの点(高さ1.2m)とした。それ以外の測定条件は前述の現場-1と同様の方法とした。

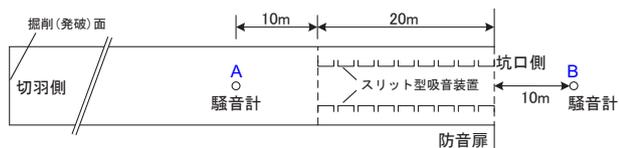


図-14 測定点位置



写真-3 測定状況

c) 実験結果

吸音装置無し(防音扉のみ設置の状態)と、有りの状態(防音扉+吸音装置を設置)における坑内・外の音圧レベルをそれぞれ図-15、図-16に示す。さらに前述の現場-1と同様の方法で吸音装置による低減量を算出した結果を図-17に示す。

20Hz帯域での低減量は9dB程度、10Hz帯域では4dB程度となっている。10Hz帯域での低減量が20Hz帯域に比べ小さくなっているのは、10Hzを対象とした吸音装置の設置高さが3mと低いことに加え、設置長さ(約20m)が10Hzの音波の波長(約34m)に比べ短いことが原因と考えられる。

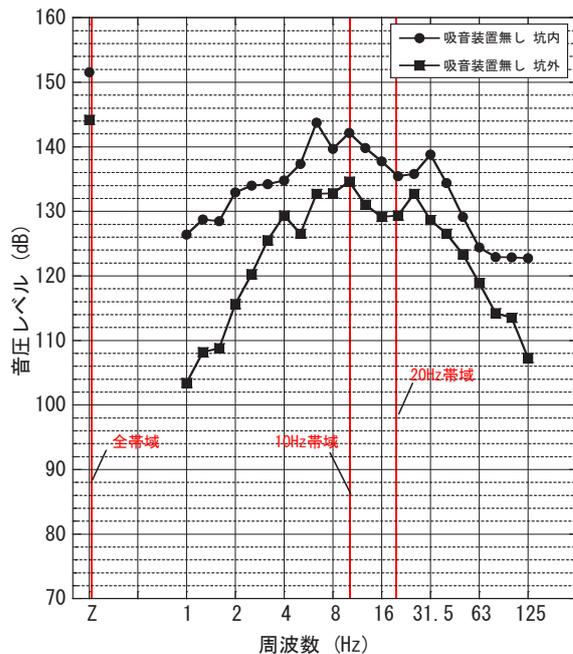


図-15 坑内外の音圧レベル測定結果(吸音装置無し)

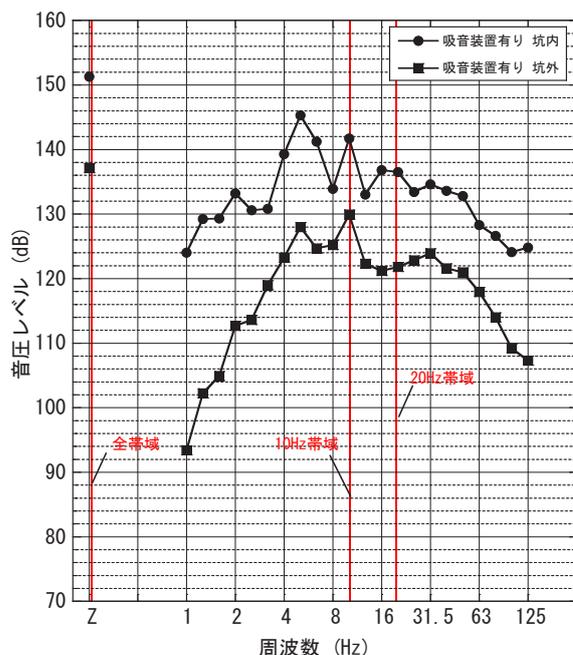


図-16 坑内外の音圧レベル測定結果(吸音装置有り)

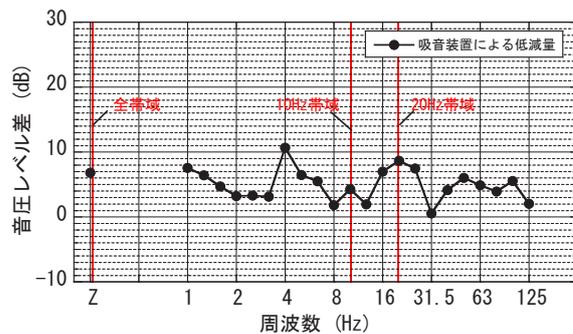


図-17 吸音装置の低減効果

d) 追加実験

両側に設置された吸音装置のうち、片側 10Hz 対象の装置を解体し、20Hz 対象の装置のみ設置された状態での測定を行った。測定結果を両側設置の場合と比較して図-18 に示す。10Hz 帯域の低減量はほとんど 0 に近づいているのに対し、20Hz 帯域では両側設置の場合に比べ多少低減量が小さくなる傾向がみられるものの、8dB 程度の効果がみられ、両側設置の場合の効果が概ね保持されている。両側設置の場合に比べ多少効果が小さくなっていることから、本吸音装置においてはスリット型の吸音機構による低減効果以外に、装置設置に伴うトンネル内の断面積変化による低減効果も多少表れている可能性が示唆される。

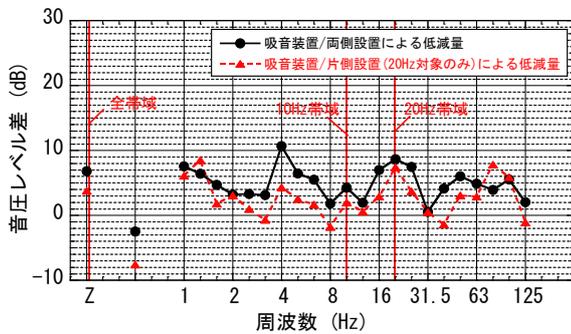


図-18 片側のみ設置の低減効果

5. おわりに

スリット型吸音装置によるトンネル発破音の低減効果について、模型実験と現場実験によって検討を行った。

その結果、現場条件によって効果は多少異なるが、スリット幅の寸法を対象周波数に合わせて設定することで、その周波数帯域を中心に最大 10dB 近い低減効果が得られることが分かった。今後、さらなる低減効果向上を目指した検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 嶋田泰, 岩本毅: スリット型吸音機構によるトンネル発破音の低減手法, 騒音制御, Vol41, No.6, pp.278-279, 2017.12

新築集合住宅住戸における気密性能の検討および評価

Study and Assessment on the Airtight Performance of Dwelling Units in Newly Built Apartment Buildings

環境・リニューアル技術部 池原 基博 MOTOHIRO IKEHARA

知的財産部 酒井 英二 EIZI SAKAI

近年、集合住宅等の高気密化が進んだ結果、室内外圧力差を原因とする問題が報告されるようになった。換気計画を行う上では、「ファンの能力」、「建物の気密性能」、「給気口の性能」の3つを把握し、室内外圧力差が許容限度内であるか確認することが重要である。しかし、最近の集合住宅住戸専有部の気密性能の調査事例は少ない。本研究では、東京都内の新築集合住宅4棟の住戸専有部における気密性能の測定を実施し、C値を $0.15\text{cm}^2/\text{m}^2$ 程度は見込めることを示した。この成果は、より合理的な住戸の換気設計の実現に寄与できると考える。

キーワード：集合住宅、気密性能、相当隙間面積、住戸専有部

In recent years, as the airtight performance of houses increases, some problems arising from indoor-outdoor air pressure difference of dwelling units in apartment buildings occurs. Dwelling units should be designed within allowable limit of indoor-outdoor air pressure difference taking the major factors such as “exhausted air volume of air fan”, “air leakage area”, and “air volume of air intakes”. However, published reports about the airtight performance are few. In this study, airtight performance measurement was carried out to clarify the air leakage of dwelling units in four newly built apartment buildings, and observed that the value of equivalent leakage area per floor area (C-value) was $0.15\text{ cm}^2/\text{m}^2$ respectively. These conclusions contribute largely to the more rational ventilation design of dwelling units in apartment buildings.

Key Words: Apartment Buildings, Airtight Performance, Equivalent Leakage area, Dwelling Unit

1. はじめに

近年、省エネルギーを推進した結果、戸建住宅、集合住宅等の高気密化が進んでいる。一方で、特に集合住宅において、高気密化によって給気量不足による問題が報告されている¹⁾。

レンジフードファン稼働時の室内負圧による問題が生じる原因の一つとして、建物の隙間から入ってくる給気量の不適切な想定が考えられる。

隙間から入ってくる給気量を実態より大きく想定し、設置した給気口の個数が少なかったり、給気口の大きさが小さかったりした場合、「ファンの能力」との関係で、室内が当初の想定以上の負圧になる。この室内負圧が限度を超えて大きくなると、「玄関扉が重くて開かなくな

る」、「エアコン稼働時にドレン管内でポコポコ音が発生する」、「排水管トラップの封水破封によって排水管内の悪臭が室内側に侵入してくる」等さまざまな問題が発生する可能性がある。

また、負圧による問題が生じないように、隙間から入ってくる給気量を実態より小さく想定し、必要以上の個数や大きさの給気口を設置した場合、結果的に給気量が過大になり、外気負荷増加によって空調消費エネルギーが増加する問題が発生する可能性がある。

換気計画を行う上では、「ファンの能力」、「建物の気密性能」、「給気口の性能」の3つを把握し、室内外圧力差が許容限度内であるか確認することが重要である。前報²⁾では、都内の新築集合住宅2棟について気密性能の実測調査を行い、測定データからの分析用データの抽

出手法を示し、その結果より各住戸の相当隙間面積 (cm²/m²) (以下、「C 値」と記載する。) の算出結果を報告した。

本報では、引き続き都内に立地する2棟の新築集合住宅専有部の気密性能の調査を実施したので、前報での実測調査結果と合わせて新築集合住宅4棟に関する住戸専有部のC値の実態を報告する。

2. 気密性能の算出方法

(1) JIS 基準に基づく気密試験方法

図-1に「JIS A 2201 : 2003 送風機による住宅等の気密性能試験方法」(以下、「JIS A 2201」と記載する。)に示されている測定装置の構成例を示す³⁾。

開口部・給排気口等は基本的には閉じた状態とし、空気の流れを遮断するように処理を行う。部位によってはテープ等で目張りを行う。

送風機を流量調整器によって徐々に回転させ、給気(加圧法)または排気(減圧法)して室内外圧力差を発生させる。今回の測定で用いた減圧法では、室内の空気が送風機を通して室外に流出し、同量の空気が建物の隙間あるいは開口部から流入する。給気口等の開口部を適切に処理することで、送風機の風量と建物の隙間から出入する空気の量が等しくなるため、送風機の風量を測定することで建物の隙間から出入りする空気の量を求めることができる。

(2) JIS 基準に基づく気密性能の算出方法

通気量 Q(m³/h)と室内外圧力差 ΔP(Pa)の関係は、式(1)のような通気特性式で表される。

$$Q = a \times (\Delta P)^{1/n} \quad (1)$$

ここで、a は通気率 (室内外圧力差が 1(Pa)の時の 1 時間当たりの通気量)、n は隙間特性値である。

室内外圧力差と送風機の風量の測定データは最低5組取得する。得られた測定データから最小二乗法によって回帰式を作成し、a および n を算出する。式(2)~式(4)に示すように、室内外圧力差 ΔP が 9.8(Pa)の時の通気量 Q_{9.8} および空気の密度 ρ (kg/m³)から総相当隙間面積 αA(cm²)を算出し、さらに総相当隙間面積を住戸面積 S (m²)で除して、相当隙間面積 C (cm²/m²)を求める。気密性能は C 値の大小で評価し、C 値が小さいほど気密性能が高いと判断する。以下、この方法を「JIS 法」と記載する。

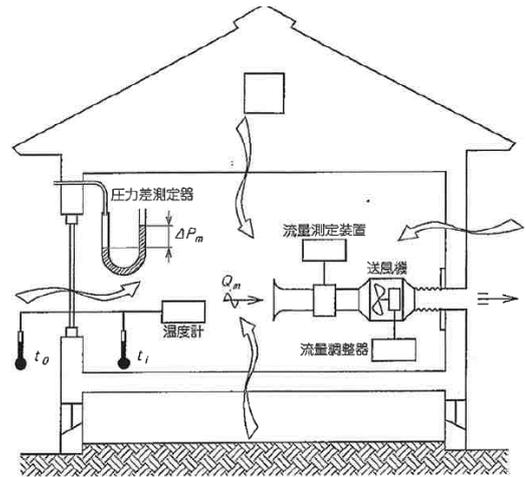


図-1 JIS A 2201 に示される測定装置の構成例

$$Q_{9.8} = a \times (9.8)^{1/n} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \alpha A &= Q_{9.8} \times (1/0.36) \times (\rho/2)^{0.5} \times (1/9.8)^{0.5} \\ &= Q_{9.8} \times 0.627 \times \rho^{0.5} \end{aligned} \quad (3)$$

$$C = \alpha A / S \quad (4)$$

(3) 並列結合モデルに基づく気密性能の算出方法

既往の研究⁴⁾では、隙間特性を評価する上で、開口をクラック開口(狭く、開口寸法に対して奥行き寸法が大きい開口)と大開口(開口寸法が大きく、奥行きが浅い開口)に分割できる並列結合モデル(以下、「並列法」と記載する)を提案している。並列法を用いた気密性能の算出に関する基本的な考え方は、建物の隙間には、ある程度の開口面積をもった隙間と、クラックのような細かい隙間が混在していることに基づいており、隙間特性は、狭く奥行きのある開口(クラック開口)では隙間特性値 n が 1 に近づき、比較的大きな開口(大開口)は n が 2 に近づくと説明されている。

並列法において、通気量 Q(m³/h)と室内外圧力差 ΔP(Pa)の関係は、式(5)のようなクラック開口 (b × ΔP) と大開口 (c × (ΔP)^{1/2}) の合計で表される。

$$Q = b \times \Delta P + c \times (\Delta P)^{1/2} \quad (5)$$

ここで、b および c は実験係数である。室内外圧力差と送風機の風量の測定データは複数組取得し、得られた

測定データから最小二乗法によって、 b および c を算出する。 αA_N をクラック開口の総相当隙間面積(cm^2)、 αA_L を大開口の総相当隙間面積(cm^2)とすると、式(6)で表される。

$$\alpha A = \alpha A_N + \alpha A_L = \{b \times (9.8)^{1/2} + c\} / B \quad (6)$$

ただし、式(6)において、 B は式(7)の数値である。

$$B = 0.36 \times (2 / \rho)^{1/2} \quad (7)$$

なお、並列法においても、JIS 法と同様に、総相当隙間面積を住戸面積 S (m^2)で除して、相当隙間面積 C (cm^2/m^2)を求め、式(8)で表し、 C 値が小さいほど気密性能が高いと判断する。

$$C = \alpha A / S \quad (8)$$

本研究では、JIS 法と並列法を比較して分析した。

3. 対象住戸および気密性能の測定概要

(1) 建物および対象住戸概要

気密性能測定を実施した新築集合住宅はいずれも竣工直前(測定当時)の建物(4物件)である。平成27年度に集合住宅A、B(前報で報告済)で、平成28年度に集合住宅C、Dで測定を実施した。表-1に対象建物および住戸概要を示す。4物件のうち、集合住宅A、Cは内部廊下型、集合住宅B、Dは外部廊下型の集合住宅である^{5),6)}。

集合住宅Aの専有部の換気方式は第1種換気であり、集合住宅B、C、Dの専有部の換気方式は第3種換気である。

(2) 気密性能の測定概要

本研究では減圧法を用いた測定を行い、写真-1に示すような、送風機、流量調整器、流量測定装置、圧力差測定器、温度計が一体となった気密測定装置「KNS-5000C(コーナー札幌)」を用い、玄関扉部分に送風機を設置して測定を行った。また、気密性能の測定では、外部風が測定データに大きく影響を及ぼす。JIS A 2201では、「試験時には、外部に風速がない状態で測定することを原則とする。ただし、微風速による建物内外の圧力差が、3Pa以下であれば測定できる」と規定されている。そのため、内部廊下または外部廊下と室内との差圧(差

表-1 対象建物および住戸概要

建物概要	建物名称	集合住宅A	集合住宅B	集合住宅C	集合住宅D
	構造	鉄筋コンクリート造			
形式	内部廊下型	外部廊下型	内部廊下型	外部廊下型	
住戸概要	測定対象住戸床面積	70.98㎡×2室 74.75㎡×2室	75.79㎡×2室 86.05㎡×1室 104.61㎡×1室	60.22㎡×1室 72.02㎡×1室	78.85㎡×1室 67.62㎡×2室 79.03㎡×1室
	換気方式 24時間換気 換気方式 台所換気	第1種	第3種		



写真-1 気密測定装置

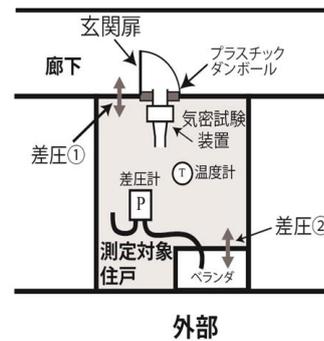


図-2 測定器設置図

圧①)を気密測定装置で測定し、別途、差圧計「testo521(テストー)」を設置し、バルコニー側にチューブの先端を出すことで、外部と室内との差圧(差圧②)を測定し、外部風の影響を確認した。測定器配置図を図-2に示す。

屋外へ通じる排水管については、封水をし、換気扇、レンジフードダクトの給排気口等の開口部を養生テープにて目張りした。24時間換気用給気口およびレンジフード連動給気口については、ダンパを閉じた状態で目張りを行い、測定を行った。なお、集合住宅Dの一部の測定住戸において、外部から24時間換気用給気口の目張りを行うことができない住戸があった。そのため、該当住戸については、給気口の目張りを行わない状態で測定を行い、また、集合住宅Cおよび集合住宅Dのうち、外部から目張りを行うことができた住戸については、目張りを行った状態と目張りを行わなかった状態で測定を行った。(JIS A2201の規定によると、24時間換気用給

気口およびレンジフード連動給気口に目張りを行った状態で測定を行う必要があるため、給気口の目張りを行わなかった状態での測定は参考データという位置づけである。) データ収集方法は前報と同様である。

4. 集合住宅の気密性能の分析

(1) 測定結果から算出したC値

全ての測定データからの分析では、測定時の外部風の影響により結果にばらつきが見られた。そのため、各住戸の気密性能を分析する際に用いるデータ(以下、「分析データ」と記載する。)は、外部風の影響が少ないと考えられるデータを測定データから抽出した。分析データは、室内-廊下間の差圧(差圧①)と室内-ベランダ間の差圧(差圧②)の差($\Delta P'$)に着目し、JIS A2201の測定条件である「試験時には、外部に風速がない状態で測定することを原則とする。ただし、微風速による建物内外の圧力差が、3Pa以下であれば測定できる」という規定を参考に、測定時において $\Delta P' \leq \pm 3Pa$ であった測定データとした。

上記の分析データを用いて、総相当隙間面積は、差圧②と玄関枠に設置した気密試験装置で測定した通気量を用いて、JIS法と並列法にて算出した。その際、分析データ数が3以下、JIS法による隙間特性値が1~2の範囲を超えるデータについては、結果から除外した。さらに各相当隙間面積の信頼区間について、JIS A2201の附属書3を参考に算出を行った。また、本研究の各住戸の気密性能測定は、玄関枠に気密試験装置を設置しているため、測定データから算出した総相当隙間面積には玄関扉の隙間面積が含まれていない。よって、玄関扉の隙間面積はメーカー資料よりJIS法および並列法にて算出し、

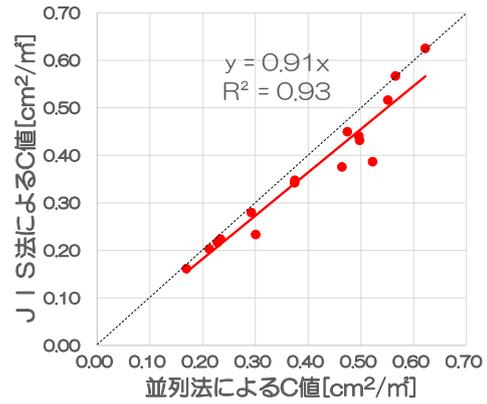


図-3 JIS法と並列法のC値の比較

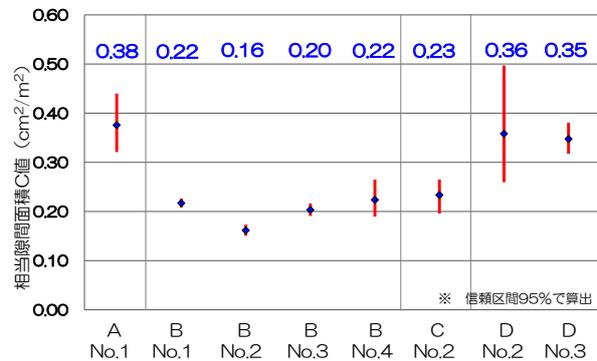


図-4 相当隙間面積の95%信頼区間

その結果を住戸の分析データによる総相当隙間面積および信頼区間等に単純加算することにより、住戸全体の総相当隙間面積等を算出した。表-2に算出結果を示し、また、図-3にJIS法と並列法によるC値の比較を示し、さらに、図-4に相当隙間面積の95%信頼区間を示す。

表-2 集合住宅住戸専有部の相当隙間面積等算出結果

建物名称	計測場所	床面積 ㎡	測定時給気口状態			分析データ数/ 測定データ数	JIS法					並列法			
			24時間換気用給気口		レンジフード 連動給気口		相当隙間面積 (玄関扉含む) C cm²/m²	総相当隙間面積 (玄関扉含む) aA cm²	計測値による 隙間特性値 n	相当隙間面積 (玄関扉含む) の信頼区間 (確率 95%)		相当隙間面積 (玄関扉含む) C cm²/m²	総相当隙間面積 (玄関扉含む) aA cm²	クラック開口の 総相当隙間面積 (玄関扉含む) aA _N cm²	大開口の 総相当隙間面積 (玄関扉含む) aA _L cm²
			個数	目張り有無 (○:あり, ×:なし)	目張り有無 (○:あり, ×:なし)					上限	下限				
			個数	目張り有無 (○:あり, ×:なし)	目張り有無 (○:あり, ×:なし)		cm²/m²	cm²/m²	cm²/m²	cm²	cm²	cm²	cm²		
集合住宅A	43階No.1室	70.98	4	○	○	12/25	0.38	26.7	1.17	0.44	0.32	0.46	32.9	9.9	23.0
	2階No.1室	75.79	4	○	○	10/10	0.22	16.4	1.44	0.23	0.21	0.23	17.3	3.6	13.7
	2階No.2室	75.79	4	○	○	10/10	0.16	12.2	1.20	0.17	0.15	0.17	12.8	5.4	7.4
集合住宅B	2階No.3室	104.61	4	○	○	10/10	0.20	21.2	1.42	0.22	0.19	0.21	22.2	5.3	16.9
	2階No.4室	86.05	4	○	○	6/10	0.22	19.2	1.58	0.26	0.19	0.23	20.1	2.8	17.3
集合住宅C	6階No.1室	60.22	3	○	○	18/30	0.43	26.0	1.61	0.50	0.37	0.50	30.0	0.5	29.5
	6階No.2室	72.02	3	○	○	8/15	0.29	17.4	1.15	0.45	0.20	※			
				○	○	32/40	0.23	16.8	1.24	0.26	0.20	0.30	21.6	3.2	18.4
集合住宅D	2階No.1室	78.85	3	×	○	4/10	0.28	20.1	1.37	0.33	0.23	0.29	21.1	6.7	14.4
				○	○	11/15	0.34	27.0	1.46	0.36	0.32	0.37	29.5	5.3	24.3
	2階No.2室	67.62	4	○	○	9/35	0.36	24.2	1.46	0.50	0.26	※			
				×	○	21/25	0.39	26.1	1.26	0.48	0.31	0.52	35.3	4.2	31.1
	2階No.3室	67.62	4	×	×	5/5	0.52	34.9	1.39	0.72	0.37	0.55	37.3	9.6	27.7
				○	○	19/20	0.35	23.5	1.78	0.38	0.32	0.37	25.3	0.4	24.9
				×	○	19/20	0.45	30.4	1.39	0.49	0.41	0.47	32.1	8.7	23.4
2階No.4室	79.03	5	×	○	5/5	0.63	42.3	1.80	0.74	0.53	0.62	42.1	3.7	38.3	
			×	○	15/15	0.44	34.9	1.54	0.49	0.40	0.50	39.2	3.5	35.6	
							0.57	44.8	1.87	0.65	0.50	0.57	44.7	2.6	42.1

※算出結果においてa_Nが負値となったので、無効とした。

(2) 集合住宅の気密性能の算出結果

図-3 より、一部差が見られるケースもあるが、JIS 法による C 値のほうが、並列法による C 値よりも 1 割程度小さい結果となり、2つの方法によって算出した C 値はほぼ同じ結果となったと考えられる。本研究では、換気設計上、負圧による問題が生じにくくなる小さいほうの値となる JIS 法による C 値を用いて、4 物件の気密性能を示す。

JIS 法で算出した建物の気密性能を示すと考えられる「24 時間換気用給気口およびレンジフード連動給気口が目張りをした状態での C 値」を以下の値とした。集合住宅 A は、1 住戸のみ分析可能であったため、 $0.38\text{cm}^2/\text{m}^2$ とした。図-4 より測定時の風環境が非常に良好であったと推察される集合住宅 B は、それぞれ $0.22\text{cm}^2/\text{m}^2$ 、 $0.16\text{cm}^2/\text{m}^2$ 、 $0.20\text{cm}^2/\text{m}^2$ 、 $0.22\text{cm}^2/\text{m}^2$ とした。集合住宅 C は、No.1 室の算出結果が、給気口が目張りを外した状態の時の C 値よりも大きくなっていることから、No.1 室の分析データを無効と考え、No.2 室の結果より $0.23\text{cm}^2/\text{m}^2$ とした。集合住宅 D は、No.2 室と No.3 室の結果より、それぞれ $0.36\text{cm}^2/\text{m}^2$ 、 $0.35\text{cm}^2/\text{m}^2$ とした。

今回の測定結果から C 値は $0.16\sim 0.38\text{cm}^2/\text{m}^2$ となった。参考に図-5 に既往の基準の数値と今回の測定結果の数値との比較を示す。なお、この図は、既往の文献⁷⁾資料(一部抜粋)に、本研究で測定した集合住宅の C 値を加えたものである。一般的には、C 値が $5.0\text{cm}^2/\text{m}^2$ 以下で気密住宅、C 値が $2.0\text{cm}^2/\text{m}^2$ 以下で高气密住宅と呼ばれており、本研究で測定した集合住宅はいずれも非常に気密性が高い結果となった。

本研究により、住戸の換気設計において、建物の隙間から入ってくる給気量の想定を行う際に、C 値を少なくとも $0.15\text{cm}^2/\text{m}^2$ 程度は見込むことができると考えられる。

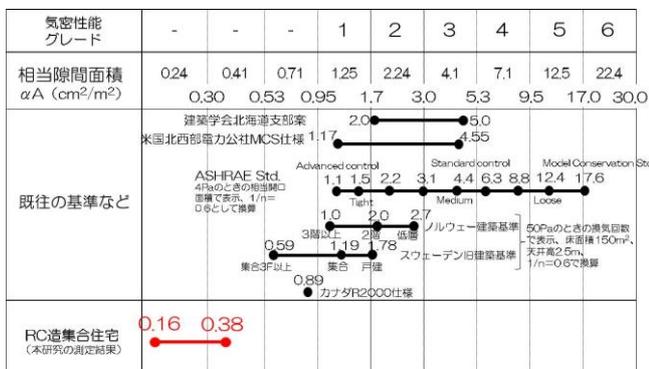


図-5 既往の基準との比較

5. まとめ

建物の気密性能 (C 値) は住戸の換気設計に大きく影響するが、近年、調査事例、参考データ等の公表例は少ない。本研究では、東京都内の新築集合住宅 4 棟の住戸専有部における気密性能の測定を実施し、C 値を $0.15\text{cm}^2/\text{m}^2$ 程度は見込めることを示した。この成果は、より合理的な住戸の換気設計の実現に寄与できると考える。

謝辞: 本研究は国土館大学理工学部 原英嗣教授の指導の下で行われました。その他、本研究にご協力を頂きました関係者各位、多大なる貢献をして頂いた高橋貴大氏(当時、国土館大学大学院生)に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会 環境工学委員会 空気環境運営委員会 換気・通風小委員会: シンポジウム「建物の気密性能を改めて考える -その実態と評価・測定法-」資料, 日本建築学会編, 2014.12.16
- 2) 池原基博, 酒井英二: 新築集合住宅住戸専有部における気密性能に関する研究, 三井住友建設 技術研究開発報告, No.14, pp.27-31, 2016
- 3) 日本工業標準調査会標準部会 建築技術専門委員会: JIS A 2201 2003 送風機による住宅等の気密性能試験方法, 2002.3.19
- 4) 鳥海吉弘, 倉渕隆, 兼重り子: 集合住宅における隙間の評価法に関する研究, 日本建築学会環境系論文集, 第 81 巻, 第 722 号, pp.385-391, 2016.4
- 5) 高橋貴大, 原英嗣, 池原基博, 酒井英二: 新築集合住宅住戸専有部における気密性能に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.837-838, 2016
- 6) 池原基博, 原英嗣, 酒井英二: 新築集合住宅住戸専有部における気密性能に関する研究 その 2 新築集合住宅 4 棟の隙間面積の実態, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.815-816, 2017
- 7) 一般財団法人 建築環境・省エネルギー機構 気密測定技術普及委員会, 住宅の気密性能試験方法, 第 7 版, 2012.06.01

太陽光発電所でのストリング監視による異常検知方法の検討

Examination of the Detection Methods with String Monitoring on PV Power Plant

環境・リニューアブル技術部 丸山 信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA

環境・リニューアブル技術部 西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO

太陽光発電所を長期的に安定して運用するために、発電異常の予測や検知を迅速に行い、発電トラブルを防ぐことが重要である。しかし、数千枚～数十万枚の太陽光パネルから構成される発電所において、総発電量から異常を検出することは極めて困難である。そのため、発電所において発生する各種異常を網羅的解析し、各異常の検出手法を提案した。そして、それらがストリング監視でどのように検出できるか三田川太陽光発電所にて実証した。結果、各ストリングの発電量の異常による変化パターンを検出でき、具体的な異常の内容や原因を推定可能にした。

キーワード：太陽光発電所，ストリング，監視，異常検知

For the purpose of the long term and stable operation at the PV power plant. Prevention of generation trouble by quick prediction or detection of the generation abnormality is important. But it is extremely difficult to detect abnormality from quantity of total PV generation comprised of several thousand or hundreds of thousands of pieces of solar panels. Therefore, various abnormality occurred in a power plant were analyzed cyclopaedically and detection technique for each abnormality is proposed. String monitoring at Mitagawa PV power plant demonstrated how they could detect abnormality. As the result, change patterns by the abnormality of the quantity of generation of each string could be detected, and actual abnormal actuations and causes could be estimated.

Key Words: PV Power Plant, String, Monitoring, Detection Method

1. はじめに

太陽光発電所を長期にわたり安定して運用するには発電異常の予測および検知を迅速に行い、発電トラブルを防ぐことが重要である¹⁾。しかし、メガソーラー発電所においては、数千枚～数十万枚の太陽光モジュールから構成されるため、総発電量監視から異常検知を行うことは極めて困難である²⁾。

そこで、太陽光発電所で発生する異常について解析しストリング単位で発電量を測定し、電力線を通信回線として利用する技術のPLC通信により正確かつ迅速に監視できるストリング監視システムを用いて実証実験を行い、異常検出方法を検討した。本報では、その検討成果について述べる。

なお、本成果は、経済産業省の「平成29年度新エネルギー等の保安規制高度化事業（電気施設保安技術高度

化の評価・検証事業）」の一部である。

2. 太陽光発電所の発電監視技術

現在の太陽光発電所の発電監視では、人力によるものから通信技術を用いたものまで幅広い監視手法がある。監視として、新たな設備を必要としない売電メーターの検針結果を利用する方法があるが、月単位かつ全体発電量での監視となり、電力データの取得頻度や緻密さが最も低くなる。また、PCS (Power Conditioning System : 太陽光モジュールで発電した直流電流を交流電流に変換する機器) 単位で遠隔監視する方法では、リアルタイムで状態を監視できるものの太陽電池モジュール（製品）単位での異常を検出することは難しい²⁾。そのため、最も緻密な監視としてモジュール一枚一枚に監視装置を設置して監視する手法が考えられるが、この方法では監視装

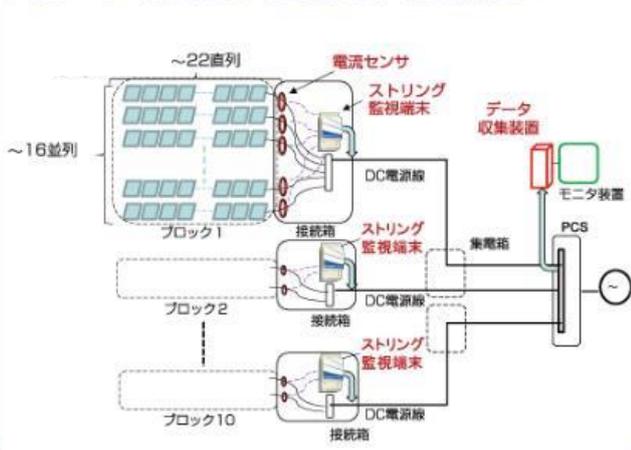


図-1 スtring監視システム例

置のコストが大きくなるという課題がある。よって、これらのことから、コストと緻密さのバランスの良い手法として、モジュールを十数枚直接続したStringという単位での監視手法を選択できる。String監視は

モジュール監視と比べて緻密さは低くなるが、Stringを集約する接続箱に計測装置を設置することで、装置台数をモジュール監視と比べ大幅に削減でき、コスト面で優れている。このような利点から、太陽光発電所でString監視を用いて効果を検討することとした。メガソーラーで用いるString監視システム例を図-1に示す。String監視システムでは、電流センサによりString単位の電流値を計測し端末器に集約し直流電流線に計測値データを乗せ、データ収集機器にデータを収集しモニタリング装置より計測値を読み取る。

3. 発生する異常の網羅的解析

太陽光発電所で発生する異常を故障木解析 (FTA: Fault Tree Analysis) によってその原因を網羅的に解析した³⁾。その結果を図-2に示す。「発電出力の低下」に着目しその発生要因を階層的に検討した。

その結果、39種類(F1~F39)の要因としてまとめること

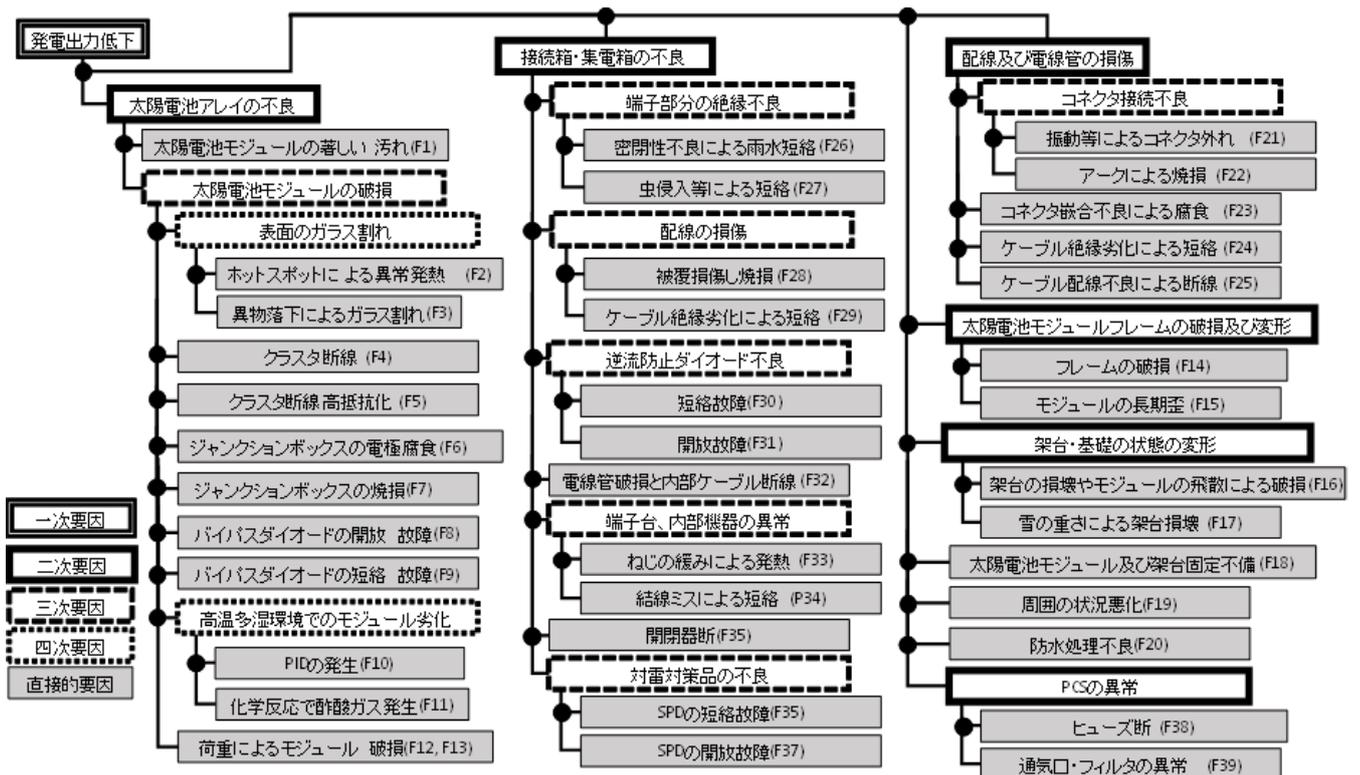


図-2 故障木による太陽光発電所の異常要因解析

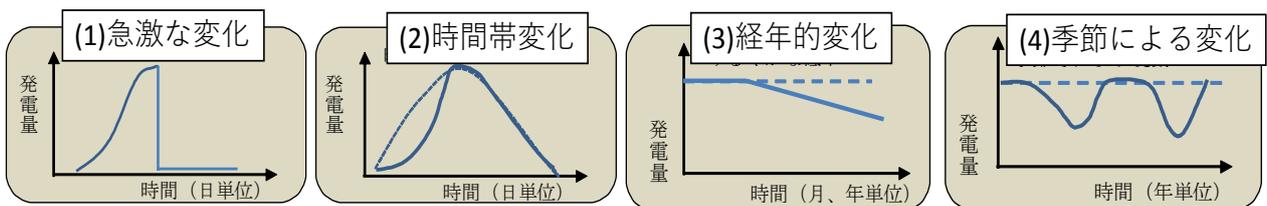


図-3 時系列でみた異常による4種類の変化パターン

ができた。また、FTAによって抽出した39の異常要因は、発電低下が発生する様相として図-3に示す4つの時系列推移パターンに分類できると考えた。(1)急激な変化(以下、変化(1)という)は、突然発電量が低下する変化であり、(2)時間帯変化(以下、変化(2))は、他のストリングと比較して午前・午後の時間帯の発電の動きが異なるものである。(3)経年的変化(以下、変化(3))と(4)季節による変化(以下、変化(4))は、年次など長期の時系列において、冬季や夏季の発電量の違いがあるものである。各要因が具体的にどのような異常であるか、加えてストリング監視においてどのように観測されるかを以下に述べる。

- ・ F1 : 太陽電池モジュールの著しい汚れ
太陽電池モジュール表面の汚れによる発電の低下。モジュール内の発電セルが1枚以上汚れると、該当クラスタのバイパスダイオードがONとなり、モジュールの発電量一部を喪失。一般的にモジュールは3クラスタ構成であるため、1/3を損失。埃、火山灰などの蓄積や、泥の飛散、鳥糞や木葉など飛来物による変化(1)のパターンが発生。
- ・ F2 : ホットスポットによる異常発熱
モジュール内の発電セルがホットスポットになり表面のガラスが熱膨張を繰り返して割れるなどの破損が発生。さらに、ガラス割れから水分が混入し表面の曇りや酸化等を引き起こすなど変化(3)が発生。
- ・ F3 : 異物落下によるガラス割れ
鳥または悪戯などにより石などがガラス表面ぶつけられ割れる。F2と同じ現象を誘引。
- ・ F4 : クラスタ断線
半田クラックやインターコネクタとセルの接触不良などにより、クラスタを構成する配線の一部が断線。バイパスダイオードが動作し、モジュールの発電量の1/3を損失。断線時には、変化(1)が発生。
- ・ F5 : クラスタ断線高抵抗化
F4と同じような原因であるが、断線まで至らず高抵抗化。電圧降下が、バイパスダイオードON時より高くなるとダイオードが動作。一方、動作しない場合は、発熱しエネルギーを消費するため、変化(3)が発生。
- ・ F6 : ジャンクションボックスの電極腐食
樹脂充填の行われていないジャンクションボックスなどにおいて水分の侵入により、酸化や腐食が進行し高抵抗化。変化(3)が発生。
- ・ F7 : ジャンクションボックスの焼損
バイパスダイオードの故障や高抵抗状態を長らく放置した場合や製造時の不具合などで発火する事例⁴⁾

がある。変化(1)が発生すると考えられるが、事前に多くの場合で変化(3)の状態を経過。

- ・ F8 : バイパスダイオードの開放故障
バイパスダイオードが開放状態で故障すると、物影などで発電低下して本来動作する局面で動作せず、当該クラスタで多くの電力を発熱により消費⁵⁾。変化(1)が発生。
- ・ F9 : バイパスダイオードの短絡故障
バイパスダイオードが短絡状態で故障すると、当該クラスタが短絡状態となり発電に寄与しなくなる。ジャンクションボックス内、またはクラスタで発電電力を消費して発熱状態となる。故障状況により変化(1)または変化(3)が発生。加藤らの実フィールドでの研究報告(2004年実施、当該発表は2012年)⁶⁾によると、産総研メガソーラータウンに設置された5640枚のモジュールのうち、1273枚でF8の開放故障とあわせてバイパスダイオードの故障を確認。
- ・ F10 : PIDの発生
PID(Potential Induced Degradation)は、ストリング電圧が1000Vを越える高電圧システムにおいて2010年頃から報告されはじめている異常である⁷⁾。高電圧に加えて、高温、多湿環境で発生しやすい。発電セルからモジュールのフレームに電流が漏れ出し、発電セルの発電能力が失われていく。変化(3)が発生。
- ・ F11 : 化学反応で酢酸ガス発生
モジュール内部に水分が混入し、封止材と化学反応を起こして酢酸ガスが発生し、モジュール表面剥離や裏面にふくらみなどが発生した事象を報告⁸⁾。これらの異常は、F10と同じような時系列パターンと考えられる。
- ・ F12, F13 : 荷重によるモジュール破損, F14: フレームの破損
モジュールの上に重量物が落下、または堆積し、モジュールやそのフレームが物理的に破壊された状態。発電の電気回路が物理的に切断され、断線状態に至ると考えられ、変化(1)が発生。
- ・ F15 : モジュールの長期的歪
基礎の変形や毎年の積雪荷重によりフレームに長期的に歪みが発生する状態。発電セルを接続するインターコネクタなどが断線すると変化(1)が発生。
- ・ F16 : 架台の損壊やモジュール飛散による破損, F17 : 雪の重さによる架台の破損, F18 : 太陽電池モジュールおよび架台固定不備
架台が地震や台風によって損壊した際や強風などによってモジュールが飛散した状態。断線が発生する

- と F15 と同様に変化 (1) が発生。
- ・ F19 : 周囲の状況悪化
物影によって日射がさえぎられ、発電量が低下。雑草などの成長によって変化 (2) や変化 (3) が発生。また太陽の軌跡の関係で冬季のみ影響が出ることもあり、その場合は変化 (4) も同時に発生。
- ・ F20 : 防水処理不良
施工不良などにより F10 と同様な状態が発生。
- ・ F21 : 振動等によるコネクタ外れ
コネクタの接合部分が断線または高抵抗化。不良の程度により変化 (1) , または変化 (3) が発生。
- ・ F22 : コネクタ内アークによる焼損
F21 の状態がより進行し、コネクタ内でアーク放電や発熱等が発生し焼損した状態。変化 (1) が発生。
- ・ F23 : コネクタ嵌合不良による水分の侵入
コネクタの嵌合が不十分で、中に水分等入り高抵抗化。変化 (3) と断線状態になると変化 (1) が発生。
- ・ F24 : ケーブル絶縁不良による短絡
獣害や、落雷などによるケーブル被服の絶縁不良、風などによる揺れで架台とのこすれによる被覆の摩耗など、ケーブル被覆の絶縁が劣化し、短絡事故が発生。短絡が発生した瞬間に変化 (1) が発生。
- ・ F25 : ケーブル配線不良による断線
ケーブルが、風などによる振動で、断線が発生。断線した瞬間に変化 (1) が発生。
- ・ F26 : 密閉性不良による雨水短絡, F27 : 虫侵入等による短絡
接続箱や集電箱内に雨水や動物などが入りこみ、端子部分で短絡が発生。短絡した瞬間に変化 (1) や短絡に至るまでの変化 (3) が発生。
- ・ F28 : 被覆損傷し焼損, F29 : ケーブル絶縁劣化による短絡
接続箱や集電箱内のケーブルの被覆部分の破損。熱や動物などによって被覆が損傷。F26, F27 と同様な変化を発生。
- ・ F30 : 逆流防止ダイオードの短絡故障
当該ダイオードで保護されていたストリングの開放電圧が、PCSの最大電力点より制御された電圧を下回った際に逆流が発生し、当該ストリングが発熱。変化 (1) と変化 (3) が発生。
- ・ F31 : 逆流防止ダイオードの開放故障
当該ダイオードで保護されていたストリングが断線状態となり、変化 (1) が発生。
- ・ F32 : 電線管破損と内部ケーブル断線
草刈などのメンテナンス作業や、自然災害などで配線が切断された状態。変化 (1) が発生。

- ・ F33 : ねじの緩みによる発熱
施工時のトルク管理などが不十分で、ねじが緩み接触抵抗の増加やアーク放電が発生。端子の高抵抗化による変化 (3) と接触不良による変化 (1) が発生。
- ・ F34 : 結線ミスによる短絡
施工不良により、ショート状態で結線され課電時に短絡が発生。変化 (1) が発生。
- ・ F35 : 開閉器断
開閉器が異常電流や高温などでトリップを発生。変化 (1) が発生。
- ・ F36 : SPDの短絡不良
SPD(Surge Protective Device)は、雷などによって発生する高圧誘導電圧・電流をアースに逃す装置である。この装置が短絡した場合は、他の正負端子短絡などと同様に変化 (1) が発生。
- ・ F37 : SPDの開放不良
雷などの高圧誘導電圧・電流を逃がせないため、配線にダメージを与え焼損。ダメージの度合いによって変化 (1) や変化 (3) が発生。
- ・ F38 : ヒューズ断
PCS内部ないし、集電箱などのヒューズが異常電流や温度によってトリップ。変化 (1) が発生。
- ・ F39 : 通気孔, フィルタの異常
換気フィルタの目詰りによりPCS内部の温度が上昇しPCSが停止。変化 (1) が発生するが、通常PCSで異常を検知。

以上39件の直接的要因が太陽光発電所で発生する異常と言える。ここまでの解析結果のうち、断線関連の異常 (F12, F13, F14, F16, F17, F18, F23, F22, F25, F31, F32, F35, F37, F38) は、発電量の急激な低下により検出できる。また、PCSの異常である F39 は、発電停止が起こった場合にPCSによって検出できるため検討対象外とする。

4. 提案手法

FTAでの解析により、各直接的異常の要因がどのような発電量の変化パターンとして表れるかを3章で検討した。本章は、それらのパターン毎にストリング監視を用いて異常を自動的に検出する手法について提案する。

(1) 急激な変化が発生する異常の検出

本節では、急激な変化として発生すると考えられるとした、F24, F26, F27, F28, F29, F30, F34, F36を自動的に検出する方法を提案する。

急激な変化をとらえるためには、監視装置側の計測周期を短くすることが基本的には必要である。今回使用し

たストリング監視装置では、ストリング単位の電流値を6秒毎にサンプリングを行い、1分間毎に平均化処理を行った値を収集している。一般的なストリング監視装置でもこのような統計処理が行われている。加えて、太陽光発電の発電量は、PCSによるMPPTにより最大限の発電量を取り出すように数百～数千Hzで制御される。そのため、急激に電流が低下するような場面であってもMPPTにより電流が数ミリ秒程度で回復する場合もある。ストリング監視装置で、このような瞬間的かつ小さな変化を捉えることは難しい。一方で、今回検出しようとしている異常は一度発生した場合に、自然に回復するということは考えにくいいため、異常が発生するとその異常が継続した状態となると考えられる。

本検討では、明け方、夕方の日射強度が少ない(100 W/m²以下)の時間帯に着目した。この時間帯では、太陽電池モジュールは発電しており、この電力によってストリング監視装置は動いているが、PCSは起動するまでには至っていない。そのため、この時間帯に、正負間の短絡や、逆流防止ダイオードの短絡故障などが発生していた場合には、太陽電池モジュールの発電した電力が該当の故障箇所に流れこむ現象が発生する。ストリング監視はそれらの異常な電流を計測し、これによって瞬間的な変化によって発生した異常を検出することができる。また電流と電圧から短絡抵抗値なども計算でき、その値からどのような異常であるか推測結果を提示できる。

このような太陽光発電所の朝夕の時間帯を用いた異常電流の研究は一部行われている⁹⁾が、ストリング監視装置のような市場に流通するコモディティ製品を用いた手法やPCSと監視装置の動作開始・停止時間の差を用いるような手法は十分に研究されていない。

(2) 時間的变化、季節変化が発生する異常の検出

FTAで時間的变化が発生するとしたF18やF19にあたる異常を検出するには、教師無し学習の一つ、k-means¹⁰⁾を用いた

F18やF19では主に物影が発生する。この物影は、太陽の移動によって、影響範囲がかわり、時間的に発電が変化する。この物影による朝方、夕方の発電変化の検出のために、晴れの一日間、すべてのストリングの計測結果を使用する。この複数本のストリングの時系列発電量データを、k-meansによりクラスタリングし、影による異常のあるストリングを自動的に検出する。

k-meansの適用時は、一時的な雲等の影響を除外するために、発電データを1時間の平均値とした。また、使用したデータは発電が期待できる6:00から17:59までの12時間とした。この1時間ごとの平均値データをk-

meansでクラスタリングするために、k(クラスタ数)を決定する必要がある。kについては数学的に適当な値を求めることもできるが、今回は経験的にk=9とした。

クラスタリングの結果として、一日の発電量の最も大きなクラスタを1とし、他のクラスタの発電割合を計算した。評価は、一日(6:00-17:59)、朝方(6:00-10:59)、日中(11:00-12:59)、夕方(13:00-17:59)の4区分で行い、割合が0.9以下を異常と定義した。特に、朝方と夕方で異常と判断されたストリングをF18、F19と判定した。

(3) 経年的変化が発生する異常の検出

経年的に変化のある異常として分類されたF1、F2、F3、F5、F6、F9、F21、F23、F33、F37を自動的に検出する方法としては、年単位での長い期間での変化を監視する。

太陽光発電の発電は、図-4の青線(i)に示すように、天候によって日々大きく変動する。図の例では3年間の日々の日中11:30～12:30の1時間の平均発電電力を示している。この変動を抑えて長期間の発電データを比較・検討するために、黄線で示すような包絡線(ii)を用いた値のスムージングを行う。包絡線は過去30日のデータを用いて、もっとも発電量の大きい1日の値を結んでいくことにより描画した。

日々の発電実績から経年的変化に該当するストリングを抽出するために、発電実績を正規化する。太陽光発電所では、モジュールは架台に設置されるが、この架台の角度は固定であることが大半であり、季節による太陽軌道の違いにより発電量が異なる。正規化はこの影響を排除するために行った。

正規化する対象のストリングとして、最大値仮想ストリングを生成した。三田川太陽光発電所で生成した結果を図-4の緑線(iii)に示す。最大値仮想ストリングとは、発電所内のすべてのストリングの日々の最大発電量の値を抽出した時系列の値である。つまり、n本のストリングがある発電所のある1日の発電実績値の集合Pを式(1)、最大値仮想ストリングの発電実績値P_vを式(2)と定義する。

$$P = (P_1, P_2, \dots, P_n) \quad (1)$$

$$P_v = \max(P) \quad (2)$$

この最大値仮想ストリングの発電実績値P_vを用いて、各ストリングの発電実績値を正規化した。最大値仮想ストリングを用いて、(ii)の時系列データを正規化した例を(iv)に示す。

異常検出では、この正規化値をストリング別に線形回帰した。そして、一般的にモジュールの経年劣化保証の下限である、年率1%を越えて発電が低下しているストリングを経年的な異常を持つストリングとして検出し

た。つまり、各ストリングの正規化値を y 、時間経過を x として、最小二乗法を用いて $y=ax+b$ の a と b を推定し、 a について年率 1% を越えるものを異常とする。また、冬季においては、太陽の軌道の関係上、夏季とくらべて障害物による影が広がるため、冬季を排除して夏季(4月から9月末)のデータのみを用いる。

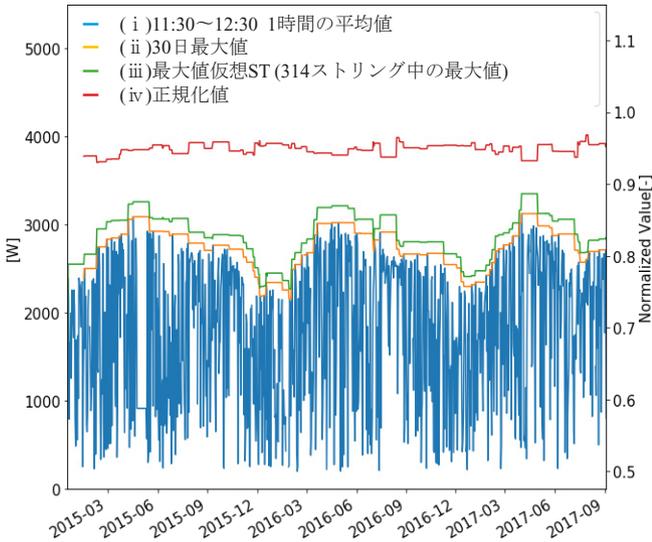


図-4 発電実績値と最大値による包絡線

5. ストリング監視実証実験

(1) 概要

実証実験は、ストリング計測監視について、商用施設としては初となる直流電源線を通信線として利用する PLC ストリング監視を竣工当初より採用した三田川太陽光発電所にて実施した。三田川太陽光発電所の諸元を以下に示す。

①所在地：佐賀県神埼郡吉野ヶ里町吉田2810

②竣工：2014年12月

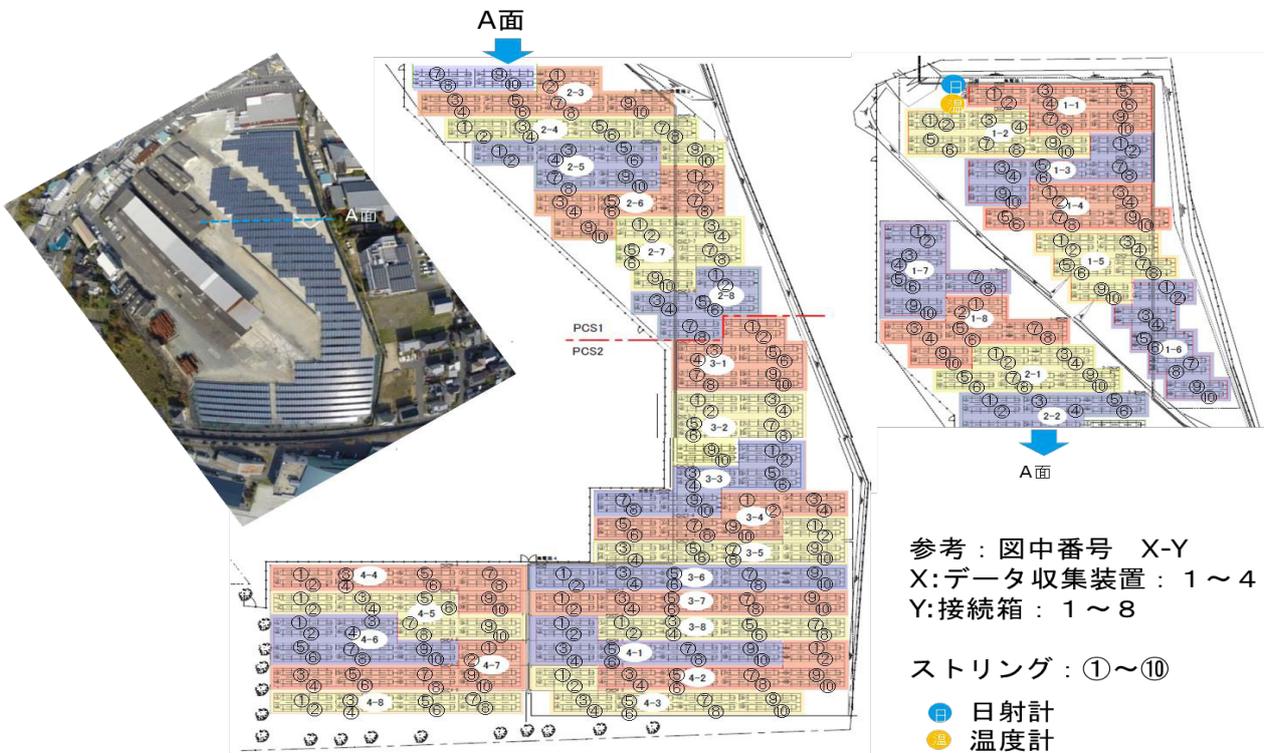
③発電出力：1MW

④太陽電池：多結晶シリコン型 250W × 4,396 枚

⑤パワーコンディショナ：500kW × 2 台

⑥ストリング数：314 箇所

三田川太陽光発電所のストリングは、図-5のような配置で、ストリング単位での発電状況と異常箇所を図-6のモニターにより監視されている。既存の計測監視モニターは、ストリングから収集した発電電流データのリアルタイム(1分毎)表示ならびに、周囲より発電出力が低下しているストリングを簡易な閾値判定により検知し、当該のストリングの電流計測値を黄色表示することで注意を喚起するモニタリングシステムとなっている。また



※モジュールの3色の色分けは各接続箱に属するモジュールの区別を示す

図-5 三田川太陽光発電所での各種機器と各ストリングの配置

計測したデータは、サーバに蓄積されているので約3年間で取得した各stringの電流と電圧のデータを解析し、発電電力の時間・季節的变化と経年的変化について評価した。



図-6 string単位の計測監視モニター

(2) 発電電力の時間・季節的变化の検出評価

k-meansでの検出の評価のため、冬季・夏季のデータを実際にk-meansを用いてクラスタリングし、現地確認により評価を行った。

はじめに、夏季の快晴日(2015/6/4)の結果について図-7に示す。横軸と縦軸はそれぞれ、各stringの時間と時間帯毎の発電量を、赤破線は各クラスタの発電の平均値を示す。314本のstringの時系列変化がクラスタリングされていること、また特徴的な波形を持つクラスタがC2, C3, C4, C5, C6, C9等にクラスタリングされていることが判断できる。C1, C7, C8が異常の無い発電を1日通して行っているstringでありクラスタ間の差は少ない。C5は日中に発電が低く、C6は1日を通して発電が低い。C2とC4は夕方に発電が低く、C3, C9は朝方に発電が低い。

次にクラスタリングから、異常判定を行った結果を表-1に示す。前章に記載の方法のように、各時間帯で最も多い発電量の平均値を持つクラスタをまずは選択した。各種時間帯の正常と異常を「○」と「×」で表している。また各時間帯で最大クラスタとなったクラスタを表中で赤丸とした。例えば、C2は1日異常であり、夕方異常でもあるが朝方と日中は正常であると、この提案手法によって判定できる。同様の評価を冬季(2015/12/1)でも行い結果を三田川発電所の地図上にマップしたものを

図-8に示す。日中異常を黒、朝方異常を青色、夕方異常を赤色として、該当のstringを示している。この地図は上が北方向、下が南方向となっており朝方異常は発電所の東側、夕方異常は発電所の西側に分布していることが確認できる。冬季は夏季では異常とならなかったような部分に影が伸びて影響が出ていることが確認できる。一方で東側境界では、夏季に異常とされていたstringが冬季には異常ではないとされた。これは、夏季と比較すると冬季は太陽の軌道が低く、該当stringに影のかかる時間帯の日射強度が全体的に少なく影による発電の低下が顕在化しにくいためである。

また、図-9に現地踏査した結果を示す。影を生じる原因となる障害物があることや、実際に影がかかっていることを確認した。このように一日の発電の時系列推移を

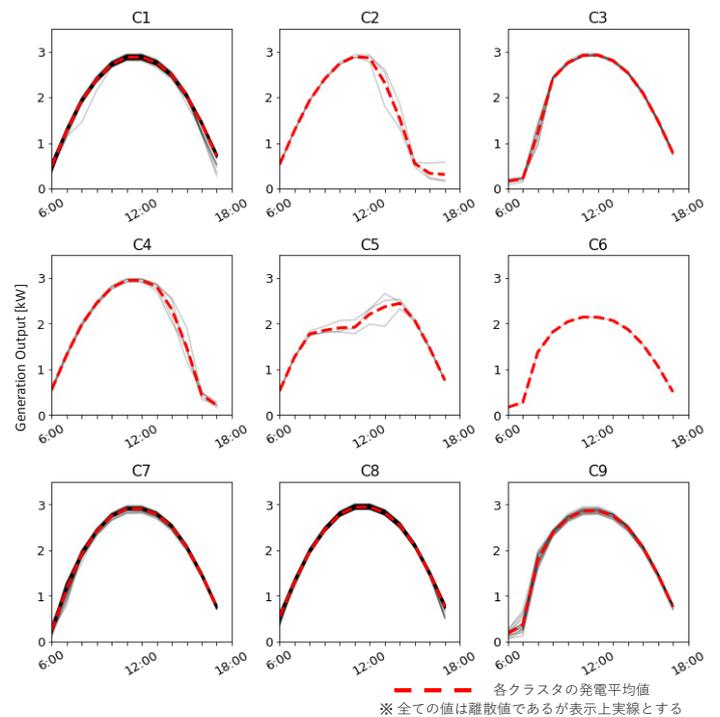


図-7 k-meansによるクラスタリング結果

表-1 クラスタリングによる異常判定

	string数	1日	朝方	日中	夕方
C1	107	○	○	○	○
C2	3	×	○	○	×
C3	8	○	×	○	○
C4	5	○	○	○	×
C5	3	×	×	×	○
C6	1	×	×	×	×
C7	42	○	○	○	○
C8	129	○	○	○	○
C9	16	○	×	○	○

k-means により9種類にクラスタリングし、時間帯別にその発電平均値を比較することで影による異常を自動的に判定でき、F18, F19を自動的に検出できた。

(3) 発電電力の経年的変化の検出手法の評価

年的変化を線形近似の閾値により検出する手法を評価するために、取得した3年分のデータを用いて評価実験を行った。発電所での計測は、1分毎に行われているため、これを1日分平均化し発電実績とした。この実績値から前章での記述のように処理を行い、正規化値を算出し異常検出を試みた。

提案手法で異常と判定されたストリングを地図と時系列の変化と共に図-10に示す。地図上で黒色にしてあるのが、異常疑いのあるストリングである。発電所は竣工から約3年が経過しているが、時系列のグラフでは、値を半年単位で平均化している。また、この異常検出を行うにあたり、前述の障害物の影による時間変化が見られるストリングは取り除いている。グラフの3-3-6等の表記はストリングの識別子である。このように9本程度のストリングが経年的な変化有として検出された。時系列推移のグラフから経年的に発電量が低下していることが確認できる。これらのストリングでは3年間で平均し

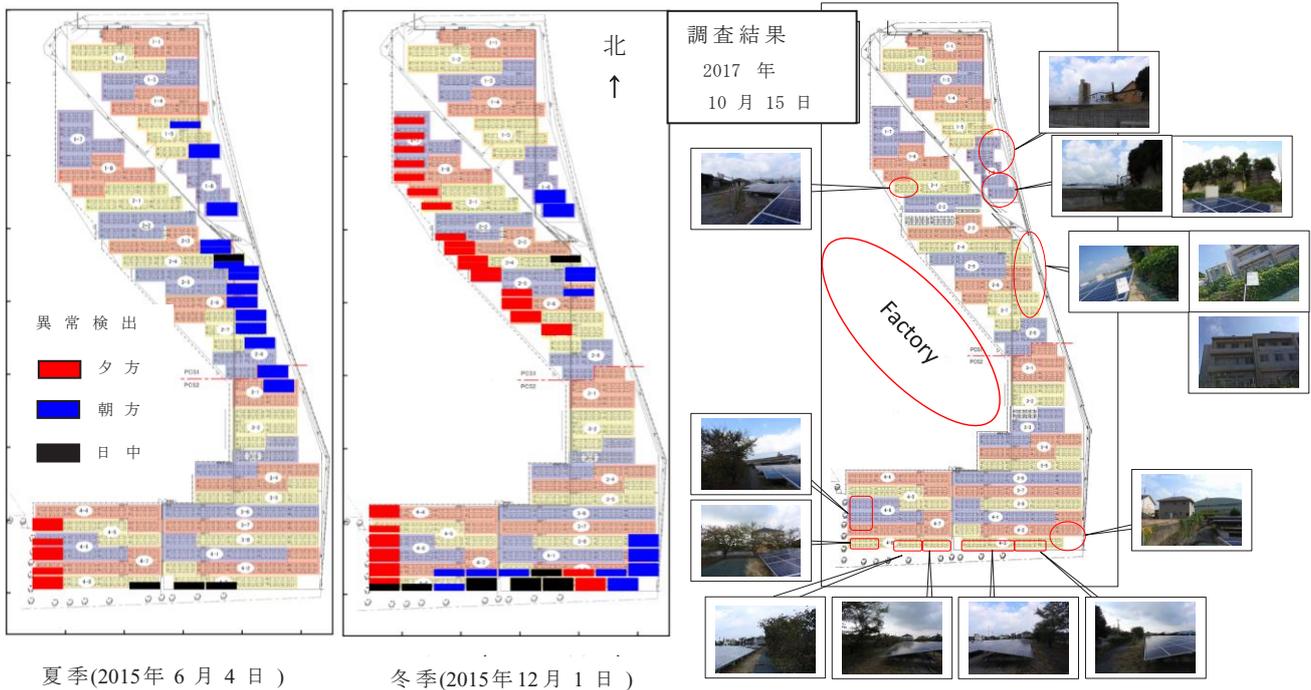


図-8 障害物などの影による時間変化異常の検出結果

図-9 障害物などの現地踏査結果

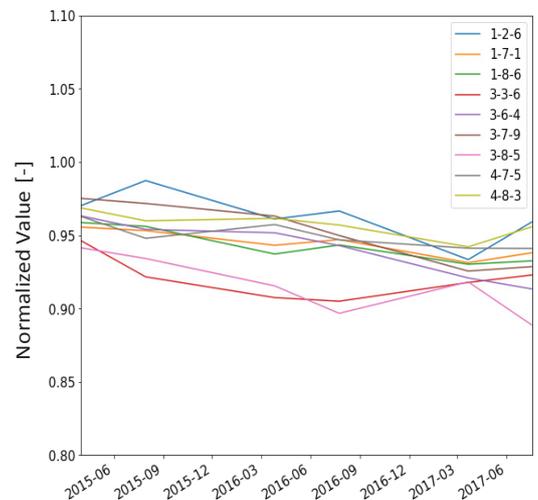
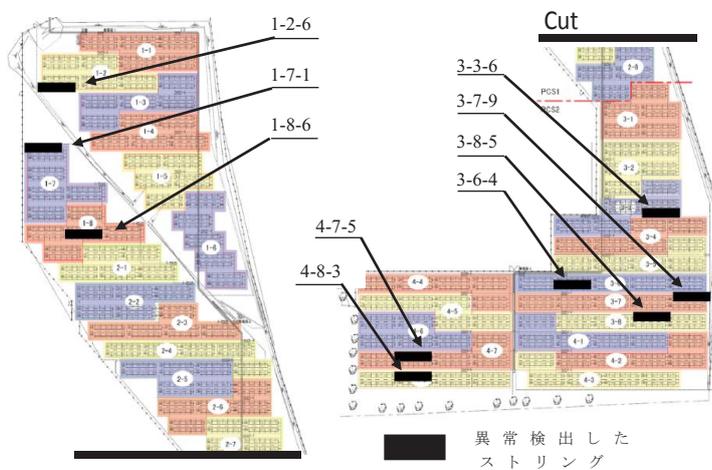


図-10 経年的変化のあるストリング一覧 (3-3-6などの表記はストリングの識別子)

て4%程度の低下が確認された。これはモジュールの保証値で一般的に用いられる1年間での1%よりも僅かに高い値である。

これらのストリングに対して、F1, F2, F3, F5, F6, F9, F21, F23, F33のような異常が発生しているかを確認するために、現地調査でIVカーブ走査と熱画像によるモジュール異常検査¹¹⁾を行った。現地調査の2017/10時点で、最も低下が大きいストリングである3-3-6-3-6-4, 3-8-5を重点的に調査した。まず、熱画像による判定によってバイパスダイオードに異常(F8, F9)のないことが3ストリングとも確認できた。また、IVカーブの走査を3ストリングで行ったが、IVカーブの外観による評価でも異常のないことを確認できた。

これらのストリングの発電量の低下は、約4%程度と太陽電池モジュールの一般的な性能保証の年率1%と比べて僅かに高いものの、他の異常検出手法を用いても異常のないことが確認できたため、低下は正常範囲であると考えられる。

6. 結論

本検討により、約4,000枚の太陽光モジュールで構成されるメガソーラー発電所の三田川太陽光発電所において、目視点検によってくまなく異常の有無を確認するのではなく、PCS単位よりも詳細な設備監視のストリング監視により早期に異常箇所を特定できることを確認した。

また、FTA解析によって抽出した設備異常による障害要因と各要因に対する発電量低下の特徴をパターン分類し、収集したデータの解析や異常の再現実験によりストリング監視データの変化から異常状態を検出できることを確認した。

今後、太陽光発電所の高度な保守運用管理を実現する中で生かしていくことができる。

謝辞：本報をまとめるにあたり、経済産業省の「平成29年度新エネルギー等の保安規制高度化事業（電気施設保安技術高度化の評価・検証事業）」の共同事業者である住友電気工業株式会社、構造計画研究所株式会社、日本大学理工学部西川教授にご指導、ご助言を賜りましたこと、ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 谷村晃太郎ほか：太陽電池アレイにおける異常予測・検知に関する研究—ストリング監視システムを用いた逆流防止ダイオード短絡故障の検知，平成30年電気学会全国大会，7-018，2018.03
- 2) 近藤真由ほか：太陽電池アレイにおける異常予測・検知に関する研究—ストリング監視システムを用いた正負極間短絡事故の検知，平成30年電気学会全国大会，7-019，2018.03
- 3) 池上洋行ほか：太陽光発電所で発生する異常の網羅的解析とストリング監視による異常検出手法，電気学会 新エネルギー・環境研究会，FTE-18-006，2018.02
- 4) 大関崇，吉富政宣：太陽光発電の火災リスクに関して，安全工学会，2013.
- 5) 藤田直希ほか：太陽電池アレイにおける異常予測・検知に関する研究—バイパス回路の開放故障検出技術における印加電圧波形の影響，平成30年電気学会全国大会，7-020，2018.03
- 6) K.Kato：V module failures observed in the field - solder bond and bypass diode failures -, IEA PVPS Workshop@ EUPVSEC 2012, Characterising and Classifying Failures of PV Modules, 2012.
- 7) S. Pingel, O. Frank, M. Winkler, S. Daryan, T. Geipel, H. Hoehne and J. Berghold：Potential Induced Degradation of solar cells and panels, Conference Record of the IEEE Photovoltaic Specialists Conference, 2010
- 8) T. Shinoda：Acetic acid production rate in EVA encapsulant and its influence on performance of PV modules, Mitsui Chemicals, 2nd Atlas/NIST PV Material Durability Workshop, 2013
- 9) Y. Zhao, B. Lehman, J.-F. DePalma, J. Mosesian and R. Lyons：Fault evolution in photovoltaic array during night-to-day transition, IEEE, 2010 IEEE 12th Workshop on Control and Modeling for Power Electronics, 2010
- 10) J. MacQueen：Some methods for classification and analysis of multivariate observations, Proceedings of the Fifth Berkeley Symposium on Mathematical Statistics and Probability, vol. 1, No. 1, pp. 281-297, 1967
- 11) 加瀬亮一，西川省吾：太陽電池モジュールのバイパス回路の開放故障検出技術に関する基礎検討，太陽エネルギー，第3巻，No 43, pp.43-50, 2017

社外発表論文一覧

平成29年度(2017/04/01~2018/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	増厚工法による損傷床版の補強効果に関する数値解析	三上浩 水野政純 井之上賢一 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 大成ロテック(株) ファイベックス(株) ㈱井沢設計 大阪工大名誉教授	第63回構造成工学シンポジウム 構造工学論文集 Vol.63A	2017/4/22
2	損傷度の異なる扁平RC梁のAFRPシート接着による耐衝撃性向上効果	栗橋祐介, 酒井啓介 今野久志 三上浩 岸徳光	室蘭工業大学 寒地土木研究所 当社 釧路工業高等専門学校	第63回構造成工学シンポジウム 構造工学論文集 Vol.63A	2017/4/22
3	AFRPロッド下面埋設曲げ補強RC梁の耐衝撃性向上効果に関する実験的検討	岸徳光 小室雅人, 栗橋祐介 船木隆史 三上浩	釧路工業高等専門学校 室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	第63回構造成工学シンポジウム 構造工学論文集 Vol.63A	2017/4/22
4	INVESTIGATION OF STRESSES GENERATED IN SECOND LINING CONCRETE OF NATM TUNNELS IN EARLY AGE	Rankoth Chamila Kumara Akira Hosoda	当社 横浜国立大学	日本コンクリート工学協会 Workshop on Control of Cracking of Mass Concrete	2017/4/25
5	Study on the Design of an Extradosed and Suspension Hybrid Bridge with 800 m Span of Butterfly Web Girder	Salpisoth Heng Akio Kasuga Hiroyuki Uchibori	当社 当社 当社	Proceedings fib Symposium 2017 Maastricht: Where Technology and Engineering Meet	2017/6/20
6	高炉セメントB種を用いたコンクリートの養生方法の相違が透気性, 透水性および表面硬さに及ぼす影響	門井康太, 澤木武博 樋口正典, 臺哲義	ものづくり大学 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.39	2017/7/12
7	ループ継手の曲げ耐荷挙動に与えるループ径および短繊維補強コンクリートの効果に関する基礎的検討	竹山忠臣, 佐々木亘, 篠崎裕生 内田裕市	当社 当社 岐阜大学	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.39	2017/7/12
8	CFRPシート接着工法を用いて曲げ補強したRC梁の衝撃載荷実験	船木隆史, 栗橋祐介 岸徳光 三上浩	室蘭工業大学 釧路工業高等専門学校 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.39	2017/7/12
9	CFRPロッドを用いて下面埋設曲げ補強を施したRC梁の重錘落下衝撃実験	岸徳光 栗橋祐介, 小室雅人 三上浩	釧路工業高等専門学校 室蘭工業大学 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.39	2017/7/12
10	FBG光ファイバーを用いた橋梁モニタリング技術の実橋検証	玉置一清 杉谷真司, 土地頭司 森川英典	当社 富山市 神戸大学	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.39	2017/7/12
11	委員会報告 実構造物への適用性を重視した各種センサ技術の調査と体系化研究委員会	大久保孝昭 渡辺博志 杉山央 江里口玲 内田慎哉 大野健太郎 谷口円 玉置一清	広島大学 土木研究所 宇都宮大学 太平洋セメント(株) 立命館大学 首都大学東京 北海道立総合研究機構 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.39	2017/7/12
12	短繊維補強コンクリートを用いたループ継手の部材性能	竹山忠臣, 佐々木亘 篠崎裕生, 樋口正典 内田裕市	当社 当社 岐阜大学	第17回コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集	2017/10/12
13	モルタルの流動性および振動締め込みが硬化後の物質透過性に与える影響に関する基礎的検討	佐々木亘, 恩田陽介 高谷哲, 山本貴士 谷口秀明	当社 京都大学大学院 当社	第17回コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集	2017/10/12
14	長支間PC斜張橋の広幅員断面の構造に関する研究	高岡怜 内堀裕之, 永元直樹	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(第26回)	2017/10/26
15	端部拡張鉄筋を用いたプレキャストPC床版継手の開発	三加崇, 有川直貴 鈴鹿良和, 中積健一	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(第26回)	2017/10/26
16	拡張鉄筋を接合構造に有するプレキャスト壁高欄の開発	藤岡泰輔, 内堀裕之 三加崇, 永元直樹	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(第26回)	2017/10/26
17	写真計測技術とAR技術を用いたコンクリート表面仕上げ管理システムの開発	大野寛太, 掛橋孝夫 三上博, 細野宏巳	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(第26回)	2017/10/26
18	パイプクーリングにおける水温自動制御装置の開発	臺哲義, 樋口正典 原勝哉, 村尾光則	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(第26回)	2017/10/26
19	場所打ちPC橋への適用を想定したフライアッシュコンクリートの強度発現	佐々木亘, 石澤正大 臺哲義, 谷口秀明	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(第26回)	2017/10/26
20	超高耐久床版の疲労耐久性に関する実験的検討	福田雅人, 芦塚憲一郎 狩野武, 三加崇	西日本高速道路(株) 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(第26回)	2017/10/26
21	床版の耐久性および防水接着性に及ぼす膜養生剤の影響	石澤正大, 臺哲義 大野寛太, 樋口正典	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(第26回)	2017/10/26
22	ループ継手を用いた部材の曲げ挙動に与えるループ鉄筋の曲げ内径の影響	竹山忠臣, 佐々木亘 篠崎裕生 内田裕市	当社 当社 岐阜大学	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(第26回)	2017/10/26

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
23	ICTを活用した新しい橋梁維持管理手法の提案	玉置一清 杉谷真司 菅沼久忠 森川英典	当社 富山市役所 ㈱TTES 神戸大学大学院	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(第26回)	2017/10/26
24	支間長800mエクストラード吊橋の設計に関する研究	ヘンサルピソット 内堀裕之, 永元直樹 春日昭夫	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(第26回)	2017/10/26
25	Investigation of Effect of Side Openings on Aerodynamic Stability of Box Girder Bridge	Jun Ushioda, Tomomi Yagi, Jiaqi Wang, Naoki Nagamoto, Hiroyuki Uchibori, Hiromichi Shirato	京都大学 京都大学 当社 当社 京都大学	30th KKHTCNN Symposium on Civil Engineering November 2-4, 2017, Taiwan	2017/11/2
26	Three-Dimensional Dynamic Rupture in Brittle Solids and the Volumetric Strain Criterion	Koji Uenishi Hiroshi Yamachi	東京大学 当社	Proceedings of 2017 AGU Fall Meetings (American Geophysical Union)	2017/12/11
27	FRACTURE IN BRITTLE SOLIDS CONTROLLED BY WAVE MOTION	UENISHI Koji, SAKAGUCHI Shintaro, SHIGENO Naoyuki YAMACHI Hiroshi, NAKAMORI	東京大学 東京大学 東京大学 当社 当社	第45回岩盤力学に関するシンポジウム講演集	2018/1/15
28	タイヤチップおよびタイヤチップ混合砂の単調および繰返しせん断特性	瀧山美伶 兵動正幸, 吉本憲正 中田幸男	当社 山口大学大学院 山口大学大学院	材料 Vol.67, No.1	2018/1/15
29	地方自治体の道路維持管理を効率化する走行型計測システムの開発	塩崎正人 河村圭 西山哲	当社 山口大学大学院 岡山大学大学院	土木学会論文集F3(土木情報学) 73巻(2017)2号	2018/3/26
30	斜張橋ケーブル点検ロボットのための点検記録システムの開発	河村圭, 長谷川 瑛士 塩崎正人	山口大学大学院 当社	土木学会論文集F3(土木情報学) 73巻(2017)2号	2018/3/26
31	トンネル壁面画像展開図作成における画像間の画素値差分布の勾配を利用した画像結合位置探索手法に関する研究	河村圭, 吉崎 晶俊, Cuong Nguyen KIM, 塩崎正人 中村 秀明	山口大学大学院 山口大学大学院 当社 山口大学大学院	土木学会論文集F3(土木情報学) 73巻(2017)2号	2018/3/26
32	建築物近傍風観測における3次元超音波風速計の適用性に関する一考察	伊藤真二 大橋征幹, 喜々津仁密 奥田泰雄 石田琢志 安井健治 作田美知子 松山哲雄 野田博 渡壁守正	鴻池組 国土技術政策総合研 建築研 戸田建設 奥村組 当社 WindStyle 近畿大 広島工大	日本風工学会論文集 Vol.42, No.2	2017/4/30
33	EXPERIMENTAL STUDY OF REINFORCED CONCRETE SHEAR WALL USING DIFFERENT CONCRETE IN STRENGTH (PART2)	Takuya KATO Mitsuo MIZOGUCHI Kentaro MATSUNAGA Hiroshi EGASHIRA Hideyuki KOSAKA	室蘭工業大学大学院 室蘭工業大学 当社 当社 当社	The 11th International on Performance Improvement of Concrete for Long life span Structure (室蘭工業大学)	2017/8/28
34	EFFECTS OF DIFFERENT FINE AGGREGATES ON THE PROPERTIES OF ULTRA-HIGH STRENGTH CONCRETE	Taku Matsuda Takafumi Noguchi	当社 東京大学	Journal of Asian Concrete Federation Volume 3, No. 2 (December 2017)	2018/1/5

論文

1	単独配置および並列配置におけるバタフライウェブ橋の耐風性に関する研究	潮田潤, 八木知己, WANG Jiaqi, 白土博通 永元直樹, 内堀裕之	京都大学大学院 京都大学大学院 当社	土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集 Vol.2017	2017/5/1
2	デジタル画像を用いたひび割れ抽出へのフラクタルの適用	塩崎正人 河村圭, 村上慧季 宮地立 西山哲	当社 山口大学大学院 山口大学 岡山大学	第69回(平成29年度)中国支部研究発表会	2017/5/26
3	杭式改良による液状化地盤の側方流動対策に関する遠心模型実験-その1:側方流動抑制効果について-	瀧山美伶, 津田和夏希 高橋直樹 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研究所 関東学院大学	第52回地盤工学研究発表会	2017/7/12
4	杭式改良による液状化地盤の側方流動対策に関する遠心模型実験-その2:改良杭に作用する流動力の評価-	津田和夏希, 瀧山美伶 高橋直樹 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研究所 関東学院大学	第52回地盤工学研究発表会	2017/7/12
5	表層崩壊の早期予測に向けた弾性波による斜面モニタリングの試み-室内水槽実験による検証-	高橋直樹 川方裕則, 中山雅之 土井一生 岸田貴兆	当社 立命館大学 京都大学防災研究所 SMCテック㈱	第52回地盤工学研究発表会	2017/7/12
6	動的平板載荷実験に基づく地盤最表層のS波インピーダンス測定法の開発	江口拓生, 後藤浩之 川方裕則 土井一生, 澤田純男 高橋直樹	京都大学大学院 立命館大学理工学部 京都大学大学院 当社	第52回地盤工学研究発表会	2017/7/12
7	打継ぎ目を有する上面増厚補強に関する計算手法の拡張	三上浩 井之上賢一 水野政純 廣瀬清泰 堀川都志雄	当社 ファイベックス(株) 大成ロテック(株) ㈱井沢設計 大阪工大名誉教授	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
8	CFRPシート接着工法により曲げ補強したRC梁の衝撃荷重載荷実験	船木隆史, 栗橋祐介 小室雅人 岸徳光 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 釧路工業高等専門学校 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
9	CFRPロッドを下面埋設したRC梁の衝撃荷重載荷実験	岸徳光 栗橋祐介, 小室雅人 三上浩	釧路工業高等専門学校 室蘭工業大学 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
10	橋桁側面に開口部を設けた箱桁橋の耐風性に関する研究	潮田潤, 八木知己 王嘉奇, 白土博通 永元直樹	京都大学大学院 京都大学大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
11	杭式改良を用いた液状化地盤の側方流動抑制に関する遠心模型実験	湖山美鈴, 高橋直樹 津田和夏希 森川嘉之, 高橋英紀 東畑郁生	当社 当社 港湾空港技術研究所 関東学院大学	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
12	ジオポリマーモルタルの流動性と圧縮強度に関する基礎的研究	恩田陽介, 石澤正大 佐々木亘, 谷口秀明	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
13	マスコンクリート対策用パイプクーリングの自動制御に関する性能確認試験	原勝哉, 樋口正典 村尾光則, 臺哲義	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
14	パイプクーリングの水温自動制御装置を用いた温度ひび割れ制御	臺哲義, 樋口正典 原勝哉, 村尾光則	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
15	ループ鉄筋の曲げ内径が継手の曲げ挙動に与える影響	竹山忠臣, 佐々木亘 篠崎裕生, 樋口正典 内田裕市	当社 当社 岐阜大学	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
16	端部拡張鉄筋を用いた床版継手構造の実験的研究	三加崇, 竹山忠臣 篠崎裕生, 浅井洋	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
17	鍛造加工した端部拡張鉄筋の定着性能に関する実験的検討	野並優二, 三加崇 竹山忠臣, 篠崎裕生	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
18	GNSS測位を用いたクレーン作業の安全管理	千葉史隆, 三上博	当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
19	800mスパンのバタフライウェブを有するエクストラードード吊橋の設計に関する研究	内堀裕之 ヘンサルピソット 永元直樹, 春日昭夫	当社 当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
20	道路インフラの日常点検に向けた走行型計測装置のプロトタイプ製作	塩崎正人 河村圭 押切幸治, 菊地太郎	当社 山口大学 (株)リコー	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
21	鉄筋をずれ止めに用いた2枚鋼板タイプ複合主塔定着構造の研究	篠崎裕生, 中積健一 内堀裕之, 竹山正臣	当社 当社	土木学会年次学術講演会講演 概要集(CD-ROM)Vol.72th	2017/9/11
22	地方自治体の道路維持管理を効率化する走行型計測システムの開発	塩崎正人 河村圭 西山哲	当社 山口大学大学院 岡山大学大学院	第42回土木情報学シンポジウム	2017/9/28
23	トンネル壁面画像展開図作成のための曲率を用いた画像結合位置探索手法に関する研究	吉崎晶俊, 河村圭, 仁田尾 慎吾 塩崎正人 中村秀明	山口大学大学院 山口大学大学院 当社 山口大学大学院	第42回土木情報学シンポジウム	2017/9/28
24	斜張橋ケーブル点検ロボットにおける点検記録プロトタイプシステムの開発	長谷川瑛士, 河村圭 塩崎正人	山口大学大学院 当社	第42回土木情報学シンポジウム	2017/9/28
25	Volumetric Strain or Mean Normal Stress Criterion for Three-Dimensional Tensile Rupture	Koji Uenishi Hiroshi Yamachi	東京大学 当社	日本地震学会平成29年度秋季 大会発表予稿集	2017/10/25
26	超高耐久床版の開発	芦塚憲一郎, 福田雅人 永元直樹, 狩野武 浅井洋, 三加崇	西日本高速道路㈱ 当社 当社	第32回日本道路会議	2017/10/31
27	E-ディフェンスのRC 造建物震動実験を活用した地震時建物損傷レベル評価方法の提案	山田 哲也 佐藤栄児, 土佐内優介	当社 防災科学技術研究所	第40回地域安全学会研究 発表会(春季)	2017/6/8
28	異種強度コンクリートが混在するRC 長方形耐震壁に関する実験的検討(その2)	加藤拓也, 溝口光男 松永健太郎, 江頭寛 小坂英之	室蘭工業大学 当社 当社	日本建築学会北海道支部 研究報告集No.90	2017/6/24
29	地震時の構造物の減衰に関する設計的検討	平田裕一 犬伏徹志 伊藤真二 中村尚弘	当社 神奈川大学 大和ハウス工業 広島大学	第64回理論応用力学講演 会	2017/8/22
30	超低水結合材比コンクリートの流動性に及ぼす空気量調整剤の影響に関する研究その1 モルタル試験および気泡の観察方法	横山徹, 峯竜一郎 松田拓, 蓮尾孝一	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗 概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
31	超低水結合材比コンクリートの流動性に及ぼす空気量調整剤の影響に関する研究その2 気泡径分布および気泡形状の違いが流動性に与える影響	峯竜一郎, 横山徹 松田拓, 蓮尾孝一	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗 概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
32	モルタルによるフェロニッケルスラグ骨材の内部養生効果に関する研究 その1 骨材の水蒸気等温吸着およびモルタル内部の相対湿度	西村名央, 塩塚瑤子 松田拓 兼松学 野口貴文	東京理科大学 当社 東京理科大学 東京大学	日本建築学会大会学術講演梗 概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
33	モルタルによるフェロニッケルスラグ骨材の内部養生効果に関する研究 その2 圧縮強度および水和度	塩塚瑤子, 西村名央 松田拓 兼松学 野口貴文	東京理科大学 当社 東京理科大学 東京大学	日本建築学会大会学術講演梗 概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
34	ポルトランドセメントを使用しない超低収縮・高強度コンクリート	松田拓, 峯竜一郎 蓮尾孝一 野口貴文 兼松学	当社 当社 東京大学 東京理科大学	日本建築学会大会学術講演梗 概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
35	SLAMを利用した設備スリーブ取付け精度管理システムの開発	戸倉健太郎	当社	日本建築学会大会学術講演梗 概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
36	E-ディフェンスを用いた10階建て鉄筋コンクリート造建物の損傷評価システムの検証実験	山田 哲也, 平田裕一 佐藤栄児, 土佐内優介	当社 防災科学技術研究所	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
37	免震改修前後の常時微動測定による建物振動特性の評価 その1 建物概要と測定計画	白山貴志, 徳武茂隆 川島学, 長嶋龍太郎	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
38	免震改修前後の常時微動測定による建物振動特性の評価 その2 ロッキングに着目したスペクトル解析結果	長嶋龍太郎, 徳武茂隆 白山貴志, 川島学	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
39	近年の知見に基づく建築物の減衰と固有周期に関する検討 その5 各種建築物の実測データベースの作成	佐武直紀 扇谷匠己 平田裕一 新宮清志 島岡俊輔 宋成彬	㈱イー・アール・エス 長谷工コーポレーション 当社 日本大学名誉教授 泉創建エンジニアリング シーディーエスエンジニアリング	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
40	接合金物と接着剤を併用した木材接合法における強度について (その14) 靱性型コネクタを用いたGIR接合部の引張試験	佐藤希 植月和輝, 田中圭 井上正文	当社 大分大学 日本文理大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
41	接合金物と接着剤を併用した木材接合法における強度について(その15) 靱性型コネクタを用いたGIR接合部のモーメント抵抗性能	植月和輝, 田中圭 佐藤希 井上正文	大分大学 当社 日本文理大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
42	不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験 その1 実験概要と梁の損傷状況	原田浩之, 松永健太郎 江頭寛, 小坂英之 森岡研三, 浅川拓哉	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
43	不完全合成梁の床スラブによる横補剛効果の確認実験 その2 実験結果と梁の塑性変形能力	江頭寛, 松永健太郎 原田浩之, 小坂英之 森岡研三, 宮口大	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
44	脚部を半固定とするRC造柱の開発 その1 構法の概要	小田稔, 長嶋龍太郎 平田裕一, 田野健治 武居宗太郎, 高橋治	当社 当社 東京理科大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
45	脚部を半固定とするRC造柱の開発 その2 断面縮小部を有する柱の構造実験	田野健治, 平田裕一 小田稔, 長嶋龍太郎 武居宗太郎, 高橋治	当社 当社 東京理科大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
46	脚部を半固定とするRC造柱の開発 (その3) 内部応力の解析的検討	武居宗太郎, 高橋治 小田稔, 平田裕一 田野健治, 長嶋龍太郎	東京理科大学 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
47	脚部を半固定とするRC造柱の開発 その4 テーパー部を有する柱の構造実験	平田裕一, 田野健治 武居宗太郎, 高橋治 小田稔, 長嶋龍太郎	東京理科大学 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
48	山梨文化会館の地下2階柱脚免震改修 その2 工事概要と施工計画	谷垣啓司, 鈴木亨 河井慶太 小林光男, 宮崎潤	当社 当社 繊維構造設計	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
49	山梨文化会館の地下2階柱脚免震改修 その3 フラットジャッキを使用した鉛直変位管理	鈴木亨, 河井慶太 谷垣啓司 小林光男, 宮崎潤	当社 当社 繊維構造設計	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
50	免震レトロフィットにおける免震部材接合の応力伝達機構に関する引抜き実験(その1・実験概要)	河井慶太, 田野健治 徳武茂隆, 古山由佳 新上浩	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
51	免震レトロフィットにおける免震部材接合の応力伝達機構に関する引抜き実験(その2 実験結果と考察)	古山由佳, 新上浩 河井慶太, 田野健治 徳武茂隆	当社 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
52	異種強度コンクリートが混在するRC耐震壁に関する実験的検討 その3 スラブ付き壁板の実験計画とひび割れ状況	小坂英之 加藤拓也, 溝口光男 松永健太郎, 江頭寛	当社 室蘭工業大学大学院 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
53	異種強度コンクリートが混在するRC耐震壁に関する実験的検討 その4 せん断強度とスラブによる拘束効果	加藤拓也, 溝口光男 松永健太郎, 江頭寛 小坂英之	室蘭工業大学大学院 当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
54	異種強度コンクリートが混在するRC耐震壁に関する実験的検討 その5 両側柱付き耐震壁の実験計画とひび割れ状況	新上浩, 松永健太郎 江頭寛, 小坂英之 溝口光男	当社 当社 室蘭工業大学大学院	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 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
55	異種強度コンクリートが混在するRC耐震壁に関する実験的検討 その6 スラブによる拘束効果	松永健太郎, 江頭寛 新上浩, 小坂英之 溝口光男	当社 当社 室蘭工業大学大学院	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 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
56	実大スラブを用いたTMDによる重量床衝撃音の低減効果に関する検討	小林秀彰, 岩本毅 山岸邦彰	当社 金沢工業大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
57	断熱二重折板屋根の内部温湿度実測	紺野康彦, 酒井英二 池原基博	当社 当社	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
58	新築集合住宅住戸専有部における気密性能に関する研究 その2 新築集合住宅4棟の隙間面積の実態	池原基博, 酒井英二 原英嗣	当社 国士舘大学	日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集 Vol.2017 (CD-ROM)	2017/8/31
59	ブラズマ加熱試験の材料分析による評価手法の確立(1)ブラズマ加熱試験の材料分析を用いた評価手法の概要	阿部雄太, 中桐俊男 佐藤一憲 中野菜都子 山口英信 丸山信一郎	日本原子力研究開発機構 日本原子力研究開発機構 ㈱化研 ㈱日産アーク 当社	原子力学会2017年秋の大会	2017/9/13
60	ブラズマ加熱試験の材料分析による評価手法の確立(3)AWJによる模擬試験体の切断	丸山信一郎, 綿谷聡 阿部雄太, 中桐俊男 高島雄次	当社 日本原子力研究開発機構 日進機工㈱	原子力学会2017年秋の大会	2017/9/13
61	モード適応型増分解析に関する基礎的検討	平田裕一, 菅原貴之 岩本裕史	当社 ユニオンシステム㈱	第6回制振構造デザイン技術の高度化に関するシンポジウム	2017/9/22

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
62	縮尺模型を用いたTMDの配置条件による重量床衝撃音の低減効果に関する検討	小林秀彰, 岩本毅 山岸邦彰	当社 金沢工業大学	日本音響学会2017年秋季 研究発表会講演論文集	2017/9/25
63	地震時の構造物の減衰に関する解析的検討	平田裕一 大伏徹志 伊藤真二 中村尚弘	当社 神奈川大学 大和ハウス工業 広島大学	シンポジウム「建築物の減衰 と振動—今どこまで解ってい るか、何が問題か」	2017/9/29
64	医療福祉施設の電磁環境 (1)ノイズリスク低減の必要性	大川慶直 神徳徹雄, 鍛冶良作 川瀬隆治 土田崇 赤尾伸一	日本原子力研究所 産業技術総合研究所 東急建設 ㈱関電工 当社	病院設備 Vol.59, No.6 第46回日本医療福祉設備学会 予稿集	2017/11/1
65	医療福祉施設の電磁環境 (2)RT・ICT運用空間指針の提案	赤尾伸一 神徳徹雄, 鍛冶良作 泉敬介 川瀬隆治 大川慶直	当社 産業技術総合研究所 ㈱関電工 東急建設 日本原子力研究所	病院設備 Vol.59, No.6 第46回日本医療福祉設備学会 予稿集	2017/11/1
66	医療福祉施設の電磁環境 (3)到来電磁界測定の必要性	川瀬隆治 神徳徹雄, 鍛冶良作 赤尾伸一 泉敬介, 土田崇	東急建設 産業技術総合研究所 当社 ㈱関電工	病院設備 Vol.59, No.6 第46回日本医療福祉設備学会 予稿集	2017/11/1
67	医療福祉施設の電磁環境 (5)手術室のノイズリスク低減提案	泉敬介, 土田崇 神徳徹雄, 鍛冶良作 赤尾伸一 大川慶直	㈱関電工 産業技術総合研究所 当社 日本原子力研究所	病院設備 Vol.59, No.6 第46回日本医療福祉設備学会 予稿集	2017/11/1
68	強震観測記録から推定した中層SRC造建築物の 上下振動特性	川島学 永野正行 鹿嶋俊英	当社 東京理科大学 建築研究所	日本地震工学会・大会-2017 (東京)	2017/11/13
69	太陽光発電所で発生する異常の網羅的解析とスト リング監視による異常検出手法	池上洋行, 後藤勲 谷村晃太郎 新田智子 瀧川隆介 西川省吾, 藤田直希 丸山信一郎	住友電気工業㈱ 住友電気工業㈱ ㈱構造計画研究所 ㈱チノー 日本大学理工学部 当社	電気学会 新エネルギー・環境研究会	2018/2/2
70	太陽電池アレイにおける異常予測・検知に関する 研究 スtring監視システムを用いた逆流防止 ダイオード短絡故障の検知	谷村晃太郎, 池上洋行 近藤麻由 新田智子 瀧川隆介 藤田直希, 西川省吾 丸山信一郎	住友電気工業㈱ 住友電気工業㈱ ㈱構造計画研究所 ㈱チノー 日本大学理工学部 当社	平成30年電気学会全国大会	2018/3/14

報文ほか

1	第3部 トップエンジニアが語るコンクリートの「最 先端」 2. 設計・施工から検証する「技術の進 歩」	春日昭夫	当社	「新設コンクリート革命 長 持ちするインフラのつくり 方」日経BP社発行	2017/3/20
2	AI vs. 橋梁技術者	春日昭夫	当社	プレストレストコンクリート MAR-APR, Vol.59, No.2	2017/3/31
3	Investigation on the Aerodynamic Performance of Box Girder Bridge with Side Openings	WANG Jiaqi, 八木知己 白土博通, 潮田潤 永元直樹, 内堀裕之	京都大学大学院 京都大学大学院 当社	日本風工学会誌 No.151	2017/4/30
4	道路橋のメンテナンス技術の高度化—撤去PC桁 を用いた臨床研究—	石田雅博, 吉田英二 山口岳思 北野勇一, 國富康志 小林崇 谷口秀明	土木研究所 〃 プレストレスト・コンクリート建設業協会 〃 〃(当社)	第45回PC技術講習会(2017 年)生産性向上と維持管理・ 更新の時代に求められるPC 技術(プレストレストコンク リート工学会)	2017/5/30
5	新名神高速道路安威川橋の設計と施工	高橋章, 宮内智昭 山中康司, 寺島洋平 増田徹, 内堀裕之	西日本高速道路㈱ 当社 当社	橋梁と基礎, Vol.51, No.7	2017/7/1
6	斜面・のり面の安全管理におけるIoT技術の利用	大津慎一 上西幸司	当社 東京大学	JACIC情報, Vol.32, No.1	2017/7/28
7	橋のイノベーション第2章 これからの橋梁 超高 耐久橋梁の開発と実用化	芦塚憲一郎, 福田雅人 永元直樹, 三加崇	西日本高速道路㈱ 当社	橋梁と基礎, Vol.51, No.8	2017/8/1
8	「i-Construction」の推進と施工現場(新技術・新 工法・新材料)i-Bridgeの実現に向けて—国道45 号 夏井高架橋工事での取り組み—	吉野正道, 大野寛太 平喜彦, 戸倉健太郎	当社 当社	土木施工 2018Feb Vol.59, No.1	2017/12/22
9	コンクリート構造物の点検・モニタリングの現状と 最新技術/7.点検・モニタリングのためのセンサ・ ICT・ロボット技術 橋梁点検ロボットカメラのモニ タリングへの適用	藤原保久 梅津健司, 玉置一清 丹野浩二	当社 当社 日立産業制御ソリューションズ	コンクリート工学 Vol.56, No.1	2018/1/1
10	3次元技術によるPC橋梁の設計・施工データの 連携—橋梁3次元モデル自動作成システムと SLAMを利用したスリプ管理システム—	戸倉健太郎	当社	新技術・新工法に関する講習 会テキスト(一社)日本建設 業連合会 土木工事技術委 員会	2018/2/2
11	ハノイ市内の環状3号線道路整備工事が日本企 業により起工	永元直樹	当社	橋梁と基礎Vol.52, No.3	2018/3/1
12	【施工編】V.「見える化」を活かしたBIMの活用法 施工計画 逆打ち工法の施工検討におけるBIM の活用	戸倉健太郎	当社	建築技術No.809, 2017june	2017/5/17
13	プレストレストコンクリート建築へのプレキャスト部 材の活用	西山峰広 阿波野昌幸, 岸本一蔵 坂田博史 菅谷和人 今村雅泰	京都大学大学院 近畿大学 ㈱建研 当社 ピーエス三菱	第45回PC技術講習会(2017 年)生産性向上と維持管理・更 新の時代に求められるPC技術 (プレストレストコンクリート工 学会)	2017/5/30

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
14	3.予測評価と設計目標値 3.1 実務における建物外周壁の遮音設計方法	嶋田泰	当社	音響技術, Vol.46, No.2	2017/6/30
15	超低収縮・低環境負荷・設計基準220N/mm ² コンクリート	松田拓	当社	「CEM'S」74号(太平洋セメント株式会社技術情報誌)	2017/7/1
16	免震建築紹介 山梨文化会館耐震改修(免震レトロフィット)計画	小林光男, 宮崎潤 蔵田富雄, 鈴木亨 北澤基至, 谷垣啓司	織本構造設計 当社 当社	Menshin, No.97, 2017.07	2017/7/25
17	超低収縮・低環境負荷・設計基準220N/mm ² コンクリート	松田拓	当社	日本コンクリート工学会ホームページ「増刊コンクリート」	2017/8/1
18	4.プレキャスト・プレファブ(工業化工法) 4.2 多種多様な建物に対応した高生産フルPCa技術の紹介 PCa技術の海外移転の可能性	菅谷和人, 蓮尾孝一 中島正博, 照谷聡	当社 当社	コンクリート工学, Vol.55, No.9	2017/9/1
19	免震改修の設計と施工 山梨文化会館	小林光男, 宮崎潤 鈴木亨, 北澤基至	織本構造設計 当社	建築技術No.813, 2017September	2017/9/17
20	スリット型吸音機構によるトンネル発破音の低減手法	岩本毅, 嶋田泰	当社	騒音制御 Vol.41, No6 2017.12	2017/12/1
21	電源供給システム「陸・海電力コネクティングシステム」	丸山信一郎, 坂東竜太 刑部真弘, 川名優孝	当社 東京海洋大学大学院	建築設備と配管工事 748.Vol.55, No.14(2017/12)	2017/12/5
22	SLAM技術を用いた設備スリーブ管理システム	戸倉健太郎 内山英昭	当社 九州大学	空気調和・衛生工学 Vol.91, No.12	2017/12/5
23	建物の環境振動を巡る最近の話題 7.風振動の設計入力と設計フロー	原田浩之	当社	音響技術 Vol.46, No.4	
24	Full Precast Method (SQRIM) Applied to Different Types of Rigid Frame Structures - Petrochemical Plant Pipe Rack -	菅谷和人 エヴドン シカット	当社 当社	PCI Convention and Bridge Conference - Precast Concrete Institute	2018/02/23
25	山梨文化会館の耐震改修 -丹下健三作品初の免震レトロフィット-	保坂賢 堀江岳彦 小林光男, 宮崎潤 北澤基至, 鈴木亨	山梨文化会館 丹下都市建築設計 織本構造設計 当社	建築防災 No.482 2018/3月号 (日本建築防災協会)	2018/03/1